TÜRKİYE DEPREM MÜHENDİSLİĞİ KONFERANSI

TDMK 2025

10.TÜRKİYE DEPREM MÜHENDİSLİĞİ KONFERANSI

8-10 EKİM 2025



TÜRKÇE BİLDİRİLER KİTABI

İTÜ SÜLEYMANDEMİREL KÜLTÜR MERKEZİ

İstanbul / TÜRKİYE

TÜRKİYE DEPREM VAKFI

TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI

Mumhane Cad. No:21 Karaköy / İSTANBUL

Tel : (0212) 293 20 00 (Pbx)

Faks : (0212) 232 09 12

E-posta: istanbul@imo.org.tr

Web : http://istanbul.imo.org.tr

Facebook: www.facebook.com/imoistanbulsube

Twitter : http://twitter.com/imoistanbulsube

TÜRKİYE DEPREM VAKFI

İTÜ Maçka Kampüsü Sosyal Tesisler Binası Teşvikiye / İSTANBUL

Tel : +90 530 569 4262

E-posta: tdv@turkiyedepremvakfi.org.tr

Web : http://www.turkiyedepremvakfi.org.tr

İTÜ

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ 1773

2025, İstanbul Teknik Üniversitesi

ISBN No: 978 – 975 – 561 – 750 – 3

© İTÜ Yayınevi

Bu kitabın her hakkı saklıdır ve tüm yayın hakları "İTÜ Yayınevi"ne aittir. Bu kitabın tamamı ya da herhangi bir bölümü, yayınevinin izni olmaksızın yayınlanamaz, basılamaz, mikrofilme çekilemez, doğrudan veya dolaylı olarak kullanılamaz. Teksir, fotokopi veya başka teknikle çoğaltılamaz, bilgisayarda veya dizgi makinelerinde işlenebilecek bir ortama aktarılamaz. Kitapta yayınlanan tüm metin ve görsellerin sorumluluğu yazar/yazarlara aittir.

İTÜ Yayınevi. No: 2025.2/30

TDV Yayın No:25/01

İMO Yayın No: E/25/02

Yayın Tarihi: 07/10/2025

Kapak fotoğraf: Canva.com

Kapak tasarımı: Çağlar Göksu (Kapak fotoğrafı, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası'nın izniyle kullanılmıştır.)

Editörler: Alper İlki, Tolga Çınar, Çağlar Göksu, Göktuğ Ünal

TMMOB

İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI

49. DÖNEM YÖNETİM KURULU ÜYELERİ

NUSRET SUNA - BAŞKAN

SELÇUK ULUATA - II. BAŞKAN

BÜLENT TATLI - SEKRETER ÜYE

ÖZER AKKUŞ - SAYMAN ÜYE

JALE ALEL - ÜYE

TANSEL ÖNAL - ÜYE

EVREN KORKMAZER – ÜYE

TMMOB

İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI İSTANBUL ŞUBESİ

49. DÖNEM YÖNETİM KURULU ÜYELERİ

SİNEM KOLGU – BAŞKAN

ÖZER OR – II. BAŞKAN

ELİF ERSOY – SEKRETER ÜYE

SAMİ GÜLTEKİN – SAYMAN ÜYE

SELÇUK İZ – ÜYE

GÜZEM YARAN – ÜYE

NESRULLAH AY – ÜYE

TÜRKİYE DEPREM VAKFI YÖNETİM KURULU ÜYELERİ

ALPER İLKİ – BAŞKAN

BARLAS ÖZDEN ÇAĞLAYAN – BAŞKAN YARDIMCISI

MUHAMMED MARAŞLI – GENEL SEKRETER

MUSTAFA ERDİK – ÜYE

KUTAY ÖZAYDIN – ÜYE

BÜLENT AKBAŞ – ÜYE

SİNAN AKKAR – ÜYE

SERDAR KARAHASANOĞLU – ÜYE

CEMAL GÖKÇE – ÜYE

AHMET M. ÇITIPITIOĞLU – ÜYE

TÜRKİYE DEPREM VAKFI DEPREM MÜHENDİSLİĞİ KOMİTESİ

YÜRÜTME KURULU ÜYELERİ

SİNAN AKKAR - BAŞKAN

ALPER İLKİ - BAŞKAN YARDIMCISI

GÖKÇE TÖNÜK - SEKRETER ÜYE

CÜNEYT TÜZÜN - ÜYE

BAHADIR ŞADAN - ÜYE

ÖMER ÜLKER - ÜYE

ERCAN YÜKSEL - ÜYE

DÜZENLEME KURULU

SİNEM KOLGU (EŞBAŞKAN)

SİNAN AKKAR

ÇAĞLAR GÖKSU AKKAYA

REZAN BULUT

TOLGA ÇINAR

ÖZER ÇİNİCİOĞLU

KORHAN DENİZ DALGIÇ

KUTLU DARILMAZ

M. ALTUĞ ERBERİK

ELİF ERSOY

SAMİ GÜLTEKİN

ALPER İLKİ (EŞBAŞKAN)

ÖMER FARUK HALICI

YASİN KALKAN

MURAT SERDAR KIRÇIL

EVREN KORKMAZER

ÖZER OR

KUTAY ORAKÇAL

FUNDA KILINÇ SUVAKÇI

GÖKÇE TÖNÜK

CÜNEYT TÜZÜN

BİLİM VE DANIŞMA KURULU

Sinan Açıkgöz
Yıldır Akkaya
Uğurhan Akyüz
Sergio Alcocer
Selim Altun
Atilla Ansal
Medine Arslan
Ayşegül Askan Gündoğan
Domenico Asprone
Bekir Özer Ay
Cem Aydemir
Nuray Aydınoğlu
Metin Aydoğan
Yusuf Ayvaz
Bahadır Sadık Bakır
Paolo Bazzarro
Mehmet Berilgen
Kemal Beyen
Katrin Beyer
Barış Binici
Ruben Boroschek
Yusuf Calayır
Gian Michele Calvi
Erdem Canbay
Jose Miguel Castro
Zekai Celep
Mihaela Anca Ciupala
Barlas Özden Çağlayan
Zehra Çağnan Ertuğrul
Oğuz Cem Çelik
Derya Deniz
Rajesh Dhakal
Bilge Doran
John Douglas
Cemalettin Dönmez
Mustafa Erdik
Tuba Eroğlu Azak
Michael Fardis
Carmine Galasso
Konuralp Girgin
Sadık Can Girgin
Cemal Gökçe
Kadir Güler
Burcu Güneş
Iman Hajirasouliha
Zeki Hasgür
Mehmet İnel
Recep İyisan
Özkan Kale
İlker Kazaz
Havvanur Kılıç
Sam Kono
Rebecca Labarenne
Dimitrios Lignos
Marco Di Ludovico
Hilmi Luş
M. Murat Monkul
Kutay Özaydın
Pelin Özener
Erkan Özer
Hulusi Özkul
Aşkın Özocak
Turan Özturan
Baki Öztürk
Stefano Pampanin
S.Gülsün Parlar
Kerem Peker
Kypros Pilakoutas
Kyriazis Pitilakis
Muhammad Masood Rafi
Adrian Rodriguez-Marek
Murat Saatçioğlu
Abdullah Sandıkkaya
Osman Sivrikaya
Vladimir Sokolov
Serdar Soyöz
Bahadır Şadan
Şevket Murat Şenel
Gülüm Tanırcan
Tuğrul Tankut
Mehmet Ali Taşdemir
Cem Topkaya
Berna Unutmaz
Almıla Uzel
Radu Vacareanu
Humberto Varum
Cüneyt Vatansever
Eren Vuran
Graeme Weatherill
Ufuk Yazgan
Taner Yılmaz
Mehmet Semih Yücemen
İsa Yüksel
Taner Yüzgeç

SUNUŞ

10. Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansı, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi ile Türkiye Deprem Vakfı – Deprem Mühendisliği Komitesi ortaklığında 8–9–10 Ekim 2025 tarihlerinde İstanbul Teknik Üniversitesi Süleyman Demirel Kültür Merkezi'nde gerçekleştirilecektir. Bu yıl ikinci kez uluslararası nitelikte düzenlenen konferansımız, 1985 yılında gerçekleştirilen ilk sempozyumdan bu yana ülkemizde ve dünyada deprem mühendisliği alanındaki güncel bilgi birikimini, deneyimleri ve yaklaşımları bir araya getiren önemli bir bilimsel platformdur.

Ülkemiz, bulunduğu coğrafya nedeniyle sürekli deprem tehlikesi altındadır. Ne yazık ki 6 Şubat 2023'te yaşadığımız Kahramanmaraş merkezli depremler, yıkımın boyutu ve etkilediği nüfus itibarıyla tarihimizin en yıkıcı afetlerinden biri olarak hafızalarımıza kazınmıştır. Bu felaket, ülkemizde depreme dayanıklı yapı üretimi için gerekli bilgi, mevzuat ve teknolojik altyapının mevcut olmasına rağmen; bunların uygulanmasında ciddi zaafların sürdüğünü, bütüncül ve kararlı politikaların hâlâ hayata geçirilemediğini acı biçimde hatırlatmıştır. Deprem tehlikesi altındaki kentlerimizde yapı güvenliği, planlama, denetim ve mühendislik hizmetleri için yeni yaklaşımların gerekliliği açıktır.

Yapı üretim süreçlerinde bilimsel ölçütlerden uzaklaşılması, rant odaklı kentsel politikalar ve imar afları gibi uygulamalar güvenli kentleşme yolunda ciddi engeller oluşturmaktadır. 1999 Marmara depreminden bu yana geçen çeyrek asır, bilgi birikimini uygulamaya dönüştürmedeki yetersizliklerimizin de bir göstergesidir. Bugün artık depremlerin değil, ihmallerin öldürdüğü gerçeğini daha yüksek sesle dile getirmek zorundayız.

Türkiye'de yapı stokunun niteliği, kentleşme politikaları ve denetim mekanizmaları, afetlere karşı dirençli bir yaşamın ön koşuludur. Bu nedenle, bilimsel gerçeklerin gereğini yerine getirmek, güvenli yapı üretimini ve kamusal sorumluluğu merkeze alan bir mühendislik anlayışını hâkim kılmak hepimizin ortak görevidir.

Konferansımızda bu gerçeklerden yola çıkarak üç gün boyunca; depreme dayanıklı yapı tasarımı, performansa dayalı tasarım, mevcut yapıların güçlendirilmesi, yapı sağlığı izleme, dirençlilik odaklı planlama, dijital teknolojiler, afet yönetimi, tarihi ve kültürel mirasın korunması gibi geniş bir yelpazede güncel araştırmalar tartışılacaktır. Bilim insanlarımızın, uygulayıcı mühendislerin ve kurum temsilcilerinin katkılarıyla, bilgi birikimimizin toplumsal faydaya dönüştüğü bir ortak üretim zemini oluşturmayı amaçlıyoruz.

Bu vesileyle başta Türkiye Deprem Vakfı - Deprem Mühendisliği Komitesi olmak üzere, Konferansa destek veren İstanbul Teknik Üniversitesi'ne teşekkür ediyoruz. Aynı şekilde Konferansın Düzenleme, Bilim ve Danışma Kurullarına, Konferansın düzenlenmesinde emeği geçen meslektaşlarımıza da teşekkürü bir borç biliriz.

Ayrıca Rıfat Yarar Konuşması'nı gerçekleştirecek olan Prof. Dr. Haluk Sucuoğlu'na; çağrılı konuşmacılar olarak aramızda bulunan değerli bilim insanları Prof. Dr. Murat Saatçioğlu, Dr. Helen Crowley, Prof. Dr. Kutay Orakçal, Prof. Dr. Kemal Önder Çetin, Prof. Dr. Sinan Akkar, Prof. Dr. Sergio Alcocer ve Prof. Dr. Riadh Al-Mahaidi'ye; tema konuşmalarıyla konferansımıza değer katan Dr. Gerard J. O'Reilly, Prof. Dr. Murat Altuğ Erberik, Prof. Dr. Pelin Özener, Prof. Dr. Dina D'Ayala, Doç. Dr. Ufuk Yazgan ve Prof. Dr. Koichi Kusunoki'ye teşekkür ederiz.

"Ustalarımızdan" özel oturumunda deneyimlerini paylaşan İnşaat Yüksek Mühendisi Altok Kurşun, Prof. Dr. Atilla Ansal, Prof. Dr. Kutay Özaydın, Prof. Dr. M. Nuray Aydınoğlu, Prof. Dr. Mustafa Erdik, Prof. Dr. Polat Gülkan, Prof. Dr. Tuğrul Tankut ve Prof. Dr. Zekai Celep'e şükranlarımızı sunuyoruz.

10. Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansı'nın, bilimin ve tekniğin ışığında, kamusal yararı ve mühendislik etiğini önceleyen bir mühendislik anlayışının güçlenmesine katkı sağlamasını; ülkemizde güvenli, sağlıklı ve dirençli kentlerin inşası için ortak çabamızın büyüyerek sürmesini diliyorum.

Sinem Kolgu
Konferans Düzenleme Kurulu Eş Başkanı
TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

PREFACE

The 10th Turkish Conference on Earthquake Engineering will be held on 8–9–10 October 2025 at Istanbul Technical University Süleyman Demirel Cultural Center, jointly organized by the Istanbul Branch of the Chamber of Civil Engineers (TMMOB) and the Earthquake Engineering Committee of the Turkish Earthquake Foundation. Being organized as an international event for the second time, our conference has been an important scientific platform since the first symposium in 1985, bringing together current knowledge, experience, and approaches in the field of earthquake engineering in Turkey and around the world.

Our country is constantly under earthquake threat due to its geographical location. Unfortunately, the Kahramanmaraş earthquakes of February 6, 2023, have been engraved in our collective memory as one of the most destructive disasters in our history in terms of the scale of devastation and the population affected. This tragedy painfully reminded us that although the knowledge, legislation, and technological infrastructure necessary for the construction of earthquake-resistant buildings exist in our country, serious deficiencies in their implementation and the lack of integrated and consistent policies continue. The need for new approaches in structural safety, urban planning, supervision, and engineering services in our earthquake-prone cities is evident.

Departures from scientific standards in construction processes, profit-oriented urban policies, and practices such as zoning amnesties create serious obstacles to safe urbanization. The quarter-century that has passed since the 1999 Marmara earthquake is a clear indication of our inadequacies in transforming knowledge into practice. Today, we must more loudly voice the fact that it is not earthquakes but negligence that kills.

The quality of Turkey's building stock, its urbanization policies, and supervision mechanisms are the prerequisites of a resilient life against disasters. Therefore, fulfilling the requirements of scientific facts and establishing an engineering approach centered on safe construction and public responsibility are our shared duties.

Based on these realities, our three-day conference will address a broad range of topics including earthquake-resistant structural design, performance-based design, strengthening of existing structures, structural health monitoring, resilience-oriented planning, digital technologies, disaster management, and the preservation of historical and cultural heritage. With the contributions of scientists, practicing engineers, and institutional representatives, we aim to establish a collaborative platform where our collective knowledge is transformed into social benefit.

We extend our sincere gratitude to the Turkish Earthquake Foundation – Earthquake Engineering Committee and Istanbul Technical University for their support of this conference. We would also like to thank the members of the Organizing, Scientific,

and Advisory Committees, and all our colleagues who have contributed to the realization of the event.

Our special thanks go to Prof. Dr. Haluk Sucuoğlu for delivering the Rıfat Yarar Lecture; to our distinguished invited speakers Prof. Dr. Murat Saatçioğlu, Dr. Helen Crowley, Prof. Dr. Kutay Orakçal, Prof. Dr. Kemal Önder Çetin, Prof. Dr. Sinan Akkar, Prof. Dr. Sergio Alcocer, and Prof. Dr. Riadh Al-Mahaidi; and to our theme speakers Dr. Gerard J. O'Reilly, Prof. Dr. Murat Altuğ Erberik, Prof. Dr. Pelin Özener, Prof. Dr. Dina D'Ayala, Assoc. Prof. Dr. Ufuk Yazgan, and Prof. Dr. Koichi Kusunoki for their valuable contributions.

We also express our deep appreciation to our "Masters" — MSc. Altok Kurşun, Prof. Dr. Atilla Ansal, Prof. Dr. Kutay Özaydın, Prof. Dr. M. Nuray Aydınoğlu, Prof. Dr. Mustafa Erdik, Prof. Dr. Polat Gülkan, Prof. Dr. Tuğrul Tankut, and Prof. Dr. Zekai Celep — for sharing their lifelong experiences in the special session.

We hope that the 10th Turkish Conference on Earthquake Engineering will contribute to strengthening an engineering perspective that prioritizes public interest, scientific integrity, and professional ethics, and that it will further advance our common effort to build safe, healthy, and resilient cities.

Sinem Kolgu
Co-Chair of Conference Organizing Committee
UCTEA The Chamber of Civil Engineers

SUNUŞ

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş merkezli depremler, Türkiye'nin mühendislik bilgi birikimini, şehirleşme anlayışını ve afet yönetimi kapasitesini aynı anda sınayan bir dönüm noktası olmuştur. Bu depremler, bir yandan kayıplarımızın derin izlerini taşırken, diğer yandan bilimin ve mühendisliğin toplumsal sorumluluğunu yeniden hatırlatmıştır. TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi ve Türkiye Deprem Vakfı tarafından 1985 yılından bu yana dört yıllık aralıklarla düzenlenmekte olan bu konferans serisinin **2015 yılında düzenlenen sekizincisinde,** Türkiye'nin güneydoğusunda beklenen büyük depremler bilimsel veriler ışığında tartışılmış, aradan sekiz yıl geçtikten sonra bu öngörünün 2023'te acı bir şekilde gerçekleşmiş olması, konferansın öngörücü ve uyarıcı misyonunu bir kez daha teyit etmiştir. Bu yönüyle Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansları, yalnızca geçmişin deneyimlerini paylaşan değil, aynı zamanda **geleceğin risklerini önceden görerek çözüm üretmeyi hedefleyen** bir karakter taşımaktadır. Kırk yıldır düzenli şekilde gerçekleştirilmekte olan bu konferans dizisi kapsamında, **8-10 Ekim 2025 tarihlerinde gerçekleştirilecek olan 10. Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansı**, bilimsel bilginin uygulamaya aktarılmasını ve toplumun depreme hazırlık kapasitesinin artırılmasını amaçlayan **uluslararası bir vizyon buluşması** niteliğindedir.

Kahramanmaraş 2023 depremleri sonrasında ülkemizde deprem güvenliği, yapı stoku değerlendirmesi ve mühendislik hizmetlerinin niteliği konularında kapsamlı bir yeniden yapılanma süreci başlamıştır. Bu süreçte yürürlüğe giren **Afetler Sonrası Bina Hasar Tespiti Yapılmasına İlişkin Genel Kurallar Hakkında Yönetmelik** ve şu sıra güncellenmekte olan **Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği** ile hazırlanmakta olan **Güçlendirme Yönetmeliği** bu alanlardaki uygulamalarda uzun süredir hissedilen boşlukları doldurarak standart çerçeveler oluşturmayı hedeflemektedir. Ayrıca, **Uzman Mühendislik** sistemine ilişkin devam eden çalışmalar, mühendislik hizmetlerinde kalite güvence mekanizmalarının tesis edilmesi açısından önemli bir adımı temsil etmektedir. Bu düzenlemeler; yapı denetim sistemindeki iyileştirmeler, zorunlu deprem sigortasının yaygınlaşması, bina bazlı hızlı deprem güvenliği değerlendirme uygulamaları ve hasar tespit süreçlerinin geliştirilmesi ve buna yönelik eğitimlerin yaygınlaştırılması birlikte değerlendirildiğinde, Türkiye'nin deprem riskinin azaltılmasına yönelik kurumsal kararlılık görülmektedir.

Onuncu Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansı, ülkemizin deprem mühendisliği alanındaki en köklü bilimsel platformu olarak, akademi, kamu, özel sektör ve sivil toplum temsilcilerini bir araya getirmektedir. Bu yılki konferansa **157 bildiri özeti** gönderilmiş, titiz bir değerlendirme süreci sonucunda **148 tam metin bildiri** kabul edilerek programa dahil edilmiştir. Ayrıca, **7 çağrılı konuşma**, **6 tema konuşması** ve **8 "Ustalarımızdan" konuşması** ile birlikte toplam **169 bildiri 41 oturumda** sunulmuştur. Konferans, **13 farklı ülkeden seçkin bilim insanlarının katkısıyla**, bilimsel derinlik ve çeşitlilik açısından önceki yıllara göre daha da zenginleşmiştir.

Yapısal deprem mühendisliği, geoteknik deprem mühendisliği, sismoloji, afet yönetimi ve risk azaltma alanlarını bütüncül biçimde ele alınmış olması **10. Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansı'nı** yalnızca bir bilimsel etkinlik değil, aynı zamanda disiplinler arası bir dayanıklılık forumu haline getirmiştir. Konferansın tematik çerçevesi, 6 Şubat 2023 depremleri sonrasında elde edilen saha gözlemleri, veri tabanlı kırılganlık analizleri, yeni güçlendirme yöntemleri, yönetmelik uygulamaları, yapay zeka destekli risk değerlendirmeleri ve afet yönetimi yaklaşımları gibi güncel konuları da içermektedir.

Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansı, geleneksel hale gelen **"Prof. Dr. Rıfat Yarar Konuşması"** ile başlamaktadır. Bu özel oturum, konferansın açılış konuşması niteliğinde olup, ülkemizin deprem mühendisliği alanındaki öncü akademisyenlerinden **Prof. Dr. Rıfat Yarar**'ın bilimsel mirasını yaşatmayı amaçlamaktadır. Bu yılki **"Prof. Dr. Rıfat Yarar Konuşması"**, **Prof. Dr. Haluk Sucuoğlu** tarafından **"**Türkiye'nin Deprem Güvenliği Sorunu Çerçevesinde Deprem Yönetmeliği, Yapı Denetim Sistemi ve Yasal Sorumlulukların Genel Değerlendirmesi" başlığıyla gerçekleştirilmiştir.

Bu yılki konferans programı, alanında öncü araştırmacıların katkılarıyla zenginleştirilmiştir. **Çağrılı konuşmalar**, deprem mühendisliğinin farklı ölçek ve disiplinlerini kapsayacak biçimde tasarlanmıştır. Alfabetik sırayla, **Prof. Dr. Sinan Akkar**, Türkiye'deki sigorta portföyleri için geliştirilen deprem kaybı modellerini tanıtmış, **Prof. Dr. Sergio Alcocer**, büyük kentsel alanlarda sismik dayanıklılığın güçlendirilmesine yönelik uygulama deneyimlerini aktarmıştır. **Prof. Dr. Kemal Önder Çetin**, 2023 Kahramanmaraş depremlerinden elde edilen gözlemler ışığında sıvılaşma davranışı ve zemin–yapı etkileşimi konularındaki son gelişmeleri paylaşmıştır. **Prof. Dr. Helen Crowley**, sismik risk modellerinin daha dirençli toplumların oluşturulmasındaki rolünü tartışmış, **Prof. Dr. Riadh Al-Mahaidi**, hibrit simülasyon sistemlerinin deprem dayanımı araştırmalarına katkılarını sunmuştur. **Prof. Dr. Kutay Orakçal**, betonarme perde sistemlerinin analiz ve tasarımında dikkate alınması gereken davranış özelliklerine odaklanmış, **Prof. Dr. Murat Saatçioğlu** ise deprem etkilerine karşı yapı elemanlarında enine donatı sistemlerinin performansa katkısını değerlendirmiştir.

Tema konuşmaları, deprem mühendisliğinin farklı alt disiplinlerinde güncel araştırma eğilimlerini ve uygulama deneyimlerini kapsamaktadır. Alfabetik sırayla, **Prof. Dr. Dina D'Ayala**, okul altyapılarının deprem ve sel gibi çoklu tehlikelere karşı dayanıklılığının artırılmasına yönelik yaklaşımları paylaşmış, **Prof. Dr. Murat Altuğ Erberik**, ardışık depremler için yapı tasarımına ilişkin güncel değerlendirmeleri sunmuştur. **Prof. Dr. Koichi Kusunoki**, Japonya'da yumuşak kat göçme mekanizması ve yapısal tasarım uygulamaları üzerine yürütülen tartışmaları aktarmış, **Prof. Dr. Gerard J. O'Reilly**, mevcut yapı stokunun sismik risk değerlendirmesinde analitik modeller ve gözlemsel verilerden elde edilen içgörülere değinmiştir. **Prof. Dr. Pelin Özener**, geoteknik deprem mühendisliğinde performansa dayalı tasarım yaklaşımının önemini vurgulamış, **Prof. Dr. Ufuk**

Yazgan ise yapay zeka çağında deprem mühendisliğinde eleştirel ve bütüncül düşünmenin gerekliliğini tartışmıştır.

Öte yandan, **"Ustalarımızdan" oturumları**, alfabetik sırayla, **Prof. Dr. Atilla Ansal, Prof. Dr. M. Nuray Aydınoğlu, Prof. Dr. Zekai Celep, Prof. Dr. Mustafa Erdik, Prof. Dr. Polat Gülkan, İnşaat Yüksek Mühendisi Altok Kurşun, Prof. Dr. Kutay Özaydın ve Prof. Dr. Tuğrul Tankut** gibi değerli hocalarımızın, yıllara dayanan deneyimlerinden süzülen bilgi ve perspektiflerini genç nesillere aktardığı özel bir platform sunmuştur.

Konferans kapsamında sunulan bildiriler, Türkçe ve İngilizce dillerinde iki ayrı kitap halinde hazırlanmıştır. "10. Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansı Türkçe Bildiriler Kitabı", **ISBN numarasıyla tescillenmiş olup** konferansın resmi web sayfası (https://10tcee.org/) üzerinden elektronik olarak yayımlanmaktadır. Kitaba kalıcı olarak İnşaat Mühendisleri Odası'nın e-kütüphane portalı üzerinden (https://www.imo.org.tr/TR,76616/e-kutuphane.html) erişilebilecektir. İngilizce bildiriler, kısa bir süre içinde **Springer Proceedings-Lecture Notes in Civil Engineering Book Series** kapsamında, **"Proceedings of the 10th Turkish Conference on Earthquake Engineering (10TCEE 2025)"** başlığıyla yayımlanacaktır. Bu düzenleme ile konferans çıktılarının hem ulusal hem uluslararası akademik çevrelerde görünürlüğünün artırılması hedeflenmektedir.

Başta Konferans Eş-Başkanlığı'nı yürüten İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Başkanı **Sinem Kolgu** olmak üzere, Konferans Eş Sekreterliği görevlerini yerine getiren **Tolga Çınar'a ve Rezan Bulut'a; Doç.Dr. Çağlar Göksu'ya ve Funda Kılınç Şuvakçı'ya; Düzenleme Kurulu, Bilim Kurulu** ve **Danışma Kurulu üyelerimize**; **Çağrılı ve Tema konuşmacılarımıza; "Ustalarımızdan" oturumlarına katkı veren değerli hocalarımıza**, bildirileriyle konferansa katkı sunan **tüm araştırmacılara, lisans** ve **lisansüstü gönüllü öğrencilerimize** teşekkür ederim.

Ayrıca, sağladığı kurumsal destek için **İstanbul Teknik Üniversitesi Yönetimi'ne**, konferansın düzenlenmesine maddi ve teknik destek sağlayan tüm **kurumsal paydaşlarımıza ve sponsorlarımıza** teşekkür ederim. 10. Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansı'nın, ülkemizin depreme hazırlık kapasitesine ve dayanıklı yapılaşma hedeflerine önemli katkılar sağlamasını dilerim.

Prof. Dr. Alper İlki
Konferans Düzenleme Kurulu Eş Başkanı
Türkiye Deprem Vakfı
İstanbul Teknik Üniversitesi

PREFACE

The 6 February 2023 Kahramanmaraş Earthquakes marked a turning point that simultaneously tested Türkiye's engineering expertise, urban development practices, and disaster management capacity. While these earthquakes left profound social and material losses, they also reminded the scientific and engineering communities of their enduring social responsibility. Organized jointly by the Istanbul Branch of the Turkish Chamber of Civil Engineers (TMMOB-IMO) and the Turkish Earthquake Foundation (TDV) since 1985 at four-year intervals, this long-standing conference series has consistently served as the country's most significant scientific platform in the field of earthquake engineering. During the **8th National Conference on Earthquake Engineering held in 2015**, the potential for major earthquakes in southeastern Türkiye was discussed based on scientific evidence. The tragic realization of this forecast in the 2023 Kahramanmaraş Earthquakes once again confirmed the conference's foresightful and cautionary mission. In this regard, the Turkish Conferences on Earthquake Engineering not only provide a platform for sharing past experiences but also serve as a venue for **anticipating future seismic risks and developing proactive solutions**. Within this four-decade-long tradition, the **10th Turkish Conference on Earthquake Engineering**, held on **8–10 October 2025**, stands as an **international forum of vision** that aims to transfer scientific knowledge into practice and strengthen society's earthquake preparedness capacity.

Following the 2023 Kahramanmaraş Earthquakes, Türkiye entered a comprehensive restructuring process concerning earthquake safety, seismic risk assessment of the building stock, and the quality of engineering services. The enforcement of the **Regulation on General Principles for Post-Disaster Building Damage Assessment**, the ongoing update of the **Turkish Building Earthquake Code**, and the preparation of a **Seismic Strengthening Code** aim to fill long-standing regulatory gaps and establish standardized frameworks for engineering practice. Moreover, the ongoing development of the **Professional Engineering System** represents a critical step toward quality assurance in engineering services. Together with improvements in the building inspection system, the expansion of compulsory earthquake insurance, the growing use of rapid building-level seismic safety assessments, and the enhancement of post-disaster damage evaluation and training programs, these efforts reflect Türkiye's institutional commitment to reduce earthquake risk.

The 10th Turkish Conference on Earthquake Engineering brings together representatives from academia, public institutions, the private sector, and civil society as the most established scientific platform in the field of earthquake engineering in Türkiye. This year, **157 abstracts** were submitted, and following a rigorous peer-review process, **148 full papers** were accepted for presentation. Including **7 keynote lectures, 6 theme lectures, and 8 "From Masters" talks**, a total of **169 presentations** were delivered across **41 sessions**. With contributions

from researchers representing **13 different countries**, the conference achieved greater scientific depth and diversity than in previous years.

By addressing structural and geotechnical earthquake engineering, seismology, disaster management, and risk reduction in an integrated framework, the **10th Turkish Conference on Earthquake Engineering** has evolved beyond a scientific gathering into an interdisciplinary resilience forum. The conference's thematic scope encompasses recent advances in post-earthquake field observations**,** data-driven fragility analyses**,** new strengthening techniques**,** code implementation**,** AI-assisted risk assessments**,** and modern disaster management approaches developed in the aftermath of the 2023 earthquakes.

The Conference commenced with the traditional "**Prof. Dr. Rıfat Yarar Lecture**", an opening session held in honor of **Prof. Dr. Rıfat Yarar**'s scientific legacy. This year's lecture was delivered by **Prof. Dr. Haluk Sucuoğlu**, titled "A General Evaluation of the Turkish Earthquake Code, Building Inspection System, and Legal Responsibilities within the Framework of Türkiye's Earthquake Safety Challenges."

This year's program was further enriched by the contributions of leading international researchers. The **keynote lectures**, designed to reflect the diversity of scales and disciplines within earthquake engineering, included presentations in alphabetical order by **Prof. Dr. Sinan Akkar**, who introduced earthquake loss models developed for insurance portfolios in Türkiye, **Prof. Dr. Sergio Alcocer**, who shared practical experiences in enhancing seismic resilience in large urban areas, **Prof. Dr. Kemal Önder Çetin**, who discussed recent findings on soil liquefaction and soil–structure interaction based on field observations from the 2023 earthquakes, **Prof. Dr. Helen Crowley**, who examined the role of seismic risk models in building more resilient societies, **Prof. Dr. Riadh Al-Mahaidi**, who presented the use of hybrid simulation systems in earthquake resistance research, **Prof. Dr. Kutay Orakçal**, who focused on the behavioral characteristics of reinforced concrete wall systems in analysis and design, and **Prof. Dr. Murat Saatçioğlu**, who evaluated the contribution of transverse grid reinforcement systems to the performance of structural members under seismic loads.

The **theme lectures** addressed emerging research trends and engineering applications across different sub-disciplines of earthquake engineering. In an alphabetical order, **Prof. Dr. Dina D'Ayala** shared approaches for improving the resilience of school infrastructures against multiple hazards such as earthquakes and floods, **Prof. Dr. Murat Altuğ Erberik** presented recent evaluations on structural design for sequential earthquakes, **Prof. Dr. Koichi Kusunoki** discussed current debates in Japan regarding soft-story collapse mechanisms and related design implications, **Prof. Dr. Gerard J. O'Reilly** addressed insights gained from analytical models and observational data in seismic risk assessment of existing building stocks, **Prof. Dr. Pelin Özener** emphasized the importance of performance-based design in geotechnical earthquake engineering, and **Prof. Dr.**

Ufuk Yazgan reflected on the need for critical and holistic thinking in earthquake engineering in the era of artificial intelligence.

The **"From Masters"** sessions offered a special platform where prominent professors, in alphabetical order, **Prof. Dr. Atilla Ansal, Prof. Dr. M. Nuray Aydınoğlu, Prof. Dr. Zekai Celep, Prof. Dr. Mustafa Erdik, Prof. Dr. Polat Gülkan, MSc. Altok Kurşun, Prof. Dr. Kutay Özaydın,** and **Prof. Dr. Tuğrul Tankut** shared decades of accumulated knowledge and professional insight with younger generations, enriching the conference's intergenerational academic dialogue.

The conference proceedings were compiled in **two separate volumes**, one in Turkish and one in English. The **Turkish volume**, titled "Proceedings of the 10th Turkish Conference on Earthquake Engineering – Papers in Turkish", has been registered with an **ISBN** and published electronically on the conference's official website (https://10tcee.org/). It will also remain permanently accessible through the Turkish Chamber of Civil Engineers' e-Library portal (https://www.imo.org.tr/TR,76616/e-kutuphane.html). The English volume will soon be published within the **Springer Proceedings-Lecture Notes in Civil Engineering** book series under the title **"Proceedings of the 10th Turkish Conference on Earthquake Engineering (10TCEE 2025)"**. This publication aims to enhance the visibility and accessibility of the conference outputs within both national and international scientific communities.

I would like to express my sincere appreciation to **Sinem Kolgu**, Chair of the Istanbul Branch of the Turkish Chamber of Civil Engineers, for co-chairing the conference; to **MSc. Tolga Çınar** and **Rezan Bulut** for their dedicated service as **Conference Co-Secretaries**; to **Assoc.Prof.Dr. Çağlar Göksu** and **Funda Kılınç Şuvakçı**; to all members of the **Organizing**, **Scientific**, and **Advisory Committees**; to our **Keynote and Invited-theme Lecturers**; to our esteemed professors who contributed to the **"From Masters"** sessions; and to all **researchers** who enriched the conference with their papers and participation; and to the **undergraduate** and **graduate student volunteers** for their valuable contributions.

I would also like to extend my heartfelt gratitude to the **Administration of Istanbul Technical University** for its institutional support, and to all **institutional partners and sponsors** for their financial and technical assistance in organizing the conference.

It is my hope that the 10th Turkish Conference on Earthquake Engineering will make a significant contribution to strengthen Türkiye's earthquake preparedness and advance the nation's goals for resilient and safe built environments.

Prof. Dr. Alper İlki
Co-Chair of Conference Organizing Committee
Turkish Earthquake Foundation
Istanbul Technical University

RESMİ SPONSORLAR

İTÜ

ANA SPONSORLAR

CoreBrace

Kawakin

Kokusai

GKMC

DESTEKLEYEN KURULUŞLAR

MPI

PAISTECH

SEZA

ZEMİNAŞ

ALTINOK

GAMA

ZETAŞ

MEINHARDT

KURUKAHVECİ MEHMET EFENDİ

ideCAD

SAS

TDG

ONTU

İÇİNDEKİLER

Bir Yığma Yapının Deprem Performansının RYTEİE-2019, ASCE 41-23 ve TBDY-2018 Yönetmeliklerine Göre Karşılaştırmalı Değerlendirmesi 1
M. Hacıemiroğlu, A. Özenir, C. Alhan

Demir Kenet ve Zıvana İçeren Tarihi Taş Duvarların Yapısal Modellenmesi ve Düzlem İçi Davranışlarının İncelenmesi.....13
M. Salman, O. C. Çelik

Yeni Tecrübeler Işığında Betonarme Yapılarda Deprem Sonrası Hasar Derecelendirmesi 32
Ö.F. Halıcı, C. Demir, M. Cömert, T. Sezdirmez, E. Canbay, B. Doran, K. Orakçal, A. İlki

Moment Aktaran Kaynaklı Birleşimlerde Kullanılan Kaynak Yöntemlerinin Birleşim Performansına Etkisi ve Düşük Çevrimli Yorulma Davranışları ..51
H. Kaya, B. Ö. Çağlayan

Yüksek Performanslı Burkulması Önlenmiş Çaprazın Yön Değiştiren Tekrarlı Yükler Altındaki Davranışı ve Modellenmesi 70
O. Koz, S. Güntepe, T. Önal, G. Arakawa, N. Ahmadullah, O. C. Çelik

Betonarme Yapılarda Lifli Polimerler ile Güçlendirme Uygulamalarının Deprem Performansı Açısından Parametrik Analizi.....84
S. Bazancir, M. H. Maslak, B. Taşkın

Yetersiz Dayanıma Sahip Mevcut Betonarme Binalar için Yenilikçi Sismik Dış İskelet Sisteminin Tam Ölçekli Deneyleri.....96
İ. O. Demirel, U. Akyüz, S. Galano, A. Rossi

Yumuşak Kat Kusuru Bulunan Betonarme Binaların Deprem Enerjisi Sönümleme Kapasiteleri Üzerinde Kolon-Kiriş Dayanım Oranlarının Etkisinin İncelenmesi 107
N. Demirbaş, H. Şahin

Hatay Kırsalındaki İki Katlı Betonarme Bir Yapının Deprem Davranışı ve İyileştirme Varsayımları 124
B. Özbay, A. Özdemir

TDY2007 ve TBDY2018 Deprem Yönetmeliklerine Göre Tasarlanan Bir Binanın TBDY2018 Deprem Yönetmeliğine Göre Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemi ile Performanslarının Karşılaştırılması 139
A. Tokmak, O. Avcıoğlu, E. Orakdöğen

Betonarme Kolonlarda Basınç Kuvveti Üst Sınırı İçin Bir İnceleme 169
C. Aydemir, M. E. Aydemir,G. Arslan

Betonarme Perdeli Çerçeveli Binalarda Farklı Döşeme Tiplerinin Doğrusal Olmayan Davranışa Etkisi.....184
A. Küçükbayram, B.Doran

Kat Seviyeleri Farklı ve Çekiçleme Potansiyeli Bulunan Betonarme Binalar Arasındaki Gerekli Derz Mesafelerinin Belirlenmesi 195
M. İnel, E. Deniz, M. Kamal, B. T. Çaycı, A. S. Akbıyık

TBDY-2018'e göre Tasarlanmış Betonarme Bir Yapının Performansının Doğrusal Olmayan Analizlerle 6 Şubat Depremleri Işığında İncelenmesi .212
S. Atabaş, C. Yenidoğan

Sismik İzolasyon Parametrelerinin Optimizasyonuna Yeni Bir Yaklaşım..223
A. E. Çerçevik, O. Sevindik

Sismik İzolatörlü Binaların Analiz ve Tasarımında Kullanılan Yöntemler Üzerine Bir Değerlendirme.....240
A. R. Özuygur

Yakın Fay Etkisindeki Taban İzolasyonlu Yapıda İlave Sönümleyici Elemanlar ile Davranış İyileştirmesi.....240
B. Şahin, E. Yüksel

2023 Kahramanmaraş Depremleri Sonrası Hatay (Antakya–İskenderun): Yakın-Fay, Zemin Büyütmesi, Basen ve Topografik Etkilerin Değerlendirilmesi 263
İ. C. Bezikliođlu, E. Vuran, A. C. Zülfikar

Depremselliğin Yüksek Olduğu Bölgeler için Uygun Maliyetli Koruma Sistemlerinin Geliştirilmesi 277
C. Yenidogan, R. Enokida

Yatay Deprem Etkilerinin Birleştirmesinde İnelastik Hız Spektrumunun Kullanılması: 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremleri Örneği (Mw 7.9, 7.8) 286
O. Koz, A. Yahioaui, O. C. Çelik

Balıkesir'de İnşa Edilecek Bir Üretim Tesisi Özelinde Sahaya Özel İvme Spektrumlarının Oluşturulması.....299
S. Tetik, E. Hacıalioğlu Sıkıcı, S. Soyöz, E. Aytulun

Türkiye Bölgeselleştirilmiş Omurga Yer Hareketi Modelleri.....315
B. Güryuva, Ö. Kale, M. A. Sandıkkaya

Yakın Fay Yönelim Etkilerinin Gözlemsel ve Ampirik Değerlendirmeleri ve Sismik Tehlike Uygulama Önerileri.....329
Ö. Kale, M. A. Sandıkkaya

Sıvılaşma Tehlike Analizi ve Potansiyel Haritalarının Oluşturulması: Yalova İl Merkezi.....346
S. Toprak, F. Çiçek, Ş. C. Tunç, E. E. Övünç, M. Bingöl, F. B. Karakoç

Deprem Yükleri Altında Kum Zeminlerin Sıvılaşma Davranışı: Üst Tabaka Kalınlığının Etkisi 361
B. Okur, M. Akbaş, R. İyisan

2023 Kahramanmaraş Depremleri Sonrası Su Sistemi Hasarları ve İyileştirme Çalışmaları.....370
S. Toprak, E. Nacaroğlu, O. Dal, M. Ceylan, A. E. Şentürk, Ş. C. Tunç, M. B. İnce

Yakın Fay ve Uzak Fay Depremleri Altında Zemin-Boru Etkileşim Sisteminin Düzlem Deformasyon Analizi 382
K. F. Öztürk, T. Çakır, D. Kaya

Afet Eğitimi ve Toplumsal Algı: Kahramanmaraş Depremlerinden Elde Edilen İlksel Bulgular 396
M. Nagata, A. Arslan, A. Topçular, Z. Zercan, G. Tanırcan, R. İde, N. M. Özel

Farklı Yapısal Özelliklere Sahip Betonarme Binalarda Bir Hızlı Değerlendirme Yönteminin Başarısının İrdelenmesi 406
İ. Karakuş, E. Yüksel, V. Karayel, T. Gökçe, F. Şahin

Deprem Kaynaklı Şev Deformasyonlarının Belirlenmesi 420
S. Y. Tosunoğlu, S. B. İkizler, B. Unutmaz

Az Katlı Betonarme Binaların Hızlı Görsel Tarama Yöntemleriyle Değerlendirilmesinde Olumsuzluk Puanlarının Karşılaştırmalı İncelemesi 429
N. Demirbaş, H. Şahin

Taban Yalıtımlı Bir Binanın Deprem Davranışının Zaman Frekans Alanında Araştırılması 445
A. Özenir, K. Beyen

Betonarme Binalarda Yatay Eleman Süreksizliği.....459
R. Aydın, C. Şentürk, O. Şentürk

FRCM Türü Kompozitler ile Güçlendirilen Dolgu Duvarlı Betonarme Çerçevelerin Yatay Yükler Altında İncelenmesi 474
Ş. Üner, H. Özdemir

Planda Oluşan Çıkıntılar Sonucu Oluşan Düzensizliklerin Frekans Tanım Alanında İncelenmesi.....489
A. B. Mostura

Betonarme Binalarda Kısa Kolon Etkileri.....506
C. Şentürk, R. Aydın, O. Şentürk

Depreme Dayanıklı Cam Elyaf Takviyeli Kompozit Boru Bağlantılarının Tasarımı ve Geliştirilmesi 519
G. Tanırcan, N. Ersoy, H. E. Demirci, A. Edincliler, K. Shahidi, H. Mis, A. Güleç

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremi Yakın Alan Etkileri 527
K. Beyen

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depreminin Hatay Bölgesindeki Yakın Alan Etkileri.....545
K. Beyen

Kocaeli İli Mevcut Bina Stoğunun Hızlı Değerlendirme Yöntemleriyle İncelenerek Bölgesel Risk Durumlarının Değerlendirilmesi 563
A. Akgün, A. S. Simavlı, A. B. Mostura, G. Mengüç

Prekast Betonarme Yapilarin Deprem Performasının İyileştirilmesi için Yeni Nesil Güçlendirme Yöntemlerinin Kullanıldığı Örnek Tasarımlar 576
G. Albay, O. Ertaş,Ş. Özden, E. Yüksel

Betonarme Bir Binanın U Şekilli Metalik Sönümleyiciler ile Deprem Performansının İyileştirilmesi 593
H. T. Şahin, K. Atasever, O. C. Çelik

Mikrotremor Ölçümleri ve Tek Boyutlu Dinamik Analizlerle Sismik Mikrobölgeleme 608
T. Aksoy, O. Subaşı, M. E. Haşal, R. İyisan

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremlerinde Betonarme Bir Binanin Çoklu Deprem Tepkisi 618
H. G. Acar

Bir Yığma Yapının Deprem Performansının RYTEİE-2019, ASCE 41-23 ve TBDY-2018 Yönetmeliklerine Göre Karşılaştırmalı Değerlendirmesi

Mert Hacıemiroğlu [1] [0000-0003-0767-9469], Ahmet Özenir [2] [0000-0001-6527-8626] ve Cenk Alhan [3] [0000-0002-6649-8409]

[1] Doktora Öğrencisi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul Üniversitesi-Cerrapaşa ve Kurucu, Sisdec Mühendislik, İstanbul, Türkiye,

[2] Doktora Öğrencisi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, Türkiye,

[3] Prof. Dr., İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, İstanbul, Türkiye, info@sisdec.com.tr

Özet. Ülkemizdeki yapı stoğunun önemli bir kısmını oluşturan yığma yapıların göstereceği deprem performansı büyük bir bilinmezlik taşımaktadır. Yapım yılı, malzeme kalitesi, işçilik ve zaman içindeki müdahaleler gibi faktörler, bu yapıların deprem performansını etkileyen önemli parametrelerdir. Bu çalışmada, 1977 yılında inşa edilmiş 4 katlı bir yığma yapının deprem performansı, farklı yönetmeliklere göre değerlendirilerek karşılaştırılmıştır. Bu çalışmada, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018), Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar (RYTEİE-2019) ve Amerikan İnşaat Mühendisleri Derneği (ASCE) tarafından yayınlanan ASCE 41-23 standardı kullanılmıştır. Yönetmelikler, saha inceleme yöntemleri, malzeme test gereksinimleri ve malzeme özellikleri kabulleri açısından karşılaştırılmıştır. Performans değerlendirmesi, seçilen doğrusal analiz yöntemi ve her bir yönetmelikte tanımlanan göçme modları (kayma, diyagonal çekme ve eğilme) esas alınarak yapılmıştır. Yığma yapı elemanlarının üç boyutlu analitik modelinden elde edilen gerilme değerleri, olası göçme modları ile ilişkilendirilerek yapının deprem davranışı hakkında detaylı bir değerlendirme sunulmuştur. Sonuç olarak, bu çalışma farklı yönetmeliklerin yığma yapıların deprem performans değerlendirmesi yaklaşımın yapının belirlenen deprem performans seviyesine nasıl yansıdığını ortaya koymaktadır. Her bir yönetmeliğin avantaj ve dezavantajlarının anlaşılması, mevcut yapı stoğunun deprem riskine karşı daha etkili bir şekilde değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi için önemlidir.

Anahtar Kelimeler: Yığma Yapı, Deprem Performansı, TBDY-2018, RYTEİE-2019, ASCE 41-23, Göçme Modları.

1 Giriş

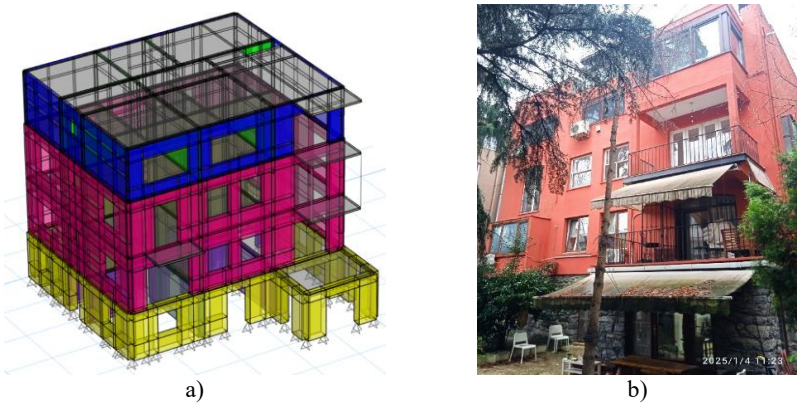
T.C. Başbakanlık Devlet İstatistik Enstitüsü tarafından 2000 yılında gerçekleştirilen bina sayımına göre Türkiye'de ikamet amaçlı kullanılan binaların %44,43'ü, ikamet amaçlı olmayan binaların ise %6,72'si yığma duvarlı taşıyıcı sisteme sahiptir (Ay ve Azak, 2016). Yine aynı çalışmada Türkiye İstatistik Kurumu tarafından 2001-2015 yılları arasında yapı kullanım izni almış binaların içerisinde yığma taşıyıcı sisteme sahip binaların oranı %5,7 olduğu raporlanmıştır. 2000 yılı Genel Nüfus Sayımı ve Bina Sayımı bilgilerine göre il bazında yığma bina sayılarının toplam bina sayılarına oranları (Dilsiz ve Türer, 2005) çalışmasında harita üzerinde gösterilmiştir. Bu çalışmaya göre yığma yapı sayısı oranı İstanbul için 0,22, Ankara 0,68, Erzurum 0,6, Van ise 0,89 olarak bildirilmiştir. İstanbul ilinde yapı stoğunun yıllar içerisindeki değişimi (Boduroğlu, 2000) çalışmasında incelenmiştir. Bu çalışmada, 1954 yılında ruhsatlı toplam yapı stoğunun %38'i tuğla yığma, %20'si taş yığma, %6'sı betonarme olarak belirtilmiştir. 1998 yılında ise ruhsatlı yapıların %93'ünün betonarme, tuğla yığma yapılar ise %7 oranında olduğu gösterilmiştir. Bu bilgiler doğrultusunda ülkemizde yıllar içerisinde yığma duvarlı taşıyıcı sisteme sahip binaların sayısının toplam yapı stoğu içerisindeki payı azalmasına rağmen 2000 yılı öncesinde yapılmış olan ve deprem güvenliğinin incelenmesine ihtiyaç duyulan önemli bir yapı stoğu bulunmaktadır.

Ülkemizde yığma taşıyıcı sisteme sahip binaların deprem performansının değerlendirilmesinde Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 (TBDY, 2018) kullanılmaktadır. Bu yönetmelikte mevcut bina değerlendirmesine esas deprem hesabında yeni yapılacak yığma binaların analiz ve tasarımını konu alan 11. bölüm kuralları uygulanmaktadır. Bu yönetmelik esas alınarak gerçekleştirilen bazı çalışmalarda (Kuran vd., 2020; Mısır vd., 2019) hesap esasları ile ilgili bazı tespit ve öneriler paylaşılmıştır. Bu çalışmalara göre ilgili yönetmelik kullanılarak gerçekleştirilen mevcut yığma binaların deprem güvenliği çalışmalarında 0.1g'den daha büyük tasarım yer ivmesine sahip bölgeler için yeterli deprem güvenliği sağlanamadığı belirtilmiş olup deprem yükü azaltma katsayısı, dayanım fazlalığı katsayısı, duvar kesme kuvvetlerinde yeniden dağılım, duvar rijitlikleri ve bina titreşim periyotu hesabı için öneriler verilmiştir. Diğer taraftan mevcut yığma binaları da kapsayan 6306 saylı Afet Riski Altındaki Alanların Dönüştürülmesi Hakkında Kanun Kapsamında Riskli Binaların tespiti için Riskli Yapıların Tespitine İlişkin Esaslar 2019 (RYTEİE, 2019) kullanılmaktadır. Bu esaslarda verilen yöntemlere göre deprem tehlikesi altında yıkılma veya ağır hasar görme riski olan binalar belirlenmekte olup bina deprem performansı değerlendirmesi ve güçlendirme amacıyla kullanılamamaktadır. Ülkemizde gerçekleştirilen mevcut yapıların değerlendirmesi ve güçlendirmesi çalışmalarında pratikte sıklıkla kullanılan bir diğer belge ise Amerikan İnşaat Mühendisliği Derneği tarafından hazırlanan ASCE 41-23'tür (ASCE 41-23, 2023). Bu dokümanda da hem saha çalışmaları hem de deprem hesabı esasları oldukça kapsamlı olarak verilmektedir.

Bu çalışmada İstanbul ili, Beşiktaş ilçesinde yer alan ve taşıyıcı sistemi donatısız yığma duvarlardan meydana gelen 1950'li yıllarda imal edilmiş mevcut bir konut binası TBDY-2018, RYTEİE-2019, ve ASCE 41-23 yönetmelikleri kullanılarak karşılaştırmalı olarak değerlendirilmektedir. Bu kapsamda, sahadan bilgi toplanması, malzeme özellikleri ve testler, analiz kabulleri, eleman dayanımları ve performans sınırlarına ilişkin hususlar her bir yönetmelik için incelenmekte ve karşılaştırılmaktadır.

2 Bina Özellikleri ve Depremsellik

İncelenen binaya ait mimari ruhsat projeleri bulunmakta olup statik hesap raporu ve statik projesi bulunmamaktadır. Bina tek bloktan ve dört kattan meydana gelmektedir. Binanın temel seviyesinden itibaren kat yükseklikleri sırasıyla 2,50 m, 2,95 m, 2,95 m ve 2,75 m olup toplam bina yüksekliği 11,15m'dir. Buna göre TBDY-2018'e göre Bina Yükseklik Sınıfı BYS=6'dır. Yapı taşıyıcı sistemi betonarme plak döşemeli donatısız yığma duvarlardan meydana gelmektedir. Yapı hem plan düzleminde hem de düşey doğrultuda düzenli ve simetrik bir taşıyıcı sisteme sahiptir. Yapı uzun doğrultusunda 12,00 m, kısa doğrultusu ise 9,90 m'dir. Yapı uzun doğrultusunda aks aralıkları 2,05 m~4,10 m arasında değişmekte olup, toplam dört aks bulunmaktadır. Yapı kısa doğrultusunda ise aks aralıkları 3,90 m olmak üzere toplam dört aks bulunmaktadır. Binanın yerinde tespit edilen duvar yerleşimi ve kalınlıkları mimari projesi ile uyumludur. Binanın bodrum katında duvar kalınlıkları 30 cm,40 cm,45 cm, zemin ve birinci katlarda 19 cm ve 29 cm, ikinci katında ise 19 cm olarak tespit edilmiştir. Binanın tüm katlarında bulunan betonarme döşeme kalınlığı 10cm'dir. Binada yer alan kapı ve pencere boşluklarının genel olarak düzenli olduğu değerlendirilmiştir. Binada yumuşak kat durumu oluşturan düşey düzensizlik bulunmamaktadır. Çalışma konusu binanın TBDY-2018'e göre yerel zemin sınıfı ZC olup, kısa periyot spektral ivme katsayısı, S_{DS}= 0,904, 1sn periyot için spektral ivme katsayısı, S_{D1}= 0,322'dir.



a) b)

Şekil 1. a) Bina Sonlu Eleman Modeli, b) Bina Dış Görünüşü

3 Binalardan Bilgi Toplanması ve Malzeme Özellikleri

RYTEİE-2019'a göre duvar malzemesi türü en az bir iç ve bir dış duvarda olmak üzere sıva kaldırılarak görsel inceleme ile tespit edilmektedir. Çimento takviyeli harç ve kagir birimler ile inşa edilmiş duvar dayanımları ve özgül ağırlıkları görünür kalite durumuna bağlı olarak tanımlanmaktadır. Ayrıca mevcut malzeme dayanımları asgari bilgi düzeyi katsayısı ile çarpılarak azaltılmaktadır. Bina taşıyıcı sistem özellikleri ise inceleme katında alınan rölöveler ile belirlenmektedir. Bu çalışmada dikkate alınan malzeme özellikleri Tablo 1'de sunulmaktadır. Tabloda belirtilen f_m, duvar basınç dayanımını, τ_0 duvar kayma dayanımını ve $f_{dç}$ duvar diyagonal çekme dayanımını ifade etmektedir.

Tablo 1. RYTEİE 2019'a göre değerlendirme için kabul edilen mevcut malzeme dayanımları

	Bilgi Düzeyi Katsayısı	**f_m**	**τ_0**	**$f_{dç}$**
		MPa	**MPa**	**MPa**
Dolu Tuğla	0.9	1.40	0.15	0.18
Delikli Tuğla	0.9	1.20	0.15	0.25
Briket	0.9	0.80	0.10	0.10
Taş	0.9	0.50	0.10	0.10

TBDY-2018'e göre sınırlı bilgi düzeyi durumunda duvar malzemesi türü, duvar yüzeylerinin sıvası kaldırılarak gözle tespit edilmektedir. Duvar kesme dayanımı için yine bu yönetmelikte duvar türüne bağlı olarak verilen dayanım değerleri kullanılmaktadır. Kapsamlı bilgi düzeyi durumunda ise görsel tespitin yanı sıra en az iki duvar parçası örneği alınarak bu örneklerin basınç dayanımı değerlerinden elde edilecek ortalama değerlerin kullanılacağı belirtilmektedir. Bu çalışmada mevcut duvar birimlerinde karakteristik basınç dayanımı, M1-2 harç özellikleri ve alt limit kâgir birim özellikleri bulunduğu kabul edilmiş olup, Tablo 2'de gösterilmektedir. Tablo 2'de yer alan f_k duvar karakteristik basınç dayanımını ve f_{vk0} eksenel gerilmenin bulunmadığı karakteristik kesme dayanımını ifade etmektedir.

Tablo 2. TBDY-2018'e göre değerlendirme için kabul edilen mevcut malzeme dayanımları

	Bilgi Düzeyi Katsayısı	**f_k (MPa)**	**f_{vk0} (MPa)**
Dolu Tuğla	0.75	1.70	0.10
Delikli Tuğla	0.75	1.40	0.10
Briket	0.75	1.40	0.10
Taş	0.75	1.40	0.10

ASCE 41-23'e göre duvar malzemesi mekanik özellikleri yapı elemanlarında hasar ve bozulma bulunmaması durumunda öncelikli olarak mevcut proje belgelerine göre belirlenmektedir. Söz konusu belgelerin yetersiz olması durumunda ise tamamlayıcı testlerin yapılması gerekmektedir. Ancak, incelenen duvarların görsel inceleme neticesinde harç ve kagir birimlerinin fiziksel durumunun orta veya iyi kalitede olması, gerçekleştirilecek yapısal analizlerde ise doğrusal analiz yöntemlerinin kullanılması durumunda bu yönetmelikte önerilen varsayılan malzeme dayanımlarının kullanılabileceği belirtilmektedir. Varsayılan malzeme özelliklerinin kullanılması durumunda ise bilgi düzeyi katsayısı 0,75 olarak dikkate alınmaktadır. Donatısız yığma duvar birimlerinin çimento ve kireç esaslı harç özelliklerine bağlı olarak farklı dayanım değerleri önerilmektedir. Taş duvar birimleri bu yönetmelik kapsamında bulunmamaktadır. Bu çalışmada yönetmelik ilgili bölümlerinde belirtilen beklenen kayma dayanımı, v_{me} için TMS 402/602-16 yönetmeliği madde 9.2.6.a ifadesinden elde edilen değerin %80'i olarak göz önüne alınmıştır. Bu çalışmada dikkate alınan malzeme dayanımları Tablo 3'te verilmektedir.

Tablo 3. ASCE 41-23'e göre değerlendirme için kabul edilen mevcut malzeme dayanımları

	Bilgi Düzeyi Katsayısı	**f'_m**	**v_{me}**	**f'_{dt}**
RYTEİE-2019'da Karşılığı		**f_m**	**τ_0**	**$f_{dç}$**
	-	**MPa**	**MPa**	**MPa**
Dolu Tuğla	0.75	1.96	0.46	0.35
Delikli Tuğla	0.75	1.96	0.46	0.35
Briket	0.75	1.96	0.46	0.35
Taş	0.75	1.96	0.46	0.35

4 Analiz Kabulleri

RYTEİE-2019'a göre geçekleştirilen analizlerde üç boyutlu sonlu elemanlar modeli hazırlanması beklenmektedir. Bu modellerde duvar kesitleri çubuk veya kabuk sonlu elemanları ile döşemeler ise kabuk sonlu elemanları ile modellenmektedir. Betonarme döşemelerde rijit diyafram oluşturulmaktadır. Duvar brüt enkesit rijitliği ve buna bağlı modal özellikler ile hesaplanan deprem yükleri dikkate alınmaktadır.

TBDY-2018'e göre gerçekleştirilen analizlerde sonlu elemanlar veya eşdeğer çubuk yöntemleri kullanılmaktadır. Deprem yüklerinin belirlenmesinde etkin rijitlikler kullanılmaktadır. Etkin rijitlikler brüt enkesit rijitliklerinin %50'si olarak belirlenmektedir. TBDY-2018'e göre gerçekleştirilen değerlendirmede analiz kabullerine ek olarak bu yönetmelikte belirtilen ve değerlendirme için önemli olduğu düşünülen bazı hususlar bulunmaktadır. Buna göre etkin rijitlik ile elde

edilen göreli yer değiştirmelerin 0.007 değerinin aşılmaması istenmektedir. Göreli kat ötelemeleri kontrolü diğer yönetmeliklerde bulunmamasına rağmen TBDY-2018'de bir kontrol hususu olarak verilmektedir. TBDY-2018'e göre yeni yapılacak donatısız yığma binalar için izin verilen bina yükseklik sınıfı BYS=8'dir. Ancak, incelenen bina örneğinde BYS=6 olup izin verilen yükseklik sınırı aşılmaktadır. TDBY-2018 Tablo 11.4'e göre minimum duvar kalınlıkları ve maksimum duvar yükseklik/kalınlık oranları tanımlanmaktadır.

ASCE 41-23'e göre gerçekleştirilen analizlerde brüt enkesit rijitliği ve buna bağlı modal özellikler ile hesaplanan deprem yükleri dikkate alınmaktadır. Bu yönetmelikte de sonlu elemanlar veya eşdeğer çubuk yaklaşımı kullanılmaktadır. Ayrıca bu yönetmelikte donatısız yığma duvarların doğrusal olmayan analizlerine yönelik detaylar verilmektedir.

Bu çalışmada taşıyıcı yığma duvarlar ve betonarme döşemeler kabuk sonlu elemanlar ile modellenmiştir.

5 Eleman Dayanımları

5.1. RYTEİE-2019

RYTEİE-2019'a göre incelenen binanın yığma duvarlarında düşey yük etkileri altında duvar eksenel gerilmeleri, σ Denklem (1)'de belirtilen sınır durumu için kontrol edilmiştir. η basınç dayanımı azaltma katsayısı, duvar narinlik oranına bağlı olarak hesaplanmaktadır. f_m ise mevcut duvar basınç dayanımını ifade etmektedir.

$$\sigma \leq 0.65\,\eta\,f_m \tag{1}$$

RYTEİE-2019'a göre incelenen binanın yığma duvarlarında düzlem dışı göçme riski bulunan duvarlar kontrol edilmektedir. Çalışma konusu binada 1sn periyot için spektral ivme katsayısı, S_{D1} =0,32 ve binanın dört katlı olması sebebiyle duvar net yüksekliği/ duvar kalınlığı, H_d/t sınırı 20 olarak belirlenmiş olup bu sınır değerine göre değerlendirilmiştir.

RYTEİE-2019'a göre düşey yükler ve deprem etkileri altında hesaplanan duvar kesme kuvvetinin, Denklem (2)'de verilen duvar kesme kapasitesine bölünmesi ile etki/kapasite oranı, m, değeri hesaplanarak ilgili sınır değeri olan $m_{sınır}$=2 ile karşılaştırılmaktadır. Bu ifadede τ_0 duvar kayma dayanımını, σ düşey yük etkileri için hesaplanan duvar eksenel gerilmesini, l_d duvar uzunluğunu, t ise duvar kalınlığını göstermektedir.

$$\text{Kayma Dayanımı} = (\tau_0 + 0.5\sigma) l_d t \tag{2}$$

RYTEİE-2019'a göre yığma duvarların düzlem içi eğilme etkisi altında eğilme göçmesi durumu kontrol edilmektedir. Düşey yükler ve deprem etkileri altında hesaplanan duvar kesme kuvvetinin, Denklem (3)'te verilen duvar kesme kapasitesine bölünmesi ile etki/kapasite oranı, m değeri hesaplanarak ilgili sınır değeri olan $m_{sınır}$=3 ile karşılaştırılmaktadır. Bu ifadede H_d duvar net yüksekliğini, σ düşey yük etkileri için hesaplanan duvar eksenel gerilmesini, l_d duvar uzunluğunu, t ise duvar kalınlığını göstermektedir.

$$\text{Eğilme Dayanımı} = \sigma \frac{l_d^2 t}{H_d}\left(1 - \frac{\sigma}{0.8 f_m}\right) \geq 0.1 f_m \frac{l_d^2 t}{H_d} \quad (3)$$

RYTEİE-2019'a göre yığma duvarların düzlem içi kayma gerilmeleri etkisi altında diyagonal çekme göçmesi kontrol edilmektedir. Düşey yükler ve deprem etkileri altında hesaplanan duvar kesme kuvvetinin, Denklem (4)'te verilen duvar kesme kapasitesine bölünmesi ile etki/kapasite oranı, m, değeri hesaplanarak ilgili sınır değeri olan $m_{sınır}$=1 ile karşılaştırılmaktadır. Denklem (4)'te belirtilen β ifadesi diyagonal çekme göçmesinde azaltma katsayısını, $f_{dç}$ ise duvar diyagonal çekme dayanımı ifade etmektedir.

$$\text{Diyagonal Çekme Dayanımı} = \beta\, f_{dç}\, l_d t \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{dç}}} \quad (4)$$

5.2. TBDY-2018

TBDY-2018 Madde 15.2.10.3 ve 15.8.8 kapsamında Madde 11.4.3'e göre donatısız yığma duvar kesme dayanımı kontrolü gerçekleştirilmektedir. Duvar kesme dayanımlarında düşey yükler ile depremin ortak etkisinde elde edilen gerilme değerleri kullanılmaktadır. Düşey yükler ve deprem etkileri altında hesaplanan duvar kesme kuvvetinin, duvar kesme kapasitesine bölünmesi ile etki/kapasite oranı, m, değeri hesaplanarak ilgili sınır değeri olan $m_{sınır}$=1 ile karşılaştırılmaktadır. Denklem (5) ile verilen duvar kesme tasarımı dayanımı ifadesinde, f_{vk0} eksenel gerilmenin bulunmadığı durumdaki karakteristik kesme dayanımını, σ_d yük katsayıları ile çarpılmış duvar eksenel basınç gerilmesini, l_c duvarın basınca çalışan kısmının boyunu, t ise duvar kalınlığını göstermektedir. Malzeme dayanım azaltma katsayısı γ_m ise 2 olarak dikkate alınmaktadır.

$$f_{vd} = \frac{(f_{vk0} + 0.4\sigma_d) l_c t}{\gamma_m} \quad (5)$$

Donatısız yığma duvarlarda taşıyıcı yığma duvar kesme kuvveti dayanımı, V_{Rd} duvara etkiyen tasarım kesme kuvvetinden büyük olmalıdır. Denklem (6)'da verilen duvar kesme dayanımında, b katsayısı duvar yatay kesitinde kayma gerilmelerinin dağılımını belirleyen şekil katsayısını, N_{ed} yük katsayıları ile çarpılmış eksenel kuvveti göstermektedir.

$$V_{Rd} = l\ t\ \frac{1.5 f_{vk0}}{b} \sqrt{1 + \frac{N_{ed}}{1.5\ l\ t\ f_{vk0}}} \quad (6)$$

Yığma duvarlara düşey doğrultuda etkiyen tasarım kuvveti N_{ed}'in, duvar eksenel yük tasarım dayanımı olan N_{Rd}'den daha küçük olması beklenmektedir. Duvar düşey tasarım dayanımında dikkate alınan narinlik katsayısı, λ, RYTEİE-2019'da belirtilen η ile benzer şekilde elde edilmektedir.

5.3. ASCE-41-23

Yığma duvarların ASCE 41-23 Bölüm 11.3.2.2.2'ye göre kayma gerilmeleri etkisi altında kayma göçmesi davranışı kontrol edilmektedir. Düşey yükler ve deprem etkileri altında hesaplanan duvar kesme kuvveti, Denklem (7)-(9)'da verilen duvar beklenen kesme dayanımlarından en küçüğü ile karşılaştırılmaktadır. İlgili sınır değer, duvar düşey gerilmesi oranı ve duvar geometrisine bağlı olarak hesaplanmaktadır. Bu denklemlerde verilen v_{me} beklenen kayma dayanımını, l_d duvar uzunluğunu, t duvar kalınlığını, P_D duvar üst ucunda zati yüklerden oluşan eksenel kuvveti, P_w duvar öz ağırlığını göstermektedir. α katsayısı üst ucu serbest olan duvarlarda 0,5, her iki ucu tutulu duvarlarda 1,0 olarak verilmektedir.

$$V_r = 0{,}9(\alpha P_D + 0{,}5 P_w) L\ /h_{eff} \quad (7)$$

$$V_{bjs1} = v_{me} l_d t \quad (8)$$

$$V_{bjs2} = 0{,}5\ P_D \quad (9)$$

Yığma duvarların ASCE 41-23 Madde 11.3.2.2.4 kapsamında düzlem içi kayma gerilmeleri etkisi altında diyagonal çekme göçme davranışı kontrol edilmektedir. Düşey yükler ve deprem etkileri altında hesaplanan duvar kesme kuvvetinin, Denklem (10)'da verilen duvar kesme kapasitesi V_{dt}'ye bölünmesi ile etki/kapasite oranı hesaplanarak ilgili sınır değeri olan $m_{sınır}$=1 ile karşılaştırılmaktadır. Denklem (10)'da verilen f'_{dt} alt limit diyagonal çekme dayanımını, β değeri duvar uzunluğu/duvar yüksekliğine bağlı belirlenen şekil katsayısını, f_a düşey yüklerden meydana gelen eksenel basınç gerilmesini belirtmektedir.

$$V_{dt} = f'_{dt} l_d t\ \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (10)$$

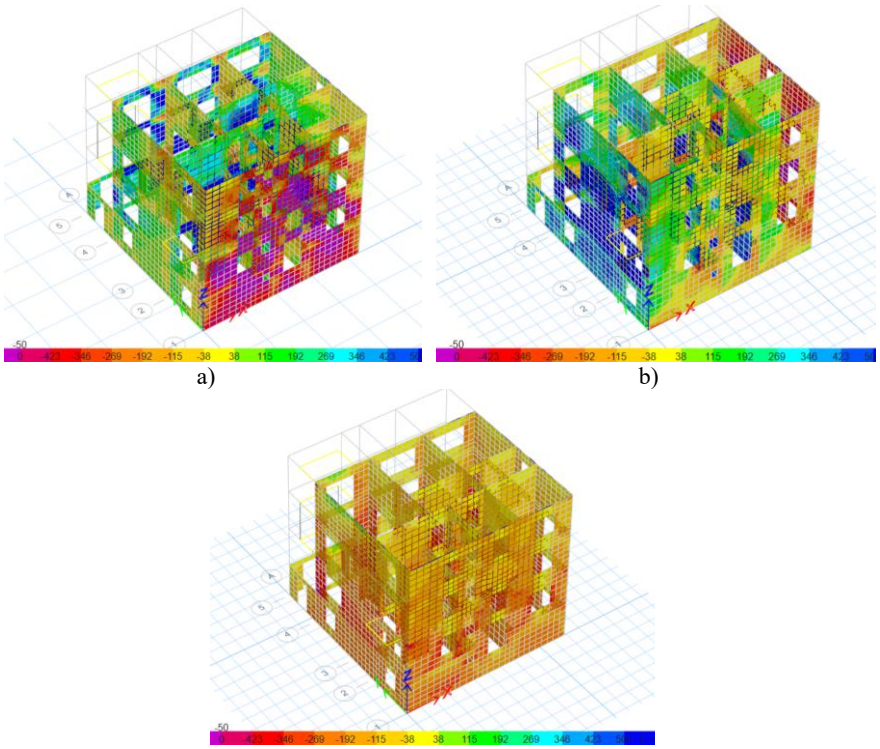
Yığma duvarların ASCE 41-23 Madde 11.3.2.2.3 kapsamında düzlem içi eğilme etkisi altında eğilme göçme davranışı bu bölümde kontrol edilmektedir. Düşey yükler ve deprem etkileri altında hesaplanan duvar kesme kuvvetinin, Denklem (11)'de verilen duvar kesme kapasitesi V_{tc}' ye bölünmesi ile etki/kapasite oranı, m değeri hesaplanmaktadır. Her bir duvar elemanı için elde edilen bu değer duvar geometrisi ve düşey gerilme oranına bağlı olarak belirlenen ilgili sınır değeri ile karşılaştırılmaktadır.

$$V_{tc} = f_a \frac{l_d^2 t}{H_{eff}} \left(1 - \frac{f_a}{0.7 f_m'}\right) \quad (11)$$

Bu yönetmeliğe göre (7), (8), (9)'da verilen duvar beklenen kesme dayanımlarının (10) ve (11)'de verilen alt limit kesme dayanımlarından daha düşük olması durumunda ilgili duvar elemanının deformasyon kontrollü davranış göstereceği değerlendirilmektedir. Aksi durumda ilgili duvarların kuvvet kontrollü olarak göz önüne alınarak sınır etki/kapasite oranı 1,0 olarak dikkate alınmaktadır.

6 Sonuçlar

İncelenen binanın her iki doğrultuda gerçekleştirilen analizleri sonucunda her bir yönetmelik için aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır. Duvar gerilme dağılımları Şekil 2'de verilmektedir.



Şekil 2. Duvar Gerilmeleri, Mpa, a) X yönü Deprem Etkileri Kayma Gerilmeleri, b) Y yönü Deprem Etkileri Kayma Gerilmeleri, c) Düşey Yük Etkileri Eksenel Gerilmeleri.

RYTEİE-2019 Madde 7.4.2'ye göre risk sınırı aşılan duvarlarda hesaplanan kesme kuvvetinin o kattaki toplam kat kesme kuvvetine oranı %35'ten fazla olması durumunda bina Riskli Bina olarak kabul edilmektedir. Risk sınırı aşılan duvarlar tarafından taşınan kesme kuvveti oranları Tablo 4'te belirlenmiştir. Buna göre her iki doğrultu da ve tüm katlarda bu oranın aşıldığı görülmektedir.

TBDY-2018 Madde 15.8.8'e göre kesme dayanımı aşılan duvarların kat kesme kuvvetine katkısı %40'ın üzerinde ise bina "Göçme Durumu" performans seviyesinde olduğu kabul edilmektedir. Kesme dayanımı aşılan duvarların kat kesme kuvvetine katkısının Tablo 5'e göre tüm katlar için bu oranın üzerinde olduğu görülmüştür.

ASCE 41-23 tablo 11.3'te duvar elemanları için hasar sınırları verilmektedir. İncelenen binanın her iki doğrultusu için gerçekleştirilen kontrollerde Can Güvenliği hasar sınırı aşılan duvarlar tarafından taşınan kesme kuvveti toplamının kat kesme kuvveti oranları Tablo 6'da hesaplanmıştır. Buna göre duvarların büyük çoğunluğunda bu sınırın aşıldığı görülmüştür.

Tablo 4. Riskli Yapılar Yönetmeliği RYTEİE-2019 kapsamında risk sınırı aşılan duvarlar tarafından taşınan kesme kuvveti oranları.

	+X Yönü	**+Y Yönü**	**--X Yönü**	**-Y Yönü**
2NK (+11.15)	43%	92%	43%	92%
1NK (+8.40)	55%	69%	57%	68%
ZEMIN (+5.45)	65%	72%	67%	73%
BODRUM(+2.50)	93%	95%	94%	87%

Tablo 5. TBDY-2018 Yönetmeliği kapsamında kesme dayanımı aşılan duvarlar tarafından taşınan kesme kuvveti oranları.

	+X Yönü	**+Y Yönü**	**-X Yönü**	**-Y Yönü**
2NK (+11.15)	53%	90%	54%	94%
1NK (+8.40)	58%	76%	58%	72%
ZEMIN (+5.45)	67%	77%	69%	77%
BODRUM(+2.50)	92%	84%	92%	88%

Tablo 6. ASCE 41-23 yönetmeliği kapsamında can güvenliği hasar sınırı aşılan duvarlar tarafından taşınan kesme kuvveti oranları.

	+X Yönü	+Y Yönü	-X Yönü	-Y Yönü
2NK (+11.15)	54%	91%	55%	91%
1NK (+8.40)	60%	79%	63%	79%
ZEMIN (+5.45)	71%	78%	70%	78%
BODRUM(+2.50)	94%	81%	94%	75%

İncelenen binanın her iki doğrultusunda farklı yönetmelikler için gerçekleştirilen analizler sonucunda taşıma gücü aşılan duvar kesme kuvveti oranları için oldukça benzer değerlere ulaşılmıştır. Bu çalışma kapsamında hedeflenen performansın sağlamamış olmasının tespit edilen bazı nedenleri ise aşağıdaki değerlendirmelerle paylaşılmaktadır:

- Güncel deprem yönetmeliğine göre yeni yapılacak donatısız yığma duvarlı binalarda izin verilen bina yükseklik sınıfı BYS=8 olup, incelenen binada bu yükseklik sınırı aşılmaktadır.
- TDBY-2018 Tablo 11.4'e göre minimum duvar kalınlıkları tanımlanmıştır. Buna göre taş birimler için minimum kalınlık 35 cm, diğer kagir birimler için ise 24 cm olması gerekliliği ifade edilmiştir. İncelenen yapıda taş birimler için kalınlığı 30 cm, diğer kagir birimlerde ise 19 cm olduğundan minimum duvar kalınlığı koşulunun sağlanamadığı görülmektedir.
- TBDY-2018 Madde 11.3.5'e göre binada meydana gelen göreli kat ötelemelerinin 0.007 değerinin altında olması gerektiği belirtilmektedir. Ancak binada her iki doğrultuda da bu koşulun sağlanamadığı görülmektedir. Bu durum duvar kalınlıklarının/alanlarının yetersiz olduğunu göstermektedir.

Kaynaklar

1. ASCE 41-23 American Society of Civil Engineers (2023). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE41-23). Virginia.
2. Ay BÖ, Azak TE (2016) Türkiye'de Değişen Yapı Özelliklerinin Karşılaştırmalı İncelemesi. Çukurova Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Dergisi 36(4),1111-1126.
3. Boduroğlu MH (2000) İstanbul'un Yapı Stoğu ve Sorunları. İkinci İstanbul ve Deprem Sempozyumu, sayfa 63-68, İstanbul.
4. Dilsiz A, Türer A (2005) Türkiye'de Yığma Binalar İçin Depremsel Risk Haritası Oluşturulması. Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Arttırılması Çalıştayı, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.
5. Kuran F, Mısır İS, Aldemir Ö, Tuna E, Fırat S (2020) 2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği Yığma Yapılar Bölümü Üzerine Bir Değerlendirme ve Donatısız Yığma Bina Örnekleri için Karşılaştırmalı Analiz. Turkish Journal of Earthquake Research 2(1), 47-60.

6. Mısır İS, Kuran F, Tuna E, Aldemir Ö, Fırat S (2019) Donatısız Yığma Bina Örneklerinin 2019 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarımı ve Mevcut Bina Değerlendirmesi. 5. International Conference on Earthquake Engineering and Seismology, METU Ankara,Turkey.
7. RYTEİE-2019, T.C. Çevre Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı (2019) Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar (RYTİE-2019). Ankara.
8. TBDY-2018, T.C. İçişleri Bakanlığı (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018). T.C. Resmî Gazete (30364,18 Mart 2018). Ankara.
9. The Masonry Society (2016) Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures (TMS 402/602-16). Longmont.

Demir Kenet ve Zıvana İçeren Tarihi Taş Duvarların Yapısal Modellenmesi ve Düzlem İçi Davranışlarının İncelenmesi

Melika Salman[1][0000-0002-1982-6836] ve Oğuz Cem Çelik[2][0000-0001-9448-2562]

[1] Y.Lisans Öğrencisi, Deprem Mühendisliği Programı, Afet Yönetimi Enstitüsü, İstanbul Teknik Üniversitesi
[2] Yapı ve Deprem Mühendisliği Birimi, Mimarlık Fakültesi, İstanbul Teknik Üniversitesi
salman21@itu.edu.tr

Özet. Depremler, zayıf zemin özellikleri, yanlış yapısal müdahale, vandalizm ve iklimsel etkiler tarihi yapılarda çatlaklara, malzeme kayıplarına, demir elemanlarda korozyona ve yapısal göçmelere neden olabilir. Kültürel varlıkların gelecek nesillere ulaştırılabilmesi için zaman içinde meydana gelen hasar mekanizmalarının anlaşılması ve olası sorunların önlenmesi büyük önem taşımaktadır. Tarihi yapılarda duvar kapasitelerinin doğru belirlenmesi, heterojen yapı ve inşasında belirli bir standardın olmaması nedeniyle zordur. Bu çalışmada, taşları bir arada tutmak için kullanılan demir kenetler ve zıvanaları içeren kuru derzli taş duvarlar, her bir birimin ayrı ayrı temsil edildiği detaylı bir mikro modelleme yöntemi ile incelenmiştir. Kenetlerin ve zıvanaların duvar davranışı üzerindeki etkisini inceleyen sınırlı sayıda deneysel ve sayısal çalışma bulunmaktadır. Gerçekçi sonuçlar elde edebilmek için uygun malzeme modelleri, modelleme teknikleri, sınır koşulları, yüzey etkileşimleri, sonlu eleman ağı kalitesi ve analiz prosedürleri dikkatle seçilmelidir. Bu kapsamda, tarihi duvarlardaki en küçük anlamlı birim mikro düzeyde ABAQUS yazılımında üç boyutlu (3D) olarak modellenmiştir. Kritik öneme sahip arayüzlerde taş-taş, taş-kenet ve taş-zıvana temas noktaları tanımlanmıştır. Bu kapsamda dört ana grup altında toplam on iki farklı duvar modeli geliştirilmiştir: (1) yalnızca kuru derzli taş duvar, (2) yalnızca kenet içeren taş duvar, (3) yalnızca zıvana içeren taş duvarlar, (4) hem kenet hem de zıvana içeren taş duvarlar. Duvarlara doğrusal olmayan statik itme analizleri düzlem içinde uygulanmıştır ve çalışmada ilgili standartlarda belirtilen performans seviyelerine karşılık gelen durumlar esas alınarak kapasite eğrileri elde edilmiştir. Performans seviyeleri, ulusal ve uluslararası standartlara göre değerlendirilmiştir. Çalışmada, demir elemanların sayı ve kombinasyonları ana araştırma parametresi olarak belirlenmiş olup, yapılan detaylı modelleme ile duvar ve bağlantı elemanlarındaki hasar gelişimi incelenmiştir. Sayısal sonuçlar, eksenel yük seviyesi ile kenet ve zıvana konfigürasyonunun duvar performansı üzerinde belirgin etkileri olduğunu göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Mikro Modelleme, Duvar, Tarihi Taş Yapılar, Kenet, Zıvana, Performans Seviyesi.

1 Giriş

Türkiye, tarihi ve kültürel miras bakımından zengin bir coğrafyada yer almakta olup, birçok tarihi yapı barındırmaktadır. Bu yapılar yalnızca kültürel bir değer değil aynı zamanda mimari, yapısal ve teknolojik açıdan da incelenmesi gereken karmaşık sistemlerdir. Özellikle depremselliği yüksek bölgelerde bulunan tarihi yapılarda güvenliğin arttırılması, koruma ve güçlendirme çalışmalarının bilimsel temellere oturtulmasını zorunlu kılmaktadır. Kuru derzli kesme taş duvarlar, özellikle anıtsal yapılarda sıkça kullanılan sistemler arasında yer almakta olup bu yapıların davranışları, kullanılan bağlantı elemanlarına ve taş blokların etkileşimine büyük ölçüde bağlıdır. Bu bağlamda, demir bağlantı elemanlarının (kenet ve zıvana) yapısal performansa etkisinin anlaşılması kritik bir mühendislik problemidir.

Bu çalışmada, kuru derzli kesme taş duvar sistemlerinde yer alan demir bağlantı elemanlarının taşıyıcı sisteme etkileri mikro modelleme yaklaşımıyla sayısal olarak incelenmiştir. Farklı bağlantı kombinasyonları ile oluşturulan sonlu eleman modelleri, rijitlik, süneklik ve göçme mekanizmaları açısından karşılaştırılmıştır. Lourenço ve Rots (2000), taş duvarların düşey yükler altındaki blok dönmesi ve burkulma etkilerini mikro modelleme ile analiz etmiş, arayüz davranışının taşıyıcı sistemde belirleyici olduğunu vurgulamıştır. Roca vd. (2010), deneysel çalışmalarla destekledikleri sayısal modellerin, yük–yerdeğiştirme davranışını ve çatlak oluşumlarını başarılı şekilde öngördüğünü ortaya koymuştur. Çok tabakalı taş duvarlarda zıvana elemanların tekrarlı yatay yükler altında süneklik ve enerji sönümleme kapasitesini arttırdığını Demir (2012) deneysel olarak göstermiştir. Nikolić vd. (2020), farklı malzeme türlerinden kenet ve zıvanaların mekanik katkılarını karşılaştırmış, demir bağlantı elemanlarının dayanımı arttırdığını ve çatlak gelişimini sınırladığını raporlamıştır. Son olarak Çelik (2024), tarihi kargir yapılarda lifli polimerler, shotcrete uygulamaları ve öngerilmeli sistemler gibi farklı güçlendirme tekniklerini değerlendirmiş, 1964 tarihli Venedik Tüzüğü ilkelerine uygun geri dönüşümlü çözümlerin önemini vurgulamıştır. Bu çalışma, demir bağlantı elemanlarının mikro düzeyde ayrıntılı modellenmesi, taş bloklar arası temas koşullarının fiziksel olarak tanımlanması ve farklı yerleşim senaryolarının yapısal performans üzerindeki etkilerinin değerlendirilmesi yönüyle literatüre katkı sağlamaktadır. Demir bağlantı elemanları olan kenet ve zıvanaların küfeki taşına ankrajı, erimiş kurşun kullanılarak sağlanmaktadır. Kurşun, modelde fiziksel olarak doğrudan temsil edilmemiş olup, bunun yerine etkisi arayüz etkileşimleri üzerinden tanımlanmıştır. Elde edilen bulgular, tarihi yapıların performans analizine ve müdahale stratejilerine bilimsel temel oluşturmayı amaçlamaktadır.

2 Sayısal Modelleme

2.1 Geometrik Model

Bu çalışma kapsamında, farklı demir bağlantı elemanlarının kuru kesme taş duvar sistemlerinin yapısal davranışı üzerindeki etkisini incelemek amacıyla dört farklı duvar modeli oluşturulmuştur. Modellerdeki tüm elemanlar AutoCAD Mechanical programında solid (katı) olarak modellenmiştir. Tüm duvar modellerinde, eksenel yükü ve yanal yerdeğiştirmeyi aktarmak amacıyla duvar üstüne fiktif betonarme kiriş dahil edilmiştir. Duvarlar standart olarak 1000 × 1000 × 250 mm boyutundadır. Modeller arasında karşılaştırmalı analiz yapılabilmesi adına aşağıda verilen duvar tipleri ele alınmıştır:

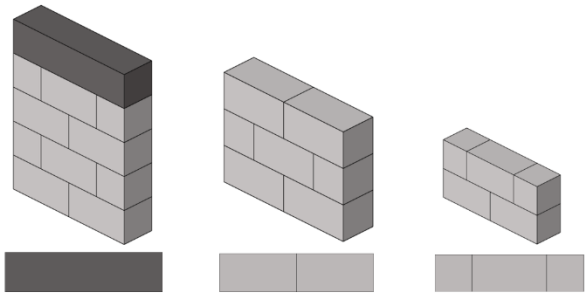
Taş Duvar: Hiçbir demir bağlantı elemanı içermeyen, yalnızca taş bloklardan oluşan model (Şekil 1).

Kenetli Duvar: Yalnızca yatay düzlemdeki taşları bağlayan kenet elemanlarının bulunduğu model (Şekil 2).

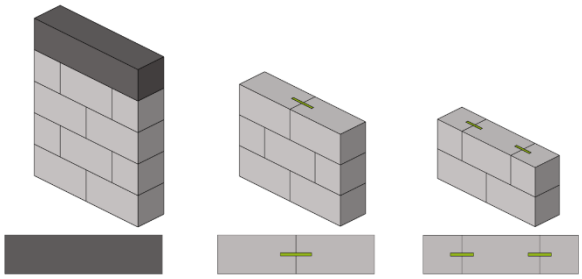
Zıvanalı *Duvar*: Düşey yönde yerleştirilmiş zıvana elemanlarıyla taşları birbirine bağlayan duvar modeli (Şekil 3).

Hibrit/Karma Duvar: Hem zıvana hem de kenet elemanlarını içeren, hibrit/karma bağlayıcılı yapıya sahip duvar modeli (Şekil 4).

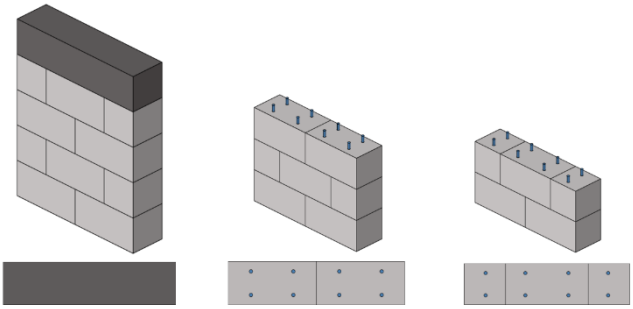
Modellerde kullanılan demir bağlantı elemanlarının (kenet ve zıvana) boyutsal ve geometrik özellikleri, Tanyeli (1990) tarafından yapılan çalışmadan referans alınarak belirlenmiştir. (Şekil 5). Bu sayede, tarihi yapı pratiğine uygun parametrelerle oluşturulan modeller aracılığıyla analiz sonuçlarının gerçekçi ve uygulanabilir olması hedeflenmiştir. Duvar konfigürasyonlarına ait enkesitler Şekil 6'da sunulmuştur. Verilen tüm ölçüler milimetre (mm) birimindedir.



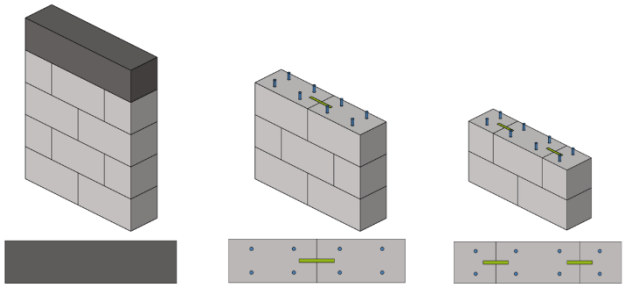
Şekil 1. Taş model.



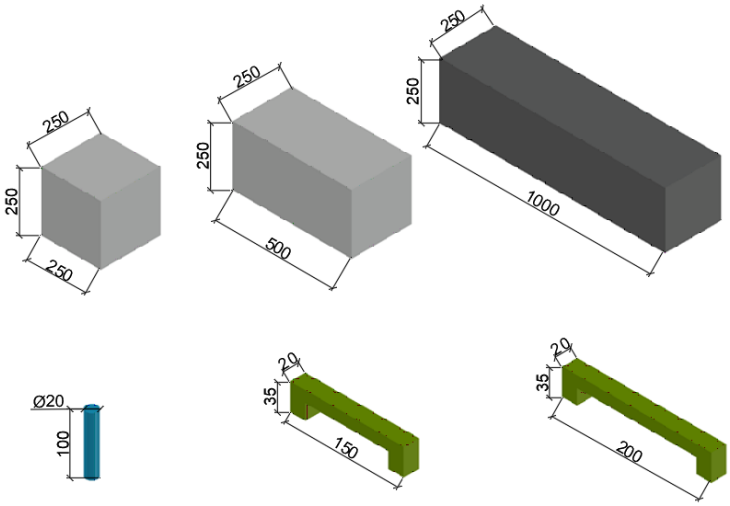
Şekil 2. Kenet model.



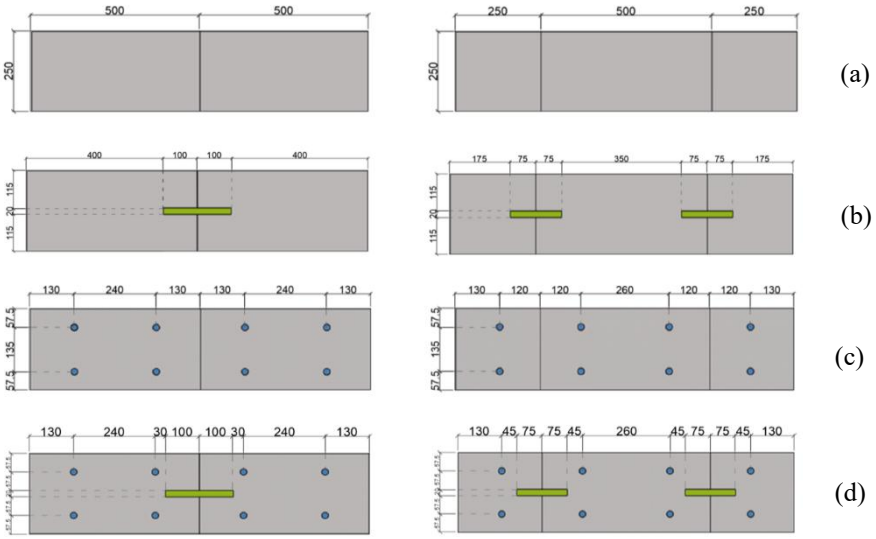
Şekil 3. Zıvanalı model.



Şekil 4. Hibrit model.



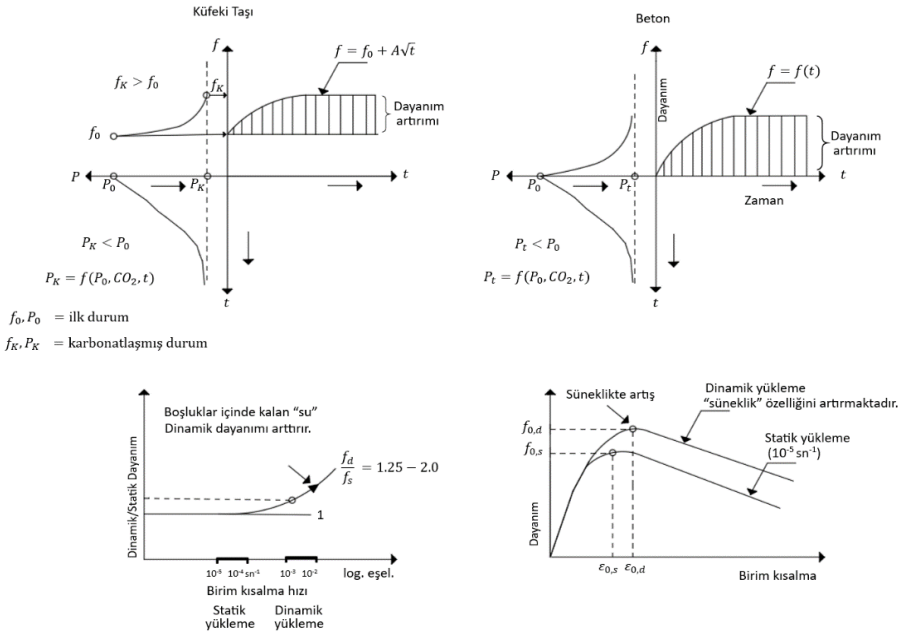
Şekil 5. Genel eleman boyutları.



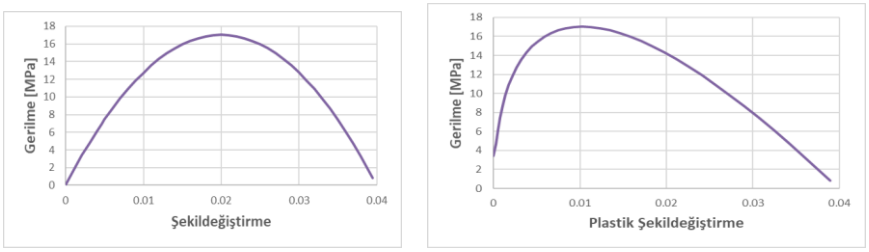
Şekil 6. Duvarların konfigürasyonlarına ait enkesitler; (a) Taş duvar, (b) Kenetli duvar, (c) Zıvanalı duvar, (d) Hibrit duvar.

2.2 Malzeme Modeli

Küfeki Taşı: Modellemelerde taş blokların yapısal davranışını temsil edebilmek için Concrete Damage Plasticity (CDP) malzeme modeli kullanılmıştır. Betonun doğrusal olmayan davranışlarını tanımlamak üzere geliştirilen bu model, plastik deformasyon ve hasar etkilerini birlikte değerlendirebilmektedir. Literatürde Arıoğlu (1998) tarafından küfeki taşının betonla benzer mekanik özellikler gösterdiği belirtilmiştir. Küfeki taşının ocaktan ilk çıktığındaki birim hacim ağırlığı yaklaşık 22 kN/m³, başlangıç basınç dayanımı $f=f_0=$ 20~30 MPa'dır. Taşın atmosfer koşullarında CO_2 ile reaksiyona girmesi sonucu "karbonatlaşma" olayı başlar. 30 gün sonunda taşın birim hacim ağırlığı yaklaşık %14 artarken, dayanımı 45 MPa'a ulaşabilmektedir. Çekme dayanımının basınç dayanımına oranı yaklaşık %9'dur. Şekil 7'de de verildiği gibi, küfeki taşının zamanla dayanımının artması beton davranışına benzemektedir. Aralarındaki en önemli fark beton için t=0 anında f=0 iken taş için t=0 anında $f=f_0$ gibi bir başlangıç dayanımına sahip olmasıdır. Bu nedenle, küfeki taşı için CDP modeli uygun bir temsil aracı olarak değerlendirilmiştir.Modelde kullanılan temel taş parametreleri ise Menteşe (2018) çalışmasından alınmıştır. Bu kapsamda elde edilen gerilme şekildeğiştirme eğrileri Şekil 8'de sunulmuştur. Küfeki taşı için ilgili parametreler Tablo 1'de verilmiştir.



Şekil 7. Küfeki taşında karbonatlaşma mekanizmasının beton davranışı ile karşılaştırılması (Arıoğlu vd. 1998'den uyarlanmıştır).



(a) (b)

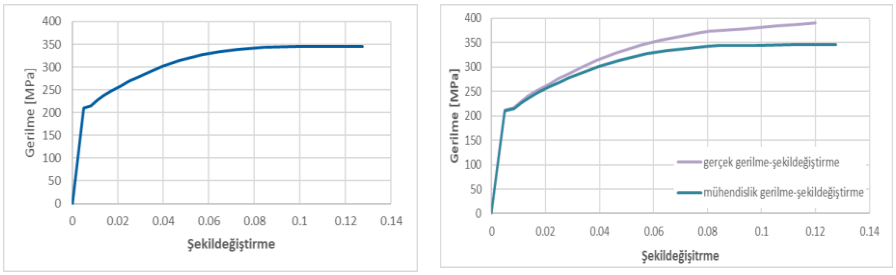
Şekil 8. Küfeki taşı için CDP eğrileri, (a) Gerilme-şekildeğiştirme eğrisi (b) Gerilme-plastik şekildeğiştirme eğrisi.

Tablo 1. Detaylı mikro modelde taş malzeme için mekanik parametreler (CDP).

Küfeki Taşı			
γ	2100	[kg/m³]	Yoğunluk
E	17500	[N/mm²]	Elastisite modülü
ν	0.20	[-]	Poisson oranı
f_b	17	[N/mm²]	Basınç dayanımı
f_t	1.7	[N/mm²]	Çekme dayanımı
ψ	35	[°]	Ayrılma açısı
f_{b0}/f_{c0}	1.16	[-]	
ϵ	0.10	[-]	Dışmerkezlik
K	0.67	[-]	Gerilme sabiti

Dövme Demir: Kuru derzli taş duvarlar, harç kullanılmadan inşa edilen duvarlardır. Bağlayıcı elemanlar olarak ise kenetler ve zıvanalar kullanılmaktadır. Düşeydeki bağlantı ve süreklilik zıvanalar aracılığıyla sağlanırken, yataydaki bağlantı ve süreklilik kenetler tarafından temin edilmektedir. Demir bağlantı elemanları olan kenet ve zıvanalar, geleneksel yapım pratiğine uygun biçimde dövme demir malzeme esas alınarak modellenmiştir. Bu doğrultuda dövme demirin mekanik özellikleri, literatürde Bussell (1997) tarafından sunulan gerilme–şekil değiştirme eğrileri referans alınarak belirlenmiştir. Dövme demirin davranışı, yapısal çeliğe benzerlik göstermektedir. Demirin doğrusal olmayan malzeme modeli oluşturulurken, mühendislik gerilme–şekildeğiştirme verilerinin gerçek gerilme–şekildeğiştirme verilerine dönüştürülmesi gerekmektedir. Mühendislik gerilme–şekil değiştirme eğrisi, başlangıç geometrisi esas alınarak elde edildiğinden genellikle düşük deformasyon seviyeleri için kullanılmaktadır. Buna karşın gerçek gerilme–şekildeğiştirme eğrisi, anlık geometrik değişimleri de dikkate aldığından, yüksek deformasyon seviyelerinde malzeme davranışını daha doğru şekilde temsil etmektedir. Dövme demirin elastik ve plastik davranışlarının modellenmesinde gerçek gerilme–şekildeğiştirme dönüşümleri uygulanmış, böylece bu bağlantı

elemanlarının yük taşıma kapasiteleri ve deformasyon özellikleri, yapının genel tepkisiyle tutarlı ve fiziksel gerçekliğe uygun biçimde modellenmiştir (Şekil 9).



(a) (b)

Şekil 9. Tipik bir dövme demir için gerilme – şekildeğiştirme eğrisi, (a) Gerçek gerilme şekildeğiştirme, (b) Gerçek gerilme şekildeğiştirme ve mühendislik gerilme şekildeğiştirme eğrileri. (Bussell 1997)'den uyarlanmıştır.

Dövme demir için Şekil 9'da verilen gerilme-şekildeğiştirme eğrisinde demirin davranışı akma noktasına kadar lineer elastiktir. Artan gerilme ile %13'ten büyük deformasyon kapasitesi göstererek sünek bir davranış sergiler. ABAQUS programına dövme demir için tanımlanacak olan mekanik parametreler Tablo 2'da verilmiştir.

Tablo 2. Detaylı mikro model demir malzeme için mekanik parametreler (Bussell, 1997).

Dövme Demir			
γ	7750	[kg/m³]	Yoğunluk
E	200000	[N/mm²]	Elastisite modülü
ν	0.25	[-]	Poisson oranı
f_y	210	[N/mm²]	Akma dayanımı
σ_u	346	[N/mm²]	Maksimum çekme dayanımı

2.3 Arayüz Etkileşim Modelleri

Detaylı mikro modelleme, yapısal analiz sonucunda her bir bileşenin davranışındaki değişimleri incelemeyi amaçlamaktadır. Elemanların birbirleriyle temas ettiği noktalarda bir etkileşim vardır; bu çalışmada dört etkileşim tanımlanmıştır: Bunlar taş blokların birbirine temas ettiği düşey ve yatay etkileşimler, taş-kenet ve taş-zıvana arasındaki etkileşimlerdir. Tüm etkileşim yüzeyleri Hypermesh 2019 programında modellenmiş, ABAQUS sonlu elemanlar programında gruplandırılmıştır.

Taş-Taş Arası Etkileşimler

Kuru derz duvarlar harcın bulunmadığı duvarlardır. Taşın taş ile temas ettiği arayüzeylerde bir etkileşim mevcuttur. Yatay doğrultu için bu bir sürtünme

kuvvetidir. Bu etkileşimi belirleyen en önemli unsur taşın pürüzlü yüzeyidir. Oliveria (2003), yaptığı deneysel çalşımada 8 cm x 5 cm x 4 cm boyutlarında iki taş blok için üç farklı eksenel yük seviyesi altında kayma testileri yapmıştır. Sürtünme katsayısını 0.62 olarak elde edilmiştir. Taş birimler arasındaki etkileşim ABAQUS'te bulunan "general contact" seçeneği kullanılarak tanımlanmıştır. Normal (düşey) doğrultudaki temas yüzeylerinin davranışı için "hard contact" etkileşim modeli kullanılmıştır. Bu etkileşim modeli basınç gerilmelerinin sıfırdan büyük olduğu durumlarda elemanların birbirine girişiminin engellendiği etkileşim modelidir (Tablo 3).

Taş-Kenet ve Taş-Zıvana Arası Etkileşimler

Yapıda demir elemanların taşa ankraj edilebilmesi için erimiş kurşun kullanılmaktadır. ABAQUS'te bu davranışı en iyi temsil eden etkileşim "tie constraint"tir. Tie constraint iki farklı eleman ya da yüzey arasındaki bağlantıyı sağlamak için kullanılmaktadır. Bu etkileşim tipinde "master surface" ve "slave surface" seçimi vardır. Master surface, sabitlenmiş, kontrol edilmiş yüzey olmasına karşın Slave surface, "master surface"deki değişikliklere uyum sağlayan, reaksiyon gösteren yüzeydir. Demir elemanların taş elemanlara göre rijitliğinin yüksek olması, daha yüksek gerilmelerde deformasyona uğraması bakımından demir elemanlara "master surface" etkileşimi tanımlanırken, taş elemanlara "slave surface" etkileşimi tanımlanmıştır (Tablo 3). Bu sayede yapıdaki demir elemanın taş eleman üzerindeki etkisi gözlemlenebilmektedir.

Tablo 3. Modellerde kullanılan etkileşim tipleri.

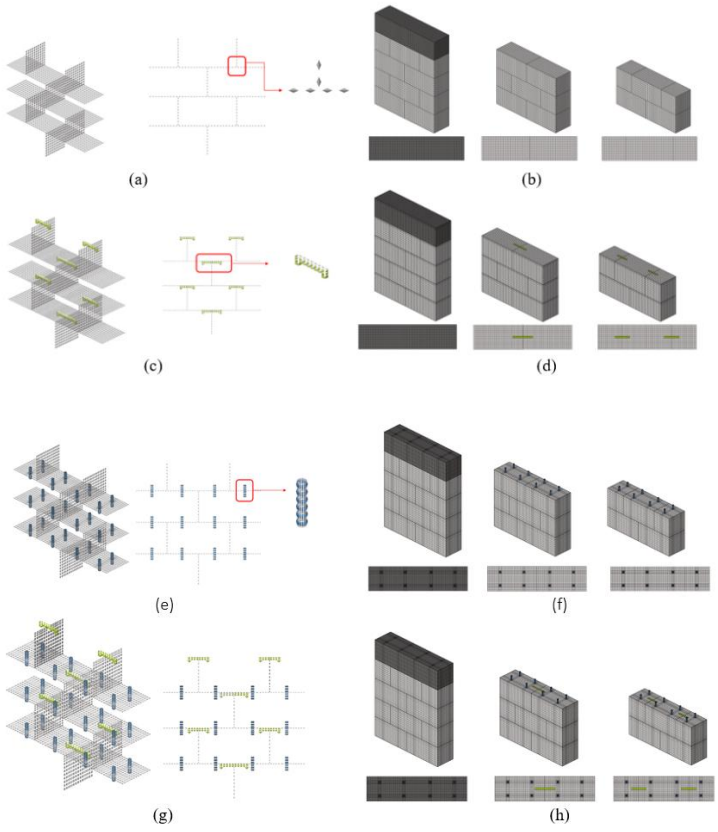
Arayüzler	Etkileşim Tipi		
Taş-Taş	General contact	Normal yön Teğetsel yön	Hard contact Penalty, $\mu = 0.62$
Taş-Kenet	Tie constraint	Master surface Slave surface	Kenet eleman Taş eleman
Taş-Zıvana	Tie constraint	Master surface Slave surface	Zıvana eleman Taş eleman
Duvar- Betonarme kiriş	Rigid body	*	*

* Bu etkileşimde rijit kabul edilecek cisim kiriştir. Yükleme kirişinin rijit body olarak tanımlanması, kirişin şekil değiştirmelerinin ve içsel kuvvetlerinin göz ardı edildiği, yalnızca kirişin yük taşıma ve iletme işlevinin dikkate alındığı bir modelleme yaklaşımıdır.

2.4 Sonlu Eleman Ağ Modeli

Analiz sonuçlarının doğruluğunu etkileyen en önemli faktörlerden biri, kullanılan sonlu elemanlar ağıdır. Bu ağ, modelin geometrisinin küçük ve basit parçalara bölünmesiyle oluşturulur ve sayısal çözümün temelini oluşturur. Ağ yapısının kalitesi, çözümün doğruluğu, stabilitesi ve süresi üzerinde doğrudan etkilidir. Daha

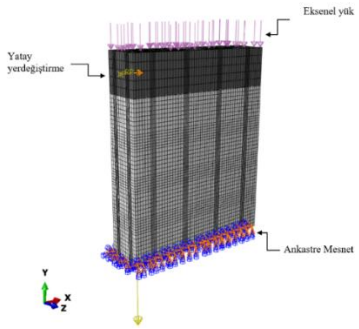
küçük ve yoğun ağlar daha hassas sonuçlar üretirken, daha seyrek ağlar daha hızlı ancak daha az doğru sonuçlar verebilir. Bu çalışmada**,** detaylı mikro modelleme tekniği benimsenmiş ve elemanlar arasındaki süreklilik düğüm noktaları (node-to-node) aracılığıyla sağlanmıştır. Sonlu elemanlar ağı, HyperMesh programı kullanılarak manuel olarak oluşturulmuş ve özellikle kritik bölgelerde ağ yoğunluğu arttırılmış, bu sayede çözümün doğruluğu iyileştirilmiştir. Modellemede kullanılan tüm elemanlar, üç boyutlu (3D) katı elemanlar olarak tanımlanmıştır. Bu kapsamda ABAQUS yazılımında C3D8R tipi sonlu eleman tercih edilmiştir. Bu eleman tipinin açılımı şu şekildedir: Eleman tipindeki harfler, modelin özelliklerini tanımlar. 'C' harfi, elemanın 'continuum' diğer bir deyişle sürekli ortam elemanı olduğunu belirtirken, '3D' ifadesi, elemanın üç boyutlu yapısını ifade eder. '8' sayısı, elemanın sekiz düğüm noktasına sahip olduğunu gösterirken, 'R' harfi ise bu elemanın 'azaltılmış entegrasyon' yöntemini kullandığını belirtmektedir.



Şekil 9 . Arayüz ve sonlu elemanlar ağ modeli: (a) ve (b) Taş model arayüz ve sonlu elemanlar ağ modeli, (c) ve (d) Kenet model arayüz ve sonlu elemanlar ağ modeli, (e) ve (f) Zıvanalı model arayüz ve sonlu elemanlar ağ modeli, (g) ve (h) Hibrit model arayüz ve sonlu elemanlar ağ modeli.

3 Analiz Prosedürleri

Analizler iki aşamada gerçekleştirilmiştir ve iki farklı yükleme prosedürleri yer almaktadır. Modellere tüm yüklemeler yükleme kirişi aracılığı ile yapılmıştır. Bu kiriş, duvarın üzerine uygulanan yükleri daha geniş bir alana yayarak, duvarın üzerindeki yük dağılımını iyileştirir ve yapının stabilitesini arttırır (Şekil 10.). İlk aşamada 0 ile 0.25 f_b MPa arasında duvar üzerindeki yükleme kirişine düşey ön yükleme yapılmıştır. Yatay yüklemeden önce, her numune istenilen eksenel gerilme seviyesine kadar düşeyde yüklenmiştir. 1.Aşama olan eksenel yükleme tamamlandıktan sonra, ikinci prosedür olan yatay düzlemde duvar göçme moduna ulaşıncaya kadar monotonik olarak artan yanal yerdeğiştirme uygulanmıştır (Tablo 4). Kullanılan performans seviyeleri arasında en üst limit %1 olduğu için, göçme modu değerlendirmeleri bu %1 öteleme oranına göre yapılmıştır. Analizler üst limit dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir.



Şekil 10. Yükleme ve sınır koşulları.

Tablo 4. Farklı eksenel yük seviyeleri altında analiz durumları.

Durum	Yönler	Yüklemeler	Aşamalar	Analiz tipi
Durum 1	Düşey	-	1. Aşama	Statik/Doğrusal Olmayan Analiz
	Yatay	%1.0 Öteleme	2. Aşama	
Durum 2	Düşey	0.05*f_b	1. Aşama	Statik/Doğrusal Olmayan Analiz
	Yatay	%1.0 Öteleme	2. Aşama	
Durum 3	Düşey	0.10*f_b	1. Aşama	Statik/Doğrusal Olmayan Analiz
	Yatay	%1.0 Öteleme	2. Aşama	
Durum 4	Düşey	0.15*f_b	1. Aşama	Statik/Doğrusal Olmayan Analiz
	Yatay	%1.0 Öteleme	2. Aşama	
Durum 5	Düşey	0.20*f_b	1. Aşama	Statik/Doğrusal Olmayan Analiz
	Yatay	%1.0 Öteleme	2. Aşama	
Durum 6	Düşey	0.25*f_b	1. Aşama	Statik/Doğrusal Olmayan Analiz
	Yatay	%1.0 Öteleme	2. Aşama	

Sonlu elemanlar modeli hazırlanan farklı demir kombinasyonu içeren detaylı mikro model için Tarihi Yapılar İçin Deprem Risklerinin Yönetimi Kılavuzu (TYDRYK), ASCE41-23 ve FEMA 356'ya göre performans seviyeleri belirlenmiş, (Tablo 5 ve Tablo 6) bu performans seviyelerine göre süneklik, rijitlik ve hasar mekanizmaları incelenmiştir.

Tarihi Yapılar İçin Deprem Risklerinin Yönetimi Kılavuzu'nda, sınırlı hasar (SH) performans seviyesi, yapının taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı düzeyde hasar meydana geldiği ve doğrusal olmayan davranışın yalnızca sınırlı kaldığı hasar seviyesini ifade etmektedir. Kontrollü hasar (KH) performans seviyesi ise yapının taşıyıcı sistem elemanlarında genellikle onarılabilir düzeyde kontrollü hasarın oluştuğu durumları tanımlar. Göçmenin önlenmesi (GÖ) performans seviyesi ise taşıyıcı sistem elemanlarında ileri düzeyde ağır hasar meydana geldiği, yapının kısmi ya da tam göçme riski taşıdığı ancak göçmenin önlendiği durumu karşılamaktadır.

FEMA 356 ve ASCE 41-23 standartlarındaki performans düzeyleri ve hasar seviyeleri şu şekildedir:

Hemen Kullanım (HK) performans seviyesinde yapısal olarak bir hasar oluşmaz. Yüzeysel hasarlar meydana gelebilir, yapının güvenliğini tehlikeye atmaz. Yapı, güvenlik açısından bir risk barındırmaz. Can güvenliği (CG) performans seviyesinde yapısal hasar mevcuttur, ancak göçme riski yoktur. Yapının kullanımı geçici olarak sınırlanabilir ve onarım gerekebilir. Göçmenin önlenmesi (GÖ) performans seviyesinde ise taşıyıcı sistemde büyük hasar meydana gelir. Yapının önemli taşıyıcı elemanları zarar görür ve yapısal bütünlük ciddi şekilde bozulur.

Tablo 5. TYDRYK'ya göre performans seviyeleri.

Yönetmelik	SH (%)	KH (%)	GÖ (%)
Tarihi Yapılar İçin Deprem Risklerinin Yönetimi Kılavuzu	0.30	0.70	1.00

Tablo 6. FEMA 356 ve ASCE 41-23 Yönetmelik'lerine göre performans seviyeleri.

Yönetmelik	HK (%)	CG (%)	GÖ (%)
FEMA 356 [Kayma]	0.10	0.30	0.40
FEMA 356 [Dönme]*	0.10	0.27	0.36
ASCE 41-23 [Kayma]	0.10	0.75	1.00
ASCE 41-23 [Dönme]*	0.10	0.36	0.54

* $h_{eff}/L=0.9$, h_{eff} :Yanal kuvvet bileşkesinin etkidiği yükseklik, L: Duvar uzunluğu.

3.1 Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Analiz sonuçları, bağlantı elemanlarının gerilme, deformasyon ve hasar mekanizmaları gibi önemli parametreler açısından nasıl davrandığını ayrıntılı olarak ortaya koymaktadır. Bu sonuçlar, demir bağlantı elemanlarının taş duvarlar üzerindeki performansını değerlendirerek, tasarımda yapılması gereken iyileştirmeleri yardımcı olmaktadır.

Süneklik ve rijitlik

Yığma yapıların deprem davranışlarının değerlendirilmesinde sınırlı da olsa süneklik önemli bir parametredir. Süneklik, bir yapının elastik sınırın ötesine geçtikten sonra şekil değiştirme kapasitesini ifade eder ve genellikle maksimum yer değiştirme (Δ_u) ile akma yer değiştirmesi (Δ_y) oranı olarak tanımlanır.

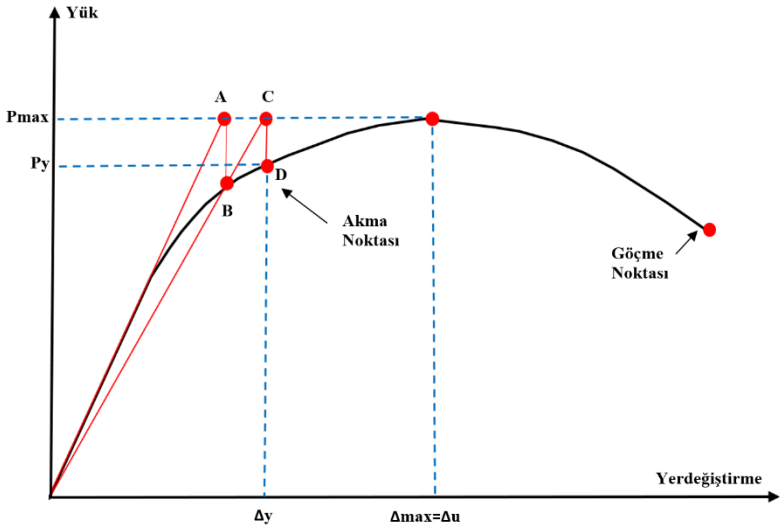
$$\mu=\Delta_u/\Delta_y \quad (1)$$

Rijitlik, bir yapının ya da yapısal elemanın dış yükler altında şekil değiştirmeye karşı gösterdiği dirençtir. Başka bir ifadeyle, bir elemanın birim kuvvet başına ne kadar az yer değiştirdiğini gösteren mekanik bir özelliktir. Matematiksel olarak rijitlik, uygulanan kuvvetin, meydana gelen yer değiştirmeye oranı olarak tanımlanır.

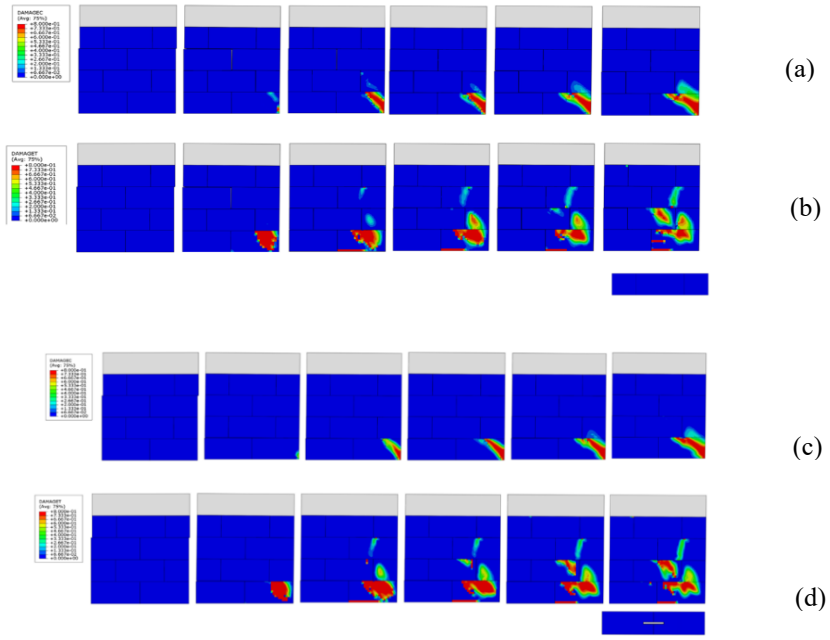
$$k=F/\Delta \quad (2)$$

Ling ve diğ., (2023) süneklik kavramının yapı güvenliği açısından taşıdığı kritik öneme dikkat çekmekte ve literatürde bu amaçla kullanılan çeşitli yöntemleri kapsamlı şekilde sınıflandırmaktadır. Süneklik, yapıların özellikle deprem gibi ani ve tekrarlı yüklemelere karşı dayanımını artıran ve göçme öncesi enerji yutmasını sağlayan bir özellik olarak tanımlanmakta, bu nedenle en gerçekçi bir yolla hesaplanması hayati önem taşımaktadır. Çalışmada süneklik tanımları genel olarak üç ana kategori altında toplanmıştır: Bunlar konvansiyonel (deplasman temelli), deformasyon temelli ve enerji temelli yaklaşımlardır. Kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri üzerinden yapılan tanımlamalarda özellikle dikkat çeken yöntem, maksimum taşıma kapasitesine ulaşılan noktadaki yerdeğiştirme değerinin Pmax noktasındaki Δu kullanıldığı yöntemidir.

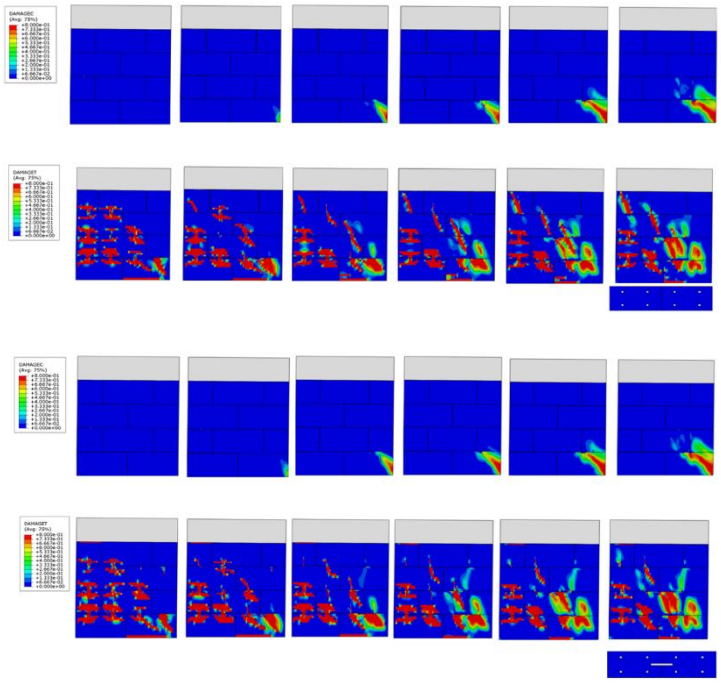
Akma noktasını belirlemek için izlenmesi gereken yol şu şekildedir: (Ling ve diğ., 2023). Elastik davranış bölgesi için, başlangıç noktasından itibaren yük–yer değiştirme eğrisinin doğrusal bölümüne denk gelen bir teğet çizilir ve bu doğru, maksimum yük seviyesinde A noktası ile kesişir. A noktasından aşağıya doğru dik bir hat çizilerek, bu doğrunun yük–yerdeğiştirme eğrisiyle kesiştiği yer B noktası olarak belirlenir. Başlangıç noktasından B noktasına ve maksimum yük seviyesine uzanan doğru boyunca ilerlenerek, bu doğrunun eğriyle kesiştiği yer C noktası olarak tanımlanır. C noktasından düşey bir çizgi çizildiğinde, bu çizgi akma yüküne karşılık gelen D noktasını ve akma yerdeğiştirmesi olan Δ_y değerini verir (Şekil 11).



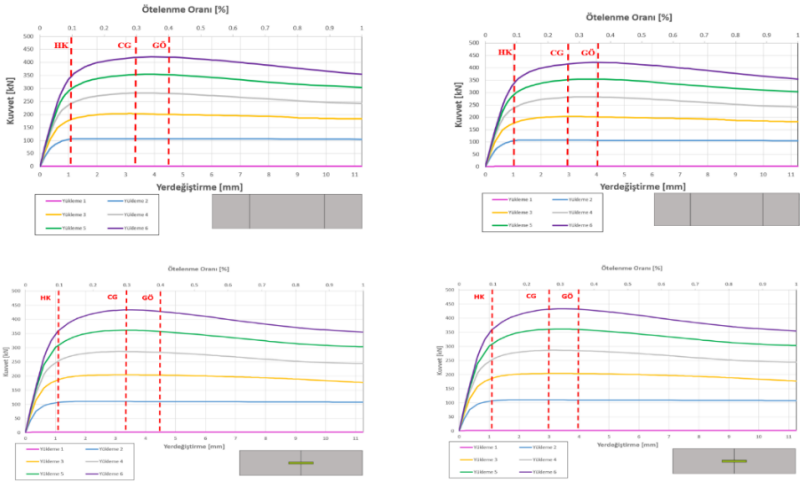
Şekil 11. Genel akma yöntemi ile akma noktasının tanımı. (Ling ve diğ, 2023'den uyarlanmıştır.)



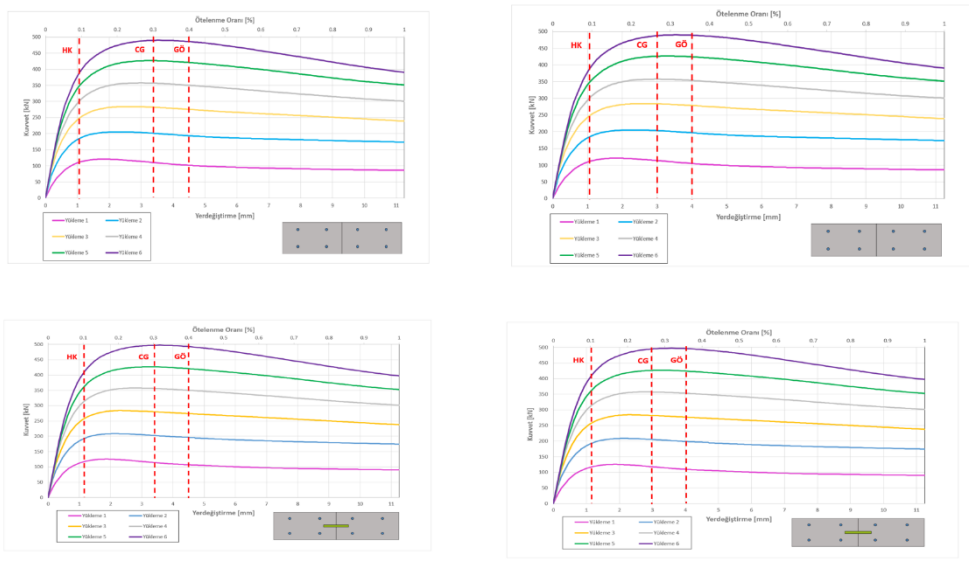
Şekil 11. Hasar gelişimi: (a) ve (b) Taş model için basınç ve çekme hasarları, (c) ve (d) Kenet model için basınç ve çekme hasarları. (e) ve (f) Zıvanalı model için basınç ve çekme hasarları, (g) ve (h) Hibrit/Karma model için basınç ve çekme hasarları.



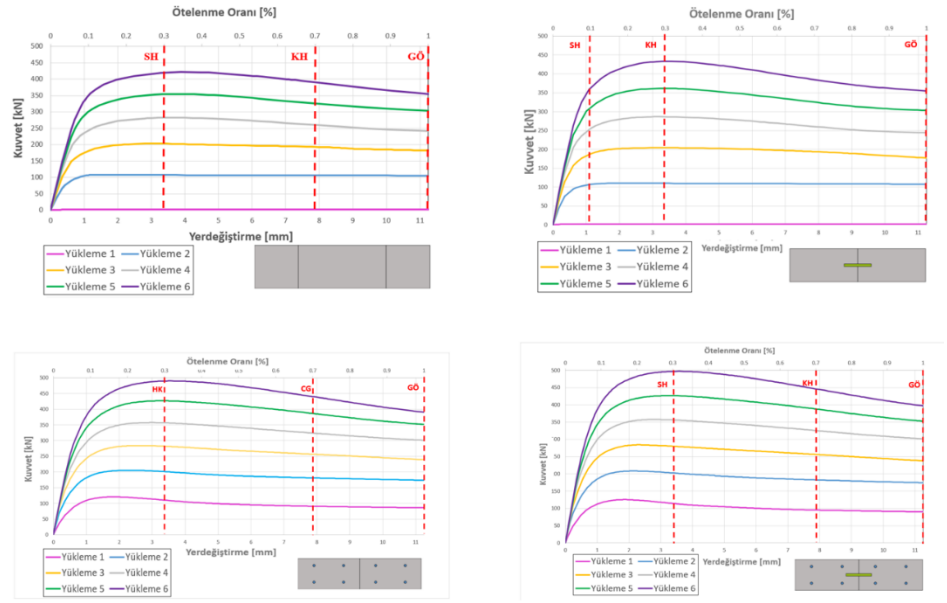
Şekil 11 (devamı). Hasar gelişimi: (a) ve (b) Taş model için basınç ve çekme hasarları, (c) ve (d) Kenet model için basınç ve çekme hasarları. (e) ve (f) Zıvanalı model için basınç ve çekme hasarları, (g) ve (h) Hibrit/Karma model için basınç ve çekme hasarları.



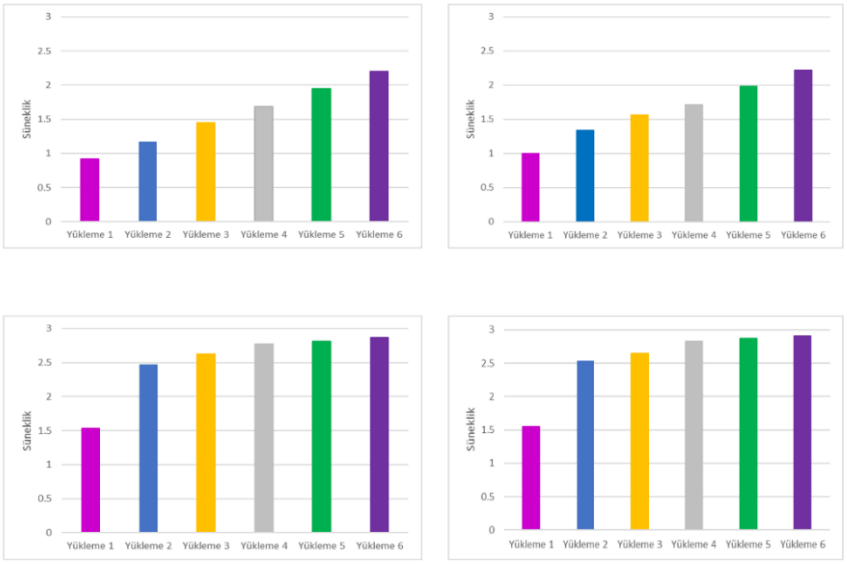
Şekil 12. FEMA 356'ya göre performans eğrileri, (a) ve (b) Taş model için sırasıyla kayma ve dönme davranışları, (c) ve (d) Kenet model için sırasıyla kayma ve dönme davranışları.



Şekil 13. FEMA 356'ya göre performans eğrileri, (a) ve (b) Zıvanalı model için sırasıyla kayma ve dönme davranışları, (c) ve (d) Hibrit/Karma model için sırasıyla kayma ve dönme davranışları.



Şekil 14. TYDRYK'ya göre performans eğrileri, (a) Taş model, (b) Kenet model, (c) Zıvanalı nodel, (d) Hibrit/Karma model.



Şekil 15. Süneklik değerleri, (a) taş model, (b) Kenet model, (c) Zıvanalı model, (d) Hibrit/karma model.

Pushover analizleri sonucunda elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri incelendiğinde, yapıların başlangıçta elastik bir davranış sergilediği, ardından artan yatay yüklerle birlikte ilk şekil değişimlerinin genellikle derz bölgelerinde ayrılma biçiminde meydana geldiği gözlemlenmiştir. Hasar gelişimi, ilerleyen adımlarda taş bloklar arasında rölatif kayma ve yer değiştirme şeklinde ilerlemiş, bu durum taşıyıcı sistemde bileşik eğilme ve kayma etkilerinin baskın olduğunu ortaya koymuştur. Elastik sınır aşıldıktan sonra yapılar görece kısa sürede plastik davranışa geçmiş ve taşıma kapasitelerine ulaştıktan sonra belirgin rijitlik kaybı yaşamıştır. Elde edilen süneklik katsayılarının genel olarak sınırlı seviyelerde kalması, yapıların deformasyon kapasitesinin düşük olduğunu göstermektedir. Bununla birlikte, zıvana, kenet ve her ikisinin birlikte kullanıldığı modellerin karşılaştırmalı analizi, bu elemanların yapı davranışı üzerindeki etkilerini açıkça ortaya koymuştur. Zıvana kullanılan modellerde, taşlar arası bağlantı kuvvetinin artması ile birlikte sistemin yatay yükler altında daha kontrollü şekil değiştirdiği, yapısal bütünlüğün daha uzun süre korunduğu ve süneklik kapasitesinde anlamlı bir artış sağlandığı belirlenmiştir. Zıvana ve kenetlerin birlikte kullanıldığı modellerde ise her iki sistemin olumlu yönlerinin birleştiği, yapıların elastik sınır ötesinde daha uzun süre dayanım sergilediği, şekildeğişiminin daha dengeli dağıldığı ve süneklik katsayılarının diğer modellere göre daha yüksek çıktığı tespit edilmiştir. Tüm bu değerlendirmeler sonucunda modellerin genel performansı, FEMA 356 ve ASCE 41-23 standartlarına göre çoğunlukla göçmenin önlenmesi ile can güvenliği performans seviyeleri arasında sınıflandırılmıştır.

4 Sonuçlar ve Öneriler

Bu çalışmada ulaşılan ana sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

Kenet Model, Taş Model ile karşılaştırıldığında yük taşıma kapasitesini %2.69, rijitliği %6.17, sünekliği ise %0.91 oranında arttırdığı görülmüştür. Bu bulgular, kenetleme detayının özellikle rijitlik üzerinde az da olsa etkili olduğunu göstermektedir.

Zıvanalı Model, taş Model ile karşılaştırıldığında yük taşıma kapasitesinde %16.14, rijitlikte %22.77, süneklikte ise %30.45 oranında artış sağlanmıştır. Zıvanalı sistemin hem dayanım hem de deformasyon kapasitesi üzerindeki olumlu etkisi daha belirgindir.

Hibrit/karma en yüksek performansı gösteren model olmuştur. Taş Model'e göre taşıma kapasitesini %17.83, rijitliği %25.37, sünekliği ise %32.27 artırmıştır. Ayrıca, Kenet modele göre taşıma kapasitesi %14.74, Zıvanalı modele göre ise %1.43 daha fazladır.

Sonuç olarak, zıvana ve kenet detaylarının her biri yapısal performansa katkı sağlamış, ancak en yüksek iyileşme oranları hibrit/karma modelde elde edilmiştir. Bu durum, birleşik sistemlerin (zıvana + kenet) birlikte kullanıldığında yapının taşıma kapasitesi, rijitliği ve sünekliği üzerinde daha olumlu bir etki oluşturduğunu göstermektedir. Tarihi yapı stokunda yer alan bu türden yapıların restorasyonları sırasında yapılan yapısal performans değerlendirmelerinde daha gerçekçi sonuçlara ancak demir kenet ve zıvanaların etkisinin dikkate alınması ile mümkün olacağı ortaya çıkmaktadır. Her bir model için elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri üzerinden taşıma kapasitesi, rijitlik ve süneklik parametreleri belirlenmiş, bu veriler FEMA 356, ASCE 41-23 ve TYDRYK 2017 kapsamında tarihi yapılar için sunulan performans seviyeleriyle karşılaştırılmıştır. Yapılan bu karşılaştırmalar sonucunda, FEMA ve ASCE kılavuzlarının tarihi taş yapıların deformasyon kapasitesine uygun ve daha gerçekçi limitler sunduğu gözlemlenmiştir. Buna karşın, TYDRYK 2017 kılavuzunun oldukça geniş aralıklarla tanımlanmış performans limitlerine sahip olduğu, özellikle göçme sınırının %1 ötelenme oranı gibi yüksek denilebilecek bir seviyede tanımlanmasının, bazı modellerin bu sınır değerine ulaşamadan göçme davranışı sergilemesi nedeniyle, tarihi yapıların süneklik ve rijitliğini olduğundan daha yüksek gösterebildiği sonucuna varılmıştır. Bu durum, tarihi taş yapıların doğası gereği büyük deformasyonlara karşı dayanıksız olmalarıyla çelişmekte, dolayısıyla, TYDRYK 2017'in performans tanımlarının bu tür yapılar için fazla iyimser olduğu düşünülmektedir.

İleride yapılacak çalışmalarda, kurşun malzemenin birebir modellenmesi de dikkate alınabilir. Bu sayede, arayüz etkileşimlerinin yanı sıra kurşunun fiziksel davranışının yapısal performans üzerindeki etkisi daha detaylı ve gerçekçi bir şekilde incelenebilir.

Kaynaklar

1. ABAQUS, Analysis User's Guide, Hibbit, Karlsson, Sorenson, Inc, Pawtucket, RI.
2. Altair Engineering Inc (2019) Altair HyperMesh (Version 2019) [Computer software]. https://altair.com/hypermesh
3. ASCE/SEI 41-23., Seismic Evaluation and Retrofil of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
4. Arıoğlu N, Tuğrul İ, Zarif H, Girgin C, Arıoğlu E (1999a) Küfeki Taşının Dayanıklılık Analizi: Şehzade Camisi Örneği-1. Yapı Dergisi, 214:109-113.
5. Bussell M (1997) Appraisal of existing iron and steel structures. The Steel Construction Institute.
6. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (Resmî Gazete: 6 Mart 2007, Sayı: 26454). T.C. Resmî Gazete. https://www.resmigazete.gov.tr/eskiler/2007/03/20070306-17.htm
7. Çelik OC (2024) Tarihi yapıların güçlendirilmesi. Ege Mimarlık, 2024(2)
8. Demir C (2012) Seismic Behaviour of Historical Stone Masonry Multi-leaf Walls, PhD Thesis, Istanbul Technical University.
9. FEMA 356 (2000) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington.
10. Lourenço PB Rots J G (1997) Multisurface interface model for analysis ofmasonry structures. Journal of Engineering Mechanics 123(7):660-668.
11. Mentese VG (2018) 3D Nonlinear Modeling and Testing of Historic Stone Masonry Arch Bridges: The Case of Justinian's Bridge. Istanbul Technical University - Graduate School of Science Engineering and Technology.
12. Müdürlüğü VG, & İstanbul Valiliği, İPKB (2017) Tarihi yapılar için deprem risklerinin yönetimi kılavuzu. Erişim Adresi (03.09.2022): https://cdn. vgm. tr/organizasyon/organizasyon12_030619/kilavuz. pdf. gov.
13. Nikolić Ž, Krstevska L, Smoljanović H, Živaljić N (2020) Modelling of the influence of metal connectors on the resistance of historical dry-stone masonry structures. International journal of architectural heritage.
14. Oliveira DV (2003) Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading, PhD Thesis, University of Minho, Portugal
15. Roca, P, Cervera M, Gariup G, Pela L (2010) Structural analysis of masonry historical constructions: Classical and advanced approaches. Archives of Computational Methods in Engineering 17:299-325.
16. Tanyeli G (1990) Osmanlı Mimarlığında Demirin Strüktürel Kullanımı (15.18. yüzyıl), İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Doktora Tezi Çalıması, İstanbul.

Yeni Tecrübeler Işığında Betonarme Yapılarda Deprem Sonrası Hasar Derecelendirmesi

Ömer Faruk Halıcı[1*], Cem Demir[2], Mustafa Cömert[3], Tuğrul Sezdirmez[4], Erdem Canbay[5], Bilge Doran[6], Kutay Orakçal[7], Alper İlki[2]

[1]MEF Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 34396, İstanbul, Türkiye

[2]İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, 34469, İstanbul, Türkiye

[3]Kültür Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 34147, İstanbul, Türkiye

[4] Çevre, Şehircilik ve İklim Değ. Bak., Yapı İşleri Gen. Müd., 06530, Ankara, Türkiye

[5]Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 06800, Ankara, Türkiye

[6]Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 34220, İstanbul, Türkiye

[7]Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 34342, İstanbul, Türkiye

halicio@mef.edu.tr

Özet. Depremler dünya genelinde birçok ülkede yıkımlara yol açmış, büyük can ve mal kayıplarına sebep olmuştur. Depremler esnasında çok sayıda bina hasar görebilmekte ve bu binalarda hasar tespit incelemesine ihtiyaç duyulmaktadır. Depremlerden sonra hasar derecelendirmesinde yaşanan olası gecikmeler ve hatalar toplumun normal yaşantısına dönüşünü de geciktirmektedir. Bununla birlikte, depremden sonra tahliye edilen fakat kritik durumda olmayan yapıların vatandaşların barınması için tekrar kullanıma açılması ve artçı şoklar nedeniyle yıkılabilecek binaların doğru bir şekilde tespit edilmesi ve kullanımının engellenmesi için güvenilir ve hızlı uygulanabilen bir hasar derecelendirme yöntemine gereksinim duyulmaktadır. 2002 yılında Doğal Afet Sigortaları Kurumu yürütücülüğünde ülkemizde deprem sonrasında hasar tespit çalışmalarında kullanılmak üzere bilimsel altyapısı olan, objektif ve kolay uygulanabilen bir derecelendirme yöntemi geliştirilmiş ve ülkemizde yaşanan depremler sonrasında aktif olarak kullanılmıştır. Son yirmi yıldaki bilimsel gelişmeler, ülkemizdeki yapı stokundaki değişim ve saha uygulamaları ile elde edilen yeni tecrübeler ışığında daha da geliştirilmiş olan yöntem, hızlı (Kategori 1) ve detaylı (Kategori 2) hasar derecelendirme yöntemlerini içermektedir. Geliştirilen yöntem ile 11 ili etkileyen ve yaygın olarak hasara sebebiyet veren 2023 Kahramanmaraş depremleri sonrasında yaklaşık 2.2 milyon binanın hasar tespiti olabildiğince hızlı ve objektif bir şekilde tamamlanmıştır. Bu çalışmada 2023 Kahramanmaraş depremleri sonrasındaki tecrübeler ışığında güncellenen ve 32934 sayılı Resmi Gazete'de yayınlanan Afetler Sonrası Bina Hasar Tespiti Yapılmasına İlişkin Genel Kurallar Hakkında Yönetmelik'e dahil edilen hasar derecelendirme yöntemi ve bu yöntemin uygulamasına yönelik bir örnek sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Deprem, Hasar Derecelendirmesi, Kahramanmaraş Depremleri, Betonarme Yapılar.

1 Giriş

Dünyada meydana gelen çok sayıda yıkıcı deprem (El Centro (1940), Mudurnu (1967), Meksiko (1985), Kobe (1995), Kocaeli (1999), L'Aquila (2009), Christchurch (2011), Tohoku (2011), Van (2011), İzmir (2020), Puebla (2017), Kahramanmaraş (2023) vb.) yapıların tamamen veya kısmen çökmesine, çok sayıda can kaybına ve ciddi ekonomik kayıplara yol açmıştır. Yıkıcı depremler sonrası yapılan saha incelemeleri, hasar tespiti gerektiren yapı sayısının olağanüstü boyutlara ulaşabildiğini ortaya koymuştur (Erdik 2020; AIJ 2001, Alexander, 2010; Marquis vd., 2017; Kazama ve Noda, 2012; Alberto vd. 2018; Gurbuz vd., 2023; Gurbuz ve Cengiz, 2025; Aydan vd., 2000; Yakut vd., 2021). Ancak, yeterli sayıda nitelikli teknik ekibin bulunmaması, hasar tespit çalışmalarının yürütülmesini ve normal yaşama dönüş sürecini oldukça zorlaştırmaktadır. Yıkıcı depremler sonrasında tahliye edilen yapıların yeniden yerleşime açılması ve muhtemel artçı sarsıntılarda çökme riski taşıyan kritik hasarlı yapıların halkın kullanımına kapatılması için tutarlı bir hasar derecelendirme yönteminin uygulanması gereklidir. Güvenilir bir yöntemin hayata geçirilmesi, aşırı konservatif tarafta kalınarak ağır hasarlı olarak değerlendirilen ve onarılması/güçlendirilmesi mümkünken gereksiz yere yapılan yıkımların önüne geçilmesi açısından da büyük önem taşımaktadır. Bu tür yıkımlar vatandaşlar ve ülke ekonomisi üzerinde ilave yükler oluşturmaktadır. Ayrıca, yıkıcı depremler sonrası hasar tespit incelemesi gerektiren yapıların sayısı dikkate alındığında, kullanılacak derecelendirme yönteminin hızlı ve kolay uygulanabilir olması da zorunludur. Türkiye'de meydana gelen bazı depremlerden (örneğin Dinar (1995), Adana (1998), Kocaeli (1999) ve Düzce (1999)) sonra edinilen hasar tespit deneyimleri, hasar tespiti yapan teknik ekiplerin farklı deneyim ve altyapıya sahip olmaları nedeniyle nicel ve sistematik bir hasar değerlendirme algoritması olmadan objektif bir değerlendirme ve karar sürecinin mümkün olmayacağını göstermiştir.

1999 yılında meydana gelen Kocaeli depreminden sonra (AIJ, 2001; Alexander 2010; Marquis vd. 2017; Kazama ve Noda, 2012; Alberto vd., 2018; Gurbuz vd., 2023; Gurbuz ve Cengiz, 2025; Aydan vd., 2000), deprem sırasında evleri yıkılan veya hasar gören afetzedelere yönelik devlet yardımı politikasında bir değişikliğe gidilmiştir. Yeni düzenlemeye göre, yapılar için zorunlu deprem sigortası getirilmiştir. Bu doğrultuda, zorunlu deprem sigortasının uygulanmasını sağlamak amacıyla 2000 yılında Doğal Afet Sigortaları Kurumu (DASK) kurulmuştur. 2002 yılında ise, DASK, depremler sonrasında kullanılabilecek tutarlı, hızlı ve kolay uygulanabilir bir hasar derecelendirme yöntemi geliştirilmesi için araştırmacılar ile çalışmaya başlamıştır. Bu doğrultuda, yukarıda bahsedilen güvenilir bir hasar derecelendirme yönteminden beklenen temel özellikleri karşılayan bir metodoloji geliştirilmiş ve bu sistem ile Türkiye'de en yaygın olarak kullanılan iki yapı sistemi olan betonarme ve yığma yapılar için derecelendirme yöntemleri geliştirilmiştir (DASK-HTM-2002) (Boduroglu vd. 2013; Ilki vd. 2013; IMO, 2016). Geliştirme sürecinde, deprem sonrası hasar derecelendirmesi konusunda önerilen uygulamaları

içeren ve uluslararası alanda kabul görmüş çeşitli kılavuzlardan yararlanılmıştır (JBDPA, 2015; FEMA 306, 1998; Baggio vd., 2007, Anagnostopoulos vd., (2004); NZSEE, 2009), Grünthal, 1998). Geliştirilen hasar değerlendirme algoritması, Japonya'da kullanılan yöntem JPDBA (2015) ile benzer şekilde deprem sonrasında yapısal elemanların enerji sönümleme kapasitesindeki azalmayı esas alarak binanın güvenli olup olmadığını belirlemektedir. Yöntemin ilk geliştirilmesinden itibaren daha kolay uygulanabilir hale getirilmesi amacıyla çeşitli düzenlemeler ve iyileştirmeler yapılmıştır. Örneğin, taban alanı 400 m²'den küçük olan ve zemin ya da rijit bodrum üstü kat sayısı 8'den az olan yapılar için hızlı bir inceleme algoritması geliştirilmiştir. Hızlı değerlendirme metodolojisinin temel motivasyonu, Türkiye'de inşa edilen düzenli yapıların hasar derecelendirmesinin daha kısa sürede tamamlanabilmesidir. Ayrıntılı ve hızlı inceleme yöntemlerini içeren bu geliştirilmiş hasar derecelendirme sistemi; Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı, DASK ve İnşaat Mühendisleri Odası gibi farklı kurumlar tarafından İstanbul, Ankara, İzmir, Çanakkale, Kocaeli, Elazığ, Manisa gibi şehirlerde düzenlenen çeşitli eğitim seminerlerinde anlatılmıştır. Bu yöntem, Van (2011), Kütahya (2011), İstanbul (2019) ve Elazığ (2020) depremleri dahil olmak üzere, Türkiye'de meydana gelen depremler sonrasında DASK tarafından binaların hasar derecelendirmesinde başarıyla kullanılmıştır.

DASK 2018 yılında hasar değerlendirme yöntemini daha da geliştirmek amacıyla yeni bir girişim başlatmıştır. Bu girişimin arkasındaki hedeflerden biri, hasar değerlendirme çerçevesini güvenilirlik ve objektiflikten ödün vermeksizin mümkün olduğunca daha hızlı ve daha kolay uygulanabilir hale getirmektir. Bir diğer hedef ise, son yirmi yılda yürütülen güncel bilimsel araştırmaları dikkate alarak, metodolojinin arkasındaki teorinin geliştirilmesi ya da doğrulanması olmuştur. Ayrıca, son yirmi yılda, kapasite tasarımı ilkelerine uygun olarak tasarlanmış ve detaylandırılmış, yürürlükteki yönetmeliklere uygun yapıların sayısı önemli ölçüde artmıştır. Bu tür yapılarda yatay taşıyıcı elemanlarda daha yaygın hasarın oluşması beklenmektedir. Bu nedenle, kirişlerde oluşan hasarları da dikkate alan bir hasar değerlendirme yöntemine ihtiyaç duyulmuştur. Bunun yanı sıra, deprem sonrası hasar gören binaların onarımı ya da yıkımı için sadece mekanik prensipler ile karar sınırlarını belirleyen geleneksel değerlendirme algoritmaları yerine, onarım uygulamalarının ekonomik yapılabilirliğini dikkate alan ve bu doğrultuda karar verilmesini sağlayan yenilikçi bir yaklaşımın daha faydalı olacağı anlaşılmıştır (De Martino vd., 2017; Di Ludovico vd., 2017a; Di Ludovico vd. 2017b; Di Ludovico vd. 2021). Bununla birlikte, yöntemin, deprem sonrası onarım çalışmaları için ayrılan bütçenin önemli bir kısmının yapısal olmayan elemanların onarımına harcandığı gerçeği göz önünde bulundurularak (Taghavi ve Miranda, 2003; Cardone ve Perrone, 2017;, Del Vecchio vd. 2020; Del Vecchio vd. 2018), bu elemanların onarım maliyetlerinin de hesaba katılması gerektiği anlaşılmıştır.

Metodolojinin geliştirilmesi ve güncellenmesi sürecinde 24 Eylül 2019 tarihinde, İstanbul Silivri açıklarında Mw 5.7 büyüklüğünde bir deprem meydana gelmiştir.

Çok sayıda yapının hasar derecelendirmesi ihtiyacını karşılamak amacıyla, son derece hızlı çalışan ve "kriz hasar derecelendirme algoritması" olarak adlandırılan bir yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntem, 2023 Kahramanmaraş depremleri sonrasında yapılarının hasar durumlarının belirlenmesi amacıyla DASK ve Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı (ÇŞİDB) tarafından kullanılmıştır. Daha sonra, kriz algoritması güncellenmiş hasar değerlendirme metodolojisine (Ilki vd. 2021) entegre edilmiştir ve bu entegre yöntemin DASK, ÇŞİDB ve Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD) tarafından kullanılması konusunda uzlaşmaya varılmıştır. Bu entegre metodoloji 22 Haziran 2025 tarihli 32934 sayılı Resmi Gazete'de yayınlanan Afetler Sonrası Bina Hasar Tespiti Yapılmasına İlişkin Genel Kurallar Hakkında Yönetmelik'te Deprem Afeti Sonrası Bina Hasar Derecelendirme Yöntemi olarak yer almıştır.

2 Betonarme Yapılarda Deprem Sonrası Hasar Derecelendirmesi

2.1 Bina Sınıfı

Geliştirilen hasar derecelendirme yönteminde incelenecek binalar taşıyıcı sistem tipleri, geometrik özellikleri ve kullanım amaçları gözetilerek üç kategoriye ayrılmıştır (Tablo 1). Bina Kategori 1, ülkemizdeki mevcut yapı stoğunun büyük kısmını oluşturan binalardan oluşur. Bu kategoride, taban alanı 600 m^2'den küçük olan ve serbest (yatay yerdeğiştirmeleri kat yüksekliği boyunca en az üç taraftan zemin ya da rijit bodrum tarafından tutulu olmayan) kat sayısı 10 ya da daha az olan betonarme binalar yer alır. Bina Kategori 2 ise taban alanı 600 m^2'yi aşan ya da serbest kat sayısı 10'dan fazla fakat 15'i geçmeyen betonarme binaları kapsar. Bina Kategori 3 ise, 15'ten fazla serbest kata sahip betonarme yapılar ile izolatör veya sönümleyici gibi özel yapısal elemanlar içeren betonarme binaları ve endüstriyel yapıları kapsar. Hasar derecelendirme algoritmasında iki kademeli bir yaklaşım mevcuttur. Birinci kademe ağır hasar durumlarının bina dışından belirlenebilmesini hedefleyen *Dışarıdan İnceleme* aşamasıdır. Eğer bu inceleme aşamasında binanın *Ağır Hasarlı, Yıkık, Acil Yıktırılacak Bina* olarak sınıflandırmasını gerektiren bir durum yok ise ikinci kademe olan *İçeriden İnceleme* aşamasına geçilir. Bu kademede Bina Kategori 1, 2 ve 3 için belirlenmiş farklı inceleme prosedürleri takip edilmektedir. Bina Kategori 1'deki binalarda en hasarlı kattaki düşey ve yatay yapısal elemanların hasar sınıflarının sayıca belirlenmesi ile hasar derecelendirmesi gerçekleştirilmektedir. Bina Kategori 2'deki binalarda ise binanın en hasarlı katındaki tüm düşey taşıyıcı elemanların enkesit boyutlarının ölçülmesi ve tüm taşıyıcı elemanların hasar sınıfının belirlenmesi ile hasar derecelendirmesi tamamlanmaktadır. Bina Kategori 3'teki binaların hasar derecelendirmesi ise detaylı mühendislik incelemesi ve değerlendirilmesi sonrasında yapılmaktadır.

Tablo 1. Bina Sınıfları.

Bina Sınıfı	Özellikler
Bina Kategori 1	Taban alanı 600 m^2'den küçük ve serbest kat sayısı 10 veya 10'dan az olan binalar
Bina Kategori 2	Taban alanı 600 m^2'den büyük veya serbest kat sayısı 10'dan büyük fakat 15'ten büyük olmayan binalar
Bina Kategori 3	Serbest kat sayısı 15'ten büyük veya izolatör, sönümleyici gibi özel elemanlar içeren tüm binalar, endüstriyel yapılar

2.2 Bina Hasar Sınıfları

Depremler sonrasında, yapılar taşıyıcı sistem özellikleri, tasarım ve yapım hataları, yer hareketi karakteristikleri, zemin koşulları gibi birçok parametrenin etkisiyle farklı düzeylerde hasar görebilir. Deprem sonrası yapılan hasar incelemelerinde, yapıda meydana gelen hasarlar; betonun çatlaması, ezilmesi, donatıların kopması veya burkulması kalıcı yatay yerdeğiştirmeler, yapının üniform veya farklı oturmalara maruz kalması gibi belirtilerle gözlemlenebilir. Geliştirilen hasar derecelendirme yöntemi, temel olarak saha gözlemleri ve basit ölçümleri girdi olarak kullanmakta ancak arka planda bu veriler doğrultusunda mekanik kriterler ve onarımın ekonomik uygulanabilirliğini dikkate alarak yapıları altı farklı hasar sınıfına ayırmaktadır:

- Hasarsız Bina: Taşıyıcı veya taşıyıcı olmayan sistem elemanlarında afet kaynaklı herhangi bir hasar gözlemlenmemiş binadır. Bina, afetten hemen önceki kapasitesini ve performansını korumaktadır.
- Az Hasarlı Bina: Taşıyıcı veya taşıyıcı olmayan sistem elemanlarında onarıma ihtiyaç duymayacak veya kolaylıkla onarılabilecek boyutta hasarlar gözlemlenen binadır. Bina, afet öncesindeki kapasitesini ve performansını çok büyük ölçüde korumaktadır.
- Orta Hasarlı Bina: Taşıyıcı sistem elemanlarında güçlendirme gerektirecek boyutta hasar gözlemlenmiş, yapı ruhsatı ve yapı kullanma izin belgesi alınarak güçlendirme yapılmadan kullanımına izin verilmeyecek binadır.
- Ağır Hasarlı Bina: Güçlendirilmesi mümkün olmayacak derecede yaygın taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan eleman hasarları bulunan, can ve mal güvenliği açısından tehlike oluşturan, tespiti halinde en kısa sürede boşaltılması ve yıkılması gereken binadır.
- Acil Yıktırılacak Bina: Bir veya birden fazla katta göçme, katlarda düşey ve yatayda gözle görülür kalıcı yerdeğiştirme gözlemlenen, can ve mal güvenliği açısından tehlike oluşturan, boşaltılması ve yıkılması gereken binadır.
- Yıkık Bina: Taşıyıcı sisteminin yatay ve düşey yük taşıma kapasitesi ortadan kalkan, bütünlüğü kaybolmuş ve tamamen göçme gözlemlenen binadır.

2.3 Eleman Hasar Sınıfları

Hasar derecelendirme yönteminde kullanılmak üzere beş adet eleman hasar sınıfı tanımlanmıştır. Yapısal elemanlarda gözlenen çatlak genişliği, basınç hasarı ve donatı deformasyonlarına göre elemanlara hasar sınıfları atanmaktadır. İlgili kriterler Tablo 2'de sunulmuştur. Tablodaki burkulma (δ) ve etriye aralığı (s) parametreleri Şekil 1'de gösterilmiştir. Eleman hasar sınıflarının detayları aşağıda sunulmuştur:

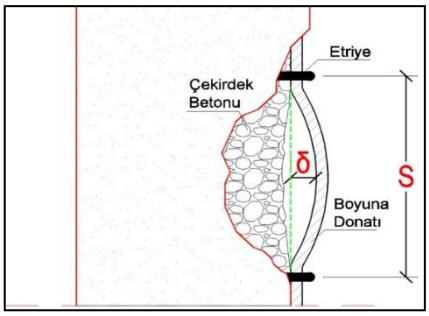
- O Tipi Hasarlı Eleman: Korozyon ve rötre çatlağı gibi hasarlara bakılmaksızın, üzerinde deprem etkilerinden kaynaklanmış herhangi bir hasar barındırmayan düşey ve yatay yapısal elemanlar *O Tipi* Hasarlı Eleman olarak tanımlanır.

- A Tipi Hasarlı Eleman: Deprem etkileri neticesinde oluşmuş ve çatlak genişliği 0.5 mm'den büyük olmayan düşey ve yatay yapısal elemanlar *A Tipi* hasarlı eleman olarak tanımlanır. Dikkate alınan çatlakların eğilme ya da kesme etkisinden kaynaklandığına bakılmaksızın bu sınıflandırma yapılır. Şekil 2'de *A Tipi* hasarlı eleman için tipik eğilme ve kesme hasarı gösterilmiştir.

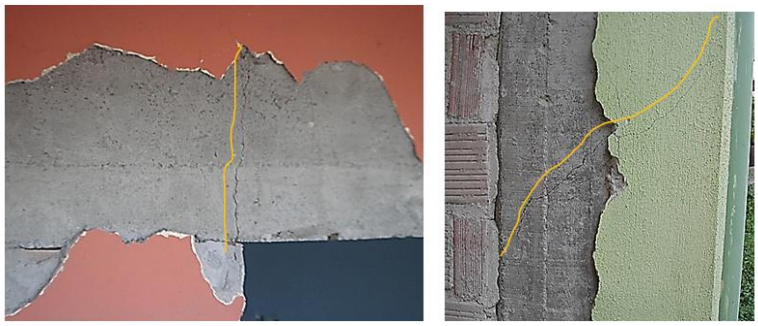
Tablo 2. Eleman hasar sınıfları.

Eleman Hasar Sınıfı	Çatlak Genişliği	Basınç Hasarı
O	-	-
A	$w \leq 0.5$ mm	-
B	0.5 mm $< w \leq$ 3.0 mm	Kabuk ezilmesi, kabuk dökülmesi
C	$w >$ 3.0 mm	Çok hafif donatı burkulması (Burkulma (δ) < Etriye Aralığı (s) /20 ve 1.5 cm)
D	-	Boyuna ya da enine donatıda kopma, çekirdek betonda ezilme, kalıcı boy kısalması, kalıcı kayma şekildeğiştirmeleri, Donatı Burkulması, (Burkulma (δ) > Etriye Aralığı (s) /20 veya 1.5 cm)

-



Şekil 1. Donatı burkulma düzeyinin belirlenmesinde kullanılan δ ve s parametreleri.



(a) (b)

Şekil 2. A Tipi hasarlı eleman örnekleri: (a) eğilme hasarı; (b) kesme hasarı.

- B Tipi Hasarlı Eleman: Deprem neticesinde eğilme ya da kesme etkileri nedeniyle oluşmuş ve çatlak genişliği 0.5 mm ile 3 mm arasında olan veya kabuk betonunda ezilme veya dökülme gözlenen düşey ve yatay yapısal elemanlar *B Tipi* hasarlı eleman olarak tanımlanır. Şekil 3'te *B Tipi* hasarlı eleman için kabuk dökülmesi, eğilme ve kesme etkilerinden kaynaklan tipik hasarlar gösterilmiştir.



(a) (b) (c)

Şekil 3. B tipi hasarlı eleman örnekleri: (a) kabuk betonu dökülmesi; (b) eğilme hasarı; (c) kesme hasarı.

-C Tipi Hasarlı Eleman: Deprem neticesinde eğilme ya da kesme etkileri nedeniyle oluşmuş ve çatlak genişliği 3 mm'den büyük olan, ya da boyuna donatısında burkulma meydana gelen ve burkulma nedeniyle boyuna donatının yatayda yaptığı yerdeğiştirme, δ, iki etriye arasındaki düşey mesafenin, s, 20'de birinden ve 1.5 cm'den küçük olan düşey ve yatay yapısal elemanlar *C Tipi* hasarlı eleman olarak tanımlanır. Bu elemanlar için tipik eğilme ve kesme hasarları Şekil 4'te gösterilmiştir.



(a) (b) (c)

Şekil 4. C tipi hasarlı eleman örnekleri: (a) hafif donatı burkulması; (b) eğilme hasarı; (c) kesme hasarı**.**

- D Tipi Hasarlı Eleman: Deprem etkileri neticesinde meydana gelmiş boyuna donatı burkulması (burkulma, δ, iki etriye arasındaki düşey mesafenin, s, 20'de birinden ya da 1.5 cm'den büyük), çekirdek betonu ezilmesi, boyuna ya da enine donatıların kopması gibi hasarlarla birlikte belirgin kalıcı şekildeğiştirmeler bulunan düşey ve yatay taşıyıcı elemanlar *D Tipi* hasarlı eleman olarak tanımlanır. Şekil 5'te *D Tipi* hasarlı elemanlar için eğilme ve kesme etkilerinden kaynaklan tipik hasarlar gösterilmiştir.



(a) (b) (c)

Şekil 5. D tipi hasarlı eleman örnekleri: (a) donatıda burkulma ve kopma, çekirdek betonunda ezilme; (b) kesme hasarı (kalıcı kayma şekildeğiştirmesi); (c) boyuna donatıda burkulma, çekirdek betonunda ezilme.

2.4 Hasar Derecelendirme Algoritması – Dışarıdan İnceleme

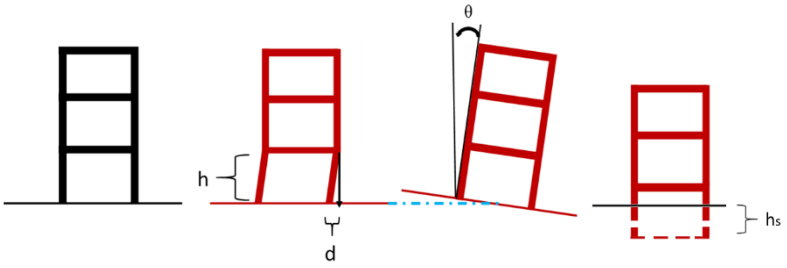
Tüm bina sınıflarında (Tablo 1) ortak olarak uygulanacak bu adımda yapının genel durumuna ilişkin gözlemler ve ölçümler yapılacaktır. *Dışarıdan İnceleme* adımında aşağıdaki incelemeler yapılacaktır:

- Yapının genel durumuna ilişkin inceleme: Eğer binada toptan bir göçme gerçekleşmişse binanın hasar sınıfı *Yıkık Bina* olarak belirlenecektir. Eğer binada kısmi göçme (Şekil 6a) ya da bir veya birden fazla katta göçme gerçekleşmişse Bina Hasar Sınıfı *Acil Yıktırılacak Bina* olarak belirlenip hasar derecelendirmesi işlemi sonlandırılacaktır.
- Katlar arası kalıcı yerdeğiştirme durumuna ilişkin inceleme: Yapıda herhangi bir katta ölçülen kalıcı yatay yerdeğiştirme miktarı, kat yüksekliğinin %1'ini (0.01h) aşıyorsa, bu yapı *Ağır Hasar* sınıfına girer ve hasar derecelendirmesi bu noktada sonlandırılır. Eğer kalıcı yerdeğiştirme kat yüksekliğinin %3'ünden (0.03h) fazlaysa, yapı *Acil Yıktırılacak Bina* olarak değerlendirilir ve yine hasar derecelendirmesi süreci burada tamamlanır. Şekil 6b'de, büyük kalıcı yerdeğiştirme yaşamış bir binaya örnek verilmiştir. Ayrıca, kat yüksekliği (h) ile deprem etkisi sonucu oluşan yatay yerdeğiştirme (d) Şekil 7b'de şematik olarak gösterilmiştir.
- Temelde farklı oturmalara ilişkin inceleme: Yapının temelinde farklı oturmalardan kaynaklanan rijit dönme açısı (θ) 1°'yi aşıyorsa, yapı *Ağır Hasar* sınıfında değerlendirilir ve hasar derecelendirmesi burada sonlandırılır. Eğer bu dönme açısı 3°'den büyükse, yapı *Acil Yıktırılacak Bina* olarak değerlendirilir. Temeldeki bu tür farklı oturmalardan kaynaklanan rijit dönme durumu Şekil 7c'de şematik olarak gösterilmiştir. Ayrıca, bu etkiler sonucu düşey doğrultudan belirgin şekilde sapmış bir bina örneği Şekil 6c'de yer almaktadır.
- Temelde farklı olmayan oturmalara ilişkin inceleme: Eğer yapının temelinde meydana gelen farklı olmayan (üniform) oturmalar, binanın kullanılmasını engelliyorsa ya da bu oturma miktarı (h_s) kat yüksekliğinin (h) üçte birinden fazlaysa, yapı *Ağır Hasar* sınıfına girer. Bu duruma ilişkin örnekler Şekil 6d ve Şekil 7d'de gösterilmiştir.



(a) (b) (c) (d)

Şekil 6. (a) bölgesel göçme; (b) büyük kalıcı yerdeğiştirme; (c) rijit dönme; (d) üniform oturma.



Şekil 7. (a) Hasarsız bina; (b) katlar arası kalıcı öteleme meydana gelmiş bina; (c) dönmüş bina; (d) üniform oturma meydana gelmiş bina.

2.5 Hasar Derecelendirme Algoritması – İçeriden İnceleme

Eğer *Dışarıdan İnceleme* adımında binayı *Yıkık, Acil Yıktırılacak Bina ya da Ağır Hasarlı* sınıfına sokacak bir hasar durumu yoksa ve yapının içine girmeyi tehlikeli kılacak belirgin yapısal ve yapısal olmayan hasarlar mevcut değilse hasar derecelendirme *İçeriden İnceleme* adımı ile devam eder. Bu adımda binanın özelliklerine göre Bina Kategori 1 veya Bina Kategori 2 için geliştirilen inceleme prosedürü uygulanır (Tablo 1).

Bina Kategori 1 için İçeriden İnceleme

İçeriden inceleme, binanın en fazla hasar gören katında yapılmaktadır. Bina Kategori 1 (Tablo 1) kapsamındaki binalarda yapılacak incelemede sadece belirli tipte hasarlara maruz kalmış yatay ve düşey taşıyıcı sistem elemanlarının Bölüm 2.3'te belirtilen eleman hasar sınıfları uyarınca sayıca belirlenmesi ile *Bina Hasar Sınıfı* hızlı bir şekilde belirlenmektedir. Bina Kategori 1 için uygulanacak *İçeriden İnceleme* algoritması Şekil 8'de gösterilmiştir.

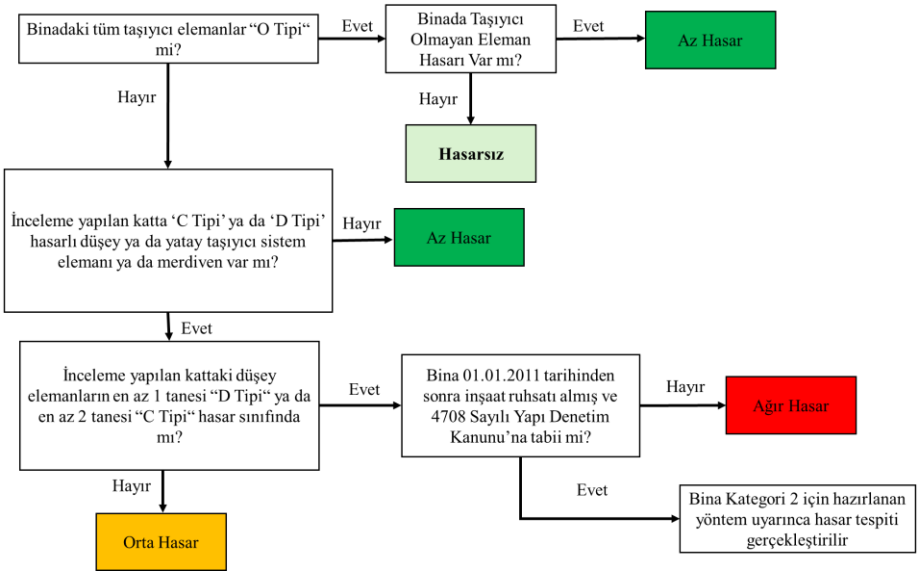
- Eğer binadaki tüm taşıyıcı sistem elemanları (yatay ve düşey taşıyıcı elemanlar ve merdivenler) *O Tipi* hasar sınıfında ise ve taşıyıcı olmayan elemanlarda (örneğin duvarlar, çatı, asma tavan gibi) deprem kaynaklı herhangi bir hasar bulunmuyorsa, bina *Hasarsız* olarak sınıflandırılır ve hasar derecelendirmesi bu aşamada sonlandırılır.

- Binadaki tüm taşıyıcı sistem elemanları *O Tipi* olsa da, eğer taşıyıcı olmayan elemanlarda deprem etkisiyle oluşmuş hasarlar varsa, *Bina Hasar Sınıfı* "*Az Hasar"* olarak belirlenmektedir.

- Eğer incelenen kattaki tüm taşıyıcı sistem elemanları *O Tipi* değil ancak bu elemanlar arasında *C Tipi* ya da *D Tipi* hasarlı eleman bulunmuyorsa, bina yine *Az Hasar* sınıfında değerlendirilir.

- İncelenen katta yer alan düşey taşıyıcı elemanlardan en az bir tanesi *D Tipi* hasar sınıfında ya da en az iki tanesi *C Tipi* hasara sahipse ve bina 01.01.2011 tarihinden önce ruhsat almışsa, yapı *Ağır Hasar* sınıfına girer. Eğer ruhsat alım tarihi 01.01.2011'den sonra ise ve dolayısıyla 4708 sayılı Yapı Denetim Kanunu'na tabi ise, Bina Kategori 2 için belirlenmiş *İçeriden İnceleme* algoritması uygulanarak *Bina Hasar Sınıfı* belirlenir. Bu yaklaşım ile yapı stokumuzdaki yeni ve yapı mühendisliği açısından görece daha iyi binalarımızın ancak detaylı inceleme sonrasında *Ağır Hasar* sınıfında değerlendirilmesi sağlanmıştır. Bu yaklaşım ile depremler sonrasındaki ekonomik yükün azaltılması hedeflenmiştir.

- Eğer incelenen kattaki tüm düşey taşıyıcı sistem elemanları *O Tipi* değil, ancak hiçbirinde *D Tipi* hasar yoksa ve sadece bir tanesi *C Tipi* hasar almışsa, yapı *Orta Hasar* sınıfında değerlendirilir.



Şekil 8. Bina Kategori 1'deki betonarme binalar için içeriden inceleme algoritması.

Bina Kategori 2 için İçeriden İnceleme

İçeriden inceleme adımı binanın en fazla hasar gören katında yapılmaktadır. Bina Kategori 2 (Tablo 1) kapsamındaki binalarda yapılacak incelemede tüm düşey taşıyıcı sistem elemanlarının Bölüm 2.3'te belirtilen kurallar uyarınca hasar sınıflarının belirlenmesi ve enkesit boyutlarının ölçülmesi gerekmektedir. Yatay taşıyıcı sistem elemanlarının ise sadece *C Tipi* ve *D Tipi* hasar görmüş olanların sayıca belirlenmesi yeterli olmaktadır. Bina Kategori 2'ye giren binalar için *İçeriden İnceleme* algoritması Şekil 9'da gösterilmiştir.

- Binadaki tüm taşıyıcı sistem elemanları *O Tipi* ise ve taşıyıcı olmayan elemanlarda depremden kaynaklı bir hasar bulunmuyorsa, bina *Hasarsız* olarak belirlenir.
- Binada tüm taşıyıcı sistem elemanları *O Tipi* olsa bile, taşıyıcı olmayan elemanlarda depremden kaynaklı hasarlar varsa, bina *Az Hasar* sınıfına girmektedir.
- İncelenen kattaki taşıyıcı sistem elemanlarının tamamı *O Tipi* değilse, ancak düşey ve yatay taşıyıcı sistem elemanları ile merdiven taşıyıcı sisteminde *C Tipi* veya *D Tipi* hasar bulunmuyorsa, *Bina Hasar Sınıfı Az Hasar* olarak belirlenir ve hasar derecelendirme işlemi sonlandırılır.
- İncelenen katta *C Tipi* ya da *D Tipi* hasarlı düşey veya yatay taşıyıcı sistem elemanları varsa bu durumda Tablo 3'teki eleman hasar çarpanları kullanılarak, o kattaki düşey taşıyıcı elemanlar için Denk.

(1) uyarınca Düşey Eleman Ağırlıklı Hasar Yüzdesi (DEAHY) hesaplanır. Denklemde A_O, A_A, A_B, A_C ve A_D sırasıyla inceleme yapılan kattaki *O Tipi*, *A Tipi*, *B Tipi*, *C Tipi* ve *D Tipi* hasarlı düşey taşıyıcı elemanların toplam enkesit alanlarını göstermektedir.

Tablo 3. Betonarme eleman hasar çarpanları.

Eleman Hasar Sınıfı	Hasar Çarpanı
O	0.00
A	0.20
B	0.40
C	0.70
D	1.00

$$DEAHY = \frac{A_A \times 0.20 + A_B \times 0.40 + A_C \times 0.70 + A_D \times 1.00}{A_O + A_A + A_B + A_C + A_D} \times 100 \qquad (1)$$

- *Bina Hasar Sınıfı*, yapıdaki düşey ve yatay taşıyıcı elemanların hasar sınıfları, Denk. (1) ile hesaplanan yüzdelik değer ve bina taban alanına (TA) göre belirlenecek sınırlar uyarınca karar verilecektir. Eğer Denk. (1) ile binanın en hasarlı katında hesaplanan DEAHY 60'tan büyükse bina *Acil Yıktırılacak Bina* olarak sınıflandırılmaktadır. Bina Kategori 2 için *İçeriden İnceleme* adımında düşey ve yatay taşıyıcı elemanlar için
- Tablo **4**'te belirtilen aşağıdaki sınırlar tanımlanmıştır.

Düşey taşıyıcı elemanlar için:

- DEAHY'nin 10'dan küçük olması ve *C Tipi* ya da *D Tipi* hasarlı düşey eleman olmaması,

- DEAHY'nin 10'a eşit ya da büyük fakat 20'den küçük olması ya da DEAHY'nin 10'dan küçük olması ve *C Tipi* ve *D Tipi* hasarlı eleman sayısı toplamının en az 1 olması,
- DEAHY'nin 20'ye eşit ya da büyük fakat 40'tan küçük olması,
- DEAHY'nin 40'a eşit ya da büyük olması

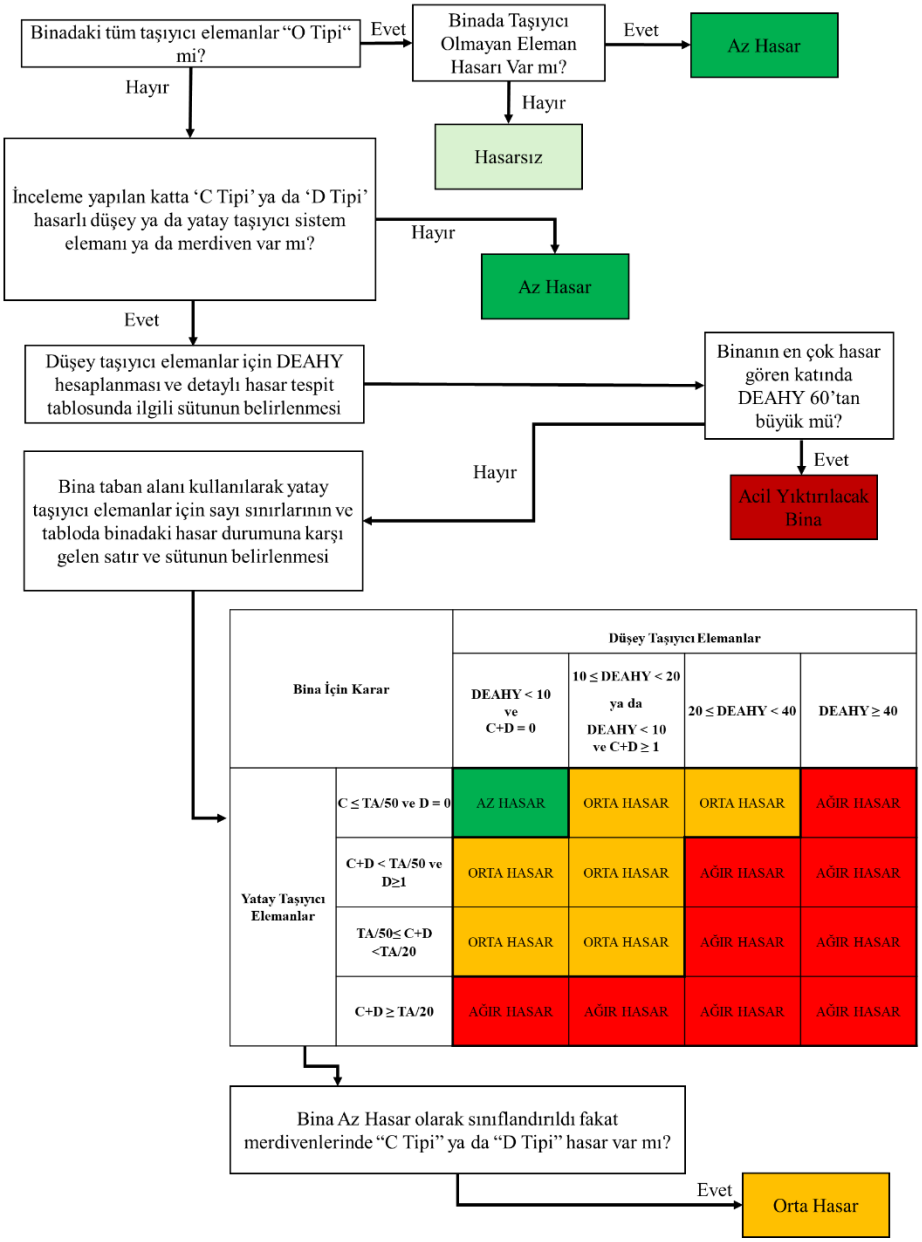
Yatay taşıyıcı elemanlar için:

- Yatay elemanlarda *D Tipi* hasarlı eleman olmaması ve *C Tipi* hasarlı yatay eleman sayısının TA/50'den büyük olmaması,
- Yatay elemanlarda *C Tipi* ve *D Tipi* hasarlı eleman sayısı toplamının TA/50'den küçük olması ve en az 1 adet *D Tipi* hasarlı eleman olması,
- Yatay elemanlarda *C Tipi* ve *D Tipi* hasarlı eleman sayısı toplamının TA/50'ye eşit ya da büyük olması fakat *TA*/20'den küçük olması,
- Yatay elemanlarda *C Tipi* ve *D Tipi* hasarlı eleman sayısı toplamının TA/20'ye eşit ya da büyük olması.

Hasar derecelendirmesinin tamamlanabilmesi için, düşey ve yatay taşıyıcı sistem elemanlarının hangi hasar aralığında yer aldığı belirlenmekte ve *Bina Hasar Sınıfı* bu aralıkların kesişimine göre tespit edilmektedir. Eğer
Tablo **4**'e göre *Bina Hasar Sınıfı* "*Az Hasar"* olarak belirlenmişse, ancak binanın merdiven taşıyıcı sisteminde *D Tipi* hasar mevcutsa, *Bina Hasar Sınıfı* "*Orta Hasar"* olarak belirlenecektir.

Tablo 4. Bina Kategori 2 için hasar sınırları

Bina İçin Karar		**Düşey Taşıyıcı Elemanlar**			
		DEAHY < 10 ve C+D = 0	**10 ≤ DEAHY < 20 ya da DEAHY < 10 ve C+D ≥ 1**	**20 ≤ DEAHY < 40**	**DEAHY ≥ 40**
Yatay Taşıyıcı Elemanlar	**C ≤ TA/50 ve D = 0**	AZ HASAR	ORTA HASAR	ORTA HASAR	AĞIR HASAR
	C+D < TA/50 ve D≥1	ORTA HASAR	ORTA HASAR	AĞIR HASAR	AĞIR HASAR
	TA/50≤ C+D <TA/20	ORTA HASAR	ORTA HASAR	AĞIR HASAR	AĞIR HASAR
	C+D ≥ TA/20	AĞIR HASAR	AĞIR HASAR	AĞIR HASAR	AĞIR HASAR

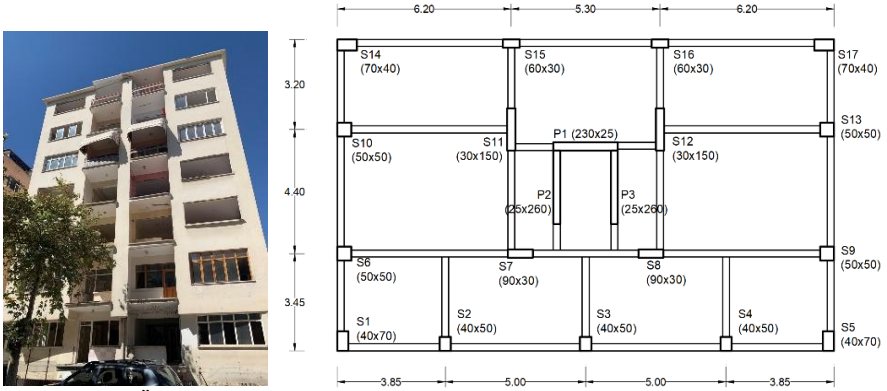


Şekil 9. Bina Kategori 2'deki betonarme binalar için içeriden inceleme algoritması.

3 Vaka Çalışması: Şubat 2023 Depremleri Sırasında Hasar Gören Bir Yapının Hasar Derecelendirmesi

Vaka çalışmasına konu olan bina Malatya'da bulunmakta olup 2023 Kahramanmaraş-Hatay depremlerine maruz kalmıştır. Bina konut amaçlı kullanılmakta olup yaklaşık 200 m^2 oturum alanına sahiptir. Serbest kat sayısı 7 olan bina için 2014 yılında inşaat ruhsatı alınmıştır. Yapı Bina Kategori 1 sınıfına girmektedir (

Tablo 1). Binanın genel görünüşü ve zemin kat planı Şekil 10'da gösterilmiştir. Binanın tüm kirişleri 25×60 cm enkesitlidir.



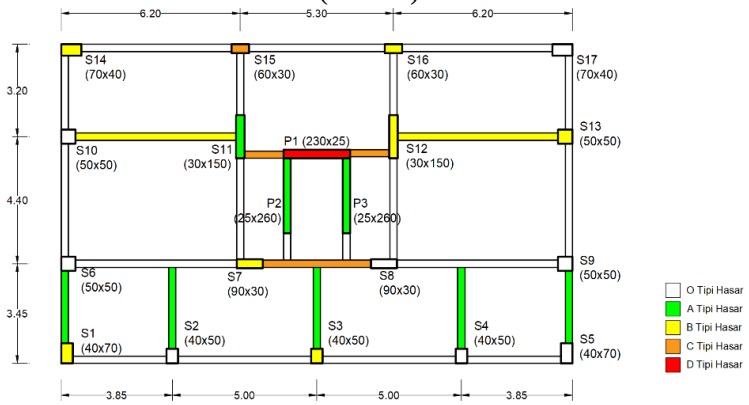
Şekil 10. Örnek bina: (a) yapı genel görünüşü; (b) taşıyıcı sistem planı (aks ölçüleri m, eleman boyutları cm'dir)

Bina *Dışarıdan İnceleme* adımı (Bölüm 2.4) uyarınca incelendiğinde; binada toptan ya da kısmi göçme, katlarda 0.01 oranını aşan kalıcı göreli öteleme, zeminde farklı oturmalardan kaynaklanıp 1°'yi aşan rijit dönme ya da üniform oturma gözlenmemiştir. Bu nedenle *Dışarıdan İnceleme* adımında *Bina Hasar Sınıfı* belirlenmemiştir. Binada içeri girişi riskli kılacak bir durum söz konusu olmadığı için *İçeriden İnceleme* adımı ile hasar derecelendirmesi devam etmiştir.

Bina Kategori 1 uyarınca *İçeriden İnceleme* adımında yapının en çok hasar gören zemin katındaki taşıyıcı sistem elemanları Bölüm 2.3 uyarınca incelenmiş ve *Eleman Hasar Sınıfları* belirlenmiştir (Şekil 11). Bina kolonlarında 1 adet "C Tipi", 7 adet "B Tipi" ve 1 adet "A Tipi" hasarlı eleman bulunmaktadır. Bina perdelerinde 1 adet "D Tipi" ve 2 adet "A Tipi" hasarlı eleman bulunmaktadır. Kirişlerde ise 3 adet "C Tipi", 2 adet "B Tipi" ve 5 adet "A Tipi" hasarlı eleman bulunmaktadır.

Bina Kategori 1 için Şekil 8'de gösterilen algoritma uyarınca, inceleme yapılan katta 1 adet "D Tipi" hasarlı düşey eleman tespit edilmiştir. Ancak yapının inşaat ruhsat tarihinin 2011 yılından sonra olması nedeniyle binaya doğrudan *Ağır Hasar* ataması yapılmamış, kararın daha detaylı inceleme sonrası verilebilmesi amacıyla *Bina Kategori 2* için hazırlanan *İçeriden İnceleme* adımı uygulanmıştır (Şekil 9). Bu kapsamda düşey elemanların *Eleman Hasar Sınıfı* ve enkesit alanları dikkate

alınarak Den (1)'e göre yapılan hesapta zemin kattaki düşey elemanlar için DEAHY 28.4 olarak hesaplanmıştır (Tablo 5). DEAHY 60'tan büyük olmadığı için *Bina Hasar Sınıfı* Tablo 4'te belirlenen hasar sınırları uyarınca belirlenecektir ve *Acil Yıktırılacak Bina* kategorisinde değildir. Zemin katta 3 adet "C Tipi" hasarlı kiriş bulunmaktadır. Bu sayı TA/50 (200/50 = 4) değerinden küçüktür. Düşey ve yatay taşıyıcı sistem elemanları için belirlenen hasar durumları Tablo 4'te 1. satır ve 3. sütuna karşı gelmektedir. Bu durum uyarınca *Bina Hasar Sınıfı,* incelenen yapı için *Orta Hasar* olarak belirlenmektedir (Tablo 6).



Şekil 11. Binada taşıyıcı sistem elemanlarının hasar sınıfları.

Tablo 5. Zemin kattaki düşey taşıyıcı elemanlar için DEAHY hesabı.

Eleman No	b [m]	h [m]	Hasar Sınıfı	Alan [m^2]	Hasar Çarpanı (η)	Alan x η
S1	0.4	0.7	B	0.28	0.40	0.11
S2	0.4	0.5	O	0.20	0.00	0.00
S3	0.4	0.5	B	0.20	0.40	0.08
S4	0.4	0.5	O	0.20	0.00	0.00
S5	0.4	0.7	O	0.28	0.00	0.00
S6	0.5	0.5	O	0.25	0.00	0.00
S7	0.9	0.3	B	0.27	0.40	0.11
S8	0.9	0.3	O	0.27	0.00	0.00
S9	0.5	0.5	O	0.25	0.00	0.00
S10	0.5	0.5	O	0.25	0.00	0.00
S11	0.3	1.5	A	0.45	0.20	0.09
S12	0.3	1.5	B	0.45	0.40	0.18
S13	0.5	0.5	B	0.25	0.40	0.10
S14	0.7	0.4	B	0.28	0.40	0.11
S15	0.6	0.3	C	0.18	0.70	0.13
S16	0.6	0.3	B	0.18	0.40	0.07
S17	0.7	0.4	O	0.28	0.00	0.00
P1	2.3	0.25	D	0.58	1.00	0.58
P2	0.25	2.6	A	0.65	0.20	0.13
P3	0.25	2.6	A	0.65	0.20	0.13
			Toplam	6.40		1.82

Alan x η /Alan= %28.4

Tablo 6. Örnek binada taşıyıcı sistem elemanlarının hasar durumu ve bina hasar sınıfı.

Bina İçin Karar		Düşey Taşıyıcı Elemanlar			
		DEAHY < 10 ve C+D = 0	10 ≤ DEAHY < 20 ya da DEAHY < 10 ve C+D ≥ 1	20 ≤ DEAHY < 40	DEAHY ≥ 40
Yatay Taşıyıcı Elemanlar	C ≤ TA/50 ve D = 0	AZ HASAR	ORTA HASAR	ORTA HASAR	AĞIR HASAR
	C+D < TA/50 ve D≥1	ORTA HASAR	ORTA HASAR	AĞIR HASAR	AĞIR HASAR
	TA/50≤ C+D <TA/20	ORTA HASAR	ORTA HASAR	AĞIR HASAR	AĞIR HASAR
	C+D ≥ TA/20	AĞIR HASAR	AĞIR HASAR	AĞIR HASAR	AĞIR HASAR

4 Sonuç

Bu çalışmada, Türkiye'deki deprem sonrası hasar tespit sürecini daha bilimsel ve objektif bir şekilde yapılmasına katkı sağlamak amacıyla geliştirilen ve zamanla güncellenerek kapsamı genişletilen bir hasar derecelendirme yöntemi sunulmuştur. Taşıyıcı sistem elemanlarının hasar durumunun nicel ölçütlerle belirlenmesi, dışarıdan ve içeriden inceleme yaklaşımının benimsenmesi ve mekanik kriterlere ilave olarak binaların hasar durumunun belirlenmesinde onarımlarının ekonomik olarak yapılabilirliğinin dikkate alınması, geliştirilen hasar derecelendirme yöntemini hem daha pratik hem de daha da güvenilir bir sistem haline getirmiştir. Ayrıca, kirişler ve yapısal olmayan elemanların algoritmada dikkate alınması ile sistem daha bütüncül olmuştur.

Ülkemiz bina stokunun büyük bir bölümü Bina Kategori 1 kapsamına girmektedir ve yöntemde bu binalar için kullanılacak algoritmada hasarlı elemanlar enkesit alanlarından bağımsız olarak sayıca belirlenecektir. Bu sayede hasar derecelendirmesi oldukça pratik bir şekilde yapılabilecek ve 2023 Kahramanmaraş depremleri gibi büyük afetler sonrasında zamanın çok kıymetli olduğu durumlarda eleman boyutları ölçülmeden daha hızlı bir şekilde daha fazla binanın incelenmesi mümkün olacaktır. Sonuç olarak, bilimsel alt yapısı olan, analitik ve deneysel çalışmalar ile saha gözlemlerine dayalı olarak geliştirilen ve Afetler Sonrası Bina Hasar Tespiti Yapılmasına İlişkin Genel Kurallar Hakkında Yönetmelik'te (2025) yer alan hasar derecelendirme algoritmasının hem hasar tespit çalışmalarına önemli düzeyde hız kazandırması, hem de daha objektif ve standart hasar derecelendirmesine olanak sağlaması beklenmektedir.

Kaynaklar

1. AIJ/JSCE/JGS (2001) Report on Damage Investigation of the 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey. Technical Report by Joint Reconnaissance Team of Architectural Institute of Japan, Japan Society of Civil Engineers, The Japanese Geotechnical Society.
2. Alberto Y, Otsubo M, Kyokawa H, Kiyota T, Towhata I (2018) Reconnaissance of the 2017 Puebla, Mexico earthquake. Soils and foundations 58(5):1073-1092.
3. Alexander D E (2010) The L'Aquila earthquake of 6 April 2009 and Italian Government policy on disaster response. Journal of Natural Resources Policy Research 2(4):325-342.
4. Anagnostopoulos SA, Moretti M, Panoutsopoulou M, Panagiotopoulou D, Thoma T (2004) Post earthquake damage and usability assessment of buildings: further development and applications. Final report.
5. Aydan Ö, Ulusay R, Kumsar H, Tuncay E (2000) Site investigation and engineering evalua-tion of the Düzce-Bolu earthquake of November 12, 1999. Technical Report, Turkish Earthquake Foundation, TDV/DR, 95, 51.
6. Baggio C, Bernardini A, Colozza R, Corazza L, Della Bella M, Di Pasquale G, Dolce M, Goretti A, Martinelli A, Orsini G, Papa F (2007) Field manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countermeasures (AeDES). European Commission—Joint Research Centre—Institute for the Protection and Security of the Citizen, EUR, 22868.
7. Boduroglu H, Ozdemir P, Binbir E, Ilki A (2013) Seismic Damage Assessment Methodology Developed for Turkish Compulsory Insurance System. Proceedings of the 9th Annual International Conference of the International Institute for Infrastructure Renewal and Reconstruction. Brisbane, Australia.
8. Cardone D, Perrone G (2017) Damage and loss assessment of pre-70 RC frame buildings with FEMA P-58. Journal of Earthquake Engineering 21 (1): 23-61.
9. De Martino G, Di Ludovico M, Prota A, Moroni C, Manfredi G, Dolce M (2017) Estimation of repair costs for RC and masonry residential buildings based on damage data collected by post-earthquake visual inspection. Bulletin of Earthquake Engineering 15(4):1681-1706.
10. Del Vecchio C, Di Ludovico M, Pampanin S, Prota A (2018) Repair Costs of Existing RC Buildings Damaged by the L'Aquila Earthquake and Comparison with FEMA P-58 Predictions. Earthquake Spectra 34(1): 237–263.
11. Del Vecchio C, Ludovico M D, Prota A (2020) Repair costs of reinforced concrete building components: from actual data analysis to calibrated consequence functions. Earthquake Spectra 36(1):353–377. https://doi.org/10.1177/8755293019878194
12. Di Ludovico M, De Martino G, Prota A, Manfredi G, Dolce M (2021) Damage assessment in Italy, and experiences after recent earthquakes on reparability and repair costs. In Advances in assessment and modeling of earthquake loss (pp. 65-84). Cham: Springer International Publishing.
13. Di Ludovico M, Prota A, Moroni C, Manfredi G, Dolce M (2017) Reconstruction process of damaged residential buildings outside historical

centres after the L’Aquila earthquake: part I—" light damage" reconstruction. Bulletin of Earthquake Engineering 15(2):667-692.
14. Di Ludovico M, Prota A, Moroni C, Manfredi G, Dolce M (2017) Reconstruction process of damaged residential buildings outside historical centres after the L’Aquila earthquake: part II—“heavy damage” reconstruction. Bulletin of Earthquake Engineering 15(2): 693-729.
15. Erdik M (2000) Report on 1999 Kocaeli and Düzce (Turkey) Earthquakes. Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştirma Enstitüsü.
16. FEMA 306 (1998) Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: Basic procedures manual. ATC, Redwood City, CA, USA.
17. Grünthal G (1998) European macroseismic scale. European Seismological Commission (ESC).
18. Gurbuz T, Cengiz A (2025) Structural damages during the February 06, 2023 Kahramanmaraş earthquakes in Turkey. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 191, p.109214.
19. Gurbuz T, Cengiz A, Kolemenoglu S, Demir C, Ilki A (2023) Damages and failures of structures in Izmir (Turkey) during the October 30, 2020 Aegean Sea earthquake. Journal of Earthquake Engineering, 27(6), pp.1565-1606.
20. Ilki A, Demir C, Comert M, Kusunoki K (2013) Evaluation of Seismic Damage Assessment Methodologies Based on Field Observations, Test Results and Analytical Studies. 2013 International Van Earthquake Symposium. (keynote lecture).
21. Ilki A, Halici OF, Comert M, Demir C (2021) The modified post-earthquake damage assessment methodology for TCIP (TCIP-DAM-2020). In Advances in assessment and modeling of earthquake loss (pp. 85-107). Cham: Springer International Publishing.
22. IMO (2016) Depremin Etkilediği Betonarme ve Yığma Binalarda Hasar Tespiti. Ankara
23. Kazama M, Noda T (2012) Damage statistics (Summary of the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake damage). Soils and Foundations 52 (5): 780-792.
24. Marquis F, Kim JJ, Elwood KJ, Chang SE (2017) Understanding post-earthquake decisions on multi-storey concrete buildings in Christchurch, New Zealand. Bulletin of Earthquake Engineering 15(2):731-758.
25. New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) (2009) Building safety evaluation during a state of emergency—Guidelines for territorial authorities.
26. Taghavi S, Miranda E (2003) Response assessment of nonstructural building elements. PEER report 2003/05. Berkeley: University of California.
27. The Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA) (2015) Guideline for Post-earthquake Damage Evaluation and Rehabilitation. (in Japanese).
28. Yakut A, Sucuoğlu H, Binici B, Canbay E, Donmez C, İlki A, Caner A, Celik OC, Ay BÖ (2021) Performance of structures in İzmir after the samos island earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering: 1-26.

Moment Aktaran Kaynaklı Birleşimlerde Kullanılan Kaynak Yöntemlerinin Birleşim Performansına Etkisi ve Düşük Çevrimli Yorulma Davranışları

Hüdai Kaya[1] ve Barlas Özden Çağlayan[2]

[1]ORION Ağır Çelik Yapı Mühendisliği İnş. San. ve Tic. Ltd. Şti., İstanbul
[2]İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Yapı Anabilim Dalı, İstanbul

Özet. Birleşimi oluşturan tüm elemanların tasarlandığı şekilde çalışma gereklilikleri özellikle moment aktaran yüksek sünek yapısal çelik çerçevelerde hedeflenen enerji sönüm seviyelerine ulaşılabilmenin ön şartlarından biridir. Bu araştırmaya konu olan deneysel çalışma, ülkemizde yapısal çelik sektöründe çoğunlukla tercih edilen üç farklı kaynak yöntemi üzerinde yapılmış ve yapısal çelik tasarım, imalat ve montaj konularında çalışan tüm meslektaşlarımız için halihazırdaki gri alanların azaltılmasına yönelik bir farkındalık oluşturmak amacı ile gerçekleştirilmiştir. Süneklik ve düşük çevrimli yorulma testleri için iki farklı boyda üçer numuneden toplamda 27 adet tam ölçekli numune testini takiben mevcut yönetmeliğin ilgili tanım ve şartlarında iyileştirmeler ve değişiklikler yapılmasını işaret eden sonuçlar elde edilmiş bu anlamda daha ileri seviyede araştırma yapılmasının gereklilik olduğu kanaatine varılmıştır.

Anahtar kelimeler: Yapısal Çelik, Kaynak, Süneklik, Tam Ölçekli Test, Moment Aktaran Çerçeve, Deprem, Tekrarlı Yükleme, Yorulma.

1. Giriş

Kaynak teknolojisindeki gelişmelerle birlikte bulon ve perçine göre daha hızlı ve ekonomik bir birleşim aracı olması sebebi ile günümüzde yapısal çelik sistemlerde kaynağın diğer iki birleşim elemanına göre daha çok tercih edildiğini görmekteyiz. Ancak kullanılan metot, detay, imalat ve montaj teknikleri ile çevresel şartlar sebebi ile oluşan veya süreksizlik, çatlak, artık gerilme yığılmaları, mekanik veya metalürjik kusurlar gibi bırakılan hasar sebebi ile ilgili elemanın tasarlanan taşıma gücüne, enerji yutabilme ve plastik mafsal oluşturabilme yeteneğine ulaşmadan yerel ya da tamamen göçtüğü diğer bir değişle sihirli ve mükemmel bir birleşim aracı olmadığı defalarca ispatlanmış ve tecrübe edilmiştir.

Sünek yapı kabulünün tek başına ve münferiden kolon ve kiriş olarak ilgili yapı elemanı veya elemanlarının sünek olma özelliği ile veya tasarımda kabul edilen parametreler ile sağlanamayacağı 1994 yılında A.B.D. Northridge bölgesinde meydana gelen ve sadece 10 sn süren 6,7 büyüklüğündeki deprem ile ortaya çıkmış, Northridge depremi öncesi bir çok deneysel ve analitik çalışmalar sonucu kabul görerek tasarım yönetmeliklerine giren ve kullanılması önerilen bu birleşim detayı, deprem sonrasında yayınlanan acil bir raporla, yönetmeliklerden çıkarılmıştır (Gross, 1998).

Ülkemizde yapılmakta olan çelik yapıların birleşim detay imalatlarında ağırlıklı olarak 3 tip kaynak yöntemi kullanılmakta, eğer hazırlandı ise proje özel şartnamesi doğrultusunda da bu kaynak yöntemlerinin alt parametreleri tayin edilmektedir. Söz konusu yöntemlerin ve bunların alt parametrelerinin seçimi, ilgili kaynak nüfuziyetini ve sünekliğini tayin edeceğinden, doğrudan birleşimin sünekliğini ve düşük çevrimli yorulma ömrünü etkilemektedir. Bu sebeple sünek bir birleşimden bahsediliyorsa sadece o birleşimde bir araya gelen elemanların sünekliği değil, bir bütün olarak birleşimin sünekliğinden bahsedilme zorunluluğu ve gerekliği sebebi ile kolon ve kirişin dışında ilgili birleşimde yer alan kaynağın da birleşimin bir eleman olarak kabul edilerek tayini, tasarımı ve teşkili önem taşımaktadır.

Kaynak metodu ve alt sınıfının seçimi çoğu kez atölyenin inisiyatifine bırakılmakta, nadiren ve özellik teşkil eden bazı yapılar için proje özel teknik şartnamesinin bir alt başlığı olarak yapısal çelik proje müellifi tarafından tayin edilmektedir.

Atölye inisiyatifine bırakılan kaynaklarda ise atölyenin, mühendislik detayının gereksinimlerinden bihaber olarak, maliyet merkezli, minimum malzeme bedeli, minimum işçilik ile maksimum iş prensibi doğrultusunda seçim yapmasını beklemek hiç de zor değildir.

Bu araştırma için 2018 yılı Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) kapsamında "Tam Dayanımlı Bulonlu Alın levhalı Birleşimler" Madde 9B.2' de yer alan rijitlik levhasız, 4 bulonlu, alın levhalı birleşim referans alınarak test numuneleri üretilmiş, iki farklı boyda, her boy ve her kaynak tipi için 3'er numune olmak üzere toplam 18 adet numune süneklik testleri için, 9 adet numune "Düşük Çevrimli Yorulma Testleri" için, üç numune de pilot testler için olmak üzere toplamda 30 numune test edilmiştir. Numunelerin üretimi için kullanılan kaynak metotlarına ait detaylar "Test Planlaması" başlığı altındaki ikinci bölümde verilmiştir.

Araştırma kapsamında oldukça geniş bir literatür araştırması yapılmış ancak bir birleşim elemanı olarak kullanılan kaynak metoduna veya kaynak metodunun performansına ait bir çalışmaya rastlanmamıştır (Changshi ve Fisher, 2001; Chen vd., 2023; Chen vd., 2021; Chen vd., 2003; Dexter ve Melendrez, 2000; Dubina ve Stratan 2002; Haghollahi ve Ahmadi, 2018; Lu vd., 2000, Nakashima vd. 2000; Ricles vd., 2002; Ricles and Fisher 2002).

Üretilen tüm numuneler için EN1090-02 standardı esas alınmış ve her üç grup numune için yapılan süneklik ve düşük çevrimli yorulma testlerine ait sonuçlar karşılaştırmalı olarak irdelenmiştir.

2. Test Planlaması

Söz konusu araştırma kapsamında ulusal ve uluslararası standartlar uyarınca ülkemizde faaliyet gösteren sertifikalı yapısal çelik atölyelerinde, proje şartnamesine, imalatı yapılan detaya ve eleman geometrisine bağlı olarak gazaltı ark kaynağı (GMAW), örtülü elektrod ark kaynağı (SMAW), sürekli ve boy kaynaklarında ise tozaltı ark kaynağı (SAW) olmak üzere üç tip ana kaynak metodu kullanıldığı bilinmektedir.

Bu doğrultuda, iki farklı açıklığa sahip test kirişi ve detaya uygun üç kaynak yöntemi için FEMA350/SAC2000 yükleme protokolü (Şekil 2.1) uygulanacak süneklik testlerine ait 18 adet tam ölçekli numune ve sabit genlikli ve tersinir çevrimsel yükleme altında gerçekleştirilecek düşük çevrimli yorulma testleri için de 9 adet numune imalatı planlanmıştır. Numune setlerinin imalatlarında teste muhatap kiriş alın levhası kaynaklarına ait yöntem detayları aşağıda paylaşılmıştır.

Birinci grup numuneler; GMAW metodu ile TS EN ISO 14341-A ile AWS A5.18 Standartlarına uygun ve sırasıyla G 42 3 C G4Si1/G42 3 M G4 Si1 ve ER70S6 sınıflarında, Akma Dayanımı 470 MPa, Çekme Dayanımı 570 MPa, Çentik Darbe Dayanımı -30 ˚C' de 60 J olan bakır kaplı yüksek manganlı kaynak teli ve koruma gazı olarak da %100 CO_2 kullanılan alın levhalı kaynaklı kirişlerden,

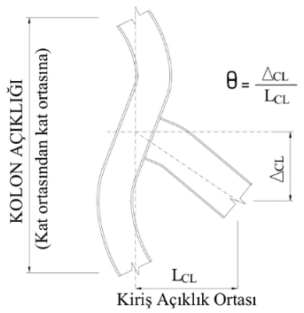
İkinci grup numuneler; SMAW metodu ile TS EN ISO 2560-A ile AWS A5.1 Standartlarına uygun ve sırasıyla E 46 B32 H5, E7018-1 H4 sınıflarında, Akma Dayanımı 480 MPa, Çekme Dayanımı 580 MPa, Çentik Darbe Dayanımı -20˚C' de 180 J, -50 ˚C' de 120 J olan bazik karakterli bir elektrod kullanılan alın levhalı kaynaklı kirişlerden,

Üçüncü grup numuneler ise; GMAW metodu ile TS EN ISO 17632-A ile AWS SFA – 5.20 Standartlarına uygun ve sırasıyla T46 2 P C 1 ve E71T-1C sınıflarında, Akma Dayanımı 500 MPa, Çekme Dayanımı 560 MPa, Çentik Darbe Dayanımı -20 ˚C' de 70 J olan rutil özlü, bakır kaplı kaynak teli ve koruma gazı olarak da %20 CO_2 + %78-79 Argon karışımı kullanılan alın levhalı kaynaklı kirişlerden imal edilmiştir.

2.1 Numune Tasarımı

Kiriş kesiti olarak IPE270 S275JR seçilmiş rijitlik levhasız, dört bulonlu, alın levhalı birleşim detayı referans alınmıştır. Test düzeneği bu doğrultuda tasarlanmış ve boyutlandırılmıştır.

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerin kolon-kiriş birleşimlerinde yönetmeliğimiz minimum kriter olarak göreli kat ötelemesi açısı için 0.04 Radyan değerini vermektedir (TBDY Md. 9.3.4). Dolayısıyla, birleşim detayı içerisinde olan tüm elemanlar bu minimum değeri sağlamak, teyit etmek durumunda olmalıdır.



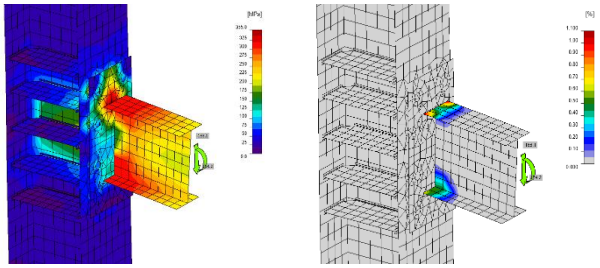
Kat Öteleme Oranı (%)	Tekrar Sayısı
0,375	6
0,500	6
0,750	6
1,000	4
1,500	2
2,000	2
3,000	2
4,000	2
5,000	2
6,000	2

Şekil 2.1 Dönme açısı ve FEMA350/SAC2000 yükleme protokolü

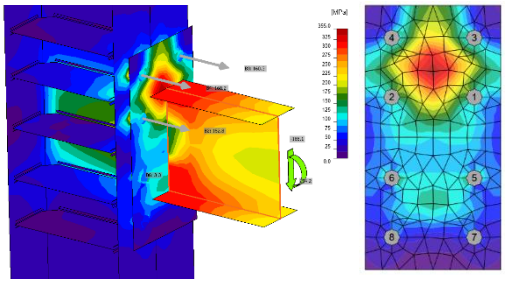
Çevrim testlerinin uygulanacağı test kirişi için TBDY 2018 Tablo 9B.1' de verilmiş olan uygulama sınırlarının kontrolü aşağıda yapılmıştır:

Plastik mafsalın kolon yüzünden uzaklığı;	$l_h=min(270/2, 3x135) l_h=135mm$	
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı;	$L_1=1890/270=7, L_2=2580/270=9.56$	
Alın levhası kalınlığı;	$t_p=30mm$	$12 \leq t_p \leq 60mm$
Alın levhası genişliği;	$b_p=255mm$	$160 \leq b_p \leq 300$
Bulonlar arasındaki yatay uzaklık;	$g=155mm$	$100 \leq g \leq 155mm$
P_f (P_{fi} ve P_{fo});	$P_{fi}=49.8mm$ $P_{fo}=50mm$	$40 \leq P_f \leq 115mm$
Kiriş enkesit yüksekliği;	$d_b=270mm,$	$270 \leq d_b \leq 1400mm$
Kiriş başlık kalınlığı;	$t_{bf}=10.2mm$	$10 \leq t_{bf} \leq 25mm$
Kolon enkesit yüksekliği;	$dc=360mm$	$d_c \leq 920mm$
Bulon sınıfı;	*8.8*	*(8.8 veya 10.9)*
Bulon öncekme koşulları;	*Tam öncekme*	*(Tam öncekme)*
Alın levhası malzeme sınıfı;	*S355JR*	*(S235, S275 veya S355)*
Başlık levhası kaynağı;	*CJP*	*(Tam penetrasyonlu küt kaynak)*

Yönetmelik uygulama sınırlarına uygunluğu teyit edilen numunenin ön boyutlandırması için IdeaStatica V24 sonlu elemanlar yazılımı kullanılmış, hidrolik veren, LVDT ve Strain Gauge özellik ve kapasiteleri bu doğrultuda seçilmiştir (Şekil 2.2 ve 2.3). İlaveten, sayısal analiz ile elde edilen gerilme ve öteleme değerlerinin deneyden elde edilenler ile uyumlu olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 2.2 Kiriş-kolon birleşimi sonlu eleman analizleri – gerilme ve birim şekil değiştirme.



Şekil 2.3 Bulon kuvvetleri ve alın levhası gerilme dağılımı.

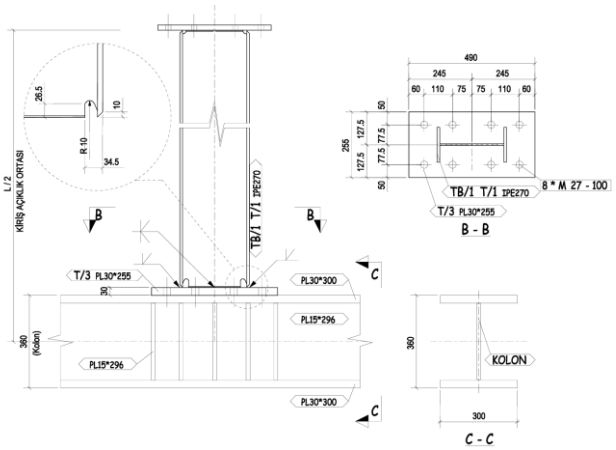
2.2 Numune Üretimi ve Test Düzeneği

Üretilen tüm numuneler için (Şekil 2.4) imalat öncesinde, imalat sırasında ve sonrasında atölye, işçilik ve malzeme sertifikasyonları, çekme, kimyasal kompozisyon, sertlik, kaynak pasoları arası sıcaklık, çatlak kontrol, nüfuziyet ve kaynak hatalarına karşı radyografi testleri içeren kalite kontrol testleri hem imalat atölyesi iç denetimi tarafından hem de bağımsız akredite bir laboratuvar, sertifikalı ekipman ve lisanslı denetimciler aracılığı ile yapılmış, kayda alınmıştır (Şekil 2.5, 2.6, 2.7, 2.8 ve 2.9).

Numuneler, TS ISO 9001:2015 Kalite Yönetim Sistemi, EN ISO 3834-2 Kaynaklı İmalat Yeterlik, EN 1090-2 EXC4 Akreditasyon, TS EN ISO 14001:2015 Çevre Yönetim Sistemi ile TS EN ISO 45001:2018 İSG Yönetim Sistemi belgelerine sahip çelik atölyesinde, onaylı Kaynak Prosedür Şartnamesi (WPS Welding Procedure Specification) ve Kaynak Yöntem Onay (WPQR Weld Procedure Qualification Record) dokümanları doğrultusunda, kalite sertifikaları EN10204 Type 3.1 uyarınca takip edilebilir malzemeler ile TS ISO 9606-1:2014 Kaynakçı Belgelendirme standardı kapsamında sertifikalandırılmış kaynakçılar ile üretilmiş, atölyenin iç denetiminin dışında ISO 9001:2015 Kalite Yönetim Sistemi , TS EN ISO/IEC

17020 ve TS EN ISO/IEC 17025 akreditasyon belgelerine sahip bağımsız bir laboratuvar tarafından denetlenmiştir ve test edilmiştir.

IPE270 kirişlerin alın levhasına kaynaklanacak deneylerimizin odağını oluşturan ucunda flanş ve gövdelerine tam nüfuziyetli küt kaynak teşkili için kaynak ağzı, gövde-flanş birleşimlerine de AWS D1.8'e uygun kaynak erişim delikleri açılmış, çatlak oluşumu ve ilerlemesi için başlangıç sınır durumu oluşturabilecek kılcal çatlak olup olmadığı penetrant test (PT) yöntemi ile test edilmiştir.



Şekil 2.4 Test kirişi.



Şekil 2.5 Kaynak erişim delikleri için penetrant test uygulaması.

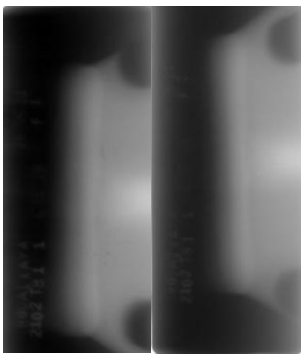


Şekil 2.6 Kök paso sonrası temizlik ve pasolar arası sıcaklık ölçümleri.

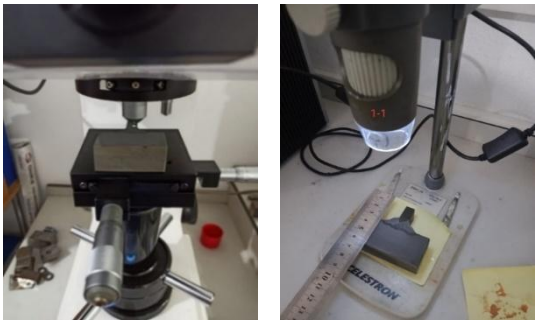


Şekil 2.7 IPE270 S275JR kiriş gövde ve flanş için çekme numuneleri ile kaynak makro test numuneleri

Test kirişinin gövde ve başlıklarından alınan 9 adet çekme testi numunesinden (Şekil 2.7) elde edilen ortalama değerler Tablo 2.1' de, her kaynak metodundan hazırlanan 5 set numune (Şekil 2.7) için yapılan Makro testlerin ortalama sonuçları ise Tablo 2.2' de verilmiştir.



Şekil 2.8 Tüm numune kaynakları için kaynak sonrası %100 radyografi (RT) ile kalite kontrol.



Şekil 2.9 Kaynak bölgesi Vickers sertlik ve kaynak nüfuziyet ölçümleri.

Tablo 2.1 Çekme testi sonuçları.

IPE270 S275JR	Rp %0.2 (N/mm^2)	Uzama (%)
Gövde	306.3	29.2
Başlık	306.8	30.2

Tablo 2.2 Makro test sonuçları (Sertlik ve Kaynak Nüfuziyetleri).

		Sertlik Vickers H10		Nüfuziyet (mm)
	Ana Metal	ITAB	Kaynak	
Grup I	190	228	245	2.05
Grup II	191	223	236	3.47
Grup III	189	235	245	1.69

Planlanan testler için kat yüksekliği 3m olan, "I" kesitli kolon ve kirişten teşkil bir moment çerçeve esas alınmış (Şekil 2.4 ve 2.10 ve 2.11), Test kiriş kesiti IPE270 S275JR olarak seçilmiş, alın levhası olarak 30 mm et kalınlığında 255x490mm S355J2+N levha, Kiriş-Kolon bağlantısı için ise 2x4 adet M27 bulon kullanılmıştır.

Kolon ise yapma "I" kesitinde, 30x300 mm S355JR flanş ve 15x296 mm S355JR gövde levhasından teşkil edilmiş ve mafsallı olarak mesnetlendirilmiştir.

Test için 609.6 mm dinamik, 619.8 mm statik stroka sahip 250 kN yükleme yapabilen MTS marka hidrolik veren (ACC) ve 250kN kapasiteli MTS marka yük hücresi (LC), veri toplama ekipmanı olarak ise kiriş, kolon ve mesnet ötelemeleri için 12 adet deplasman ölçer (LVDT), kiriş-alın levhası kaynaklarındaki gerilme ölçümleri için ise 3 adet gerinim ölçer (Strain Gauge / STR-G) kullanılmıştır (Şekil 2.10).

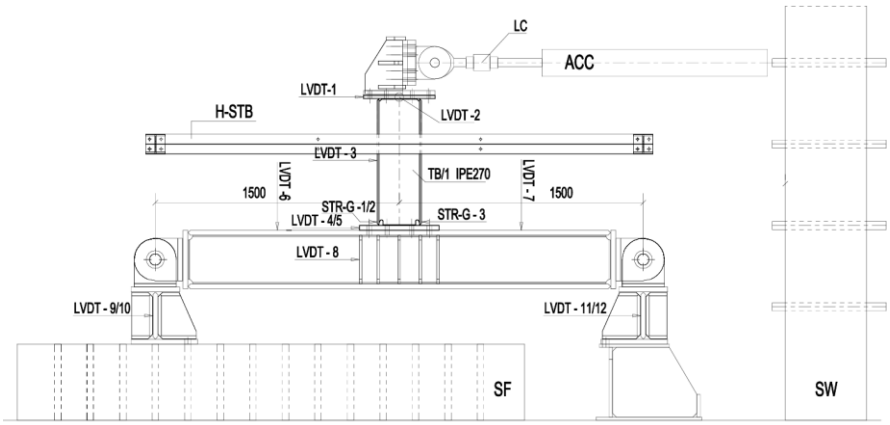
Düzlem dışı öteleme ve burkulma stabilitesi için test kirişi sürtünmesiz olarak kılavuzlanmıştır (H-STB) (Şekil 2.10 ve 2.11).

Her test kurulumu için ortam ve numune sıcaklıkları ölçülmüş, 15-24 °C arasındaki değerlerde testler gerçekleştirilmiştir.

Üretilen numune bilgilerini içeren matris Tablo 2.3'de verilmiştir. İki tip kiriş numunesinin 1890mm sistem açıklığına sahip ilki (Tip I), TBDY 2018 Tablo 9B.1 doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek çerçeve kriteri için verilen minimum kiriş

açıklığı/enkesit yüksekliği oranının 7,0 değerine, 2580 mm sistem açıklığına sahip ikincisi (Tip II) ise 9,56 değerine karşılık gelmektedir.

İmalat ve kalite kontrol testleri tamamlanan numuneler ve deney düzeneği İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'na sevk edilerek hazırlanmış olan imalat ve montaj projeleri uyarınca kurulumu yapılmıştır.



Şekil 2.10 Test Düzeneği ve veri toplama (enstrümantasyon) noktaları.



Şekil 2.11 Genel görünüş.

Tablo 2.3 Numune matrisi.

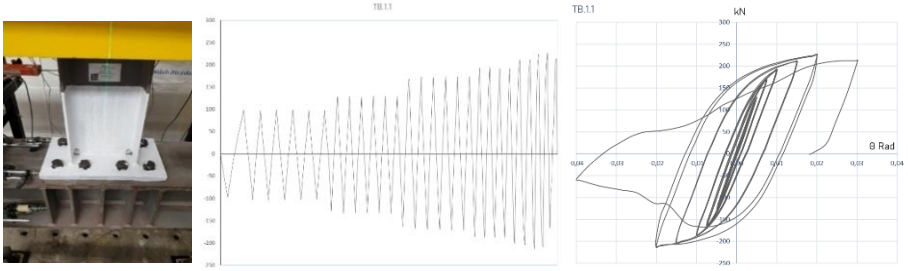
Grup		FEMA350/SAC2000 Çevrimsel Yüklemeli Süneklik Testleri			
		Tip I		Tip II	
		Etiket No	L_{Sistem} (mm)	Etiket No	L_{Sistem} (mm)
I	GMAW CO_2	TB.1.1		TB.1.7.L	
		TB.1.2	1890	TB.1.8.L	2580
		TB.1.3		TB.1.9.L	
II	SMAW Bazik	TB.1.14		TB.1.17.L	
		TB.1.15	1890	TB.1.18.L	2580
		TB.1.16		TB.1.19.L	
III	GMAW CO_2+Ar	TB.1.24		TB.1.27.L	
		TB.1.25	1890	TB.1.28.L	2580
		TB.1.26		TB.1.29.L	

3. Testler

3.1 Birinci grup numune testleri (GMAW + %100CO_2)

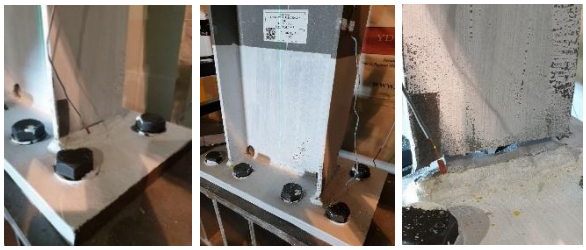
Birinci tip numuneler (L=1890 mm)

Birinci grup, birinci tip, bir numaralı numune TB.1.1 testi;



Şekil 3.1 TB.1.1 Yükleme protokolü ve Kuvvet-Öteleme açısı döngüsü.

Bir nolu testte TB.1.1 numunesinin, 0,03 Radyan dönme açısına karşılık gelen 27nci çevrimde (7. Adım, birinci çevrim) flanş kaynağı çatlamış, toplamda 28 inci

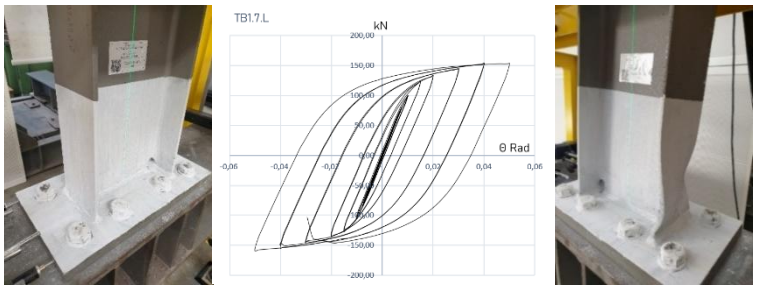


Şekil 3.2 TB.1.1 çevrim sayısı 27, flanş kaynağında kırılma.

çevrimde tamamen kırılmıştır. Flanş ve gövdedeki plastikleşme bölgeleri ile kaynaktaki kırılma Şekil 3.2' de görülmektedir.

İkinci tip numuneler (L=2580 mm)

Birinci grup, ikinci tip, bir numaralı numune TB.1.7.L testi;

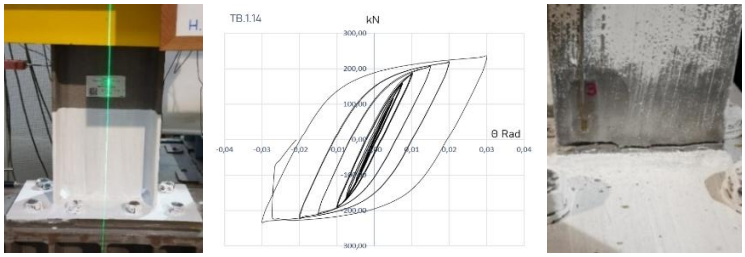


Şekil 3.3 TB.1.7.L Kuvvet-Öteleme Açısı döngüsü ve flanş kaynağında kırılma.

3.2 İkinci grup numune testleri (SMAW + Bazik)

Birinci tip numuneler

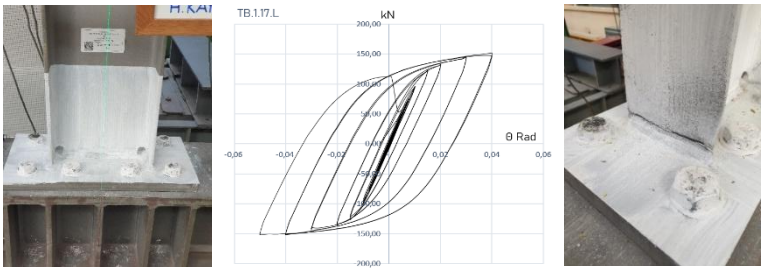
İkinci grup, birinci tip, bir numaralı numune TB.1.14 testi;



Şekil 3.4 TB.1.14 Kuvvet-Öteleme Açısı döngüsü ve flanş kesitinde kırılma.

İkinci tip numuneler

İkinci grup, ikinci tip, bir numaralı numune TB.1.17.L testi;

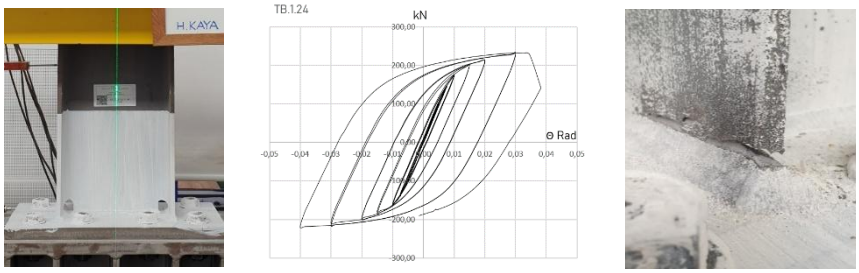


Şekil 3.5 TB.1.17.L Kuvvet-Öteleme Açısı döngüsü ve flanş kesitinde kırılma**.**

3.3 Üçüncü grup numune testleri (GMAW +%20 CO_2 + %78-79 Ar)

Birinci tip numuneler

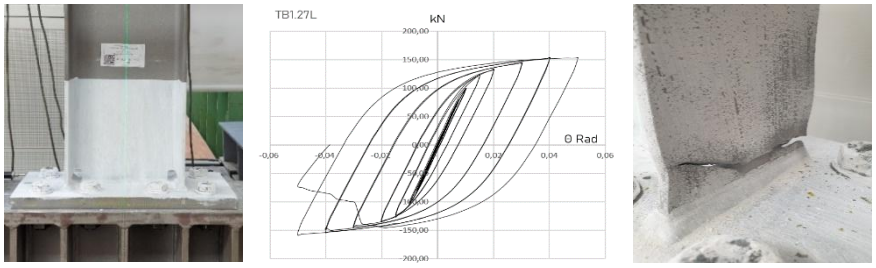
Üçüncü grup, birinci tip, bir numaralı numune TB.1.24 testi;



Şekil 3.6 TB.1.24 Kuvvet-Öteleme Açısı döngüsü ve flanş kaynağında kırılma**.**

İkinci tip numuneler

Üçüncü grup, ikinci tip, bir numaralı numune TB.1.27.L testi;



Şekil 3.7 TB.1.27.L Kuvvet-Öteleme Açısı döngüsü ve flanş kaynağında kırılma.

Tablo 3.1 Birinci tip numuneler için çevrimsel yüklemeli süneklik testleri özeti.

Grup/Tip No	Etiket No	L_{sistem} (mm)	t (ºC)	Kırılma anındaki çevrim sayısı	Teyit edilen göreli kat ötelemesi (Radyan)	Kırılma yeri
I / 1	TB.1.1	1890	17	27	0,02	Füzyon hattı
	TB.1.2		15	27	0,02	Füzyon hattı
	TB.1.3		15	27	0,02	Füzyon hattı
II / 1	TB.1.14	1890	18	28	0,02	Kiriş
	TB.1.15		19	28	0,02	Kiriş
	TB.1.16		19	30	0,03	Kiriş
III / 1	TB.1.24	1890	21	29	0,03	Füzyon hattı
	TB.1.25		20	29	0,03	Füzyon hattı
	TB.1.26		21	29	0,03	Füzyon hattı

Tablo 3.2 İkinci tip numuneler için çevrimsel yüklemeli süneklik testleri özeti.

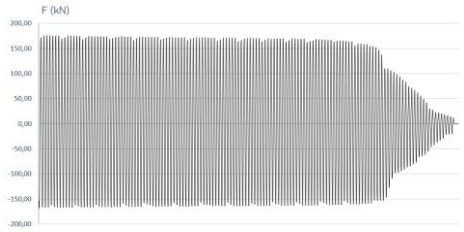
Grup/Tip No	Etiket No	L_{sistem} (mm)	t (ºC)	Kırılma anındaki çevrim sayısı	Teyit edilen göreli kat ötelemesi (Radyan)	Kırılma yeri
I / 2	TB.1.7.L	2580	21	32	0,04	Füzyon hattı
	TB.1.8.L		21	31	0,04	Füzyon hattı
	TB.1.9.L		22	30	0,03	Füzyon hattı
II / 2	TB.1.17.L	2580	22	31	0,04	Kiriş
	TB.1.18.L		21	32	0,04	Kiriş
	TB.1.19.L		22	31	0,04	Kiriş
III / 2	TB.1.27.L	2580	23	32	0,04	Füzyon hattı
	TB.1.28.L		24	32	0,04	Füzyon hattı
	TB.1.29.L		24	31	0,04	Füzyon hattı

4. Düşük Çevrimli Yorulma Testleri

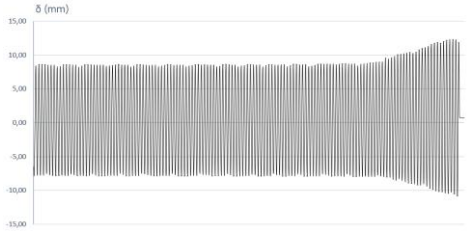
Yorulma testleri için her gruptan 1890 mm sistem açıklığına sahip üçer adet numune kullanılmış olup testler IPE270 S275JR kesitinin akma bölgesinde sabit genlikli ve tersinir çevrimsel yükleme altında gerçekleştirilmiş, numunelerin kırılma anına kadar yapmış oldukları çevrim sayıları ve kırılma bölgeleri kaydedilmiştir.

Numunelerde, bir önceki çevrimsel yüklemeli süneklik testleri için seçilen kaynak metotları ile aynı olacak şekilde üç grup olarak üretim yapılmıştır.

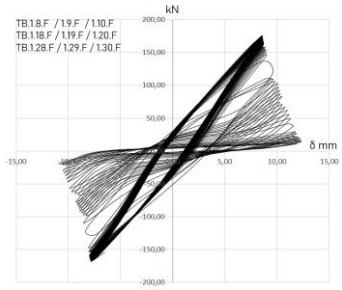
Çevrim sayıları dışında karakteristik olması sebebi ile yük, deplasman grafikleri ile her bir grup için test görseli birer kez verilmiştir.



Şekil 4.1 DÇY Yükleme protokolü.



Şekil 4.2 DÇY Deplasman grafiği.



Şekil 4.3 DÇY Kuvvet-Deplasman döngüsü.

4.1 Birinci grup numune testleri (TB.1.8.F nolu numune / Tipik)



Şekil 4.4 TB.1.8.F Numunesi ve test sonu kaynak kırılması.

4.2 İkinci grup numune testleri (TB.1.18.F nolu numune / Tipik)



Şekil 4.5 TB.1.18.F Numunesi ve test sonu kaynak kırılması.

4.3 Üçüncü grup numune testleri (TB.1.28.F nolu numune / Tipik)



Şekil 4.6 TB.1.28.F Numunesi ve test sonu kaynak kırılması.

Yorulma testleri sonrasında elde edilen yüzey profillerine ait resimler aşağıda verilmiştir (Şekil **4.7**). Çatlak başlangıç noktası, ilerleme yüzeyi oldukça net bir şekilde görülmektedir. Kırılma, yorulmanın tipik bir karakteri olarak ani ve habersiz oluşmaktadır.



Şekil 4.7 Yorulma testleri sonrası karakteristik yüzey profilleri.

Yükleme periyodu 2 sn/çevrim olarak seçilen yorulma testlerinde önceki testlerde olduğu gibi, ortam ve numune sıcaklıkları her test sırasında ayrı ayrı ölçülmüş ve not edilmiştir.

Tablo 4.1 Düşük çevrimli yorulma testleri özeti.

Grup No	Etiket No	t (°C)	Toplam çevrim sayısı	Kırılma yeri
I	TB.1.8.F	19	140	Füzyon bölgesi ve kiriş gövdesi
	TB.1.9.F	19	110	Füzyon bölgesi ve kiriş gövdesi
	TB.1.10.F	19	120	Füzyon bölgesi
II	TB.1.18.F	18	232	Füzyon bölgesi
	TB.1.19.F	18	322	Füzyon bölgesi
	TB.1.20.F	18	245	Füzyon bölgesi ve kiriş gövdesi
III	TB.1.28.F	19	125	Füzyon bölgesi ve kiriş gövdesi
	TB.1.29.F	18	139	Füzyon bölgesi ve kiriş gövdesi
	TB.1.30.F	21	143	Füzyon bölgesi ve kiriş gövdesi

5. Elde Edilen Sonuçlar

Deprem etkileri altında büyük plastik şekil değiştirmelere maruz kalabilecek yapılar için süneklik kapasitesi toptan göçme mekanizmasının önünde en büyük güvence olarak günümüz yönetmeliklerinde yer almaktadır. Elbette bu şartları sağlayabilmek için mühendislik tasarımın başında "yüksek sünek" veya "normal sünek" kabullerinin ötesine geçip yapının tasarlandığı matematik modele uygun davranabileceği detayları seçmek, bu detayların bir bütün olarak yapı davranışına etkilerini bilmek, üretim ve montajları sırasında çıkabilecek mahsurları öngörmek mühendislik temel prensipleri itibariyle önemlidir.

Günümüzde üretim hızının yüksek, detaylarının nisbeten daha basit ve işçilik maliyetlerinin düşük olması gibi sebeplerle tercih edilen kaynağı bir birleşim aracı olarak bulon ve perçinden ayıran önemli yapısal farklılıklar bulunmaktadır. Isıl işlem olması sebebi ile ana malzeme kalınlığına, karbon eşdeğerine ve uygulanan metoda bağlı olarak kaynağın ve ana malzemenin metalürjik mikro yapısında bir takım değişikliklerin oluşacağı unutulmamalıdır. Füzyon ve ısı tesiri altındaki bölgeler kırılma hassasiyetine sahip alanlardır. Birleşim detayında, tasarım sırasında öngörülmeyen artık gerilmeler söz konusu olabilir.

Uygulama öncesinde, sırasında ve sonrasında gösterilmesi gereken özen ve alınması gereken tedbirler her kaynak metoduna göre farklılık gösterir. Kaynak malzemesi ve yönteminin seçimi atölye, şantiye ve atmosferik şartlar ile proje ve detayına özel olarak yapılır. Tüm bu parametre ve usüllerin seçimi, yöntemlerin belirlenmesi mühendislik hizmeti altındaki yapılar için atölye inisiyatifine bırakılmayacak kadar önemlidir.

Bu çalışmanın öncelikli amacı, yönetmelik maddesi üzerinde araştırma yapmak değildir. Birinci bölümde de açıklandığı gibi ülkemiz yapısal çelik atölyelerinde tercihen kullanılan kaynak yöntemlerinin yönetmeliğimiz kapsamında performanslarını incelemektir.

Bu amaçla, yönetmelik asgari şartlarını referans alarak test düzeneği oluşturmak, aynı zamanda çalışma sonucunda elde edilecek bilgiler için kıyas veya referans düzlemi oluşturmak açısından anlam teşkil etmektedir.

Ancak, doğal olarak bu referansla üretilen test numunelerinden elde edilen sonuçlar, yönetmelik maddelerinin ülkemiz üretim şartları doğrultusunda irdelenmesi için öncü veriler oluşturmuş ve her ne kadar doğrudan amaç olmasa da dolaylı olarak yönetmelik ilgili madde ve şartları üzerinde yorum yapma imkânı ortaya çıkmıştır.

Araştırma kapsamında gerçekleştirilen tam ölçekli deneylerde aşağıdaki bilgilere ulaşılmıştır;

1. Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için minimum 7 olarak alt limiti verilen kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranına ait Tip I numunelerinde göreli kat ötelemesi değeri I. Grup numuneler için 0,02 Radyan, II. Grup numuneler için 0,02 ve 0,03 Radyan, III. Grup numuneler için 0,03 Radyan olarak gerçekleşmiştir. Kırılmalar I ve III. Grup kaynaklar için kaynak füzyon bölgesinde, II. Grup kaynak için kiriş flanşı enkesitinde meydana gelmiştir (Tablo 3.1).

Elde edilen göreli kat ötelemesine ait değerler, 0,04 Radyan olan yönetmelik minimum koşulunun altında kalmıştır.

2. Kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranının 9,56 olarak tayin edildiği II. Tip numunelerinde göreli kat ötelemesi değeri I. Grup numunelerin biri 0,03 Radyan diğer ikisi 0,04 Radyan, II. Grup numuneler için 0,04 Radyan, III. Grup numuneler için 0,04 Radyan olarak gerçekleşmiştir. Kırılmalar I ve III. Grup kaynaklar için kaynak füzyon bölgesinde, II. Grup kaynak için kiriş flanşı enkesitinde meydana gelmiştir (Tablo 3.2).
I.Grup kaynak yöntemi için kararsız bir davranışın devam ettiği, II ve III. Grup kaynak yöntemleri için ise yönetmelik asgari şartlarını sağladıkları söylenebilir. Ancak I ve III. Grup kaynak yöntemleri ile üretilen numunelerdeki kırılmaların halen kaynak füzyon bölgesinde olduğu da ayrıca dikkat edilmesi gereken bir husus olarak tespit edilmiştir.

3. Düşük çevrimli yorulma testlerinde ise nüfuziyet derinliği ve kırılma tokluğu değerleri itibari ile daha iyi performansa sahip II. Grup kaynak yöntemi ile teşkil edilen birleşimler, I ve III. Grup numunelerine göre iki kat daha fazla yorulma mukavemeti göstermişlerdir. Buradan hareketle, yorulma ömürlerinin iki kat daha fazla olduğu ifade edilebilir (Tablo 3-4).
Bununla birlikte tekrar sayılarındaki dağılım farklarının sebebi, kiriş ana metali içerisindeki metalurjik mikro yapı ve dislokasyon farkları, ısıl işlem etkileri, kaynak banyosunun ve ısı tesiri altındaki bölgede (ITAB/HAZ) oluşan yapı farkları olarak açıklanabilir.

4. TBDY 2018 Madde 9 Tablo 9.1' de deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde kullanılacak kaynak metali özellikleri ile ilgili olarak talep edilen minimum değerler ile bu araştırma kapsamında kullanılan kaynak metallerinin özellikleri Tablo 5.1'de verilmiştir.
Görüleceği üzere araştırma kapsamında seçilen tüm metotlarda kullanılan kaynak metallerine ait özellikler, yönetmelik asgarisi üzerindedir.

Tablo 5.1 Kaynak metalleri karşılaştırması.

	TBDY 2018		Araştırma kapsamındaki kaynak metalleri		
			I Grup	II Grup	III Grup
Kaynak metali sınıfı	E480	E550	G 42 3 C G4Si1 G 42 3 M G4Si1	E 46 B32 H5	T 46 2 P C 1
Karakteristik akma gerilmesi (N/mm^2)	400	470	470	480	500
Min. Çekme dayanımı (N/mm^2)	480	550	570	580	560
Min. Uzama (%)	22	19	25	30	25
Çentik tokluğu (CVN)	-18 ^oC min. 27J		-30 ^oC 60J	-20 ^oC 180J	-20 ^oC 70J

Buradan hareketle, test sonuçlarından elde edilen veriler doğrultusunda, yönetmelik kapsamında yapılan asgari tarifin gerekli ancak tek başına yeterli olmadığı ifade edilebilir.

6. Öneriler

Bu araştırma kapsamındaki testlerden elde edilen veriler incelendiğinde, özellikle sismik ve dinamik etkiler altındaki elemanlar, birleşimler veya taşıyıcı sistemler ile süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için aşağıda verilen maddeler öne çıkmaktadır;

1. Bu tip sistemlerde derin nüfuziyetli, tam penetrasyonlu, çentik darbe tokluğu yüksek kaynak metali seçimi, olası kırılmanın kaynak yerine malzemede oluşması açısından alınması gereken bir tedbir olarak karşımıza çıkmaktadır.
2. Tasarımda, imalatta ve montajda çentik etkisi oluşturabilecek zorlanmış detaylardan ve süreksizliklerden kaçınılmalıdır.
3. Altlık veya kök plakası kullanılacak ise çentik etkisi yapabilecek metal kök plakası yerine seramik plaka tercih edilmeli, kaynak başlangıç ve bitişlerindeki krater bölgelerinin çentik etkisine sebep olacağı hususu dikkatten kaçırılmamalıdır.
4. TBDY 2018 asgari şart tanımları gerek kaynak metali gerekse de bu tip birleşimlerin uygulama sınırları açısından genişletilmeli ve ilave koşullar ile desteklenmelidir.
5. Bu amaçla gerçek boyutlu numuneler üzerinde yapılacak test sayı ve tipleri artırılmalıdır.
6. Et kalınlığı yüksek levha ve profiller için düzlemine dik kuvvetler altında oluşabilecek laminer yırtılma ile ilgili kısıtlar ve kontrol mekanizmaları yönetmelik kapsamına dahil edilmelidir.
7. Kaynak bölgesine enerji girişini optimize edebilmek, artık gerilme riskini düşürmek ve birleşim bölgesinde yapısal değişimi risk oluşturmayacak seviyelerde tutabilmek açısından kaynak öncesi, kaynak sırası ve kaynak sonrası tüm işlemler ile bunların sonuçları konusunda asgari bilgi sahibi olmak ve ana metal ile kaynak metali ve yönteminin seçimi konusunda tasarımcı olarak inisiyatif alınması önem teşkil etmektedir.

   Bu amaçla, tasarımda, imalat ve montajda profesyonel olarak hizmet veren inşaat mühendisi meslektaşlarımızın, bir birleşim elemanı olarak kaynağa yaklaşımı konusunda farkındalığın artırılması önem kazanmaktadır.

Kaynaklar

1. AWS D.1.8/D1.8M (2016) Structural Welding Code-Seismic Supplement, American Welding Society, MA, USA.
2. Changshi M, Fisher J (2001) Effect of Local Details on Ductility of Welded Moment Connections. Journal of Structural Engineering 127(9), https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:9(1036).
3. Chen C, Lee J, Lin M (2003) Behavior of Steel Moment Connections with a Single Flange Rib. Engineering Structures 25(11), https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00104-4.
4. Chen Y, Huo J, Zhou X, Chen W (2021) Dynamic tensile behaviors of welded steel joint material. Journal of Constructional Steel Research 183, https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106700.
5. Chen Y, Huo J, Zhou X, Chen W (2023) Dynamic behaviors of butt welds and fillet welds under intermediate strain rate. Journal of Constructional Steel Research 201, https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107683.

6. Dexter R, Melendrez M (2000) Through-thickness properties of column flanges in welded moment connections. Journal of Structural Engineering 126, DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(24).
7. Dubina D, Stratan A (2002) Behavior of welded connections of moment resisting frames beam to column joints. Engineering Structures 24(11), https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00091-3.
8. EN1090-2 (2018) Execution of steel structures and aluminium structures technical requirements for steel structures, European Committee for Standardization; Brussels, Belgium.
9. FEMA 350 (2000) Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings, Washington DC, USA.
10. Gross JL (1998) Design guidelines for the seismic modification of welded steel moment buildings, NIST Sp 931.
11. Haghollahi A, Ahmadi H (2018) Cyclic behaviour of steel beam to column moment connections using different sizes of flange plates and reinforced by a single rib plate. Civil Engineering Journal 4, DOI:10.28991/cej-030975.
12. IdeaStatiCa V24 (2024) Sonlu Elemanlar Yazılımı, Çek Cumhuriyeti
13. Lu L., Ricles J., Mao C., Fisher J., (2000), Critical Issues in Achieving Ductile Behaviour of Welded Moment Connections, Journal of Constructional Steel Research, Vol 55, DOI:10.1016/S0143-974X(99)00092-9.
14. Nakashima M, Roeder C, Maruoka Y (2000) Steel moment frames for earthquakes in Unites States and Japan. Journal of Structural Engineering 126(8), https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:8(861).
15. Ricles J, Fisher J (2002) Development and evaluation of improved details for ductile welded unreinforced flange connections, SAC/BD-00/24.
16. Ricles J, Mao C, Lu L, Fisher J (2003) Ductile details for welded unreinforced moment connections subject to inelastic cyclic loading. Engineering Structures 25(6), DOI:10.1016/S0141-0296(02)00176-1.
17. TBDY (2018), Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara, Türkiye.
18. Tülbentçi K (1990) MIG-MAG Eriyen Elektrod ile Gazaltı Kaynağı, Gedik Holding, Istanbul, Turkiye.

Yüksek Performanslı Burkulması Önlenmiş Çaprazın Yön Değiştiren Tekrarlı Yükler Altındaki Davranışı ve Modellenmesi

Oğuz Koz[1[0000-0003-0124-3576]] , Sinem Güntepe[1[0000-0003-4463-6759]] , Tolga Önal[2[0009-0001-5491-5615]] , Gen Arakawa[3[0009-0002-8485-9236]] , Nasiri Ahmadullah[3[0009-0003-6495-6626]], Oğuz Cem Çelik[1[0000-0001-9448-2562]]

[1] İstanbul Teknik Üniversitesi, Mimarlık Fakültesi, Yapı ve Deprem Mühendisliği Birimi, Taşkışla, Taksim, 34437 İstanbul, Türkiye

[2] Kawakin Core-Tech Co., Ltd., 34636 Ataşehir, İstanbul, Türkiye

[3] Kawakin Core-Tech Co., Ltd., 2-2-7 Kawaguchi, Kawaguchi, Saitama 332-0015, Japonya
oguz.koz@itu.edu.tr

Özet. Bu çalışmanın amacı, Türkiye'de mevcut malzeme ve işçilikle üretilmiş gerçek boyutlu bir burkulması önlenmiş çaprazın (BÖÇ) üretilmesi ve performansının hem deneysel hem de sayısal yöntemlerle incelenmesidir. Çalışma kapsamında, dikdörtgen enkesitli, S235 kalitesindeki çelik çekirdeğe sahip ve uç birleşimleri bulonlu BÖÇ üretilmiş, İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda (STEEL) yön değiştiren tekrarlı yerdeğiştirmeler altında test edilmiştir. Deney verilerinden histeretik davranış, ω pekleşme ve β basınç dayanımı düzeltme katsayıları (sırasıyla elde edilen maksimum değerler; 1.21 ve 1.23), kümülatif enerji sönümü ve eşdeğer sönüm oranı elde edilmiştir. Üretilen BÖÇ'ün yenilikçi tarafı, burkulmayı önleyen iki asimetrik U şeklindeki çelik sacın içi harçla doldurularak ayrı üretilip eksen boyunca kaynaklanmasına dayanmaktadır. Bu yöntem, imalat sırasında kalite kontrolünü kolaylaştırarak BÖÇ'ün performansını artırmıştır. Ayrıca, sürtünmesiz yüzey malzemesinin aralıklı yerleştirilmesiyle detaylar basitleştirilmiştir. Deneysel çalışmanın sonucunda, üretilen BÖÇ'ün yüksek sönüm kapasitesine (maks. %47) sahip olduğu, AISC 341-22'de tanımlanan çevrimsel yeterlik deneyleri için öngörülen kabul kriterlerini rahatlıkla sağladığı kanıtlanmıştır. BÖÇ elemanının histeretik davranışı OpenSees programı yardımıyla sayısal olarak da incelenmiş, seçilen uygun parametreler ile bu davranışın uygun bir biçimde elde edilebileceği gösterilmiştir. Ayrıca, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) kapsamında BÖÇ'ler için verilen ölçütler değerlendirilmiş, diğer yönetmeliklerle kısa bir karşılaştırma yapılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Burkulması önlenmiş çaprazlar (BÖÇ), Enerji Sönümleyiciler, Metalik Sönümleyiciler, Histeretik davranış, Performans Değerlendirmesi.

1 Giriş

Depreme dayanıklı yapı tasarımında enerji sönümleme kapasitesi yüksek elemanların kullanımı giderek daha fazla önem kazanmaktadır. Bu bağlamda, burkulması önlenmiş çaprazlar (BÖÇ), dengeli ve dolu histeretik davranışları sayesinde mevcut çelik ve betonarme binaların rijitlik, dayanım ve sünekliklerinin arttırılmasında bir güçlendirme çözümü olarak uygulanabilir. Ayrıca yeni yapı tasarımlarında etkin bir enerji yutucu sistem olarak kullanılabilmektedir. BÖÇ elemanları, yapı sistemlerine sağladıkları ilave rijitlik ve sönüm sayesinde, özellikle sismik performansın arttırılmasına yönelik uygulamalarda öne çıkmaktadır. Deprem sonrasında yapısal elemanlardaki hasarın tamamen önlenmesi (sıfır hasar) ya da en aza indirilmesi (minimum hasar), özellikle yaşlı yapı stokunun yoğun olduğu şehirlerde, afet sonrası hızlı bir normalleşme süreci için büyük önem taşımaktadır. Bu doğrultuda BÖÇ'ler, ekonomik ve sürdürülebilir bir çözüm sunarak yapının işlevselliğini korumaya katkı sağlamaktadır.

BÖÇ'ler ilk olarak 1970'li yılların başlarında kavramsal olarak ortaya çıkmış, ancak pratikteki ilk uygulaması Japonya'da, 1988~1989 yıllarında Fujimoto ve arkadaşları tarafından gerçekleştirilmiştir (Watanabe, 2018). Buna paralel olarak, Amerika'da çapraz sistemlerin burkulmasını engellemeye ve enerji sönümlemesini iyileştirmeye yönelik deneysel çalışmalar yapılmıştır (Celik vd., 2004). Iwata ve Murai (2006), harç dolgulu çelik plakalardan oluşan bir sınırlandırıcı sistem kullanarak özgün bir BÖÇ eleman geliştirmiştir. Bu tasarımda, sürtünmesiz yüzey malzemesiyle kaplanan çekirdek plaka, içi harçla doldurulmuş ve birbirine sürekli kaynakla birleştirilmiş iki U kesitli çelik eleman tarafından çevrelenmiştir. Bu yöntem, hem harç dolgusunun görsel olarak denetlenmesini kolaylaştırmış hem de her bir elemanın standartlaştırılmış üretimi ve yüksek hassasiyetli kalite kontrolünün yapılmasına olanak sağlamıştır. Ayrıca, çekirdeğin burkulmasını sınırlayan kuvvetleri farklılaştırmak amacıyla çelik harç plakalarının yüksekliği değiştirilerek ve çekirdek plakanın en/kalınlık oranları farklılaştırılarak çeşitli numuneler üretilmiş ve farklı koşullar altında performansları değerlendirilmiştir (Iwata, 2018). Celik ve Bruneau (2009), BÖÇ'ler kullanarak çelik kirişli köprülerde iki doğrultulu deprem yüklerine karşı tasarlanan sünek uç diyafram sistemlerini ilk kez analitik olarak incelemiştir. Yapılan çeşitli deneysel çalışmalarda, BÖÇ için farklı uç birleşim detaylarının eleman performansına etkileri incelenmiştir (Atasever vd., 2020; Avcı Karataş ve Çelik, 2019; Fujishita vd., 2015; Takeuchi vd., 2012). Bir diğer çalışmada yüksek enerji sönümleme kapasitesine sahip BÖÇ numuneler geliştirilmiş ve sürtünmesiz yüzey malzemesi dış tüp boyunca sürekli olarak yerleştirilmiştir (Iwata ve diğ. 2018). Sutcu vd. (2020), standart altı betonarme okul binalarını temsil eden çerçevelerin BÖÇ ve elastik kapalı çelik çerçeve ile güçlendirilmesini, neredeyse tam ölçekli deneylerle incelemiştir. Deneylerde kullanılan sistem hedef öteleme oranına (1/150 ya da %0.67 kat öteleme oranı) kadar belirgin bir yapısal hasar göstermemiş, enerji sönümleme ve rijitlik bakımından başarılı performans sergilemiştir. BÖÇ'lerin çekirdek plakası ile sınırlandırıcı elemanlar arasındaki boşluğun uygun oranlarda tutulması, kararlı

enerji yutma davranışı açısından kritik bir parametredir. Fujita vd (2022), çelik harç plakalı BÖÇ sistemlerinde çekirdek plaka ile sınırlandırıcı elemanlar arasındaki uygun boşluğun BÖÇ performansına etkisini araştırmışlardır. Yapılan deneysel çalışmalarda, düşük boşluk oranlarının histeretik performansı arttırdığı, yüksek oranların ise sürtünme ve yerel deformasyonlar nedeniyle göçme riskini yükselttiği görülmüştür (Fujita, Nakamura, Awazu ve Iwata, 2022). Celik (2023), çeşitli projelerden elde edilen bulgular ışığında, çelik çapraz elemanların inelastik çevrimsel davranışını klasik burkulmalı sistemlerden kendi kendini merkezleyebilen BÖÇ'lere kadar kapsamlı biçimde irdelemiş ve farklı burkulma önleyici çözümlerin enerji sönümleme kapasitesini arttırarak sismik performansı belirgin şekilde iyileştirdiğini göstermiştir. Güntepe vd. (2024), prefabrikasyona uygun olarak tasarlanıp Türkiye'de üretilen yüksek hassasiyetli bir BÖÇ'ün yön değiştiren tekrarlı yükler/yerdeğiştirmeler altındaki histeretik davranışını deneysel olarak incelemiş ve numunenin AISC341-22 yönetmeliğine uygun, yeterli performans sergilediğini göstermiştir.

Bu çalışmada bulonlu uç birleşimine sahip olan 1 adet BÖÇ numunesi, gerçek boyutlarda Türkiye'de üretilmiş ve yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki histeretik davranışı deneysel olarak incelenmiştir. Üretilen BÖÇ'ün çelik çekirdeğini saran dış tüp, yüksek dayanımlı harçla doldurulmuş bükme çelik levhalardan imal edilmiş, yüzey işlemleri tamamlandıktan sonra bu levhalar sürekli kaynakla birleştirilmiştir. S235JR çeliğinden üretilen BÖÇ çekirdeği 7×77 mm enkesitine sahiptir. Benzer üretim yöntemlerinin kullanıldığı önceki çalışmalarda, BÖÇ çekirdeği enkesitleri 84×12mm, 176×16mm, 104×12mm, 88×22mm ve 112×14 mm ölçülerindedir (Iwata vd., 2018; Iwata ve Murai, 2006; Ogawa vd., 2011). BÖÇ'ün montajı sırasında, kesit boyunca belirlenmiş tolerans sınırlarına dikkat edilmesi büyük önem taşımaktadır. Sürtünmesiz yüzey malzemesi literatürdeki uygulamalardan farklı olarak kesintili biçimde, 120 mm aralıklarla yerleştirilmiştir. Bu düzenleme, yeterli yapısal performansı korurken üretim sürecini daha pratik ve ekonomik hâle getirmeyi amaçlamaktadır. Çalışmanın sonunda, test edilen BÖÇ'ün deney sonuçları ile sayısal analizleri karşılaştırılarak değerlendirilmiştir. Elde edilen yatay kuvvet–yatay yerdeğiştirme histeretik davranış eğrisi, sönümlenen histeretik enerji grafiği ve etkili sönüm oranı sunulmuştur. Geliştirilen BÖÇ prototipi üzerinde AISC 341-22 standardına uygun olarak gerçekleştirilen deneyler, yönetmelikte belirtilen performans kriterlerinin sağlandığını göstermektedir.

2 Malzeme Özellikleri

Burkulması önlenmiş çaprazın üretiminde hem çekirdek hem de çevreleyen dış tüp için S235JR sınıfı çelik kullanılmıştır. Dolgu malzemesi olarak çimento esaslı yüksek dayanımlı tamir harcı tercih edilmiştir. Çekirdek ve harç arasındaki aderansı önlemek için kauçuk esaslı bantlar kullanılmıştır.

BÖÇ'ün üretiminde kullanılan çelik malzemelerin mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla çekme numuneleri test edilmiştir. Çelik çekme deneyleri ASTM A370 standardına göre uygulanmıştır. Çekme deneyleri sonucunda, 4 mm kalınlığındaki dış tüpün akma dayanımı 279 MPa, çekme dayanımı 457 MPa ve 7 mm kalınlığındaki çekirdeğin akma dayanımı 329 MPa, çekme dayanımı 418 MPa olarak ölçülmüştür.

Dolgu harcının 28 günlük dayanımlarını belirlemek amacıyla, 50×50 mm boyutlarında 3 adet küp numune hazırlanmıştır. Yapılan deneyler sonucunda, harcın 28 günlük ortalama basınç dayanımı 52.99 MPa olarak belirlenmiştir.

Çekirdek plakası ile dış tüp arasındaki sürtünmeyi minimize etmek için, çekirdek boyunca 1 mm kalınlığında tek kat butil bant uygulaması yapılmıştır. Bu bantlar, çift sıralı şeritler halinde ve 120 mm aralıklarla yerleştirilmiştir.

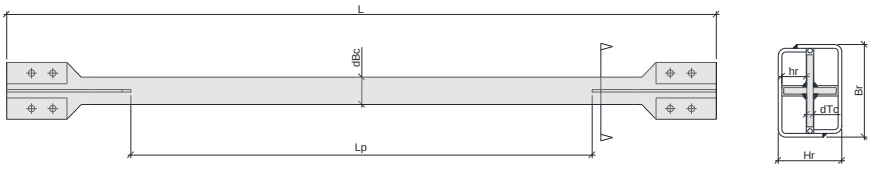
3 BÖÇ Numunesinin Üretimi ve Deneysel Çalışma

3.1 Numunenin Üretilmesi

Bu çalışmada kullanılan BÖÇ numunesi, hidrolik yükverenin (aktüatör) kapasitesini aşmayacak şekilde boyutlandırılmıştır. Numunenin ön tasarımı Japonya merkezli Kawakin Core Tech. Co., Ltd. tarafından gerçekleştirilmiş, ancak tüm üretim ve imalat süreci Türkiye'deki yerel olanaklar (malzeme ve işçilik dahil) kullanılarak tamamlanmıştır.

BÖÇ numunesinin kritik bir bileşeni olan çekirdek akma bölgesi, 7×77 mm boyutlarında dikdörtgen bir enkesite sahiptir. Toplam uzunluğu 2000 mm olan bu çaprazın plastik deformasyon bölgesi uzunluğu 1300 mm olarak belirlenmiş olup, bu oran numune uzunluğunun %65'ini oluşturmaktadır. Dış tüp, her biri 1532 mm uzunluğunda olan iki asimetrik U kesitli bükme çelik sac parçadan meydana gelmektedir. Bu dış tüpün toplam enkesit ölçüleri 68×99×4 mm'dir. BÖÇ numunesinin detayları ve genel konfigürasyonu Tablo 1 ve Şekil 1'de gösterilmektedir.

İmalat süreci, U kesitli çelik plakaların üzerine harç dökülmesiyle başlamıştır. Harcın dökülmesinin ardından, kür yapılarak yeterli priz süresinin tamamlanması beklenmiştir. Harç tamamen prizini aldıktan sonra yüzeyde düzeltme işlemleri gerçekleştirilmiş, yüzeyin düzgün ve pürüzsüz olması sağlanmıştır. Yüzey hazırlığı tamamlandıktan sonra kauçuk bütil bantlar kontrollü biçimde yerleştirilmiştir. Bu aşamanın ardından çekirdek plakası konumlandırılmış ve U şeklindeki saclar birleştirilmiştir. Kaynak işleminden önce 14 farklı noktada boşluk kontrolleri yapılmıştır. Son aşamada, harç dolgulu U profiller sürekli kaynak ile birleştirilerek imalat süreci tamamlanmıştır.



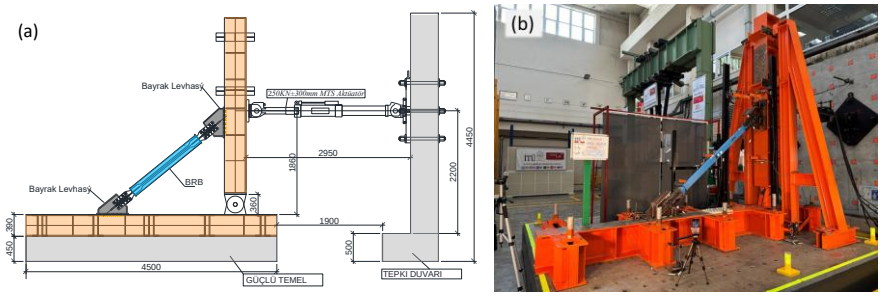
Şekil 1. BÖÇ çekirdeğinin yandan görünümü ve tipik enkesit detay çizimi.

Tablo 1. BÖÇ numunesi özellikleri.

Çekirdek Plakası	Kalınlık, (d_{Tc})	(mm)	7
	Genişlik, (d_{Bc})	(mm)	77
	Genişlik/Kalınlık Oranı	-	11
	Akma Gerilmesi, (σ_y)	(N/mm^2)	235
	Akma Kuvveti, (P_y)	(kN)	127
	Çekirdek Uzunluğu	(mm)	2000
	Plastik Bölge Uzunluğu, (L_p)	(mm)	1300
	Butil kauçuğunun alan oranı	%	30
Dış Tüp	Toplam Yüksek, (H_r)	(mm)	68
	Yarım Kılıf Yüksekliği, (h_r)	mm	30
	Genişlik, (B_r)	(mm)	99
	Kalınlık, (T_r)	(mm)	4
	Akma Gerilmesi	(N/mm^2)	S235

3.2 Deney Düzeneği

BÖÇ numunesinin deneyi, İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda (STEEL) gerçekleştirilmiştir. Yanal yük uygulamaları için, ±250 kN kuvvet ve ±300 mm yerdeğiştirme kapasitesine sahip MTS marka tek etkili bir hidrolik aktüatör kullanılmıştır. Sistemde yer alan reaksiyon duvarı 4450 mm yüksekliğe ve 5540 mm genişliğe sahiptir. BÖÇ numunesinin yerleştirildiği güçlü temel ise 4500×4500 mm taban alanına ve 500 mm kalınlığa sahiptir. Deney düzeneğinde, daha önce çapraz elemanlar üzerinde yapılan çalışmalarda kullanılan S275JR sınıfı çelikten imal edilmiş HE400A kesitli profillerden yükleme çerçevesi kullanılmıştır (Haydaroglu vd., 2010). Çerçevenin çelik temeli ile çelik kolonları mafsallı bağlantılarla birleştirilmiştir. Kolonların düzlem dışı stabilitesini sağlamak amacıyla her iki yanda S275JR çeliğinden HE200A kesitli yatay destek elemanları (payandalar) konumlandırılmıştır. BÖÇ, deney düzeneğine lazer hizalama ile yerleştirilmiş ve dışmerkezlikten kaynaklanabilecek sapmaları önlemek amacıyla dikkatle yerleştirilmiştir. Şekil 2'de deney düzeneğine ait teknik çizim ve fotoğraf sunulmuştur.

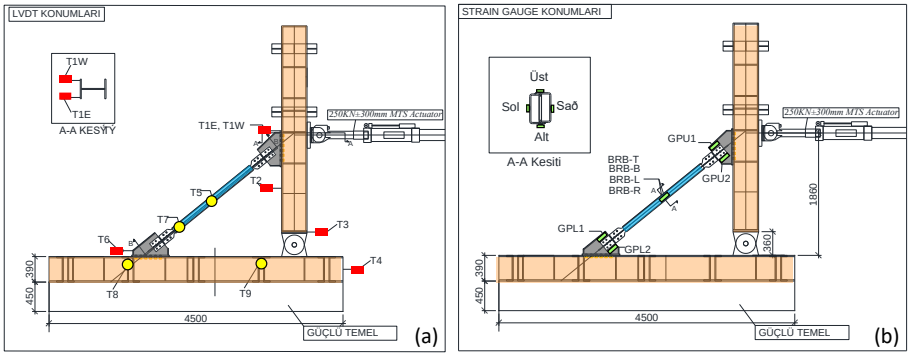


Şekil 2. BÖÇ deney düzeneği: a) Teknik çizim, b) Deney fotoğrafı.

3.3 Ölçüm Düzeneği

Deney düzeneğinde, BÖÇ numunesi ve bileşenlerinin davranışını izlemek için gerinim ölçerler (strain-gauge) ve lineer yerdeğiştirme ölçerler (LVDT) kritik noktalara konumlandırılmıştır.

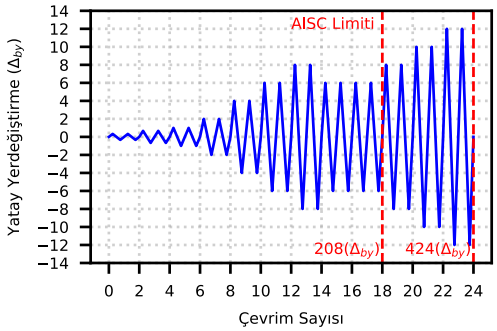
Her bayrak levhasına ikişer, dış tüp yüzeyinin ortasına dörder adet olmak üzere toplam sekiz gerinim ölçer yerleştirilmiştir. Deney düzeneğinin hem düzlem içi hem de düzlem dışı göreli yerdeğiştirmelerini kontrol etmek için çelik temel düzlemine üç, alt bayrak levhasının ucuna bir adet LVDT monte edilmiştir. BÖÇ'ün düzlem dışı hareketleri orta ve alt uçlara konumlandırılan iki LVDT ile takip edilmiştir. Çelik kolonun hidrolik aktüatör hizasındaki tepe yerdeğiştirmesi için iki LVDT, kolon öteleme ve dönme değerlerini doğrulamak amacıyla da kolonun alt ve orta noktalarına iki LVDT yerleştirilmiştir. BÖÇ'ün eksenel uzamasını kaydetmek için bir adet kablo tipi LVDT kullanılmıştır. Toplamda sekiz gerinim ölçer ve on bir LVDT ile deney boyunca kapsamlı veri elde edilmiştir (Şekil 3).



Şekil 3. BÖÇ Deney Ölçüm Düzeneği. a) LVDT yerleşimi, b) Strain-gauge yerleşimi.

3.4 Yükleme Protokolü

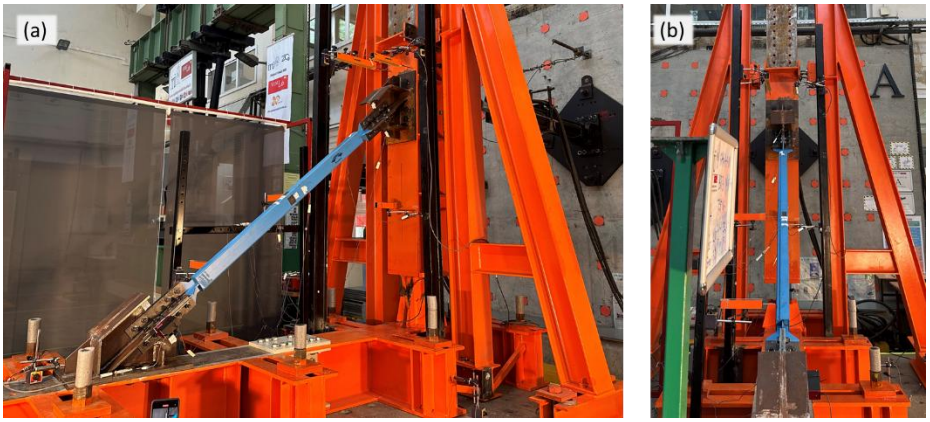
Deneyde uygulanan yükleme protokolü, AISC 341-22 standardı esas alınarak oluşturulmuştur. Bu standart kapsamında, BÖÇ elemanının yatay yerdeğiştirmesi kontrol parametresi olarak belirlenmiş ve akma yerdeğiştirmesinin yaklaşık dört katı kadar bir tasarım kat ötelemesi öngörülmüştür ($\Delta_{bm}=4\Delta_{by}$). Elastik aşamada sırasıyla $1/3\Delta_{by}$ ve $2/3\Delta_{by}$ genliklerinde çevrimler uygulanmıştır. Deney protokolü, AISC 341-22 standardında tanımlanan yükleme çevrimlerine uygun olarak uygulanmış olup, bu çevrimler Şekil 4'te sunulmuştur. Minimum $208\Delta_{by}$ olarak tanımlanan η-kümülatif yerdeğiştirme sınırına ulaşıldıktan sonra, deney protokolü ek çevrimlerle sürdürülmüştür.



Şekil 4. Yükleme Protokolü.

3.5 Deneysel Gözlemler

Deney öncesinde, BÖÇ numunesinin akma yerdeğiştirmesi belirlenmiştir. Testin ilk aşamasında, elastik yükleme çevrimleri kapsamında, hesaplanan akma yerdeğiştirmesi değerinin 1/3 ve 2/3 oranlarında yerdeğiştirme çevrimleri uygulanmıştır. Bu çevrimlerin ardından histeretik eğrilerde gözlemlenen doğrusal olmayan davranış, deney öncesinde kuramsal olarak hesaplanan akma yerdeğiştirmesi değerinin, deneysel olarak da doğrulandığını ortaya koymuştur. AISC 341-22'ye uygun yükleme protokolü sonucunda, numune düzgün ve kararlı bir histeretik davranış sergilemiştir. Bayrak levhaları ve bulonlardaki gerinim ölçer değerleri elastik sınırlar içinde kalmış olup herhangi bir hasar belirtisi gözlenmemiştir. 20. çevrime ait deney düzeneğinin genel yerleşimi ile BÖÇ yerleşim doğrultusundaki görünüm Şekil 5'te verilmiştir.



Şekil 5. 20. çevrimde deney düzeneği: a) genel görünüm,b) BÖÇ doğrultusundan görünüm.

4 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

4.1 Histeretik Davranışa İlişkin Bulgular

BÖÇ numunesine ait yatay kuvvet–yatay yerdeğiştirme eğrileri ile dış tüp ve bayrak levhalarına yerleştirilen gerinim ölçerlerden elde edilen birim şekildeğiştirme–yatay kuvvet eğrileri Şekil 6'da sunulmaktadır. Yatay yerdeğiştirme değeri $12\Delta_{by}$'ye (48.72mm) karşılık gelen çevrimde, göreli öteleme oranın en fazla %2.6'ya, eksenel birim şekildeğiştirme %1.87'ye ulaşmıştır.

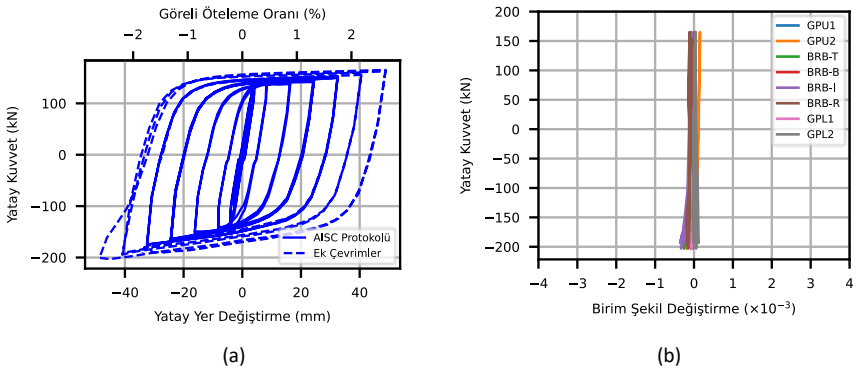
Kümülatif enerji yutma kapasitesi (E_{ch}), numunenin histeretik eğrisi altında kalan alanların toplamı ile belirlenmiş ve Şekil 8.a'da gösterilmiştir. Numunenin tekrarlı yükler ve yerdeğiştirmeler altında sönümlediği enerji miktarını belirlemede kullanılan yöntemlerden biri, etkin sönüm oranının hesaplanmasıdır. Bu oran, sistemin sönümleme kapasitesini değerlendirmede ve depreme dayanıklı yapı tasarımında kritik bir öneme sahiptir. Denklem (1) kullanılarak hesaplanan etkili sönüm oranı (ξ) değerleri, her bir çevrim için ayrı ayrı hesaplanmış ve sonuçlar Şekil 8.b'de gösterilmiştir. Bu denklemde, $T_{\Delta i}$ ve $P_{\Delta i}$ sırasıyla çekme ve basınç kuvvet değerlerini, $E_{D,\Delta i}$ ise her çevrimde yutulan histeretik enerjiyi temsil etmektedir.

$$\xi = \frac{E_{D,\Delta i}}{\pi \Delta_i (T_{\Delta i} + P_{\Delta i})} \tag{1}$$

Her çevrim sonunda oluşan ω pekleşme ve β basınç dayanımı düzeltme katsayıları da AISC-341-22'de önerilen şekilde hesaplanmış ve Şekil 8.c-d'de sunulmuştur. Basınç dayanımı düzeltme katsayısı β için sınır değerler, AISC-341-22'de

1.0≤β≤1.5 olarak belirlenirken, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) kapsamında 1.0≤β olarak verilmiştir. Şekil 8c'da, akma sonrası (5. çevrimden itibaren) β değerlerinin bu sınırlar içinde kaldığı görülmektedir. Şekil 8d'de ise ω pekleşme düzeltme katsayısının 1'in üzerinde seyrettiği gözlemlenmiştir.

Yapılan deneysel çalışma kapsamında, test edilen BÖÇ numunesinin göreli öteleme oranı %2.6'ya ulaşmış ve TBDY-2018'in şekildeğiştirme taleplerini karşılamıştır; akma sonrası çevrimlerde elde edilen β değerleri ise 1.0'ın üzerinde kalarak yönetmelik gerekliliklerini sağlamıştır.

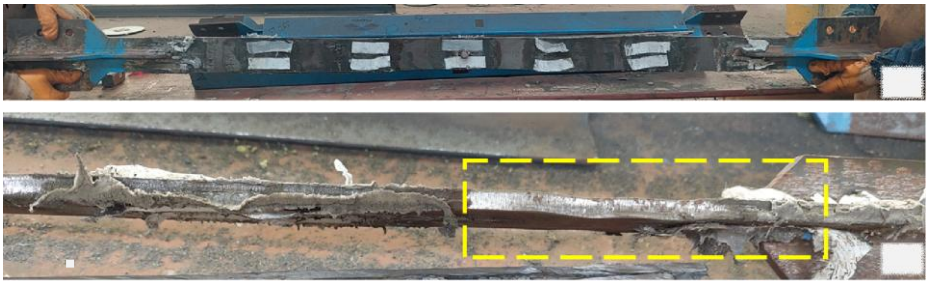


Şekil 6. BÖÇ numunesine ait: a) yatay kuvvet–yatay yerdeğiştirme, b) gerinim ölçerlerden elde edilen birim şekildeğiştirme–yatay kuvvet eğrileri.

4.2 Oluşan Hasarın Belirlenmesi

BÖÇ numunesi, olası hasarları tespit etmek amacıyla gözlem ve inceleme için deney sonrası ikiye kesilmiştir. İncelenen çelik çekirdeğe ait fotoğraflar Şekil 7'de sunulmuştur. Dış tüpte burkulma veya hasar meydana gelmemiş, yüksek dayanımlı harçta çatlak gözlenmemiştir. Bu durum, dolgu malzemesi ve dış tüpün tasarıma uygun performans sergilediğini göstermektedir.

Yükleme protokolünün tamamlandıktan sonra ilave çevrimlere devam edilmiştir. BÖÇ numunesinin çekirdeğinde herhangi bir kopma meydana gelmemiştir. Beklendiği üzere, çekirdeğin zayıf ekseninde çok modlu (dalgalı) burkulma modu gözlemlenmiştir. Deney başlangıcında 77 mm olan çekirdek plakasının minimum (akma sonrası azalan) genişliği, BÖÇ kesildikten sonra orta bölgede 74 mm olarak ölçülmüştür.



Şekil 7. Test sonrası BÖÇ numunesinin ikiye kesilmiş görünümleri.

5 Sayısal Model

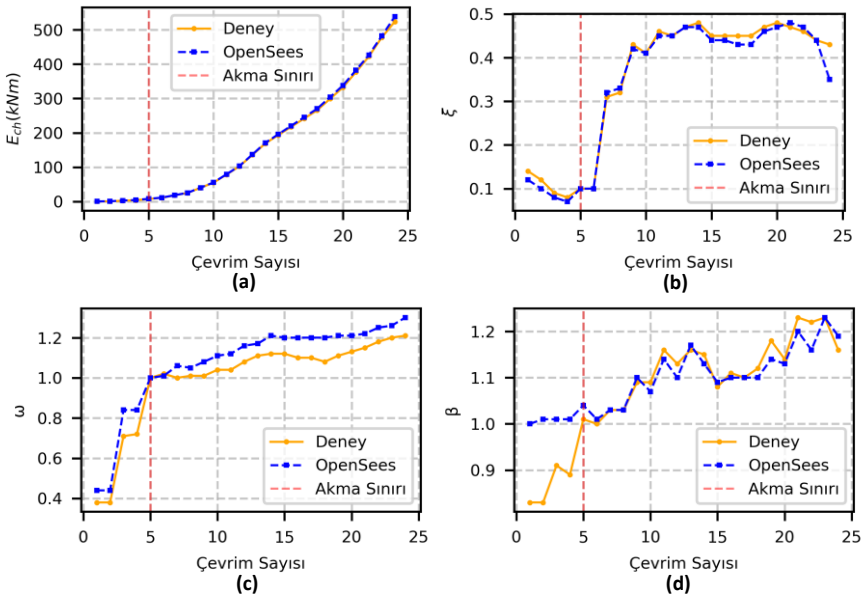
BÖÇ numunesinin eksenel davranışı, açık kaynaklı sonlu elemanlar yazılımı OpenSees kullanılarak iki boyutlu bir modelle temsil edilmiştir. Model, her bir düğüm için iki serbestlik derecesine sahip bir çerçeve içerisinde tanımlanmış ve toplam uzunluğu 2000 mm olan BÖÇ numunesini temsil etmek üzere üç 'corotTruss' elemanından oluşturulmuştur. Değişken kesitli elemanı modellemeye olanak sağladığı için bu eleman tipi seçilmiştir. Sınır koşulları, BÖÇ'ün bir ucunun hem yatay hem de düşey doğrultuda sabitlenmesi, diğer düğümlerin ise eleman ekseni doğrultusunda serbest bırakılması şeklinde belirlenmiştir. Bu düzenek, BÖÇ'ün tek eksenli davranışını modellemek için uygundur.

Modelde BÖÇ'ün inelastik davranışını temsil etmek için uniaxial SteelMPF malzeme modeli kullanılmıştır. Bu model, çeliğin gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkilerini, izotropik pekleşme etkilerini ve çevrimsel davranışını yakalama kapasitesine sahiptir. Malzeme modeli için kullanılan parametreler ve ilgili değerleri Tablo 2'de sunulmuştur.

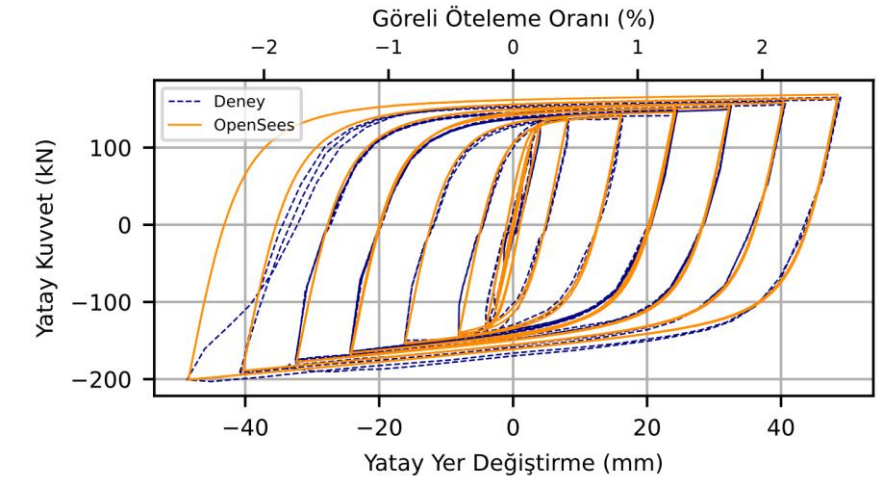
Geliştirilen sayısal modelden elde edilen yatay kuvvet-yerdeğiştirme histeretik eğriler, deneysel verilerle Şekil 9'da karşılaştırılmıştır. Sayısal modelden elde edilen histeretik eğrilerin, deneysel eğrilerin genel şeklini, akma noktalarını ve enerji yutma davranışını (Şekil 8.a) başarılı bir şekilde yakaladığı gözlemlenmiştir. Özellikle, modelin çevrimsel pekleşme ve yorulma davranışlarının deneysel veriler ile uyumlu olduğu görülmüştür. Histeretik eğrilere ek olarak, numerik sonuçlardan elde edilen etkin sönüm oranı, pekleşme düzeltme katsayısı, basınç dayanımı düzeltme katsayısı değerleri Şekil 8.a-d'de karşılaştırılmalı olarak gösterilmiştir. Akmanın başladığı 5. çevrimden sonra deneysel veriler ile sayısal sonuçların uyumlu olduğu görülmektedir.

Tablo 2. Kullanılan malzeme parametreleri.

Parametre	Sembol	Değer	Birim
Elastik Modül	E_0	209000	MPa
Çekme Akma Gerilmesi	f_{yp}	329	MPa
Basınç Akma Gerilmesi	f_{yn}	329	MPa
Çekme Pekleşme Oranı	b_p	0.015	–
Basınç Pekleşme Oranı	b_n	0.15	–
Kinematik Pekleşme Parametresi	R_0	25	–
Kinematik Pekleşme Parametresi	c_{R1}	0.925	–
Kinematik Pekleşme Parametresi	c_{R2}	0.15	–
İzotropik Pekleşme Parametresi (basınç, çekme)	a_1, a_3	0.012	–
İzotropik Pekleşme Parametresi (basınç, çekme)	a_2, a_4	1	–



Şekil 8. a) Kümülatif histeretik enerji, b) Etkin sönüm oranı, c) ω pekleşme düzeltme katsayısı, d) β basınç dayanımı düzeltme katsayısı.



Şekil 9. a) BÖÇ numunesinin deneysel ve sayısal histeretik grafiği.

6 Sonuçlar ve Öneriler

Bu deneysel ve sayısal çalışmadan elde edilen temel bulgular, alternatif bir BÖÇ türü olan numunenin performansını özetlemekte ve aşağıda verilmektedir:

- Gerçek ölçülerdeki BÖÇ numunesi tam, kararlı ve tekrarlanabilir histeretik döngüler sergileyerek yüksek enerji yutma kapasitesini kanıtlamıştır.
- Testler sırasında ve sonrasında, dış tüpte, bayrak levhalarında ya da bulonlarda tümsel ya da yerel burkulma, görünür bir hasar gözlenmemiştir. Bu durum, BÖÇ numunesinin tasarım beklentilerine uygun olarak çalıştığını doğrulamaktadır.
- AISC 341-22'de tanımlanan kabul kriterlerine göre, BÖÇ numunesi belirlenen test protokolünü başarıyla tamamlamış ve $208\Delta_{by}$ olan minimum kümülatif inelastik yerdeğiştirme gereksinimini aşmıştır. Kümülatif inelastik yerdeğiştirme değeri $424\Delta_{by}$ olarak hesaplanmıştır.
- BÖÇ numunesi, 13. çevrimde %46'lık histeretik sönüm oranına ulaşmıştır.
- Deneysel davranış ile sayısal modelleme sonucu elde edilen davranış yeterince birbirine yakındır; bu, modellemede doğru parametrelerin kullanıldığını göstermektedir.

Sonuç olarak, test edilen BÖÇ numunesi, yüksek bir histeretik performans ve yüksek enerji yutma kapasitesi göstermiştir. Bu tür BÖÇ'lerin Türkiye'de yerel olanaklar kullanılarak üretilebiliyor olması, sistemin yaygın uygulamaları açısından önemli bir avantaj sağlamaktadır. Aynı zamanda, bu durum ilgili alandaki araştırma ve geliştirme çalışmalarını teşvik edebilecek bir potansiyel taşımaktadır. Ayrıca,

BÖÇ'lerle tasarım esasları, TBDY-2018 yönetmeliğinde tanımlanarak mühendislik uygulamalarına dahil edilmiştir. Türkiye ve çevresindeki yüksek depremsellik gösteren bölgelerde yer alan yeni yapılar ile mevcut ve güçlendirilmesi gereken standart altı çelik ve betonarme binalarda, BÖÇ'lerin kullanımıyla deprem sonrası işlevselliğini koruyabilecek hasar kontrollü yapıların tasarlanması olanak dahilindedir.

Teşekkür

Bu çalışma, İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda (STEEL), Kawakin Core Tech. Co. Ltd. firmasının sağladığı katkılarla yürütülmüştür. Bu yayında sunulan tüm bulgular ve değerlendirmeler yalnızca yazarların sorumluluğunda olup katkı sağlayan kurum ve kişileri bağlamamaktadır.

Kaynaklar

1. Atasever K, Inanaga S, Takeuchi T, Terazawa Y, Celik O C (2020) Experimental and numerical studies on buckling restrained braces with posttensioned carbon fiber composite cables. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 49(15): 1640–1661, https://doi.org/10.1002/eqe.3321.
2. Avcı Karatas C, Celik OC (2019) Design, fabrication, and experimental investigation of steel core buckling restrained braces (BRBs). Teknik Dergi/Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers 30(1): 8861–8886, https://doi.org/10.18400/tekderg.309415.
3. Avci Karatas C, Celik OC, Yalcin C (2018) Experimental investigation of aluminum alloy and steel core buckling restrained braces (BRBs). International Journal of Steel Structures 18(2): 650–673, https://doi.org/10.1007/s13296-018-0025-y.
4. Celik OC, Berman JW, Bruneau M (2004) Cyclic testing of braces laterally restrained by steel studs to enhance performance during earthquakes. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), MCEER-04-0003, March, 250 pages, Buffalo, NY, USA.
5. Celik OC, Bruneau M (2007) Seismic behavior of bidirectional-resistant ductile end diaphragms with unbonded braces in straight or skewed steel bridges, MCEER-07-0003, Multidisciplinary Center For Earthquake Engineering Research (MCEER), April, 177 pages, Buffalo, NY, USA.
6. Celik OC (2023) Inelastic Cyclic Behavior of Steel Braces: From Classical Buckling to Self-Centering Buckling Restrained Braces (BRBs), ISSS 2023-The 12nd Symposium on Steel Structures, Nov. 8-11, Jeju Island, South Korea (Keynote Speech).
7. Fujishita K, Bal A, Sutcu F, Celik OC, Takeuchi T, Matsui R, Terashima M (2015) Comparing Hysteretic Behavior of Buckling Restrained Braces (BRBs) with Bolted and Welded End Connections, 8th International Symposium on Steel Structures (ISSS), 55–56
8. Fujita, M., Nakamura, M., Awazu, K., & Iwata, M. (2022). Effects of the clearance between the core plate and restraining part on the structural performance of the buckling-restrained brace using steel mortar planks. Steel Construction 15(1):1–12, https://doi.org/10.1002/stco.202100042.
9. Güntepe S, Koz O, Önal T, Arakawa G, Ahmadullah N, Çelik OC (2024) Yüksek prezisyonlu burkulması önlenmiş çaprazın (BÖÇ) geliştirilmesi ve deneysel incelenmesi, 9.Yapı Mekaniği Laboratuvarları Çalıştayı, 18-19 Ekim, Düzce Üniversitesi.

10. Haydaroglu C, Turker A, Taskın K, Celik OC (2010) Cyclic testing of tubular steel braces with CFRP reinforced net sections, 4th International Conference on Steel and Composite Structures, July 21-23, Sydney, Australia.
11. Iwata M, Midorikawa M, Koyano K (2018) Buckling-restrained brace with high structural performance. Steel Construction 11(1):3–10, https://doi.org/10.1002/stco.201810006.
12. Iwata M, Murai M (2006) Buckling-restrained brace using steel mortar planks; performance evaluation as a hysteretic damper. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 35(14): 1807–1826, https://doi.org/10.1002/eqe.608.
13. Ogawa K, Nakagomi T, Wakai R, Murai M, Iwata M (2011) Experimental study on brittle fracture of buckling-restrained braces: Tests of core plates with welding. Journal of Structural and Construction Engineering 76(661):667–674, https://doi.org/10.3130/aijs.76.667
14. Sutcu F, Bal A, Fujishita, K, Matsui R, Celik O C, Takeuchi T (2020) Experimental and analytical studies of sub-standard RC frames retrofitted with buckling-restrained braces and steel frames. Bulletin of Earthquake Engineering 18(5):2389–2410, https://doi.org/10.1007/s10518-020-00785-4.
15. Watanabe, A (2018) Design and applications of buckling-restrained braces. International Journal of High-Rise Buildings 7(3):215–221, https://doi.org/10.21022/IJHRB.2018.7.3.215.

Betonarme Yapılarda Lifli Polimerler ile Güçlendirme Uygulamalarının Deprem Performansı Açısından Parametrik Analizi

Selin Bazancir[1*[0000-0002-3189-441X]], M.Hüseyin Maslak [0000-0002-0585-7172], Beyza Taşkın[3[0000-0003-3455-6632]]

[1] Y.İnş.Müh., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
[2] Ar. Gör., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
[3] Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
*bazancir19@itu.edu.tr

Özet. Deprem, doğal afetler arasında en yıkıcı olanlardan biri olup, yapı stokunun büyük bir bölümünün deprem yönetmeliklerine uygun olmaması nedeniyle ülkemiz için ciddi bir risk oluşturmaktadır. Özellikle 6 Şubat 2023 depremlerinin ardından, hızlı uygulanabilirliği, düşük özgül ağırlıkları ile yapıya ekstra yük getirmeyerek yapının dinamik karakteristikleri üzerinde olumsuz etkilerinin olmaması, yapılarda hacim kayıplarını en aza indirmeleri gibi birçok avantajları sebebi ile, lifli polimer kompozitlerle yapılan güçlendirme uygulamaları depreme karşı dayanıklılığı artırmada öne çıkmıştır. Bu çalışma kapsamında, Türkiye'deki az-orta yükseklikteki betonarme binaları temsil eden, 1975 Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmış perde ve çerçeveli 6 katlı yapıların, 10, 16 ve 25 MPa beton basınç dayanımlarına bağlı olarak lifli polimer kompozitlerle güçlendirilmesi parametrik analiz yapılarak ele alınmıştır. Toplam 3 yapı modeli üzerinde gerçekleştirilen parametrik analizler, TBDY 2018 kriterlerine uygun olarak, yapıların simetrik kat planlarına sahip olmamasından ötürü her iki deprem doğrultusunda tek modlu statik itme analizi ile elde edilmiştir. Analiz sonuçları, düşey taşıyıcı elemanlardaki hasar türleri ve seviyelerinin belirlenmesi amacıyla değerlendirilmiş; ayrıca, lifli polimer kompozitlerin güçlendirme üzerindeki etkinliği detaylı olarak incelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Lif Takviyeli Polimerler, Karbon Lif Takviyeli Polimerler, Yapısal Güçlendirme, Doğrusal Olmayan Analiz.

1 Giriş

Türkiye'deki mevcut yapı stoku büyük ölçüde mühendislik hizmeti alınmadan inşa edilmiş olup, taşıyıcı elemanlarda kullanılan beton ve donatı çeliği çoğu zaman standartların altındadır. Özellikle enine donatı oranları ve yerleşimi, yürürlükteki yönetmeliklerin gereklerini karşılamamaktadır. Bu durum, yapıların deprem performansını ciddi şekilde sınırlamaktadır. 6 Şubat 2023 depremleri, ülkemizdeki yapıların önemli bir bölümünün depreme karşı yeterli dayanıklılığa sahip olmadığını bir kez daha gözler önüne sermiştir.

Mevcut yapıların deprem güvenliğinin artırılması amacıyla başvurulan güçlendirme teknikleri, yapıların yıkılıp yeniden inşa edilmesine kıyasla daha ekonomik ve hızlı çözümler sunmaktadır. Betonarme mantolama, çelik takviyeler ve perde eklenmesi gibi geleneksel yöntemlere ek olarak, son yıllarda lif takviyeli polimer (FRP) kompozitlerle yapılan güçlendirme uygulamaları öne çıkmaktadır. Düşük özgül ağırlıkları sayesinde yapıya ek yük getirmemeleri, yüksek dayanımları ve uygulama kolaylıkları bu sistemlerin temel avantajları arasındadır. Ayrıca hacim kayıplarının minimumda kalması ve yapıların dinamik özelliklerini olumsuz etkilememeleri de tercih edilme nedenlerindendir.

FRP malzemelerin güçlendirme amacıyla kullanımı, dünyada 2000'li yıllardan itibaren yaygınlaşmaya başlamış; Türkiye'de ise ilk olarak 2007 Deprem Yönetmeliği ile birlikte tasarım kuralları tanımlanmıştır. Günümüzde, bu malzemelerin özellikle az ve orta katlı betonarme yapıların deprem güvenliğini artırmaya yönelik güçlendirme uygulamalarında yaygın olarak tercih edildiği görülmektedir. Bu çalışma, farklı beton dayanımlarına sahip 6 katlı betonarme yapıların FRP ile güçlendirilmesi durumunda elde edilen deprem performanslarını parametrik olarak inceleyerek, söz konusu sistemlerin etkinliğini ortaya koymayı amaçlamaktadır.

2 Lif Takviyeli Polimerler

Lif takviyeli polimerler (FRP), yüksek dayanımlı liflerin polimer esaslı reçine matris içerisinde yer aldığı, hafif ve yüksek mukavemetli kompozit malzemelerdir. Lifler yük taşıyıcı görevi üstlenirken, reçine bu yüklerin transferini sağlar ve sistemin bütünlüğünü korur. FRP sistemler, düşük özgül ağırlıkları sayesinde yapıya ek yük getirmemeleri, yüksek dayanım seviyeleri ve korozyona karşı dirençli olmaları nedeniyle inşaat mühendisliği uygulamalarında özellikle mevcut yapıların güçlendirilmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır.

FRP türleri arasında karbon lifli polimerler (CFRP), yüksek elastisite modülü ve çekme dayanımları sayesinde öne çıkmaktadır. CFRP sistemler, inşaat mühendisliğinin farklı alanlarında çeşitli uygulamalara sahiptir. Donatı

çubuklarının yanı sıra, düşey ve yatay taşıyıcıların eğilme ve kesme kapasitelerini artırmak, dolgu duvarlarının güçlendirilmesi ve kolon ile kiriş birleşimlerinde zayıflıkların giderilmesi gibi amaçlarla kullanılmaktadır. Uygulamada bu sistemler, genellikle tek yönlü karbon elyafların kumaş formuna getirilerek epoksi reçinelerle birlikte betonarme yüzeylere sarılması yoluyla uygulanır. Ayrıca, plaka formundaki CFRP malzemeler de benzer amaçlarla epoksi ile yapıştırılarak kullanılabilir.

Uygulamanın başarılı olabilmesi için yüzey hazırlığı büyük önem taşımaktadır. Kaplama ve kusurların giderilmesi, yüzeyin uygun pürüzlülüğe getirilmesi ve keskin köşelerin yuvarlatılması gereklidir. Uygulama sırasında hava boşluklarının oluşmaması ve reçinenin lifle tam temas etmesi, kompozit sistemin etkinliğini belirleyen önemli faktörlerdendir. CFRP uygulamalarının performansı, beton ile epoksi arasındaki yapışma kalitesiyle doğrudan ilişkilidir ve bu nedenle hem tasarım hem uygulama aşamalarında yönetmeliklere uygunluk büyük önem taşır.

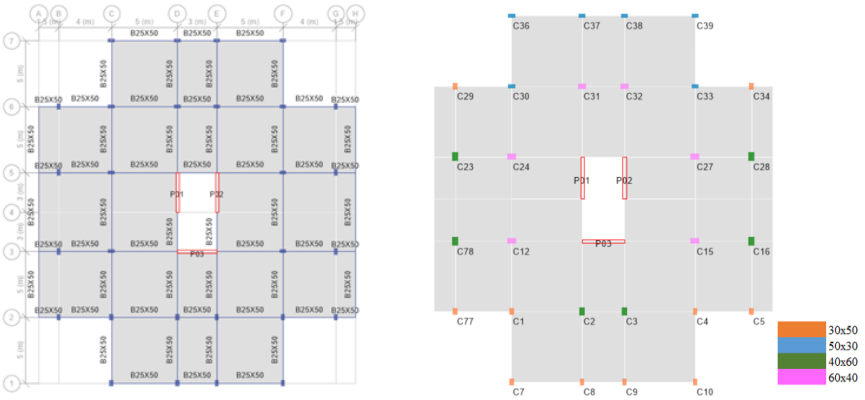
3 Modelleme Yaklaşımı ve Parametrik Analiz

Bu çalışmada, İstanbul ili Kadıköy ilçesinde yer alan ve 1975 Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmış tipik bir 6 katlı betonarme yapı esas alınarak parametrik analizler gerçekleştirilmiştir. Ele alınan yapı, mevcut yapı stokunu temsil edecek şekilde modellenmiş olup, burulma düzensizliği bulunmayan, simetrik plana sahip bir konut binasıdır. Yapının düşey taşıyıcı sistemi, yerinde dökme betonarme perde ve çerçeve elemanlardan oluşmaktadır.

Analizlerde, 1975 Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmış ve mevcut yapı stokunu temsil eden 6 katlı betonarme bir yapı modeli esas alınmıştır. Bu yapı, üç farklı beton basınç dayanımı (10 MPa, 16 MPa ve 25 MPa) dikkate alınarak değerlendirilmiştir. Yapı, bir zemin kat ve beş normal kat olmak üzere toplam altı katlıdır. X doğrultusunda 24 m, Y doğrultusunda 26 m boyutlarına sahip olan yapı, X yönünde 8, Y yönünde 7 aks içermektedir. Zemin kat yüksekliği 4 m, normal kat yükseklikleri ise 2.8 m olarak tanımlanmış ve toplam bina yüksekliği 18 m olarak belirlenmiştir. Taşıyıcı sistemde, asansör ve merdiven çekirdeği çevresinde yer alan üç adet perde (25 cm kalınlığında, 3 m uzunluğunda) bulunmaktadır. Perdelerin başlık bölgelerinde 4Ø14, gövde bölgelerinde ise 2x8Ø12 boyuna donatı, tüm bölgelerde Ø10/200 mm enine donatı kullanılmıştır. Yapının kolon boyutları 30x50 cm ve 40x60 cm olarak modellenmiş; bu kesitler için sırasıyla 8Ø14 ve 10Ø16 boyuna donatı düzenlenmiştir. Tüm kolonlarda Ø8/250 mm enine donatı kullanılmış ve yaklaşık boyuna donatı oranı %0.82–0.84, enine donatı oranı ise %0.10 olarak elde edilmiştir. Kirişler 250x500 mm boyutlarında olup, alt ve üst bölgelerde sırasıyla 4Ø12 boyuna donatı ve Ø8/250 mm enine donatı ile donatılmıştır. Plak döşeme kalınlığı 12 cm olup, yapı çevresinde 1.5 m uzunluğunda konsol döşemeler mevcuttur. Yapıların taşıyıcı sistem boyutlarını tanımlayan tipik

kat planları Şekil 1'de verilmiştir. Yapıların modal karakteristikleri ise Tablo 1'de sunulmuştur.

Yapının üç boyutlu analizleri ETABS yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Kiriş ve kolon elemanlar için yığılı plastisite modeli benimsenmiş, plastikleşmelerin uç bölgelerde yoğunlaştığı kabul edilmiştir. Perdeler için ise yayılı plastisite modeli tercih edilmiştir. Bu yaklaşım ile perde davranışının kesit boyunca doğrusal olmayan etkiler dikkate alınabilmiştir.



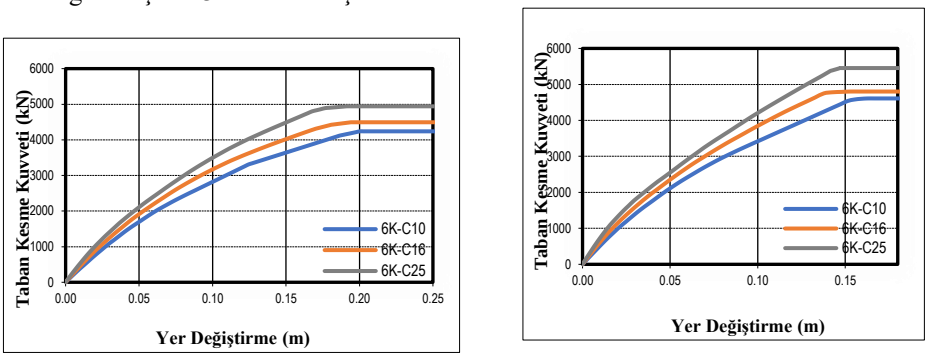
Şekil 12. Taşıyıcı sistem boyutları ve yerleşimi.

Tablo 2. Yapıların modal özellikleri.

Yapı	Yapı kütlesi (ton)	Periyot		Kütle Katılım Oranı		Modal Katkı Çarpanı		Modal Genlik	
		T_x (sn)	T_y (sn)	Ux	Uy	Γy	Γy	Φ_x (mm)	Φy (mm)
6K-C10	3093	1.08	1.01	%73.8	%76.2	47.57	48.34	0,0365	0,0286
6K-C16		1.03	0.95	%73.8	%76.2	47.58	48.34	0,0365	0,0286
6K-C25		0.97	0.89	%73.8	%76.2	47.59	48.35	0,0365	0,0286

Yapılar, TBDY 2018 kriterlerini sağladığından doğrusal olmayan analiz yöntemi olarak tek modlu itme analizi ile değerlendirilmiştir. Yapının simetrik olmaması nedeniyle analizler hem X hem de Y doğrultularında ayrı ayrı gerçekleştirilmiştir. Kolon ve kiriş elemanlarda doğrusal olmayan davranış, yığılı plastik mafsal modeliyle temsil edilmiş; perdelerde ise yayılı plastik davranış esas alınarak

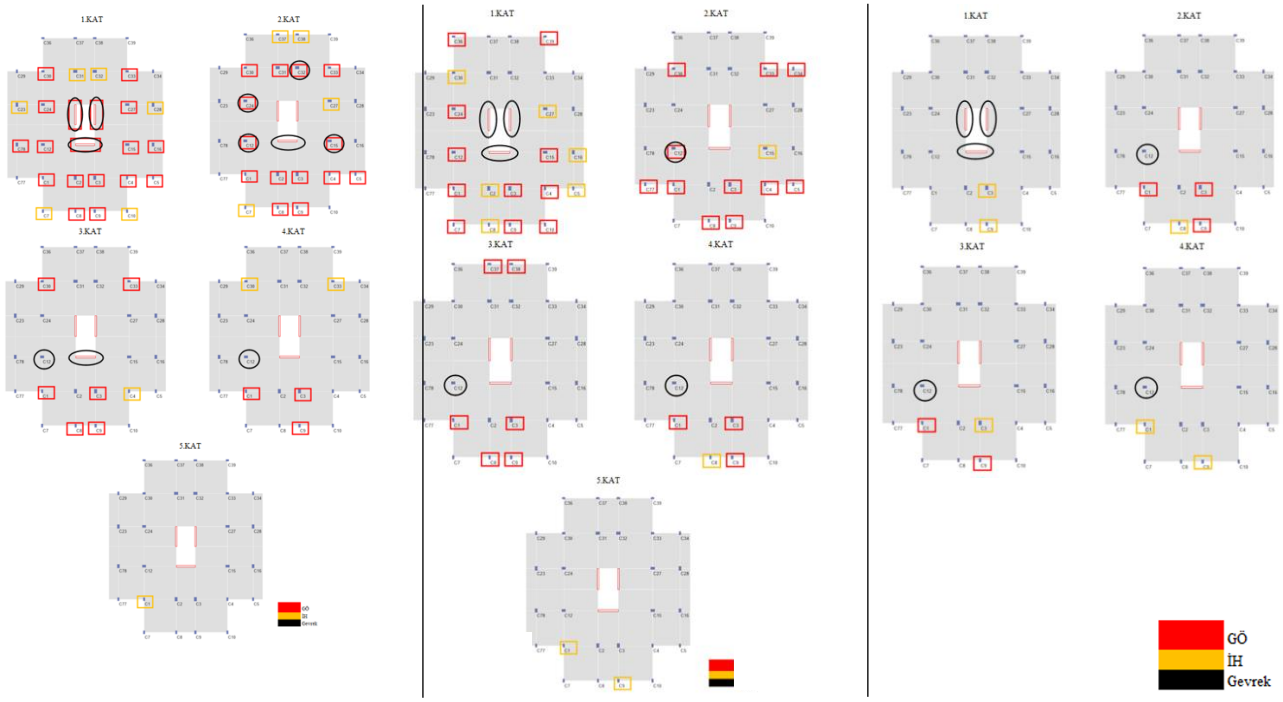
şekildeğiştirme kapasitesi dikkate alınmıştır. Yapılara ait X ve Y doğrultusundaki itme eğrileri Şekil 3'te sunulmuştur.



Şekil 13. X ve Y doğrultusu itme eğrileri.

Eğriler incelendiğinde, yapısal sistemin kapasite sınırına kadar taban kesme kuvvetinde artış gözlemlenmiş, bu sınır aşıldıktan sonra ise kuvvetin sabit kaldığı tespit edilmiştir. Başlangıçta yapı doğrusal elastik bir davranış sergilemekte, plastik deformasyonların başlamasıyla birlikte doğrusal olmayan bir davranışa geçmektedir.

İtme analizi sonuçlarına göre yapılan koordinat dönüşümü ile belirlenen hedef deplasmanlar, X doğrultusunda 6K-C10, 6K-C16 ve 6K-C25 modelleri için sırasıyla 0.189 m, 0.170 m ve 0.162 m; Y doğrultusunda ise 0.154 m, 0.133 m ve 0.126 m olarak elde edilmiştir. Hedef performans değerleri doğrultusunda yapılan tekrarlı itme analizleri sonucunda, plastik mafsal oluşumları ve bunlara karşılık gelen dönme değerleri elde edilmiştir. Bu değerler, kesitlerin performans bölgeleri ile oluşabilecek hasar türlerini belirlemek amacıyla değerlendirilmiştir. Analiz sonuçlarına göre, yapılarda beton dayanımı arttıkça ileri hasar ve göçme bölgesine giren kolon sayısının azaldığı gözlemlenmiştir. Şekil 3'te, yapılan analizler sonucunda güçlendirme gereksinimi tespit edilen düşey taşıyıcı elemanlar gösterilmektedir. Kırmızı ile gösterilen düşey taşıyıcılar göçme öncesi bölgeye, sarı ile gösterilenler ileri hasar bölgesine, siyah ile gösterilen kolonlar ise kesme yetersizliği nedeniyle yeterli güvenliği sağlamayan elemanlara karşılık gelmektedir. Bu sınıflandırmaya göre, her bir beton dayanımı seviyesinde güçlendirilmesi önerilen kolonlar plan üzerinde işaretlenmiştir.

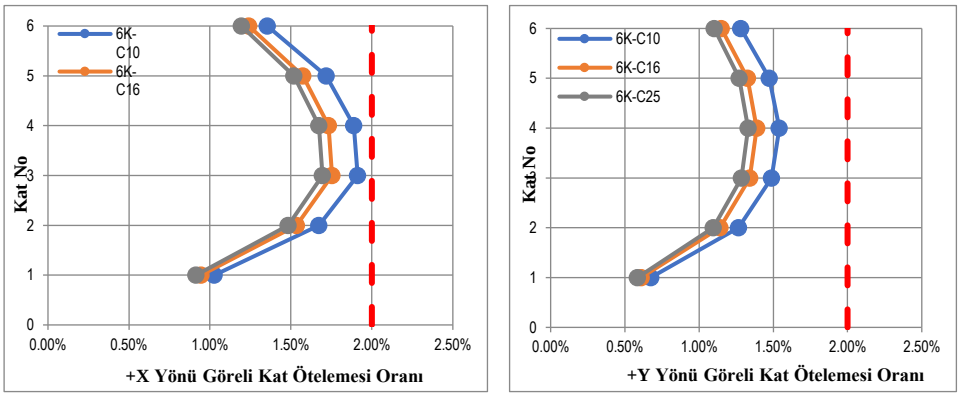


Şekil 14. Yapıların güçlendirilmesi gereken düşey taşıyıcıları.

6 katlı yapılardaki düşey taşıyıcı elemanların hasar dağılımları incelendiğinde, özellikle perde çevresinde yer alan kolonlarda gevrek davranış belirtileri gözlemlenmiştir. Perde elemanlarında gevrek davranışa ek olarak, beton basınç dayanımı 10 MPa olan modelde 1. katta eğilme etkisi altında taşıma gücü yetersizlikleri ortaya çıkmıştır. Kat bazında değerlendirme yapıldığında ise, ileri hasar ve göçme bölgesine giren kolonların büyük çoğunluğunun 1. katta yoğunlaştığı tespit edilmiştir. Tüm yapı modellerinde perde elemanlarda kesme hasarının genellikle ilk katta oluştuğu gözlemlenmiştir. Bu durum, ilk kat yüksekliğinin (4 m) diğer katlara göre daha fazla olması nedeniyle bu bölgedeki perdelerin daha büyük kesme kuvvetlerine maruz kalmasıyla açıklanabilir. Kolonlar için ise gevrek davranış çoğunlukla ikinci kattan itibaren başlamaktadır. Bu davranış, ilk kattaki kesme kuvvetlerinin büyük ölçüde perdeler tarafından karşılanması nedeniyle kolonlara daha az yatay yük aktarılmasından kaynaklanmaktadır.

TBDY 2018'in mevcut binaların değerlendirilmesine ilişkin 15. bölümünde, göreli kat ötelemesi için doğrudan bir sınır değeri tanımlanmamaktadır. Ancak, bu çalışma

kapsamında konfor kriterlerinin değerlendirilmesi ve yapıların yanal rijitlik özelliklerinin karşılaştırılabilmesi amacıyla, göreli kat ötelemesi oranları analiz edilmiştir. Elde edilen değerler, Şekil 5'te sunulmuştur. Her iki yön için de karşılaştırma yapılabilmesi adına sınır değer %2 olarak dikkate alınmıştır.



Şekil 15. Yapılara ait göreli kat ötelemesi oranları.

Göreli kat ötelemesi grafikleri incelendiğinde, yapıların X doğrultusundaki öteleme oranlarının Y doğrultusuna kıyasla daha yüksek değerlere ulaştığı gözlemlenmiştir. Bu durum, taşıyıcı sistem içerisindeki rijitlik dağılımı ile doğrudan ilişkilidir. Asansör ve merdiven çekirdeği çevresinde konumlandırılan perde elemanların X doğrultusunda yalnızca bir adet, Y doğrultusunda ise iki adet olması, X yönünde yapısal rijitliğin daha düşük olmasına neden olmaktadır. Beton basınç dayanımı 10 MPa olan yapı modelinde, göreli kat ötelemesi oranlarının sınır değere yaklaşması ve perde elemanlarda tespit edilen eğilme yetersizlikleri dikkate alındığında, yalnızca lifli polimer ile güçlendirme uygulamasının yeterli olmayacağı öngörülmektedir. Yapısal rijitliğin artırılmasına yönelik perde ilavesi gibi müdahaleler, kolonlardaki süneklik taleplerini azaltabileceğinden, bu model için lifli polimer sargılama yöntemiyle gerçekleştirilecek güçlendirme senaryosu değerlendirme kapsamı dışında bırakılmıştır.

16 MPa ve 25 MPa beton basınç dayanımına sahip yapı modellerinde, düşey taşıyıcı elemanlarda tespit edilen kesme ve süneklik yetersizlikleri, CFRP (karbon lifli polimer) kullanılarak giderilmiştir. Bu kapsamda, kolon ve perdelerde tam ve sürekli sargılama uygulanarak hem dayanım hem de süneklik kapasiteleri artırılmıştır. TBDY 2018'e göre doğrusal olmayan hesap yöntemlerinde, lifli polimer ile sargılanmış elemanlar için iki doğrulu idealleştirilmiş moment–eğrilik ilişkisine dayalı hesaplama yapılmasına izin verilmektedir. Bu çalışmada, her bir kolon kesiti için sargı katmanı sayısına bağlı olarak CFRP ile sargılanmış beton davranışı ayrı ayrı değerlendirilmiştir. Ayrıca, kesme kuvveti yetersizliği tespit

edilen kolon ve perde elemanların güvenliği, TBDY 2018 ve TS500'de tanımlanan hesap esasları çerçevesinde kontrol edilmiştir. Elde edilen sonuçların değerlendirilmesinde kullanılan bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$f_{cc} = f_{cm}(1 + 2.4(f_l/f_{cm})) \geq 1.2f_{cm} \quad (2)$$

Burada f_{cc} lifli polimerle sarılmış betonun eksenel basınç dayanımını (MPa), f_{cm} sargısız betonun mevcut basınç dayanımını (MPa), f_l ise lifli polimer sargı tarafından sağlanan yanal basıncı (MPa), ε_{cc} ise sargılı betonun eksenel birim kısalmasını ifade etmektedir.

$$\varepsilon_{cc} = 0.002(1 + 15(f_l/f_{cm})^{0.75}) \quad (3)$$

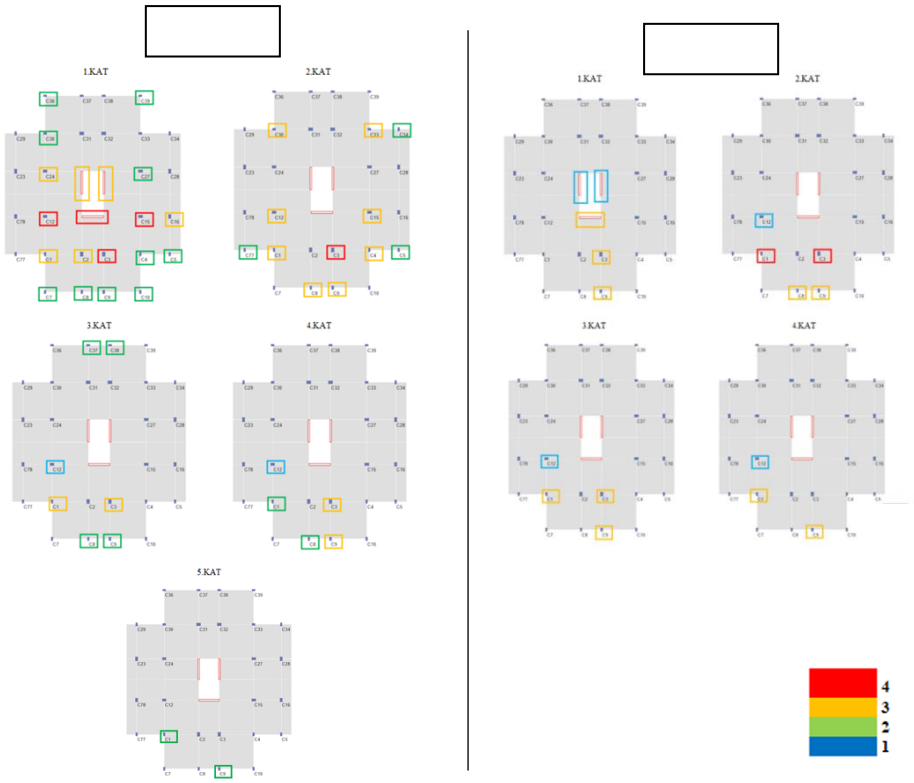
Denklem (3)'te verilen V_f lif katkısından elde edilen kesme dayanımını göstermektedir. Bu ifadede n_f lifli polimer sargı sayısı, t_f lif kalınlığını, w_f lifli polimer şerit genişliğini, E_f lifli polimer elastisite modülünü, ε_f lifli polimer etkin birim uzama sınırı, d kesitin faydalı yüksekliğini ve s_f lifli polimer şeritlerin eksenden eksene aralığını ifade etmektedir. Söz konusu düşey taşıyıcıların güçlendirilmesinde sürekli sargılama uygulandığından, sargı genişliği ile aralığı eşit kabul edilmiştir.

$$V_f = \frac{2n_f t_f w_f E_f \varepsilon_f d}{s_f} \quad (4)$$

Tablo 3. Güçlendirmede kullanılacak karbon kumaş malzeme özellikleri.

Özellik	Değer
Genişlik	500 mm
Çekme dayanımı	4000-5500 MPa
Elastisite modülü	235000 MPa
Kopma uzaması	%2
Alansal ağırlık	300 g/m^2
Kumaş nominal kalınlık	0.168 mm^2/mm

Şekil 5'te, 16 MPa ve 25 MPa beton dayanımına sahip yapı modellerinde, düşey taşıyıcı elemanlarda uygulanması gereken lifli polimer (CFRP) sargı sayıları kat planları üzerinde gösterilmiştir. Her bir kolon ve perde eleman için süneklik ve kesme kapasitesi gereksinimleri doğrultusunda belirlenen sargı sayıları, analiz sonuçlarına göre farklılık göstermektedir. Renkli çerçeveleme ile ifade edilen sargı katmanı sayıları; yeşil bir kat, sarı iki kat, mavi üç kat ve kırmızı dört kat CFRP sargıyı temsil etmektedir.



Şekil 16. Düşey taşıyıcıların güçlendirilmesi için gereken lifli polimer sargı sayısı

Yapılar değerlendirildiğinde özellikle 25 MPa beton basınç dayanımına sahip yapının düşey taşıyıcı elemanları için gerekli CFRP sargı katmanı sayısının 1 ile 4 arasında değiştiği gözlemlenmiştir. Kolonlarda süneklik kapasitesini artırmak amacıyla yapılan değerlendirmede, bazı kesitlerde 1 kat CFRP uygulaması süneklik talebini karşılayabilecek düzeyde olsa da, TBDY 2018 kapsamında lifli polimer ile sargılanmış betonun basınç dayanımının, mevcut beton basınç dayanımının en az 1.2 katı olması gerekliliği dikkate alınarak, bu elemanlarda en az 3 kat CFRP uygulanması öngörülmüştür. Bu doğrultuda, lifli polimer sargılamanın göreli olarak düşük beton dayanımına sahip elemanlarda daha etkili sonuçlar verdiği, nispeten yüksek dayanımlı betonlarda ise benzer performans düzeyinin sağlanabilmesi için daha fazla sargı katmanına ihtiyaç duyulabileceği değerlendirilmektedir. Öte yandan, perdeerde ve kolonlarda kesme kapasitesinin artırılmasına yönelik sargı uygulamalarında benzer bir sınırlandırma bulunmadığından, Y doğrultusundaki perde elemanlarda 1 kat CFRP sargılama yeterli olmuştur. Bu kapsamda, kesme yetersizliği tespit edilen C12 kolonunun ve ilgili perde elemanların CFRP

uygulaması sonrası kesme kapasitesindeki artışlar Tablo 3 ve Tablo 4'te sunulmaktadır.

Tablo 4. Yapıların lifli polimer ile güçlendirildikten sonra kolon kesme kontrolü.

Yapı	Kat	Kolon	b_w (cm)	h (cm)	$V_{e,2}$ (kN)	$V_{e,3}$ (kN)	V_{cr} (kN)	V_c (kN)	$V_{w,2}$ (kN)	$V_{w,3}$ (kN)	V_{FRP} (kN)	V_{max} (kN)	$V_{r,2}$ (kN)	V_{max} (kN)	$V_{r,3}$ (kN)	$V_{e,2}/V_r$	$V_{e,3}/V_r$
6K-C16	Kat 4	C12	60	40	240,1	137,2	218,4	174,7	53,1	35,4	118,4	816	346,2	816	328,5	0,69	0,42
	Kat 3	C12	60	40	252,0	147,7	218,4	174,7	53,1	35,4	118,4	816	346,2	816	328,5	0,73	0,45
	Kat 2	C12	60	40	266,6	151,7	218,4	174,7	53,1	35,4	118,4	816	346,2	816	328,5	0,77	0,46
6K-C25	Kat 4	C12	60	40	279,2	145,8	273	218,4	53,1	35,4	118,4	1020	389,9	1020	372,2	0,72	0,39
	Kat 3	C12	60	40	279,7	152,4	273	218,4	53,1	35,4	118,4	1020	389,9	1020	372,2	0,72	0,41
	Kat 2	C12	60	40	287,1	176,5	273	218,4	53,1	35,4	118,4	1020	389,9	1020	372,2	0,74	0,47

Tablo 5. Yapıların lifli polimer ile güçlendirildikten sonra kolon kesme kontrolü.

Yapı	Kat	Perde	b_w (cm)	h (cm)	$V_{e,2}$ (kN)	$V_{e,3}$ (kN)	ρ_{sh}	V_{max} (kN)	FRP Katman Sayısı	V_{FRP} (kN)	V_r (kN)	$V_{e,2}/V_r$	$V_{e,3}/V_r$
6K-C16	Kat 1	P01	25	300	1385,3	38,8	0,00314	2550,0	3	213,2	1414,1	0,98	0,03
	Kat 1	P02	25	300	1398,5	56,2	0,00314	2550,0	3	213,2	1414,1	0,99	0,05
	Kat 1	P03	25	300	1481,9	93,3	0,00314	2550,0	4	284,3	1485,1	0,99	0,08
6K-C25	Kat 1	P01	25	300	1398,9	41,0	0,00314	3187,5	1	71,1	1442,5	0,97	0,03
	Kat 1	P02	25	300	1420,5	58,0	0,00314	3187,5	1	71,1	1442,5	0,98	0,04
	Kat 1	P03	25	300	1584,8	98,9	0,00314	3187,5	3	213,9	1594,7	0,99	0,07

4 Sonuçlar

Yapılan parametrik analizler sonucunda, 16 MPa ve 25 MPa beton dayanımına sahip yapı modellerinde, düşey taşıyıcılarda tespit edilen süneklik ve kesme yetersizliklerinin CFRP uygulamaları ile giderilebildiği görülmüştür. Bu modellerde tam ve sürekli sargılama ile yapılan güçlendirme müdahaleleri, düşey taşıyıcı elemanların yeterli performans seviyelerine ulaşmasını sağlamıştır. Öte yandan, 10 MPa beton dayanımına sahip modelde, özellikle perde elemanlarda eğilme kapasitelerinde yetersizlikler tespit edilmiş ve CFRP sargı uygulamasının tek başına yeterli olmadığı değerlendirilmiştir. Bu durum, eğilme yetersizliği

bulunan düşey taşıyıcılarda yalnızca FRP ile güçlendirmenin sınırlı bir etkinlik sağlayabildiğini ve sistem rijitliğini artırıcı ek önlemlere ihtiyaç duyulabileceğini ortaya koymaktadır.

Göreli kat ötelemesi oranları incelendiğinde, Y yönünde tüm modellerin TBDY 2018'deki %2 sınır değerini sağladığı; X yönünde ise 10 MPa beton basınç dayanımına sahip modelin bu sınıra oldukça yaklaştığı gözlemlenmiştir. Diğer iki modelin (16 MPa ve 25 MPa) X yönünde de sınır değerin altında kaldığı tespit edilmiştir. Bu durum, düşük dayanımlı yapılarda yatay rijitliğin sınırlı olması nedeniyle X yönünde deplasman taleplerinin arttığını ve bu yapıların daha fazla yanal ötelenmeye maruz kaldığını göstermektedir.

Hasar dağılımı açısından değerlendirildiğinde, 10 MPa beton basınç dayanımına sahip modelde ileri hasar ve göçme bölgesine giren kolon sayısının diğer modellere kıyasla daha fazla olduğu görülmüştür. Beton dayanımının artmasıyla birlikte bu bölgelerdeki eleman sayısının azaldığı, süneklik talebinin daha dengeli dağıldığı anlaşılmıştır. Tüm modellerde, perde elemanlarda kesme taleplerinin ilk katta yoğunlaştığı, bu durumun zemin kat yüksekliğinin diğer katlara göre fazla olmasından kaynaklandığı değerlendirilmiştir. Kolonlarda ise gevrek davranış genellikle 2. kattan itibaren başlamış; bu durum, alt katlarda kesme etkilerinin büyük oranda perde elemanlar tarafından karşılanmasıyla ilişkilendirilmiştir.

Elde edilen bu bulgular, lifli polimer kompozitlerle yapılan güçlendirme uygulamalarında beton dayanımı ve taşıyıcı sistem düzeninin birlikte ele alınmasının önemini ortaya koymakta; CFRP'nin etkili olabildiği sınırların analiz temelli olarak değerlendirilmesi gerektiğini vurgulamaktadır.

Not: Bu bildiri, yazar tarafından İstanbul Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü'nde tamamlanan yüksek lisans tez çalışmasına dayanmaktadır. Çalışma, Doç. Dr. Beyza Taşkın danışmanlığında yürütülmüştür.

Kaynaklar

1. ACI 440.2R-23 (2023) Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. American Concrete Institute.
2. Bazancir S (2024) Betonarme Yapilarda Lifli Polimerler ile Güçlendirme Uygulamalarının Parametrik Analizi. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, İstanbul.
3. Hegde S vd (2019) Review on carbon fiber reinforced polymer (CFRP) and their mechanical performance, Materaials todays: and Proceedings, 19:658-662.
4. Ilki A vd (2005) Flexural behavior of FRP jacketed reinforced concrete columns, Composites in Construction 2005, Third International Conferences, Lyon, France.

5. Ilki A, Kumbasar N (2003) Compressive behavior of carbon fibre composite jacketed concrete with circular and non-circular cross sections, Journal of Earthquake Engineering 7(3):381-406.
6. Lam L, Teng JG (2003) Design-oriented stress–strain model for FRP-confined concrete. Construction and Building Materials 17(6–7):471-489.
7. TBDY 2018 (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.
8. TS 500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Yetersiz Dayanıma Sahip Mevcut Betonarme Binalar için Yenilikçi Sismik Dış İskelet Sisteminin Tam Ölçekli Deneyleri

İsmail Ozan Demirel[1], Uğurhan Akyüz[1], Simone Galano[2] and Andrea Rossi[2]

[1] Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, 06800, Türkiye
[2] Progetto Sisma Srl, Modena, 41042, Italya
odemirel@metu.edu.tr

Özet. Standart altı mevcut betonarme binalarda düşük beton dayanımı, düz donatı kullanımı, yetersiz detaylandırma ve boyutlandırma gibi zayıflıklar büyük depremler neticesinde binalarda yapısal performans açısından kabul edilemeyecek hasara ve yıkıma sebep olmaktadır. Genellikle perde duvar kullanılmayan ve yetersiz yanal rijitliğe sahip bu binaların deprem davranışında tasarımda dikkate alınmayan dolgu duvarlar önemli rol oynamaktadır. Bu çalışmada uygulama sırasında bina kullanımına engel olmayan, bina cephelerindeki betonarme çerçeve elemanlara ve dolgu duvarlara kimyasal ankraj ile bağlanan hafif çelik dış iskelet sisteminin performansı ODTÜ Uğur Ersoy Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda yapılan laboratuvar deneyleriyle incelenmiştir. 2000 yılı öncesi betonarme yapı stoğunu temsil eden, dolgu duvarlı, tam ölçekli iki betonarme çerçeve üzerinde gerçekleştirilen çevrimsel yükleme deneyleri ile sismik dış iskelet sisteminin dayanım, rijitlik, süneklik ve hasar dağılımı gibi yapısal davranış ve performans parametrelerine etkisi incelenmiştir. Hızlı uygulanan, pratik ve yenilikçi bir güçlendirme alternatifi olan sismik dış iskelet sistemi test edilen standart altı dolgu duvarlı betonarme çerçevenin yanal yük, nihai ötelenme ve enerji sönümleme kapasitelerini önemli ölçüde arttırmış, yapısal elemanlarda ve dolgu duvarlarda hasarı azaltarak depreme daha dirençli hale getirmiştir.

Anahtar Kelimeler: Yapısal Güçlendirme, Dolgu Duvar, Betonarme Çerçeve, Hafif Çelik Dış İskelet, Düzlem İçi Test.

1 Giriş

Beton, yüksek basınç dayanımı ve maliyet etkinliği sayesinde inşaat sektöründe yaygın kullanılan temel yapı malzemelerinden biridir (Aitcin, 2000). Betonarme yapılar ağırlıklı olarak moment aktaran çerçeveler olarak tasarlanır; bu, Crowley ve diğerleri tarafından vurgulandığı üzere, İtalya ve Türkiye dahil, Avrupa genelinde yaygın olarak kullanılan bir yapısal tipolojidir (Crowley vd., 2021). Bu yapılar, depremler en önemli tehditler arasında olmak üzere farklı afetlere maruz kalmaktadır (Silva vd., 2022). Bu binaların önemli bir kısmı modern deprem yönetmeliklerine uygun olarak tasarlanmamıştır ve hizmet ömürlerinin sonuna yaklaşmaktadır (Gallipoli vd., 2023). Yakın zamandaki depremler, yumuşak kat mekanizmaları, dolgu duvarların düzlem içi ve düzlem dışı göçmeleri ve betonarme çerçeve elemanlarının gevrek göçmeleri dahil olmak üzere çeşitli göçme modlarını ortaya çıkararak mevcut betonarme yapıların savunmasızlığını göstermiştir.

Dolgu duvarlı betonarme binalar, Türkiye'de büyük depremler sonrasında önemli hasara uğrayan başlıca yapı türüdür. 1999 Kocaeli Depremi (Mw=7.6), ağırlıklı olarak yumuşak ilk kat göçmeleri nedeniyle 20.000'den fazla moment aktaran betonarme binanın çökmesine neden olmuştur. Bu yapısal savunmasızlık, birçok binanın ilk kat çökmeleri yaşadığı 2003 Bingöl Depremi (Mw=7.0) (Doğangün, 2004)) ve 2020 Samos Depremi (Mw=7.0) (Demirel vd., 2022) sırasında betonarme binalarda göçmelerin birincil nedeni olmuştur. Yaklaşık 50.000 binanın kısmen veya tamamen çökmesine yol açan 2023 Kahramanmaraş Depremleri (Mw=7.8 & Mw=7.5) sonrasında, eski binalarda (2000 öncesi yapılar) yapısal hasara katkıda bulunan birincil faktörler düz donatı çubuklarının kullanımı, yetersiz bindirmeli ek uzunlukları, kolon uçlarında uygun sargı donatısının eksikliği, düşük beton basınç dayanımı (yaklaşık 8-10 MPa) ve yetersiz denetimlerden kaynaklanan inşaat hataları olmuştur. Ayrıca, zayıf dolgu duvar performansı yaygın bir sorun olmaya devam etmiştir (Binici vd., 2023).

2009 L'Aquila (İtalya) Depremi'nin ardından, dolgu duvarların betonarme elemanlarla etkileşimindeki kritik rol vurgulanmıştır (Ricci vd., 2011). Birçok betonarme binada dolgu duvarlar düzlem içi çapraz çatlaklar ve köşe ezilmeleri sergilerken, bazı yapılarda duvar dolgusunun aktardığı basınç kuvvetleri nedeniyle betonarme kolonlarda kesme hasarları yaşamıştır (Braga vd., 2011). Betonarme binalardaki yapısal olmayan elemanların sismik tepkideki önemi, 2012 Emilia (İtalya) Depremi (Verderame vd., 2014) ve 2016 Orta İtalya Depremi (Manfredi vd., 2014) sırasında da vurgulanmıştır. Her iki durumda da dolgu duvarlardaki hasar endüstriyel binalarda üretim durmalarının önde gelen nedeni olmuş ve önemli ekonomik kayıplara yol açmıştır (Perrone vd., 2019). 2016 Orta İtalya Depremi sonrasında yapılan büyük ölçekli deprem sonrası incelemeler, dolgu duvarlardaki hasarın hastaneler gibi kritik tesisleri işlevsiz hale getirdiğini de ortaya koymuştur (Perrone vd., 2019).

Bu sonuçlar, özellikle deprem riski yüksek bölgelerde dolgu duvarlı betonarme binaların sismik dayanıklılığını artırmanın acil gerekliliğini vurgulamaktadır. Modern uluslararası deprem yönetmelikleri (EN 1998-1, 2004; AFAD, 2018), dolgu duvarların betonarme çerçeve yapıların tasarımında ihmal edilmesine izin vermektedir. Ancak, deneysel çalışmalar tutarlı bir şekilde yapısal olmayan elemanların bu binaların sismik performansını önemli ölçüde etkilediğini göstermektedir. Sonuç olarak, dolgu duvarlardaki hasarı azaltacak stratejiler araştırılmalı ve dolgu duvarların servis yeterlilik koşullarının ötesinde yapısal davranışa dahil edilmesi sağlanmalıdır.

Bu çalışma, soğuk şekillendirilmiş çelik dış iskelet kullanan, uygulaması pratikleştirilmiş, hafif bir güçlendirme sisteminin mevcut dolgu duvarlı betonarme yapıların sismik davranışına etkisini araştırarak bu kritik araştırma boşluğunu ele almaktadır. Bu sistemin etkinliğini değerlendirmek için, önerilen güçlendirme çözümü ile geleneksel şekilde imal edilen tam ölçekli dolgulu betonarme çerçeve üzerinde çevrimsel yanal yükleme testleri gerçekleştirilmiştir. Test edilen betonarme çerçeve, düşük kaliteli malzemeler kullanılarak inşa edilmiş ve hem İtalya hem de Türkiye'deki standart altı mevcut yapı stokunun özelliklerini yansıtacak şekilde sismik detaylandırma kullanılmadan tasarlanmıştır. Deneysel sonuçlar, yenilikçi güçlendirme sisteminin dolgulu betonarme çerçevelerin sismik performansını önemli ölçüde artırdığını göstermektedir.

2 Güçlendirme Sisteminin Tanımı

Bu çalışmada tanıtılan yenilikçi çelik dış iskelet, Resisto 5.9, Şekil 1'de gösterilmektedir. Bu güçlendirme sistemi, İtalyan bir mühendislik firması olan Progetto Sisma tarafından tasarlanmış ve patentlenmiştir (n. PCT/IB2023/062931). Sistem üç ana bileşenden oluşur: (i) dikey ve yatay çelik profiller, (ii) çelik plakalar ve (iii) çapraz elemanlar.



Şekil 1. Çelik dış iskelet Resisto 5.9: (a) betonarme çerçeveye uygulanan sistem, (b) dikey ve yatay çelik profiller, (c) bağlantı çelik plakaları, (d) çapraz çelik elemanlar, (e) dikey ve

yatay profillerin bağlantı çelik plakaları aracılığıyla civatalanması, (f) kimyasal ankrajlama, (g) genel bir Resisto penceresinde iki çaprazın kesişimi.

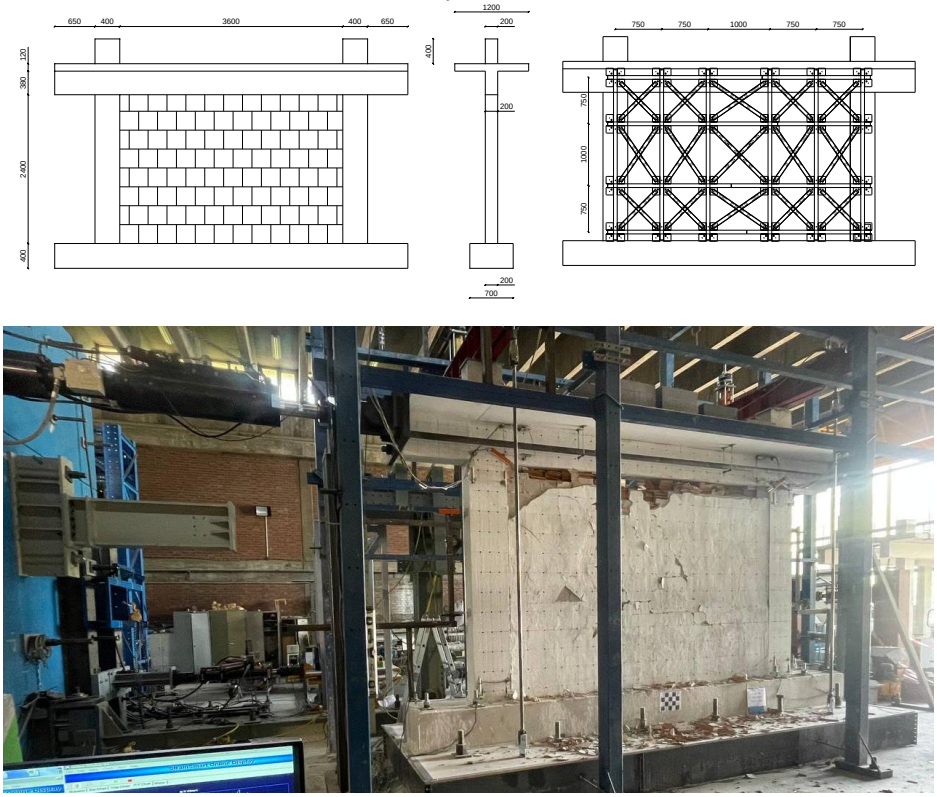
Dikey ve yatay çelik profiller, dış iskeletin ana yapısını oluşturur. Her dikey profil, yatay profillerin içinden geçmesine izin veren 250 mm aralıklarla yerleştirilmiş dikdörtgen delikler içerir. Bu konfigürasyon, 250 × 250 mm'den 1000 × 1000 mm'ye kadar değişen yükseklik ve genişlik kombinasyonlarına sahip "pencereler" (yani, iki ardışık yatay ve dikey profil arasındaki açıklıklar) oluşturulmasını sağlar. Bağlantı çelik plakaları, dikey ve yatay profillerin kesişimlerine yerleştirilerek birleşim elemanları olarak görev yapar. Ayrıca, çelik plakalar kimyasal ankrajlar aracılığıyla arka yapıya bağlantıyı kolaylaştıran dairesel bir delik içerir, böylece dış iskelet ağı içinde düğümler oluşturur. Güçlendirme sistemi çelik profillerden oluşan çapraz elemanlarla daha da güçlendirilir. Her Resisto penceresi için çapraz desenle düzenlenmiş iki çapraz eleman kullanılır. Hem çaprazlar ile çelik plakalar arasındaki hem de çaprazlar arasındaki bağlantılar kendinden delme akıllı vidalar kullanılarak yapılır.

Bu yenilikçi güçlendirme sistemi ince çelik elemanlardan oluştuğu için hafiftir. Yalnızca binanın cephesine kurulduğu için kurulum sırasında bile bina tamamen işlevsel kalır. Kurulum yüzeyinde ön işlem gerekmez, işlem sadece cephelerde delikler açmayı ve çelik plakaların yerleştirilmesi için kılavuz görevi gören kimyasal ankrajları yerleştirmeyi içerir. Dikey profillerdeki ve çapraz elemanlardaki delikler, pencereler ve kapılar gibi açıklıkları koruyarak çeşitli bina cephe geometrilerine uyum sağlayan esnek kuruluma olanak tanır. Sistemin kurulumu şap, harç veya yapıştırıcı gerektirmez. Kimyasal ankrajlar yerleştirildikten sonra, tüm sistem bileşenleri ankraj çubukları kullanılarak bağlanır. Çelik dış iskelet EPS köpük levhalar ve sıva, fotovoltaik panel, taş yünü veya havalandırmalı giydirme cepheler gibi farklı termal kaplamalarla tamamlanabilir.

3 Deney programı

Tam ölçekli betonarme çerçeve deneyleri Orta Doğu Teknik Üniversitesi Uğur Ersoy Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla dolgu duvarlı standart altı iki betonarme çerçeve imal edilmiştir (Şekil 2). İlk numune kontrol numunesi olarak görev yapmış, ikinci numune ise güçlendirilmemiş kontrol numunesine kıyasla yanal tepki üzerindeki etkisini değerlendirmek için Resisto 5.9 ile güçlendirilmiştir. Güçlendirme sistemi, betonarme çerçevenin tabanı boyunca beş pencere ve yüksekliği boyunca üç pencere içeren bir konfigürasyonla kurulmuştur. Her iki betonarme çerçeve de aynı geometriye sahiptir ve tipik standart altı yapı stokunu temsil etmektedir. Çerçeveler, 200 × 400 mm² kesit boyutlarına sahip iki kolon ve sırasıyla 200 × 380 mm² ve 1200 × 120 mm² ölçülerinde gövde ve döşemeye sahip T-şekilli bir kirişi içerir. İki kolon arasındaki açıklık L = 4000 mm ve kat yüksekliği H_c = 2900 mm'dir. Boyuna çelik donatı, temel ve kolonlar için sırasıyla 18Ø14 ve 8Ø12 iken, kiriş için 8Ø12 kullanılmıştır. Tüm çerçeve

elemanlarında Ø8 etriyeler kullanılmış olup, etriyeler 90° bükülerek 200 mm aralıklarla yerleştirilmiştir. İtalya'daki 1970 öncesi ve Türkiye'deki 2000 öncesi betonarme binalarda yaygın olarak bulunan inşaat uygulamalarını yansıtacak şekilde (Binici vd. (2023)) 10.5 MPa silindirik basınç dayanımına (f_c) sahip beton ve S235JR kalitede düz donatı kullanılmıştır.



Şekil 2. Test edilen dolgulu betonarme çerçeveler (boyutlar mm cinsindendir): (a) Güçlendirilmemiş numunenin geometrik özellikleri, (b) Resisto 5.9 güçlendirme sistemli numune ve (c) Test düzeneğinin genel görünümü.

Duvar dolgusu, hazır çimento harcı kullanılarak yatay delikli 180 × 180 × 130 mm boyutlarında tuğla birimleriyle örülmüştür. Tuğla birimin deliklere dik ve deliklere paralel yönde ortalama basınç dayanımları 1.38 MPa ve 2.66 MPa olarak ölçülmüştür. Duvarlar betonarme çerçevelere doğrudan temaslı olarak örülmüş ve duvarın her iki tarafına 10 mm kalınlığında ortalama 3.68 MPa basınç dayanımına sahip hazır sıva uygulanmıştır. Toplam duvar kalınlığı 200mm'dir. Betonarme çerçeveler birlikte dökülmüş, beton ve harçlar 28 günlük dayanımlarını aldıktan sonra malzeme ve çerçeve testleri gerçekleştirilmiştir. En az 3 numune test edilerek belirlenen malzeme ortalama mekanik özellikleri Tablo 1'de sunulmaktadır. Tabloda beton basınç dayanımı f_c, donatı akma dayanımı f_{sy}, donatı elastisite

modülü E_s, beton elastisite modülü E_c, deliklere dik ve paralel yönlerde tuğla basınç dayanımları $f_{t,d}$ ve $f_{t,p,}$, harç ve sıva basınç dayanımları $f_{harç}$ ve $f_{sıva}$ ile gösterilmiştir.

Tablo 1. Ortalama malzeme mekanik özellikleri.

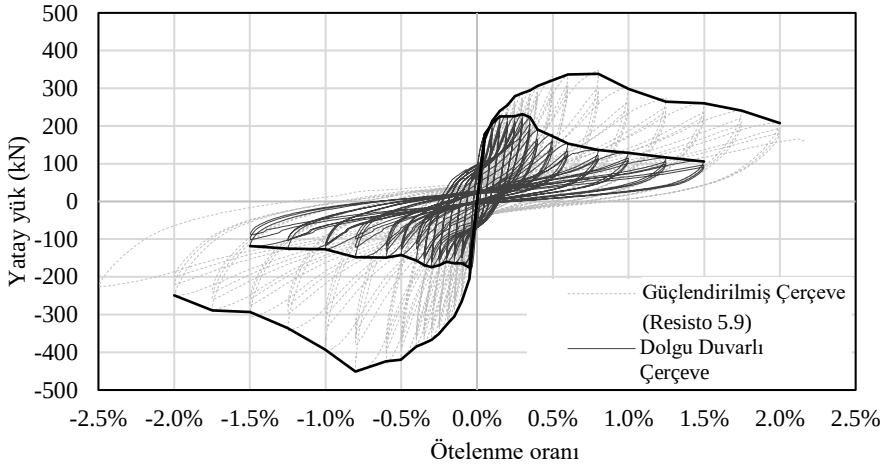
f_c [MPa]	f_{sy} (Ø8) [MPa]	f_{sy} (Ø12) [MPa]	f_{sy} (Ø14) [MPa]	E_s [MPa]	E_c [MPa]	$f_{t,d}$ [MPa]	$f_{t,p}$ [MPa]	$f_{harç}$ [MPa]	$f_{sıva}$ [MPa]
10.5	365	295	318	202000	6450	1.38	2.66	7.62	3.68

Numuneler, deplasman kontrollü çevrimsel yükleme prosedürüne tabi tutulmuştur. Bu prosedür, δ_H = ±1.45 mm (δ_H/Hc = 0.05%)'den ±72.5 mm'ye (δ_H/Hc = 2.50%) kadar değişen 17 hedef yatay deplasman genliğinin her biri için üç çevrim içerir. Yatay yükleme servo kontrollü 50 ton kapasiteli hidrolik piston ile yapılmış, deplasmanlar döşeme üst kotundan 500mm kapasiteli LVDT ile ölçülmüştür. Yük çevrimleri sırasında yatay yükleri aktarmak için uçlarına diş çekilmiş 60mm çapında dört çelik boru ile birbirine bağlanmış 40 mm kalınlığında iki çelik uç plakası kullanılmıştır. Çerçeve genel bir betonarme binadan çıkarılmış olarak düşünüldüğünde, testlerde üst katlardan aktarılan düşey yükler, çelik yükleme kirişlerine bağlı hidrolik krikolar ile uygulanmıştır (kolon başına 120 kN). Ayrıca, döşeme üzerindeki dağıtılmış ölü yük, her biri 2 kN ağırlığında 18 çelik plaka kullanılarak benzeştirilmiştir (Şekil 2).

4 Deney sonuçları

Test edilen iki numunenin çevrimsel tepkileri Şekil 3'te gösterilmektedir. İki betonarme çerçeve arasındaki hasar karşılaştırmaları Şekil 4'te sunulmuş olup, çekme ve itme için önemli kuvvet ve deplasman değerleri Tablo 2'de gösterilmektedir. Tabloda çerçevenin ulaştığı maksimum yatay yükler, $F_{H,maks}$, bu kuvvete karşılık gelen deplasmanlar, $d(F_{H,maks})$, göçme durumuna karşılık gelen nihai deplasmanlar, $d_{H,max}$, bu deplasmana karşılık gelen yatay yükler $(d_{H,max})$, maksimum yatay yükün ($F_{H,maks}$) %80 oranında düşmesine denk gelen göçme yükü $F_{H,ult}$, bu yüke karşılık gelen deplasman $d(F_{H,ult})$ olarak isimlendirilmiştir. Beklendiği gibi, dolgu duvarlı çerçeve (DÇ) öncelikle beton elemanlar ve dolgu duvar arasındaki etkileşim tarafından tayin edilen gevrek ve asimetrik bir tepki sergilemiştir. Maksimum yatay kuvvetler ($F_{H,maks}$) çekme ve itme için sırasıyla 183 kN ve -234 kN'a ulaşmıştır. Bir yönde hasar alan dolgu duvar ve çerçeve diğer yönde aynı davranışı göstermeyeceği için her iki yönde farklı büyüklüklere sahip olan bu kuvvetler önemli ölçüde farklı ötelenme seviyelerinde elde edilmiştir: sırasıyla %0.05 ve %0.30. Buna karşılık, güçlendirilmiş betonarme çerçeve (GÇ) çekme ve itme sırasında sırasıyla 455 kN ve -347 kN maksimum kuvvetlere ulaşmış, güçlendirilmemiş çerçeveye göre yük taşıma kapasitesinde önemli iyileştirmeler göstermiştir: çekme için +%148 ve itme için +%49. Güçlendirilmiş betonarme

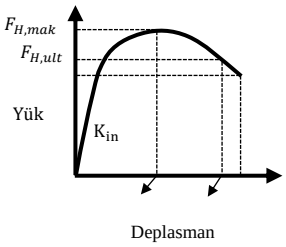
çerçeve hem çekme hem de itme sırasında aynı yatay deplasman eşiğinde (±23.2 mm, %0.8 öteleme) maksimum değerlerine ulaşmıştır. Bu güçlendirme sisteminin sadece çerçevenin yük taşıma kapasitesini önemli ölçüde iyileştirmekle kalmayıp, aynı zamanda sismik koşullar altında kritik bir faktör olan çevrimsel yükleme altındaki deformasyon davranışını da düzenlediğini göstermektedir.

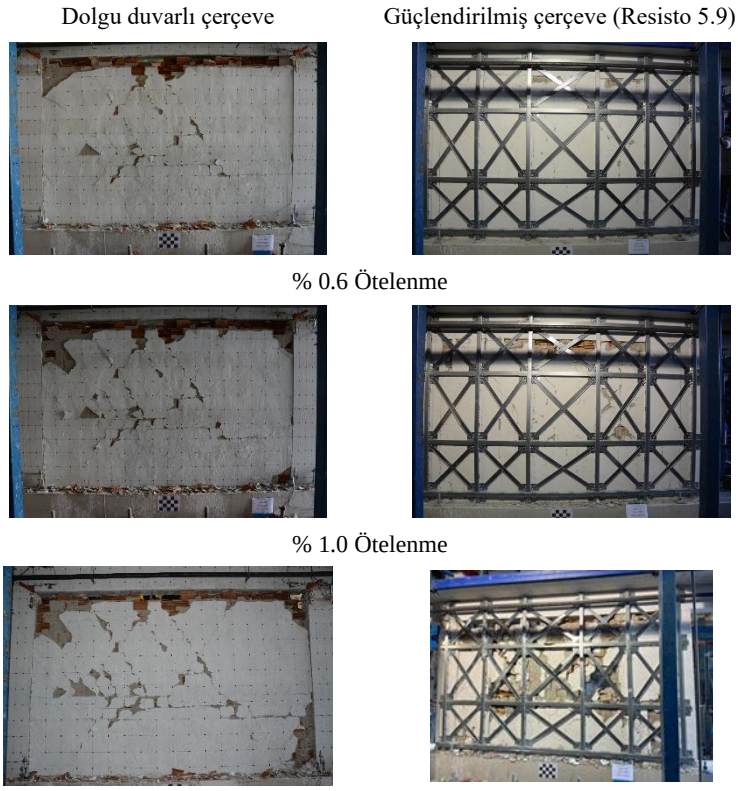


Şekil 3. Yük-ötelenme oranı eğrileri.

Tablo 2. Deney sonuçları.

		Unit	DÇ	GÇ	GÇ / DÇ
Çekme	K_{in}	[kN/mm]	258	240	0.93
	$F_{H,mak}$	[kN]	-183	-455	2.48
	$d(F_{H,mak})$	[mm]	-1.35	-23.2	17.17
	$F_{H,ult}$	[kN]	-147	-364	2.48
	$d(F_{H,ult})$	[mm]	-23.6	-32.7	1.39
	$F(d_{H,mak})$	[kN]	-119	-249	2.10
	$d_{H,max}$	[mm]	-43.5	-58.0	1.33
İtme	$F_{H,mak}$	[kN]	234	347	1.48
	$d(F_{H,mak})$	[mm]	8.68	23.1	2.66
	$F_{H,ult}$	[kN]	187	277	1.48
	$d(F_{H,ult})$	[mm]	12.2	33.5	2.75
	$F(d_{H,mak})$	[kN]	106	208	1.96
	$d_{H,mak}$	[mm]	43.5	58.0	1.33





Şekil 4. Dolgu duvar hasar karşılaştırması.

İki çerçeve arasında gözlemlenen farklı duvar hasarları çelik dış iskelet ile dolgulu betonarme yapı arasındaki etkileşime atfedilebilir. Güçlendirme sistemi yanal yükleme altında duvar dolgusunun davranışını değiştirmiştir. Dolgu duvarlı numunede duvar çapraz çatlakları yaklaşık %0.2 öteleme seviyesinde açılmaya başlamış, %0.3 ötelenmede sıva dökülmeleri şeklinde ilerlemiş ve %0.5 ötelemede betonarme kiriş altında duvarın ezilmesi ile sonuçlanmıştır. Güçlendirilmiş numune için, %0.3 ötelemede dağınık ve daha az yoğunlaşmış çatlaklar görülmüş, %0.8 ötelemede tuğla birimlerinin yüzeyinde dökülmeler başlamış ve %1.0 ötelemeden itibaren duvarda bazı ezilmeler gözlemlenmiştir. Betonarme kiriş altındaki tuğla birimleri %1.75 ötelemede tamamen ezilmiştir.

Dolgu duvarlı betonarme çerçevenin nihai koşulları, boyuna çelik donatıların burkulması ve itme yönünde sağdaki kolonunun üst ucunda kesme hasarı ile karakterize edilmiştir. Güçlendirilmiş betonarme çerçeve için benzer bir göçme modu gözlemlenmiş, ancak daha büyük kuvvetler ve deplasmanlarda

gerçekleşmiştir: çekme için 72.3 mm'de (%67 artış) 226 kN (güçlendirilmemişe göre %90 artış) ve itme için -61.8 mm'de (%43 artış) -165 kN (%53 artış). İki numune arasında, yönetmeliklere uygun binaların yanal tepki analizlerinde yaygın olarak nihai yük $F_{H,ult}$ olarak kabul edilen maksimum yatay yüklerin %80'indeki tepkiye dayalı bir başka karşılaştırma yapılmıştır (EN 1998-1, 2004; AFAD, 2018). Güçlendirilmiş numune için karşılık gelen deplasmanlarda d($F_{H,ult}$) çekme ve itme için sırasıyla %106 ve %186 artış görülmüştür.

Testlerden elde edilen önemli bir gözlem, numunelerin başlangıç tepkisi ile ilgilidir. Her iki betonarme çerçevenin başlangıç yatay rijitliği (K_{in}) sadece %3.1 farklılık göstermiştir (Tablo 2), bu da her iki çerçevenin benzer rijitlik sergilediğini göstermektedir. Bu nedenle, çelik dış iskeletin hafif ve narin tasarımı dolgulu betonarme çerçevenin rijitliğini etkilememiştir. Bu özellik sismik güçlendirme için özellikle avantajlıdır, çünkü ek kütle ve rijitlik artışı yapıya etki eden sismik kuvvetlerin de artmasını sağlar.

5 Sonuçlar

Bu çalışma, dolgulu betonarme yapılar için yeni bir sismik güçlendirme tekniği sunmaktadır. Resisto 5.9 sistemi, dolgu duvarlı betonarme çerçevelerin cephelerinde ankraj çubuklarıyla yapıya bağlanan çelik plakalara sabitlenen hem dikey hem de yatay olarak düzenlenmiş ince delikli modüler çelik profiller ve çelik çaprazlardan oluşur. Bu sistem birkaç temel avantaj sunar: (i) hafif tasarım, (ii) yüzey ön işlemi gerektirmediği ve mevcut yapıya sabitlemek için yalnızca minimum kimyasal ankrajlara dayandığı için kurulum kolaylığı ve (iii) sadece dış cepheye uygulandığı için kolay kurulum süreci.

Bu sistemin yanal çevrimsel yükleme altındaki performansını değerlendirmek için, biri güçlendirme sistemi ile diğeri güçlendirme olmadan iki tam ölçekli dolgulu betonarme çerçeve üzerinde deneysel testler gerçekleştirilmiştir. Bu çerçeveler, Türkiye'deki tipik moment aktaran betonarme çerçeveleri yansıtacak şekilde düşük kaliteli malzemeler kullanılarak inşa edilmiştir ve herhangi bir özel sismik detaylandırmaya sahip değildir.

Deneysel sonuçlar, Resisto 5.9 'un betonarme çerçevenin yanal tepkisini önemli ölçüde iyileştirdiğini, hem kuvvet hem de deplasman kapasitelerini artırdığını göstermiştir. Yanal kuvvet %148'e kadar artarken, karşılık gelen yatay deplasman on kattan fazla artmıştır. Sistem, hem duvar dolgusu hem de beton elemanlardaki hasarı etkili bir şekilde kontrol ederek bunların etkileşimini iyileştirmiştir. Güçlendirme sistemi çerçevenin başlangıç rijitliğini ve kütlesini minimum düzeyde değiştirerek deprem performansını önemli ölçüde artırmıştır.

Bu çalışmanın bulguları incelenen güçlendirme sisteminin dolgu duvarlı betonarme yapıların deprem performansını artıran bir güçlendirme çözümü olarak etkinliğini vurgulamaktadır. Bu sonuçlar standart altı sismik performansa sahip mevcut betonarme yapıların sismik güçlendirilmesinde uygulama kolaylığına sahip bu tekniğin yaygın olarak benimsenmesi için güçlü bir temel oluşturmaktadır.

Teşekkür

Deneysel çalışma Progetto Sisma SRL'den fon almıştır (hibe numarası: 468419). Yazarlar, Orta Doğu Teknik Üniversitesi Uğur Ersoy Yapı Mekaniği Laboratuvarı personelleri Osman Keskin, Hüseyin Cüci ve Dr. Salim Azak'a deneysel testlerin yürütülmesindeki destekleri ve katkıları için minnettarlıklarını ifade ederler.

Kaynaklar

1. Aitcin PC (2000) Cements of yesterday and today, concrete of tomorrow. Cement and Concrete Research 30:1349-1359.
2. Binici B, Yakut A, Kadas K et al. (2023) Performance of RC buildings after Kahramanmaraş earthquakes: lessons toward performance based design. Earthquake Engineering and Engineering Vibrations. 22, 883–894.
3. Braga F, Manfredi V, Masi A, Salvatori A, Vona M (2011) Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering 9:307-324.
4. Crowley H, Despotaki V, Silva V, Dabbeek J, Romão X, Pereira N, Castro JM, Daniell J, Veliu E, Bilgin H, Adam C, Deyanova M, Ademović N, Atalic J, Riga E, Karatzetzou A, Bessason B, Shendova V, Tiganescu A, Toma-Danila D, Zugic Z, Akkar S, Hancilar U (2021) Model of seismic design lateral force levels for the existing reinforced concrete European building stock. Bulletin of Earthquake Engineering 19:2839–2865.
5. Demirel I.O., Yakut A., Binici B. (2022) Seismic performance of mid-rise reinforced concrete buildings in Izmir Bayrakli after the 2020 Samos earthquake. Engineering Failure Analysis 137, 106277.
6. Disaster and Emergency Management Presidency (AFAD) Turkish Building Seismic Code. 2018.
7. Doğangün (2004) Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey. Engineering Structures 26:841–856.
8. Europeean Commitee for Standardisation. EN 1998-1. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. 2004.
9. Gallipoli MR, Petrovic B, Calamita G, Tragni N, Scaini C, Barnaba C, Vona M, S. Parolai (2023) Towards specific T–H relationships: FRIBAS database for better characterization of RC and URM buildings. Bulletin of Earthquake Engineering 21:2281–2307.
10. Manfredi G, Prota A, Verderame GM, De Luca F, Ricci P (2014) 2012 Emilia earthquake, Italy: reinforced concrete buildings response. Bulletin of Earthquake Engineering 12:2275–2298.
11. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17/01/2008 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (in Italian), vol. 20. Italy, 2018.

12. Perrone D, Calvi PM, Nascimbene R, Fischer EC, Magliulo G (2019) Seismic performance of non-structural elements during the 2016 Central Italy earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering 17:5655–5677.
13. Ricci P, De Luca F, Verderame GM (2011) 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance. Bulletin of Earthquake Engineering 9: 285–305.
14. Sezen H, Whittaker AS, Elwood KJ, Mosalam KM (2003) Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey. Engineering Structures 25:103–114.
15. Silva V, Brzev S, Scawthorn C, Yepes C, Dabbeek J, Crowley H (2022) A building classification system for multi-hazard risk assessment. International Journal of Disaster Risk Science 13:161–177.

a. Verderame GM, Ricci P, De Luca F, Del Gaudio C, De Risi MT (2014) Damage scenarios for RC buildings during the 2012 Emilia (Italy) earthquake. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 66:385–400.

Yumuşak Kat Kusuru Bulunan Betonarme Binaların Deprem Enerjisi Sönümleme Kapasiteleri Üzerinde Kolon-Kiriş Dayanım Oranlarının Etkisinin İncelenmesi

Nurbanu DEMİRBAŞ[1][0000-0003-4439-9706], Hümeyra ŞAHİN[2][0000-0001-9563-8450]

[1] İnşaat Mühendisliği Bölümü, Teknoloji Fakültesi, Fırat Üniversitesi, Elazığ, Türkiye.
[2] İnşaat Mühendisliği Bölümü, Mühendislik Fakültesi, Fırat Üniversitesi, Elazığ, Türkiye.

n.demirbas@firat.edu.tr

Özet. Çerçeve sistemlerde veya perde-çerçeve sistemlerde deprem yüklerinin güvenli bir şekilde taşınabilmesi için deprem yönetmelikleri tarafından tasarım koşulları önerilmektedir. Bu tasarım koşullarından biri her bir kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentlerinin (dayanımlarının) toplamının, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin taşıma gücü momentlerinin (dayanımlarının) toplamından büyük olmasıdır. Bu koşulla deprem yüklemesi altında oluşabilecek hasarın kolonlara göre daha sünek enerji tüketebilen kirişlerde olması sağlanarak, binaların sünek bir şekilde deprem enerjisini sönümlemesi temin edilmektedir. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği-2018 (TBDY-2018) birleşim bölgesinde, kolonlarının dayanımının kirişlerin dayanımına oranı (kolon-kiriş dayanım oranı) için minimum 1.2 koşulunu önermektedir. Dayanım oranları ile ilgili literatürde yapılan çalışmalar, önerilen minimum dayanım oranlarının hedeflenen enerji sönümleme mekanizmalarının sağlanması için yeterli olmayabileceğini ve dayanım oranlarının özellikle alt katlardaki ötelenme oranları üzerinde etkili olduğunu göstermiştir. Yumuşak kat kusuru genellikle binaların zemin katlarında oluşturulmakta ve bulunduğu katın yatay ötelenme talebini artırmaktadır. Yumuşak kat kusuru deprem yüklemesi altında hasarın tek bir katta yoğunlaşmasına neden olarak binanın, deprem enerjisini sünek bir şekilde tüketmesini güçleştirmektedir. Çalışma kapsamında binanın alt katlarında ötelenme talebi üzerinde etkili olan yumuşak kat kusuru ve kolon-kiriş dayanım oranı birlikte değerlendirilmiştir. Yumuşak kat kusuru içeren betonarme çerçevelerin kat ötelenme talepleri ve enerji sönümleme kapasiteleri, farklı kolon-kiriş dayanım oranları için incelenmiştir. Bu amaçla, farklı kat sayısına sahip betonarme çerçeveler SAP2000 yapısal analiz programı kullanılarak tasarlanmıştır. Model çerçevelerin sismik tepkisini değerlendirmek için doğrusal olmayan statik itme yöntemi kullanılmıştır. Çalışma neticesinde 1.2 dayanım oranın kullanılması durumunda ötelenme talebinin giriş kat seviyesinde yoğunlaştığı gözlenmiştir. Ancak dayanım oranındaki artışa bağlı olarak göreli kat ötelenme talebinin bina yüksekliği boyunca birden fazla kata dağılarak, yumuşak kat kusurundan kaynaklanan olumsuz durum azalmış ve daha sünek bir davranış elde edilmiştir.

Anahtar kelimeler: Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Prensibi, Yapısal Düzensizlik, Betonarme Bina, Doğrusal Olmayan Statik İtme Yöntemi.

1 Giriş

Şiddetli depremlerde, enerjinin güvenli ve ekonomik bir şekilde tüketilebilmesi için binaların sünek olarak tasarlanması ve inşa edilmesi gerekmektedir. Sünek güç tüketimini temin etmek için kapasite tasarımı benimsenmiştir. Kapasite tasarımı kapsamında hedeflenen tasarım yaklaşımlarından biri büyük depremlerde oluşma ihtimali yüksek olan plastik şekil değiştirmelerin, kolonlara göre daha sünek davranış gösteren kirişlerde oluşmasını sağlamaktır. Benimsenen bu yaklaşım, enerji sönümünün bina yüksekliği boyunca dağıtılmasını sağlayarak toptan göçmenin önlenmesini büyük oranda temin edecektir. Bu davranışı sağlamak için tasarım yönetmelikleri tarafından güçlü kolon-zayıf kiriş koşulu önerilmiştir. Bu koşulda, düğüm noktalarına birleşen kolonların eğilme dayanımlarının toplamının, düğüm noktasına hesap yapılan doğrultuda birleşen kirişlerin eğilme dayanımlarının toplamından daha fazla olması esas alınmaktadır (ACI-318, 1983; ACI-318, 2002; Eurocode 8, 2004; NZS-3101, 2006; TBDY-2018;). Güçlü kolon-zayıf kiriş koşulunu temin etmek için tasarım yönetmelikleri tarafından farklı eğilme dayanım oranları (çalışmada *dayanım oranı* olarak ifade edilecektir) önerilmektedir.

Kolon ve kiriş dayanım oranları ile ilgili olarak literatürde yapılan çalışmalar, tasarım yönetmelikleri tarafından önerilen dayanım oranlarının kolonlarda mafsal oluşumunu önlemekte yetersiz olduğunu göstermiştir. 3 ve 6 katlı betonarme çerçeveler için 0.8 ile 2.4 arasında değişen farklı dayanım oranlarını zaman tanım alanında hesap yöntemi ve statik itme yöntemi ile inceleyen Dooley ve Bracci (2007), kolonlarda mafsal oluşumunun önlenebilmesi için dayanım oranının en az 2 olması gerektiğini belirtmişlerdir. Kat sayısı 9 ve 18 kat arasında değişen betonarme çerçeveli binalar üzerinde dayanım oranlarını inceleyen Ibarra ve Krawinkler (2005), kolonlarda plastik mafsal oluşumunu önlemek için dayanım oranının minimum 3 olması gerektiğini ifade etmişlerdir. Dayanım oranlarının, binanın sismik performansı ve göçme olasılığı üzerindeki etkisini araştıran Haselton vd. (2011) güçlü kolon-zayıf kiriş koşulunu temin etmek için kat sayısına bağlı değişen bir dayanım oranı önermişlerdir. Örneğin 4 katlı bina için dayanım oranın 1.2 olmasını, 12 katlı bina için ise dayanım oranının 3 olması gerektiğini ifade etmişlerdir. 4 ve 16 kat arasında değişen çerçeveler üzerinde, kolonların dayanımını artırarak ya da kiriş dayanımlarını azaltarak yaptıkları çalışma neticesinde Kuntz ve Browning (2003) kat sayısı arttıkça gerekli dayanım oranının arttığını, ayrıca çerçeve yüksekliği boyunca sabit bir dayanım oranı kullanmanın yeterli olmadığını ifade etmişlerdir. Sudarsana vd. (2014) elastik ötesi statik itme yöntemi kullanarak inceledikleri 5 ve 10 katlı betonarme çerçevelerde, kolonlardan önce kirişlerde mafsal oluşumunu sağlamak için kat sayısına göre değişen dayanım oranı kullanılması gerektiğini (5 katlı bina için 1.4; 10 katlı bina için 1.6) ifade etmişlerdir. Tasarım yönetmelikleri tarafından önerilen 1.2 oranının ise kirişlerin eğilme dayanımının gerilme sertleşmesi dikkate alınarak hesaplanması durumunda,

sünek güç tükenmesini temin etme bakımından daha etkili olduğunu tespit etmişlerdir (Sudarsana vd., 2014).

Literatürde yapılan çalışmalarda, güçlü kolon-zayıf kiriş koşulunu temin etmek için gerekli olan dayanım oranları üzerinde, deprem yer hareketinin karakteri ve şiddetinin de etkili olduğu ortaya konulmuştur. Mistri vd. (2019), elastik ötesi dinamik analiz yöntemi ile inceledikleri 8 katlı betonarme çerçevede, farklı deprem bölgeleri ve farklı performans seviyeleri için sabit bir dayanım oranı kullanmanın yeterli olmadığını belirlemişlerdir. Ghorbanzadeh ve Khoshnoudian (2022), kat sayıları 4, 8 ve 12 olan betonarme çerçeveler üzerinde yaptıkları elastik ötesi dinamik analizler neticesinde, özellikle darbe içeren depremlerde çerçeve yüksekliği boyunca dayanım oranlarının önemli oranda (1.6-2.5) değiştiğini tespit etmişlerdir. Zuo vd. (2021), farklı performans seviyelerinde ve yer hareketi karakterlerinde binalarda güçlü kolon-zayıf kiriş koşulunun %80 oranında sağlaması için dayanım oranlarının 1.8 ile 2.4 arasında olması gerektiğini savunmuşlardır. Lee vd. (1996), elastik ötesi statik itme yöntemi kullanarak inceledikleri 6 katlı çelik çerçevelerde, göçmeyi önlemek için alt katlardaki birleşim bölgelerindeki dayanım oranlarının, üst katlardakinin yaklaşık 3 katı olması gerektiğini ifade etmişlerdir. Yazarlar alt kattaki birleşim bölgelerinde kolonların eğilme dayanımlarının toplamının, kirişlerin eğilme dayanımlarının toplamından %75 daha fazla olmasını önermişlerdir.

Literatür çalışmaları tasarım yönetmelikleri tarafından önerilen dayanım oranlarının kolonlarda mafsal oluşumunu önlemede yetersiz kaldığını göstermiştir. Ayrıca ilgili çalışmalarda, tasarım yönetmelikleri tarafından önerilen dayanım oranlarının kullanılması durumunda en fazla yer değiştirme talebinin sayısal modellerin alt katlarında meydana geldiği, dayanım oranı arttıkça bina yüksekliği boyunca düzenli olarak değişen bir yer değiştirme talebinin olduğu görülmüştür (Sudarsana vd., 2014; Zuo vd. 2021). Literatürdeki bulgular esas alınarak, genellikle binaların giriş katlarında önemli yer değiştirme talebine neden olan yumuşak kat kusuru içeren binalarda, dayanım oranlarının etkisi çalışma kapsamında incelenmiştir. Farklı dayanım oranları kullanarak yumuşak kat kusuru nedeniyle bir kat seviyesinde toplanan yer değiştirme taleplerinin, birden fazla kata dağıtılıp dağıtılmayacağı sayısal yöntem kullanılarak incelenmiştir.

Sayısal çalışma için 5 ve 8 katlı betonarme çerçeve modeller esas alınmıştır. Yumuşak kat kusuru içermeyen (düzenli) ve içeren (düzensiz) sayısal modeller tasarlanmıştır. Sadece kolon boyuna donatı oranları değiştirilerek farklı dayanım oranları (1.2, 1.6, 2.0 ve 2.4) için elastik ötesi statik itme yöntemi kullanılarak, dayanım oranlarının yumuşak kat kusurunun bina üzerindeki olumsuz etkisinin azaltılmasındaki etkinliği incelenmiştir.

Çalışma kapsamında öncelikle güçlü kolon-zayıf kiriş koşulu için tasarım yönetmelikleri dikkate alınarak gerekli dayanım oranlarından bahsedilecek ve

yumuşak kat kusuru hakkında kısa bir bilgi verilecektir. Çalışmanın ilerleyen kısımlarında sayısal modeller tanıtılacak, analiz neticesinde elde edilen bulgular yorumlanacak ve çalışmanın etkinliğini artırmak için gerekli olan öneriler verilecektir.

2 Kolon-Kiriş Dayanım Oranı

Deprem yüklemesi altında zorlanan binalarda, bina yüksekliği boyunca hasarın dağılımı kat yer değiştirmelerinin dağılımına bağlıdır. Bina da zayıf kolonların olması durumunda yer değiştirme talebi, çoğunlukla bir katta veya az sayıda katta toplanmakta ve çoğunlukla kolonun yer değiştirme kapasitesini aşmaktadır. Ancak kolonların güçlü olması durumunda yer değiştirme talebi tüm bina yüksekliği boyunca düzenli olarak dağılmakta ve dolayısıyla hasarların bir katta toplanma ihtimali azalmaktadır. Ayrıca kirişlere oranla daha fazla eksenel yük ile yüklenen kolonlarda sünek bir şekilde güç tüketimini temin etmek oldukça güçtür. Yapılan çalışmalar, birleşim bölgelerinde kolon dayanımlarının kiriş dayanımlarından biraz fazla olmasının bile hasar oluşumunu birden fazla kata dağıtabileceğini göstermiştir Moehle (2015). Bu sebeple tasarım yönetmelikleri, binaların deprem yüklerini sünek bir şekilde güç tüketimini temin etmek için kapasite tasarımı yaklaşımını benimsemişlerdir. Bu yaklaşım kapsamında, kolonların kirişlerden daha güçlü yapılmasının gerekliliğini ortaya koymuşlardır. Yönetmelikler bu koşulu kolon-kiriş dayanım oranları için belirli sınırlar vererek temin etmeye çalışmışlardır.

Güçlü kolon-zayıf kiriş koşulunu temin etmek için ACI-318 (1983), 1.2 dayanım oranını önerirken, ACI-318 (2002) ve ACI-318 (2022) kirişlerin eğilme momenti hesabında etkili tabla genişliğindeki döşeme donatılarının da dikkate alınması koşulu ile yine 1.2 dayanım oranını önermişlerdir. TBDY-2018 yönetmeliği ise dayanım oranının en az 1.2 olması koşulunu benimsemiştir. Eurocode 8 (2004) etkili tabla genişliğindeki döşeme enkesit ve donatısının, kirişin hem dayanımına hem de rijitliğine olan katkısının dikkate alınması şartı ile dayanım oranı için 1.3 koşulunu vermiştir. Yeni Zelanda yönetmeliğinde NZS-3101 (2006) kirişlerin eğilme dayanımlarının hesaplanmasında, etkili tabla genişliğindeki döşeme donatılarının dikkate alınması önerilmiştir. Dayanım oranlarının belirlenmesinde dinamik büyütme faktörünü de dikkate alarak, sabit bir değer yerine bir yaklaşım önerilmiştir. Çin Yönetmeliğinde GB50011-2010 (2010), ise deprem tasarım sınıfına göre 1.2 ile 1.7 arasında değişen dayanım oranları şart koşulmuştur (Nie vd. 2020).

Tasarım yönetmelikleri tarafından önerilen dayanım oranları, kolonlardaki moment sıfır noktasının kolon orta yüksekliğinde olacağı varsayımına dayanarak belirlenmiştir. Ancak Park ve Paulay (1991) ve Paulay ve Priestley (1992) elastik ötesi dinamik analiz yöntemi ile inceledikleri 12 katlı betonarme çerçevelerde deprem yükünün şiddetine bağlı olarak kolonlardaki moment sıfır noktalarının

kolon orta noktasından uzaklaştığını, hatta bazı katlarda kolon yüksekliğinin dışına çıkarak kolonlarda tek eğrilik oluşturduğunu belirtmişlerdir. Birleşim bölgelerinde kolon dayanımlarının toplamının en az kiriş dayanımlarının toplamı kadar olması çift eğrilikli kolonlar için yeterli görülürken, kolonlarda tek eğrilik olması durumunda kolon dayanımlarının daha fazla olması gerektiği ifade edilmiştir. Şiddetli deprem yüklemesi altında kolonların moment sıfır noktalarında, yüksek modların etkisi ve plastik mafsal oluşumuna bağlı olarak momentin yeniden dağılımı nedeniyle önemli değişiklikler olması, yönetmelikler tarafından önerilen dayanım oranlarının kolonlarda mafsal oluşumunu önlemede yetersiz kalmasına sebep olabilmektedir (Zuo vd., 2021; Nie vd., 2020).

3 Yumuşak Kat Kusuru

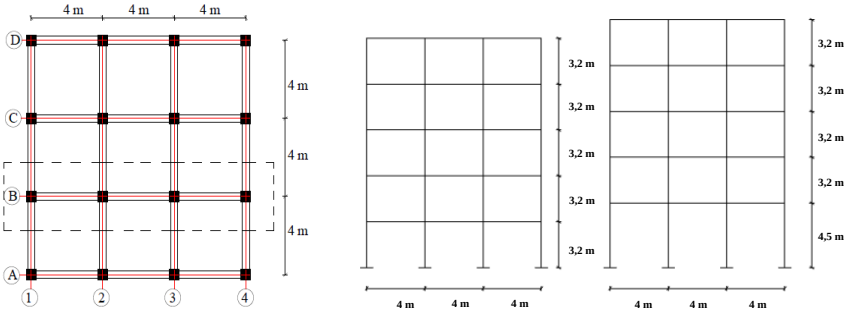
İşlek cadde üzerinde bulunan binalarda veya eski binaların yenilenmesi aşamasında yüklenicilere ve mal sahiplerine kazanç sağlamak amacıyla binaların giriş katları ticarethane, üst katları ise konut olarak tasarlanmaktadır. Ticarethane olarak tasarlanan giriş katı diğer katlara oranla daha yüksek tasarlanmakta ve üst katlarda yoğun olarak bulunan dolgu duvarlar bu katta büyük oranda yapılmamaktadır. Analiz aşamasında dikkate alınmamasına karşın dolgu duvarlar dayanıma katkıda bulunduğundan dolayı giriş katı diğer katlara oranla daha zayıf kalmaktadır. İlave olarak kat yüksekliğinin fazla olması ile birlikte giriş katın ötelenme rijitliği diğer katlara oranla azalmakta yani yumuşak kat kusuru meydana gelmektedir. Deprem yüklemesi altında giriş katların düşey taşıyıcı elemanlarında yanal yer değiştirme talebi artmaktadır Ersoy vd. (2019). Büyük yanal yer değiştirme talebi sonucunda, binanın ağırlığı altında ikinci mertebe momentlerinde artış meydana gelmektedir. Taşıyıcı elemanların moment talebindeki ve yer değiştirme talebindeki artışı karşılayacak dayanım ve süneklilikte tasarlanıp, inşa edilmemesi durumunda, deprem yüklemesi altında giriş kat seviyesinde toptan göçme meydana gelmektedir (Noorifard, 2017; Ghonarah, 2006; Dolšek ve Fajfar, 2001; Murty, 2006).

4 Sayısal Modeller

Sayısal çalışma için betonarme bina stoku içinde yaygın olarak karşılaşılan 5 ve 8 katlı, düzenli ve yumuşak kat kusuru içeren düzensiz, kare kat planlı betonarme çerçeve bina modelleri tasarlanmıştır. Sayısal modellerde beton için C30 dayanım sınıfı, donatı için ise S420 dayanım sınıfı esas alınmıştır. Zemin sınıfı olarak ZC kullanılmıştır. Deprem yüklerinin dikkate alınmasında Elazığ İli İzzet Paşa Mahallesinin 38.674957°K; 39. 223689°D koordinatının spektrum verileri esas alınmıştır. Düşey ve deprem yükleri altında, TS500 Standardı [ve TBDY-2018 yönetmeliği dikkate alınarak sayısal modellerin betonarme tasarımı Sap2000 yapısal analiz programı kullanılarak yapılmıştır. Sayısal modellerin taşıyıcı eleman tasarımında TBDY-2018 yönetmeliği Bölüm 17'de belirtilen basitleştirilmiş tasarım kuralları esas alınarak binaya etki eden deprem yükü hesabında R_a (deprem yükü

azaltma katsayısı) 4 alınmıştır. Modellerde kullanılan kat kalıp planı ile 5 katlı düzenli ve düzensiz model için boy kesit açılımı Şekil 1'de, taşıyıcı eleman boyutları Tablo 1'de, kolonların boyuna donatı oranları ise 5 ve 8 katlı modeller için Tablo 2 ve Tablo 3'te verilmiştir.

Yumuşak kat kusuru içeren bina modellerini oluşturmak için zemin kat yüksekliğinin, üst katların yüksekliğinden %40 daha fazla olması durumu dikkate alınmıştır. Dolgu duvarların varlığı yükleme aşamasında dikkate alınmış ancak elastik ötesi analizlerde dolgu duvarlar modellenmemiştir. Dolayısıyla yumuşak kat kusurunun oluşumunda sadece kat yüksekliğinin farklı olmasından kaynaklanan olumsuz durum dikkate alınmıştır. TBDY-2018'in düzensizlik olarak kabul ettiği yumuşak kat sınırından daha küçük bir sınır için çalışma yapılmıştır. Sayısal modellerde karşılaşılan en büyük rijitlik düzensizliği katsayısı (n_{ki}) değeri 1,58 olarak hesaplanmıştır. Çalışmada benimsenen bu yaklaşımda, zemin katta dikkate alınan kat yüksekliği değerinin mevcut uygulamada yaygın olarak kullanılması ve elastik ötesi analizlerde kullanılan statik itme yönteminin sonuçları üzerindeki ileri mod etkilerini azaltmak hedefi etkili olmuştur. Oluşturulan her bina modelinin iç aksındaki (B-Aksı) çerçeve çıkarılarak farklı kolon-kiriş dayanım oranları için sayısal modeller geliştirilmiştir (Şekil 1.a). Çalışmada, literatürdeki veriler dikkate alınarak 1.2-1.6-2.0 ve 2.4 dayanım oranları kullanılmıştır. Dayanım oranlarının farkı, literatür dikkate alınarak D. ve Bracci (2001); Zuo vd. (2021) kolon boyuna donatı oranları değiştirilerek oluşturulmuştur. Benimsenen bu yaklaşımla, dayanım oranının değişimine bağlı olarak benzer modellerdeki rijitlik ve periyot değişimi sabit tutulmuştur. Böylelikle benzer modellerin farklı dayanım oranları için dinamik özelliklerinin değişimi sınırlandırılmıştır. Oluşturulan her bir modelde son kattaki kolon-kiriş birleşim bölgesi dışında tüm katlardaki birleşim bölgelerinde aynı dayanım oranı kullanılmıştır. Yani çalışmada katlara göre dayanım oranlarındaki değişim dikkate alınmamıştır.



(a) (b) (c)

Şekil 1. Sayısal modelin gösterimi a) kat kalıp planı, b) düzenli model boy kesit açılımı (c) düzensiz model boy kesit açılımı.

Modellerde elastik ötesi şekil değiştirmeler, çubuk eleman olarak modellenen kolon ve kirişlere tanımlanan plastik mafsallar ile hesaba katılmıştır. Kiriş uçlarında, kiriş yüksekliğinin yarısı kadar bir uzunlukta M3 mafsalı atanmıştır. Mafsallar arasında kalan kiriş parçalarının elastik olduğu kabul edilmiştir. Kirişlerde, TBDY-2018 tarafından önerilen çatlamış kesit rijitliği kullanılmıştır.

Tablo 1. Taşıyıcı elemanların enkesit boyutları (cm).

Kat	5 katlı		8 katlı	
	Kiriş	Kolon	Kiriş	Kolon
1	40/60	50/50	40/65	55/55
2	40/60	50/50	40/65	55/55
3	40/60	50/50	40/65	55/55
4	40/60	50/50	40/65	50/50
5	40/60	50/50	40/65	50/50
6	-	-	40/65	50/50
7	-	-	40/65	50/50
8	-	-	40/65	50/50

Tablo 2. 5 katlı modellere ait kolon boyuna donatı oranları (%).

Kat	Dayanım oranı							
	1.2		1.6		2		2.4	
	Kenar ve İç aks		Kenar aks	İç aks	Kenar aks	İç aks	Kenar aks	İç aks
1	1,00		1,60	1,90	2,00	3,00	2,00	4,00
2	1,00		1,45	1,60	2,00	2,50	2,00	3,20
3	1,00		1,45	1,50	1,80	2,50	2,00	3,00
4	1,00		1,45	1,45	1,80	1,80	2,00	2,00
5	1,00		1,45	1,45	1,80	1,80	2,00	2,00

Tablo 3. 8 katlı modellere ait kolon boyuna donatı oranları(%).

Kat	Dayanım oranı							
	1.2		1.6		2		2.4	
	Kenar aks	İç aks	Kenar aks	İç aks	Kenar aks	İç aks	Kenar aks	İç aks
1	1,28	1,00	2,00	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
2	1,00	1,00	1,50	2,00	2,00	2,80	2,50	4,00
3	1,00	1,00	1,28	1,50	2,00	2,50	2,50	3,50
4	1,00	1,00	1,80	2,00	2,00	2,80	2,80	3,60
5	1,00	1,00	1,80	1,50	2,00	2,30	2,80	3,40
6	1,00	1,00	1,50	1,50	2,00	2,30	2,80	3,20
7	1,00	1,00	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	3,00
8	1,00	1,00	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,00

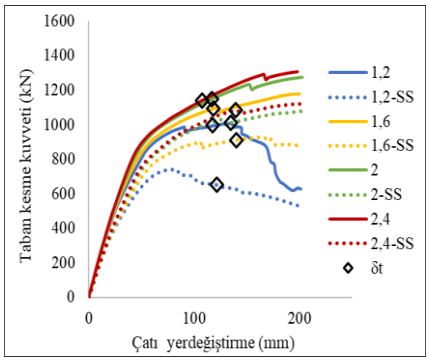
Kolonlarda ise eleman boyunca mafsal dağılımını gösterebilen ve malzemelerdeki elastik ötesi gerilme-şekil değiştirme davranışını daya iyi yansıtan fiber mafsal kullanılmıştır. Kolonların fiber mafsal tanımında 5 noktalı Gauss-Lobatto sayısal hesap yöntemi esas alınmıştır. Kolon en kesitlerinde 11x11 fiber kesit kullanılmıştır. Sargılı ve sargısız beton için Mander Hesap Modeli, donatı için Park Hesap Modeli kullanılmıştır. Yapısal analiz aşamasında P-Δ etkisi dikkate alınmıştır.

5 Sayısal Çalışma ve Değerlendirme

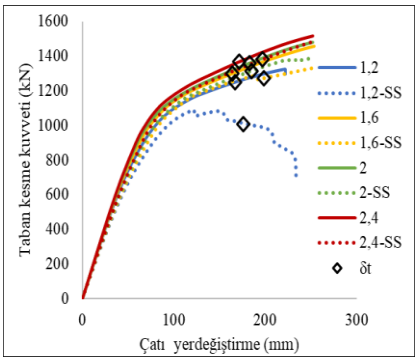
Sayısal modellerin elastik ötesi analizleri, statik itme yöntemi kullanılarak Sap2000 yapısal analiz programında yapılmıştır. Statik itme analizlerinden elde edilen kuvvet-yer değiştirme eğrisi, göçme öncesi performans sınırı dikkate alınarak değerlendirilmiştir (Şekil 2 ve Şekil 3). Performans sınırının belirlenmesinde FEMA356 yönetmeliğindeki Hedef Yer Değiştirme Yöntemi kullanılmış ve her bir model için hesaplanan hedef yer değiştirme değerleri (δt), kuvvet-yer değiştirme eğrisi üzerinde gösterilmiştir (Şekil 2 ve Şekil 3). Çalışma kapsamında incelenen tüm modellerde, hedef yer değiştirmeye ulaşılarak, göçme öncesi performans seviyesi sağlanmıştır. Grafiklerde, düzenli modeller ilgili dayanım oranları kullanılarak isimlendirilirken (örn. 1.2), düzensiz modeller yumuşak kat kusurunu ifade eden SS simgesi ile ilgili dayanım oranlarının beraber kullanılmasıyla (örn. 1.2-SS) isimlendirilmişlerdir.

Analizler neticesinde yumuşak kat kusuru içeren düzensiz modellerde düzenli modellere oranla hedef yer değiştirme sınırına kadar taban kesme kuvvetinde ve kuvvet-yer değiştirme eğrisinin altındaki alanda (çalışma kapsamında enerji alanı olarak isimlendirilecektir) azalma meydana gelmiştir. Taban kesme kuvveti ve enerji alanındaki azalma en fazla 1.2 dayanım oranında gözlenmiştir. 5 katlı düzensiz modellerde düzenli modellere oranla taban kesme kuvvetinde %26, enerji alanında %22 azalma; 8 katlı modellerde ise taban kesme kuvvetinde %13, enerji alanında %3 azalma hesaplanmıştır. 5 katlı düzensiz modellerde daha fazla azalma meydana gelmiştir. Çünkü 5 katlı düzensiz modellerde giriş katlarda mafsal oluşumu gözlenirken, 8 katlı modellerde hem kolon en kesit boyutlarının değiştiği 3. Kat kolonlarında hem de kat yüksekliğinin fazla olduğu zemin kat kolonlarında plastik şekil değiştirmeler gözlenmiştir. 8 katlı modellerde Surana vd. (2018) tarafından yapılan çalışmaya benzer bir sonuç elde edilmiştir. Enkesit değişikliği ve yüksek mod etkisi ile iki farklı kat seviyesinde kolonlarda gözlenen plastik şekil değiştirmeler, binanın genel davranışını olumlu olarak etkilemiştir (Surana vd., 2018). Dayanım oranı arttıkça yumuşak kat kusurunun özellikle taban kesme kuvveti üzerindeki olumsuz etkisi azalmıştır. Örneğin 5 katlı modellerde, 1.2 dayanım oranındaki düzenli modele oranla düzensiz modellerin 2.0 ve 2.4 dayanım oranlarında, taban kesme kuvvetinde sırasıyla %4 ile %9, enerji alanında ise sırasıyla %14 ile %22 artış hesaplanmıştır. 1.6 dayanım oranında ise taban kesme kuvvetinde %8 azalma, enerji alanında %11 artış hesaplanmıştır. 8 katlı modellerde

ise 1.2 dayanım oranındaki düzenli modele göre düzensiz modellerde 1.6, 2.0 ve 2.4 dayanım oranlarında, taban kesme kuvvetinde sırasıyla %3, %5 ile %10, enerji alanında ise sırasıyla %25, %16 ile %30 artış hesaplanmıştır. Dayanım oranlarındaki artışın yumuşak kat kusurundan kaynaklanan olumsuz durumu, incelenen modellerde iyileştirdiği gözlenmiştir.



Şekil 2. 5 katlı düzenli ve düzensiz modellerin kuvvet-yer değiştirme eğrisi.



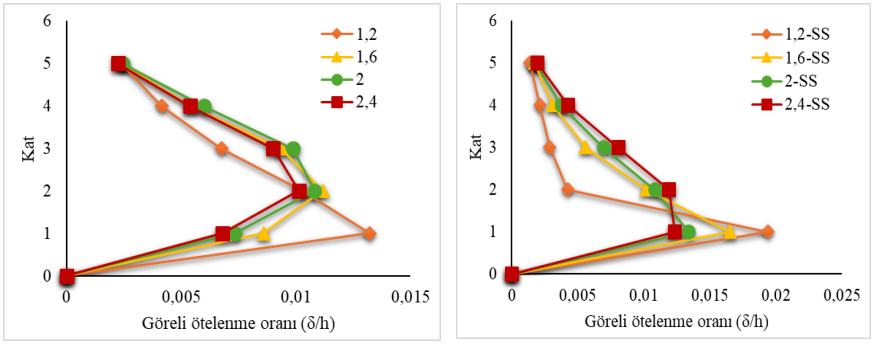
Şekil 3. 8 katlı düzenli ve düzensiz modellerin kuvvet-yer değiştirme eğrisi.

Düzenli binalar kendi içinde değerlendirildiğinde, dayanım oranları arttıkça literatüre benzer şekilde Zhang vd. (2018) 5 ve 8 katlı modellerin taban kesme kuvvetlerinde artış gözlenmiştir (Şekil 2 ve Şekil 3). Hedef yer değiştirme sınırına kadar dayanım değerleri incelendiğinde, 5 katlı düzenli modellerde 1.2 dayanım oranına göre 1.6, 2.0 ve 2.4 dayanım oranlarında sırasıyla %10, %16 ve %15 kuvvet artışı meydana gelmiştir. 8 katlı düzenli modellerde ise 1.2 dayanım oranına göre sırasıyla 1.6, 2.0 ve 2.4 dayanım oranlarında sırasıyla %4, %8 ve %9 kuvvet artışı meydana gelmiştir. Taban kesme kuvvetlerinde belirgin artış özellikle 5 katlı modellerde 1.6 dayanım oranında gözlenmiştir. Dayanım oranı arttıkça, taban kesme kuvvetindeki artış hızı azalmıştır.

Düzensiz modeller kendi içinde değerlendirildiğinde ise düzenli modellere benzer şekilde dayanım oranlarındaki artışa bağlı olarak taban kesme kuvvetinde artış gözlenmiştir. Hedef yer değiştirmede 5 katlı düzensiz modellerde 1.2 dayanım oranına göre 1.6, 2.0 ve 2.4 dayanım oranlarında sırasıyla %23, %39 ve %47 kuvvet artışı meydana gelmiştir. 8 katlı düzensiz modellerde ise 1.2 dayanım oranına göre sırasıyla 1.6, 2.0 ve 2.4 dayanım oranlarında sırasıyla %18, %21 ve %27 kuvvet artışı meydana gelmiştir. Düzensiz modellerde düzenli modellere benzer şekilde en büyük kesme kuvveti artışı 1.6 dayanım oranında meydana gelmiştir.

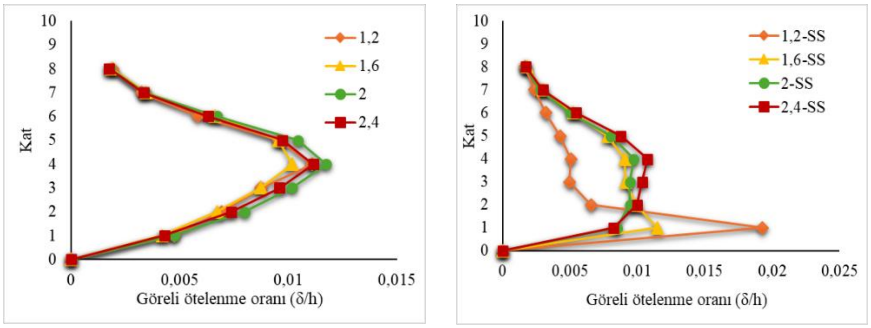
Düzenli ve düzensiz modellerin dayanım oranlarına göre göreli kat ötelenmelerinin değişimi 5 katlı modeller için Şekil 4'te, 8 katlı modeller için Şekil 5'te verilmiştir. 5 katlı düzenli ve düzensiz modellerde, en büyük göreli ötelenme oranı zemin kat

seviyesinde hesaplanmıştır (Şekil 4a,b). Dayanım oranı arttıkça ötelenme oranlarının katlara göre değişimi düzenli hale gelmiştir (Şekil 4.a,b). 8 katlı düzenli modelde tüm dayanım oranlarında düzenli kat ötelenme oranlarına (Şekil 5.a) karşın düzensiz modellerde 1.2 ve 1.6 dayanım oranlarında zemin kat seviyesinde daha yüksek ötelenme oranları hesaplanmıştır (Şekil 5.b). Zemin katta en yüksek ötelenme oranı 1.2 dayanım oranında oluşmuştur.



(a) (b)

Şekil 4. 5 katlı modellerin göreli kat ötelenme değişimi, a) düzenli model, b) düzensiz model.

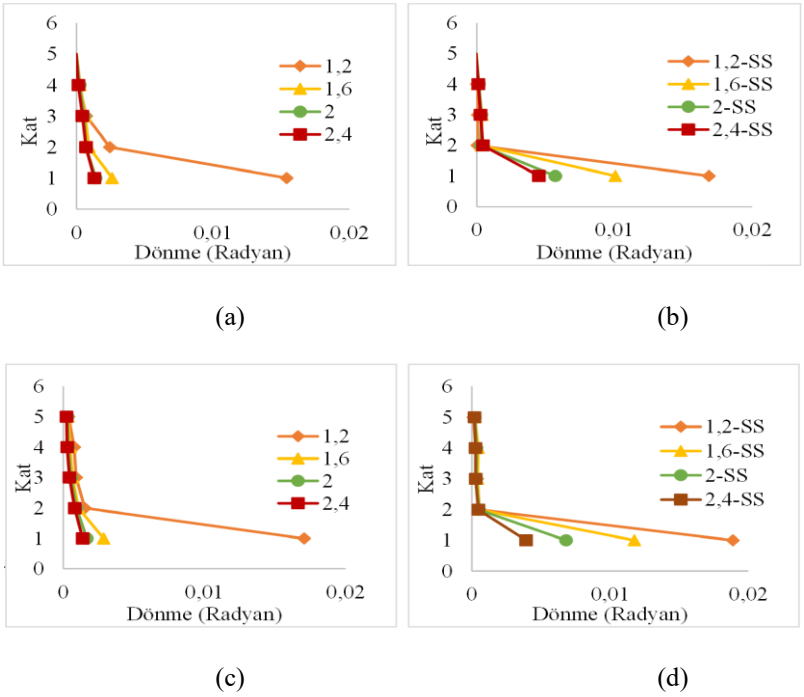


(a) (b)

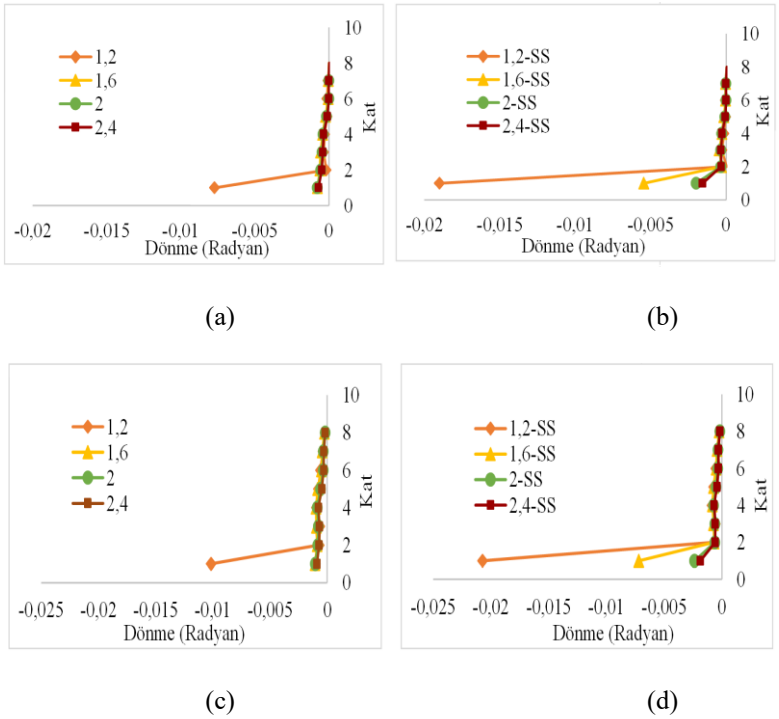
Şekil 5. 8 katlı modellerin göreli kat ötelenme değişimi, a) düzenli model, b) düzensiz model.

Düzenli ve düzensiz modellerin kenar ve iç kolonlarında meydana gelen dönme değerleri 5 katlı modeller için Şekil 6, 8 katlı modelleri için Şekil 7'de verilmiştir. Statik itme analizinde itme yönüne bağlı olarak birer adet kenar ve iç kolon için dönme değerleri verilmiştir. Şekil 6 ve Şekil 7'de verilen grafikler incelendiğinde, dayanım oranının 1.2 olması durumunda hem düzenli hem de düzensiz binalarda

zemin kat kolonlarında dönme değerleri en yüksek değeri almıştır. Surana vd. (2018) tarafından yapılan çalışmaya benzer şekilde 1.2 dayanım oranı kolonlarda mafsal oluşumunu önleyememiştir. Surana vd. (2018) dayanım oranının 1.4 olması durumunda da kolonlarda mafsal oluşumunun önlenemeyeceğini belirtmişlerdir. Çalışmada 1.6 dayanım oranı dikkate alınmış ve bu dayanım oranında özellikle düzenli sistemlerde kolonlardaki dönmenin önemli oranda azaldığı gözlenmiştir. Düzensiz modellerde ise dayanım oranındaki artışa bağlı olarak 5 ve 8 katlı modellerde zemin kattaki kolon dönme değerleri önemli oranda azalmıştır.

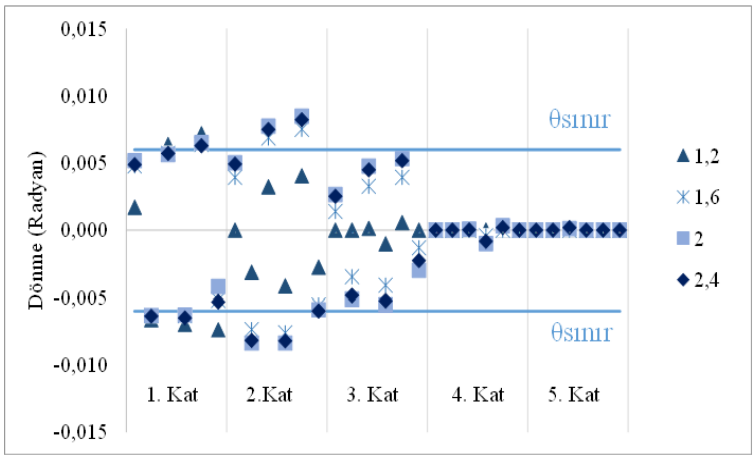


Şekil 6. 5 katlı düzenli ve düzensiz modellerdeki kolon dönme değerleri, a) düzenli model kenar aks, b) düzensiz model kenar aks, c) düzenli model iç aks, d) düzensiz model iç aks.

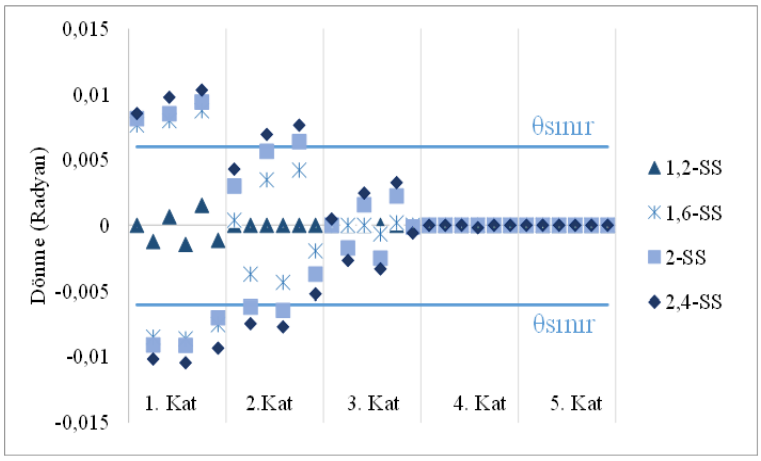


Şekil 7. 8 katlı düzenli ve düzensiz modellerdeki kolon dönme değerleri, a) düzenli model kenar aks, b) düzensiz model kenar aks, c) düzenli model iç aks, d) düzensiz model iç aks.

Düzenli ve düzensiz modellerde, kiriş uçlarındaki dönmelerin katlara göre değişimi 5 katlı modeller için Şekil 8, 8 katlı modeller için Şekil 9'da verilmiştir. Hem düzenli hem de düzensiz modellerde dayanım oranındaki artışa bağlı olarak kirişlerdeki dönme değerleri, birkaç kat seviyesinde artmıştır. Bu artış 5 katlı modellerde alt katlarda, 8 katlı modellerde kolon en kesit boyutlarının değiştiği 3. Kat ve üstündeki katlarda belirgin olarak meydana gelmiştir. Kolon ve kiriş dönmelerinde gözlenen değişim, dayanım oranı arttıkça hasar oluşumunun kolonlardan kirişlere doğru geçtiğini ve özellikle düzensiz binalarda hasar oluşumunun birkaç kat seviyesine dağıtıldığını göstermektedir.

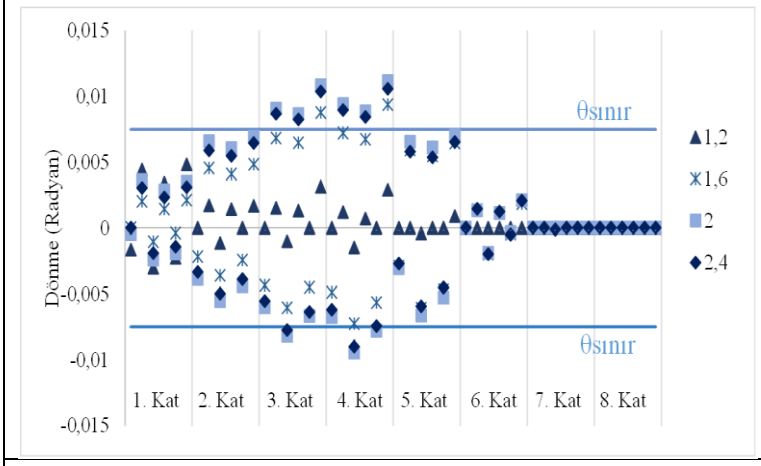


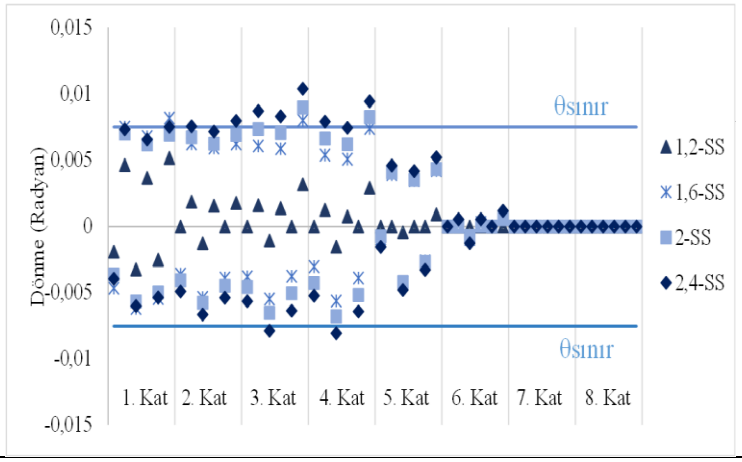
(a)



(b)

Şekil 8. 5 katlı düzenli ve düzensiz modellerdeki kolon dönme değerleri, a) Düzenli modeller, b) Düzensiz modeller





Şekil 9. 8 katlı düzenli ve düzensiz modellerdeki kolon dönme değerleri, a) Düzenli modeller, b) Düzensiz modeller

6 Sonuçlar ve Öneriler

Çalışma kapsamında betonarme binaların sünek bir şekilde güç tüketmesini temin etmek için tasarım yaklaşımlarından biri olan güçlü kolon-zayıf kiriş koşulu için gerekli olan dayanım oranlarının, yumuşak kat kusuru üzerindeki etkinliği sayısal yöntem kullanılarak incelenmiştir. Dayanım oranlarındaki artışa bağlı olarak bina yüksekliği boyunca düzenli hale gelen yer değiştirme talep artışlarının, bulunduğu katta yer değiştirme talep artışına neden olan yumuşak kat kusurunun olumsuz etkisini azaltmadaki etkinliğinin araştırılması hedeflenmiştir. Bu amaçla çalışmada tasarım yönetmeliklerinin çoğu tarafından önerilen 1.2 dayanım oranı ile literatür çalışmalarında önerilen 1.6, 2.0 ve 2.4 dayanım oranları esas alınmıştır. Yumuşak kat kusur için ise sayısal çalışmada kullanılan yöntemin sınırları da dikkate alınarak, TBDY-2018 yönetmeliği tarafından önerilen sınırın altında bir değerde çalışılmıştır. Çalışmada statik itme yöntemi kullanılarak elastik ötesi analiz yapılmıştır. Analizler neticesinde yük-yer değiştirme eğrisi, göreli kat ötelenme talepleri ve taşıyıcı elemanlardaki dönme değerleri dikkate alınarak dayanım oranlarının etkinliği yorumlanmıştır.

Yumuşak kat kusuru içeren düzensiz binalarda yönetmeliğe uygun şekilde dayanım oranın kullanılması durumunda, hasarın giriş kat seviyesinde toplandığı gözlenmiştir. Ancak dayanım oranındaki artış, yumuşak kusuru nedeniyle zemin katta yoğunlaşan yer değiştirme talebini üst katlara yaymıştır. Dayanım oranındaki artışa bağlı olarak, kirişlerdeki dönme değerleri birkaç kat seviyesinde artarken özellikle zemin kat kolonlarındaki dönme değerlerinde azalmalar meydana gelmiştir. Dayanım oranının artmasına bağlı olarak elastik ötesi şekil değiştirme kolonlardan kirişlere doğru geçmiştir. Bu durum hasar oluşumunu bina yüksekliği boyunca birkaç kat seviyesine dağıtarak, taban kesme kuvvetinde önemli bir azalma olmadan enerji sönümlemesini sağlamıştır. Çalışma kapsamında değişimin en belirgin olduğu dayanım oranının 1.6 olduğu görülmüştür. Daha yüksek dayanım oranlarında taban kesme kuvvetinde ve kuvvet-yer değiştirme eğrisinin altındaki alandaki iyileşmelerin daha az belirgin olduğu görülmüştür. Bu sonuç, uygulama kolaylığı olarak diğer dayanım oranlarına göre daha avantajlı olan 1.6 oranının kullanılması yönünde bir katkı sağlamaktadır.

Ancak literatürdeki çalışmalar dikkate alındığında dayanım oranlarıyla ilgili daha güvenilir bir sınır değerle ilgili öneride bulunmak için diğer parametreleri (deprem yer hareketinin karakterinin ve şiddetinin, bina kat sayısının, taşıyıcı sistem tipinin, etkin döşeme genişliğinin ve donatı oranının) ve yumuşak kat düzensizliği ilgili sınır değerlerin üstündeki değerlerin de dikkate alınarak çalışmanın genişletilmesi gerekmektedir.

Kaynaklar

1. ACI-318-19(22) (2022) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Amarican Concrete Institute: Indianapolis, IN, USA, 2022.
2. ACI 318-83 (1983) ACI Building Code Requirements for Structural Concrete, Farmington Hills: American Concrete Institute.
3. ACI 318–02 (2002) Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318R–02), American Concrete Institute.
4. CSI, SAP2000 Ultimate V26 (2020) Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Academic Perpetual Network Inc., Berkeley, California, USA.
5. Dooley KL, Bracci JM (2001) Seismic Evaluation of Column-to-Beam Strength Ratios in Reinforced Concrete Frames. ACI Struct J 98:6: 843-851, doi: 10.14359/10751.
6. Dolšek M, Fajfar P (2001) Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames. Journal of Earthquake Engineering 5(01):1-12.
7. Ersoy U, Özcebe G, Canbay E (2019) Betonarme: Davranış ve Hesap İlkeleri.
8. Eurocode (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part, 1:1991-1998.
9. F Prestandard (2000) Commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356), Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7:2.
10. GB50011-2010 (2010) Code for seismic design of buildings. Beijing, China Architecture & Building Press: Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China.
11. Ghobarah A, Saatcioglu M, Nistor I (2006) The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure. Eng Struct 28(2):312-326.
12. Ghorbanzadeh M, Khoshnoudian F (2022) The effect of strong column-weak beam ratio on the collapse behaviour of reinforced concrete moment frames subjected to near-field earthquakes. Journal of Earthquake Engineering 26(8):4030-4053, doi: 10.1080/13632469.2020.1822228.
13. Haselton CB, Liel AB, Deierlein GG, Dean BS, Chou JH (2011) Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames. Journal of Structural Engineering 137(4):481-491, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000318.
14. Kuntz GL, Browning J (2003) Reduction of Column Yielding During Earthquakes for Reinforced Concrete Frames.

15. Lee H-S (1996) Revised rule for concept of strong-column weak-girder design. Journal of Structural Engineering, 122(4):359-364.
16. Mistri, P. Sarkar, Davis R (2019) Column–beam moment capacity ratio and seismic risk of reinforced concrete frame building. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings 172(3):189-196.
17. Moehle JP (2015). Seismic design of reinforced concrete buildings, 814. McGraw-Hill Education New York.
18. Murty CVR, Brzev S, Faison H, Comartin CD, İrfanoglu A (2006) At risk: the seismic performance of reinforced concrete frame buildings with masonry infill walls, World Housing Encyclopedia.
19. Nie X, Zhang S, Jiang T, Yu T (2020) The strong column–weak beam design philosophy in reinforced concrete frame structures: A literature review. Advances in Structural Engineering 23(16):3566-3591.
20. Noorifard A, Saradj FM, Tabeshpour MR (2017) Preventing undesirable seismic behaviour of infill walls in design process, Urbanism. Arhitectura. Constructii 8 (1):57.
21. NZS-3101 (2006) Concrete Structures Standard. Wellington: Standards New Zealand.
22. Park R, Paulay T (1991) Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons.
23. Paulay T, Priestley MJN (1992) Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings c. 768. Wiley New York.
24. Sudarsana KI, Budiwati MAI, Aditya WP (2014). Effect of Column to Beam Strength Ratio on Performance of Reinforced Concrete Frames, doi: 10.13140/RG.2.1.2161.9369.
25. Surana M, Singh Y, ve D. H. Lang (2018) Effect of strong-column weak-beam design provision on the seismic fragility of RC frame buildings. International Journal of Advanced Structural Engineering, 10(2):131-141.
26. TS 500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Ankara, Türkiye.
27. TBDY-2018 (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı.
28. Zhang H, Zuo Z, Gong M, Xie L (2019) Analysis of the Effect of Column-to-Beam Strength Ratio on Seismic Performance of RC Frame Structure, içinde IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, IOP Publishing, 052107.
29. Zuo Z, Gong M, Sun J, Zhang H (2021) Seismic performance of RC frames with different column-to-beam flexural strength ratios under the excitation of pulse-like and non-pulse-like ground motion. Bulletin of Earthquake Engineering 19(12): 5139-5159, doi: 10.1007/s10518-021-01159-0.

Hatay Kırsalındaki İki Katlı Betonarme Bir Yapının Deprem Davranışı ve İyileştirme Varsayımları

Bekir Özbay[1], Anıl Özdemir[1*]

[1] Gazi Üniversitesi, Teknoloji Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

anilozdemir@gazi.edu.tr

Özet. 2023 Kahramanmaraş depremleri, kırsal bölgelerde mühendislik hizmeti almamış betonarme yapıların ciddi hasar almasına yol açmıştır. Bu çalışmada, Hatay ili Samandağ ilçesi Vakıflı Köyü'nde bulunan ve ilk depremde ağır hasar gören tipik iki katlı bir betonarme yapı incelenmiştir. Yapının rölövesi çıkarılmış ve saha incelemeleri ile doğrusal olmayan analizler sonucunda, kolonlarda kesme-eğilme hasarları ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinde donatı burkulmaları tespit edilmiş; mevcut haliyle kesme ve eğilme kapasitelerinin yetersiz olduğu ve "Göçme" performans seviyesinde olduğu görülmüştür. Yapının davranışını iyileştirmek amacıyla çeşitli varsayımlar ile beton dayanımları artırılmış, etriye aralıkları sıklaştırılmış ve kolon-kiriş kesitleri sınırlı miktarda büyütülmüş, böylece belirlenen optimum iyileştirme ile yapı "Kontrollü Hasar" performans seviyesine ulaşmıştır. Bu iyileştirmeler toplam kaba inşaat maliyetinde yalnızca %15,2'lik bir artışa ve kullanım alanında %1,85'lik bir kayba yol açmıştır. Çalışma, kırsal bölgelerde düşük maliyetli ve yüksek can güvenliği sağlayan yapısal çözümlerin uygulanabilirliğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Kahramanmaraş depremleri, Hatay, Samandağ, Deprem performansı, Depreme dayanıklı yapı tasarımı.

1 Giriş

6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen Kahramanmaraş merkezli depremler, kentsel ve kırsal alanlarda yıkıcı etkiler yaratmış ve özellikle kırsal bölgelerde mühendislik hizmeti almadan inşa edilmiş betonarme yapıların ciddi hasar almasına neden olmuştur. Bu depremler, mevcut yapı stokunun deprem dayanımı açısından ne denli yetersiz olduğunu bir kez daha gözler önüne sermiştir. Depremler sonrası yapılan saha incelemeleri, birçok yapının taşıyıcı sistem elemanlarında ciddi zayıflıklar bulunduğunu ve bu zayıflıkların özellikle düşük beton kalitesi, yetersiz donatı detaylandırması ve düzensiz yapı geometrilerinden kaynaklandığını ortaya koymuştur. Bozdogan vd. (2024) 6 Şubat Kahramanmaraş depreminden sonra Hatay Antakya bölgesinde yaptıkları saha çalışmalarında aldıkları numuneler üzerinde testler yapmışlardır ve alınan beton numunelerinin basınç dayanımlarını 3.95-14.08 MPa arasında bulmuşlardır. Binici vd. (2023) çalışmalarında, yüklerin düşey taşıyıcı elemanlara aktarımında yetersiz mühendislik tasarımı nedeniyle katmanlı (pancake) göçme ve yumuşak kat göçmesi türlerinin meydana geldiği gözlemlenmiştir Mertol vd. (2023) çalışmalarında güçlü kolon-zayıf kiriş prensibinin uygulanmadığı ve ağır hasar alan birçok bina tespit etmişlerdir. Ivanov ve Chow (2023), çalışmalarında ağır hasar gören veya tamamen çöken binalarda beton bileşiminin ve dokusunun homojen olmadığını, ayrıca bu yapılarda dere yataklarından temin edilen agregaların kullanıldığını belirtmişlerdir. Vuran vd. (2025) saha çalışmalarında ağır hasarlı binalarda kolonlarda boyuna donatının burkulduğunu, kolon-kiriş birleşim bölgesinde kesme yetersizliği bulunduğunu belirtmişlerdir

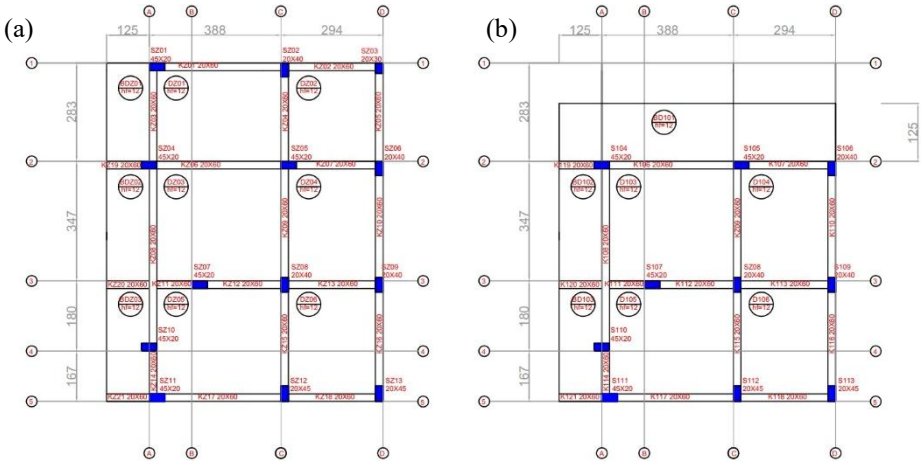
Literatürde mevcut betonarme yapıların deprem performansını belirlemeye yönelik birçok çalışma yer almaktadır (Alashker vd., 2015; Zou ve Chan, 2005; Yalin ve Ulutaş, 2021; Çavdar, 2022; Dalyan ve Şahin, 2019; Jamal ve Yüksel, 2022; Altan vd., 2020; Kap vd., 2019; Kaya ve Alakavuk, 2022; Altınay ve Erdem, 2023; Alemdar ve Caymazer, 2018). Bu binalar genellikle konut, okul ve hastane gibi kamu binaları ve yüksek katlı binalardır. Ancak kırsaldaki yapıların durumunu belirten ve mühendislik hizmeti almadan inşa edilen binaların incelendiği araştırma çalışmaları oldukça nadirdir. Literatürdeki bu eksikliğin giderilmesi için bu çalışma kapsamında, Kahramanmaraş depremlerinden ağır şekilde etkilenen Hatay ili Samandağ ilçesi Vakıflı köyünde yer alan tipik bir iki katlı betonarme yapının depremler sonrası hasar durumu ve hasar kökenlerinin araştırılması amaçlanmıştır. Deprem sonrası saha çalışması kapsamında söz konusu yapının ayrıntılı rölövesi çıkarılmış, taşıyıcı sistem belirlenmiş ve hasar gözlemleri detaylı olarak kaydedilmiştir. Saha incelemelerinde, özellikle kolonlarda kesme çatlakları ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinde donatı burkulmaları gibi ciddi yapısal hasarlar tespit edilmiştir. İncelenen yapının, 1999 yılı öncesinde yürürlükteki deprem yönetmeliklerine uygun olmadan ve mühendislik hizmeti alınmaksızın inşa edildiği anlaşılmıştır. Bu çalışmanın temel amacı, doğrusal olmayan yapısal analiz

yöntemleriyle incelenen yapının deprem davranışını ortaya koymak, taşıyıcı sistem elemanlarının hasar bölgelerini belirlemek ve mevcut malzeme özellikleri ile detaylandırma yetersizliklerinin performansa etkisini değerlendirmektir. Çalışmada, ağır hasar görmüş yapıya yapım aşamasında uygulanabilecek görece basit mühendislik önlemleri (daha yüksek beton dayanımı, sıklaştırılmış etriye aralığı, daha büyük kesitli elemanlar vb.) ile performansın nasıl değişebileceği aşamalı olarak ele alınmıştır. Böylece, mühendislik hizmeti alınmadan inşa edilen tipik kırsal yapıların deprem güvenliğinin, sınırlı bir maliyet artışıyla baştan itibaren sağlanabileceği gösterilmiştir. Ayrıca, göçmeyi önleyen en uygun varsayımın yaklaşık ek maliyetinin hesaplanmasıyla bu yaklaşımların ekonomik açıdan uygulanabilirliği de ortaya konmuştur.

2 Saha Çalışması

2.1 Yapı Hakkında Genel Bilgiler

2023 Kahramanmaraş merkezli depremler sonrasında kırsal betonarme yapıların durumu üzerine yapılan saha çalışmaları kapsamında, depremden ciddi biçimde etkilenen Hatay ilinin Samandağ ilçesine bağlı Vakıflı Köyü'nde yer alan iki katlı bir yapı incelenmiştir. Yapı, zemin + 1 normal kattan oluşmakta olup, konut amaçlı kullanılmaktadır. Bina uzunluğu X yönünde 8.07 m ve Y yönünde 9.77 m'dir. Kat yükseklikleri her iki katta da 3.45 m'dir. Taşıyıcı sistemi betonarme çerçeve (kolon-kiriş) sisteminden oluşmaktadır. Yapının rölövesinin çıkarılması için mesafe ölçümleri lazer ile yapılmıştır. Yapının zemin ve 1. kat kalıp planları Şekil 1'de sunulmaktadır.



Şekil 1. (a) Zemin kat kalıp planı ve (b) 1.kat kalıp planı.

Yapının zemin katında C ve D aksları arasındaki 294 cm açıklığa sahip bölgede, kiriş altlarında herhangi bir dolgu duvar yer almamaktadır. Aynı şekilde D aksı boyunca da dolgu duvar bulunmamaktadır. Yerinde yapılan gözlemler ve yerel halktan alınan bilgiler doğrultusunda, bu açıklığın yapıya giriş için kullanıldığı ve tarım araçlarının bu alana park edildiği düşünülmektedir. Bu nedenle zemin katta diğer bölgelere kıyasla oldukça seyrek bir dolgu duvar düzeni söz konusudur. Üst kat ise bu açıklığın üzerine doğrudan inşa edilmiştir. Dolgu duvarların düşey süreklilik göstermemesi ve zemin katın neredeyse çıplak çerçeve sistemiyle bırakılmış olması, yapıda belirgin bir zayıf kat oluşumuna neden olmuştur.

Buna ek olarak, taşıyıcı sistemde düşey süreksizlik bariz şekilde gözlemlenmektedir. Yapının 1 aksı üzerinde yer alan kolonlar üst kata devam etmemekte, ayrıca 1–2 aks aralığındaki kirişlerin de 1. katta yer almadığı görülmektedir. Bu durum, hem taşıyıcı sistemin düşey yük aktarımını kesintiye uğratmakta hem de burulma ve rijitlik düzensizliklerini artırmaktadır. Üst kat planında, simetriden sapmaların ve açıklık değişimlerinin varlığı da yapı davranışını olumsuz etkilemektedir.

İncelenen yapının 1999 yılı öncesinde, mühendislik hizmeti alınmadan inşa edildiği belirlenmiştir. Yerel kaynaklardan alınan bilgilere göre, yapıda hazır beton kullanılmamış; beton yerinde, el ile karılarak hazırlanmıştır. Beton içerisinde kullanılan agregaların yuvarlak kesitlere sahip olduğu görülmüştür. Saha gözlemleri, beton kalitesinin oldukça düşük olduğunu ve yüzeylerde agrega ayrışmaları, boşluklar ve yer yer zayıf aderans izlerinin görüldüğünü ortaya koymuştur. Donatılarda ise koruma tabakasının yetersiz olduğu ve buna bağlı olarak donatılarda korozyon başlangıcı izleri olduğu gözlemlenmiştir.

Yapıda kullanılan tüm donatıların nervürsüz donatı olduğu saha incelemesinde görülmüştür. Donatı detaylandırması incelendiğinde, kolon ve kirişlerde kullanılan boyuna donatıların Ø14 olduğu; etriyelerin ise Ø8 çapında ve 20 cm aralıklarla yerleştirildiği görülmüştür. Özellikle kolon-kiriş ve kolon-temel birleşim bölgelerinde olması gereken etriye sıklaştırmasının yapılmadığı, etriye aralıklarının tüm kolon yüksekliği boyunca sabit tutulduğu belirlenmiştir. Etriye kancalarının boylarının yetersiz, 90° kıvrımlı olduğu ve örtü betonunun yer yer döküldüğü alanlarda donatının paslandığı da tespit edilmiştir. Yapının taşıyıcı sistemi içerisinde yer alan kirişler, boyutları ve donatı düzenlemeleri bakımından iki farklı tipte tasarlanmıştır. Yapıdaki döşeme kalınlığı 12 cm olarak belirlenmiştir. Her iki kirişin yüksekliği 60 cm olup, genişlikleri sırasıyla 20 cm ve 30 cm'dir. Buna göre, birinci kirişin kiriş genişliği/yüksekliği (b/d) oranı 0,33, ikinci kirişin ise 0,50 olarak hesaplanmıştır. Döşeme kalınlığı tüm sistemde 12 cm olarak belirlenmiş ve bu da kiriş yüksekliğinin 1/5'i oranındadır. Yapıya ait donatı detayları Şekil 3 de sunulmuştur.

2.2 Depremler Sonrası Yapının Hasar Durumu

6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen Kahramanmaraş depremlerinin ardından, 20 Şubat 2023 günü saat 20.04'te Hatay'ın Defne ilçesinde 6,4 büyüklüğünde, saat 20.07'de ise Samandağ ilçesinde 5,8 büyüklüğünde iki ayrı deprem meydana gelmiştir. Samandağ depremin merkez üssü ile Vakıflı Köyü arasındaki mesafe

yaklaşık 5 kilometredir. Vakıflı Köyü'nde ilk depremlerde ciddi bir hasar gözlenmezken, özellikle Defne ve Samandağ merkezli depremlerin bölgede ağır hasara yol açtığı belirlenmiştir. Bu sarsıntıyla birlikte, daha önce az hasarlı olarak sınıflandırılan yığma ve betonarme birçok yapı tekrar değerlendirmeye alınarak orta ve ağır hasarlı olarak sınıflandırılmıştır. İncelenen yapıya ait hasar görüntüleri Şekil 2 de sunulmuştur.



Şekil 2. Yapının depremler sonrası hasar durumu.

Yapılan saha incelemesinde, incelenen yapının özellikle zemin kattaki taşıyıcı sistem elemanlarında belirgin düzeyde yapısal hasar tespit edilmiştir. Gözlemler, yapının depreme karşı yetersiz bir süneklik sergilediğini ve zemin katın göçmeye yakın bir davranış gösterdiğini ortaya koymaktadır. Hasar, özellikle kolon-kiriş birleşim bölgelerinde yoğunlaşmış olup, bu bölgelerde plastik mafsal oluşumları meydana geldiği değerlendirilmektedir. Bu durum, beton örtüsünün ayrılması,

donatıların açığa çıkması, çatlakların birleşim noktalarına doğru yönlenmesi ve donatı burkulmaları ile açıkça gözlemlenmiştir.
Şekil 2'de görüldüğü üzere, zemin kattaki birleşim bölgelerinde yaygın ezilme ve çatlak gelişimi, yapısal mafsallaşmanın oluştuğunu göstermektedir. Üst kat ise bu hasarların aksine bütünlüğünü korumuş olup, taşıyıcı sistem elemanlarında herhangi bir gözle görülür hasar tespit edilmemiştir. Bu durum, zayıf kat etkisinin yalnızca zemin katta yoğunlaştığını ve yapısal performansın büyük ölçüde bu seviyede sınırlandığını göstermektedir. Yapının genel durumu, T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı tarafından yayımlanan "Deprem Sonrası Hızlı Bina Hasar Tespit Formu ve Değerlendirme Kriterleri'ne göre taşıyıcı sistemdeki yaygın ve ciddi hasar düzeyi, kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki hasarlar ve düşey süreksizlik nedeniyle ağır hasar sınıfında değerlendirilmelidir. Bu sınıflandırma, yapının can güvenliği açısından ciddi risk taşıdığını ve mevcut haliyle kullanıma uygun olmadığını göstermektedir.

3 Yapının Modellenmesi ve Varsayımlar

3.1 Modelleme Kabulleri ve Alternatif Yapı Varsayımları

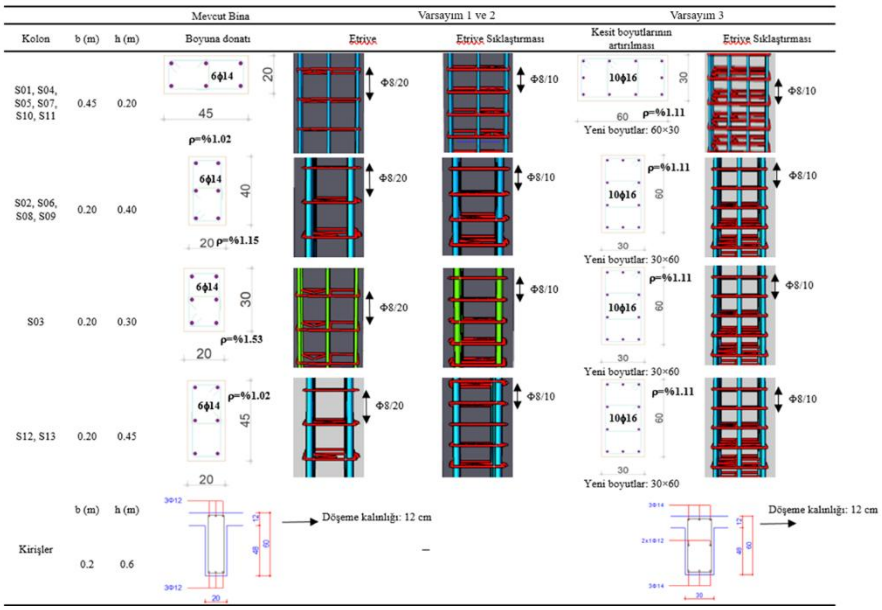
Mevcut binanın taşıyıcı sistemindeki betonun karakteristik basınç dayanımını ve donatının akma dayanımını belirlemek için 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depreminden sonra Hatay-Antakya bölgesinden alınan numuneler üzerinde yapılan literatürdeki çalışmalardan faydalanılmıştır. Alınan numuneler üzerinde detaylı testler sonucunda beton numunelerinin ortalama basınç dayanımını 3.95-14.08 MPa arasında değiştiğini ve genel ortalamanın yaklaşık 10 MPa olduğunu belirtmişlerdir (Bozdoğan vd. (2024)). Buradan hareketle, bu çalışma kapsamında binanın taşıyıcı sistem elemanlarında kullanılan betonun karakteristik basınç dayanımı 10 MPa (C10) olarak kabul edilmiştir. Donatı olarak ise Türkiye'de yapı stokunda 1970'lerden itibaren kullanılmaya başlanılan ve 1973 yılında ilk kez standartlarda yer alan S420 çeliği kabul edilmiştir (TS 708, 1973). Beton ve donatı mekanik özellikleri analizlerde kullanılmıştır.

Tablo 1. Çalışma kapsamında analiz edilecek modeller ve iyileştirme varsayımları.

Açıklama	Beton Sınıfı	Beton Elastisite Modülü (E_c) (MPa)	Donatı Sınıfı	Donatı Elastisite Modülü (E_s) (MPa)	Etriye Sıklaştırma	Kesit Artışı
Mevcut Yapı	C10	24277	S420	200000	-	-
Varsayım 1	C10	24277			+	-
Varsayım 2	C25	30250			+	-
Varsayım 3	C25	30250			+	+

Çalışma kapsamında, betonun karakteristik basınç dayanımını artırma, sargı etkisini iyileştirme ve kesit büyütme stratejilerinin yapısal davranış üzerindeki etkilerini incelemek amacıyla mevcut yapının modeline ek olarak üç ayrı model daha oluşturulmuştur. Diğer üç model çeşitli iyileştirme varsayımlarını içermektedir. İlk

varsayımda beton sınıfı sabit (C10) tutulmuş, yalnızca etriye sıklaştırması uygulanarak sargı etkisi artırılmıştır. Kesit boyutlarında herhangi bir değişiklik yapılmamıştır. İkinci varsayımda beton sınıfı C25'e yükseltilmiş ve etriye sıklaştırması yapılmıştır. Üçüncü varsayımda ise beton sınıfı yine C25 olarak alınmış, etriye sıklaştırmasının yanı sıra kolon ve kiriş elemanlarında kesit artışı da gerçekleştirilmiştir. İlk iki varsayım, mevcut kesit boyutları artırılmadan uygulanmıştır; bu nedenle TBDY-2018'de öngörülen minimum kesit ve donatı koşullarını tam olarak sağlamamaktadır. Bu durumlar, performanstaki göreceli artışı ve deprem etkilerine karşı güvenliğe yaklaşımı göstermek için tasarlanmış ara durumlar olarak değerlendirilmiştir. İncelenen yapının mevcut hali ile beton kalitesi, sargı etkisi ve kesit boyutlarını artırmanın yapı performansına katkıları karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Analizi gerçekleştirilen modeller ve iyileştirme varsayımları Tablo 1'de sunulmuş ve Şekil 3'de görselleştirilmiştir. Şekil 3'deki görselleştirmeler ideCAD v11 programı ile gerçekleştirilmiştir. Taşıyıcı sistem elemanlarında inşa edildiği dönemdeki minimum donatı oranını sağlayacak şekilde donatı yerleşimi yapılmıştır ve iyileştirmeden sonra da bu oran korunmuştur.



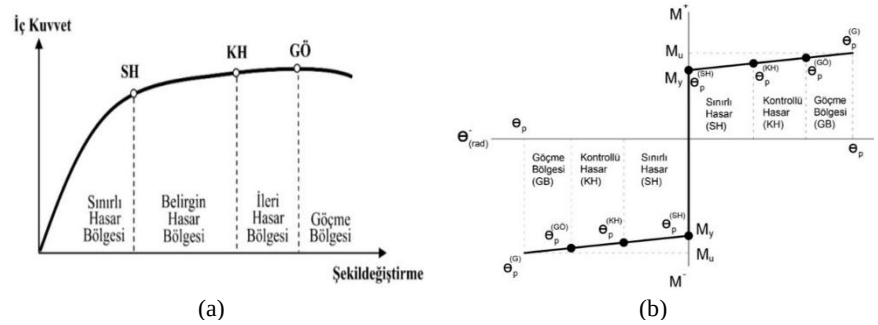
Şekil 3. Yapının mevcut donatı planı ve iyileştirme varsayımlarına ait detaylar.

3.2 Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Çok Modlu İtme Analizleri

Yapısal analizlerde tek modlu itme yöntemlerinin kullanılabilmesi için TBDY-2018'de bazı koşullar bulunmaktadır. Yapılan ilk analizler sonucu ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının en büyük değeri 1.59 hesaplanmıştır. Hesaplanan değerin

yönetmelikte belirtilen 1.4 değerinden büyük olması sebebiyle bu çalışma kapsamındaki analizlerde çok modlu itme yöntemleri (artımsal spektrum analizi (ARSA)) kullanılmıştır. Analizlerde ETABS v20.3.0 sonlu elemanlar programı kullanılmıştır.

Doğrusal Olmayan Analiz ile şekil değiştirmeye göre değerlendirmede sargılı ve sargısız beton için TBDY-2018 EK-5A'da verilen gerilme-şekil değiştirme ilişkileri kullanılmıştır. Yönetmelikte hasar durumlarına ait sınırlar Sınırlı Hasar (SH), Kontrollü Hasar (KH) ve Göçme Öncesi Hasar (GÖ) olarak tanımlanmıştır (Şekil 4a). Bu performans seviyeleri için beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirme sınırları ile plastik dönme sınırları yönetmeliğin *"15.7.1.3 Eleman Birim Şekil Değiştirme veya Plastik Dönme Sınırları"* başlığı altına verilmiştir. Plastik mafsallara ait bu değerler elde edildikten sonra Şekil 4b'de verilen moment-eğrilik grafiği ile ilgili elemandaki hasar düzeyi belirlenmektedir (Dilek ve Ülger, 2023). Analizlerde taşıyıcı sistem elemanlarında çatlamış kesite ait etkin kesit rijitlikleri kullanılmıştır. Kolon ve kiriş elemanlar çubuk eleman olarak modellenmiştir. Kolon ve kiriş uçlarında yığılı plastik mafsal kabulü yapılmıştır. Plastik mafsal boyu (L_p) o doğrultudaki kesit boyutunun yarısı ($h/2$) olarak alınmıştır. ETABS programında kirişlere M3 (eğilme) mafsalı atanırken, kolonlara P-M2-M3 (eksenel kuvvet ve iki eksenli eğilme) mafsalları atanmıştır. Analizlerde düşey yükle beraber X ve Y yönleri için en elverişsiz durumları verecek olan +X+0.3Y, +X-0.3Y, -X+0.3Y, -X-0.3Y, +Y+0.3X, +Y-0.3X, -Y+0.3X ve –Y-0.3X yük birleşimleri kullanılmıştır.



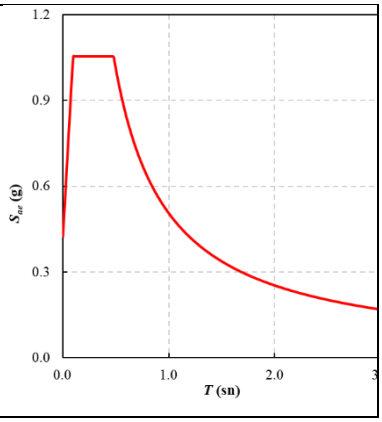
(a) (b)

Şekil 4. (a) Kesit hasar bölgeleri ve (b) Hasar seviyelerinin plastik dönmeleri.

Yapının zemin sınıfı, bölgedeki geoteknik koşullar ve literatürdeki çalışmalara dayalı olarak ZD olarak belirlenmiştir (Donat, 2009). Bu seçim, analizlerde dikkate alınmıştır. Şekil 5'de binanın bulunduğu konuma ve zemin sınıfı ZD'ye göre deprem parametreleri ve yatay elastik tasarım spektrumu verilmiştir. Şekil 1'den görüldüğü üzere yapının deprem tasarım sınıfı (DTS)=1'dir. TBDY-2018 3.5.1 c maddesine göre mevcut yerinde dökme betonarme binalarda DTS=1 ise yapı, DD-2 deprem yer hareketi düzeyinde (50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl)) Kontrollü Hasar performans hedefini sağlamalıdır.

Enlem (°)	36.1139
Boylam (°)	35.9760
Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DD-2
Zemin Sınıfı	ZD
Bina Önem Katsayısı (I)	1
Bina Kullanım Sınıfı (BKS)	3
Deprem Tasarım Sınıfı (DTS)	1
Bina Yükseklik Sınıfı (BYS)	8
Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı (S_S)	0.935
1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı (S_1)	0.237
Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı (F_S)	1.126
1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı (F_1)	2.126
Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı (S_{DS})	1.053
1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı (S_{D1})	0.504
En büyük yer ivmesi (PGA) (g)	0.396
En büyük yer hızı (PGV) (cm/sn)	23.52
Yapı Bilgi Düzeyi	Sınırlı

(a)

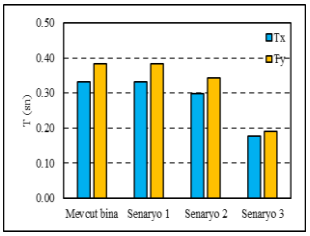


(b)

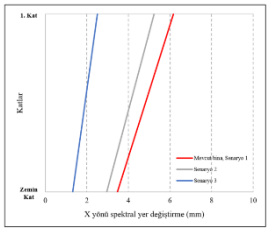
Şekil 5. (a) Deprem parametreleri ve (b) yatay elastik tasarım spektrumu.

4 Bulgular ve Tartışma

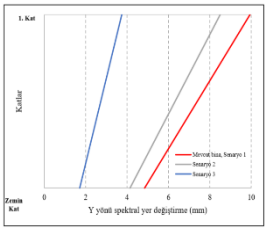
Yapılan analizler sonucunda mevcut binanın ve iyileştirme varsayımlarının X ve Y yönlerine ait periyot değerleri Şekil 6a'da verilmiştir. Buna göre, geliştirilen varsayımlarda rijitliğin arttığını, sadece etriye sıklaştırması yapmanın katkısının az olduğu, kesit boyutlarında artış yapmanın rijitliği önemli ölçüde artırdığı ve X ve Y yönlerinde periyodu azalttığı söylenebilir. Yapılan analizler sonucu yapının X yönündeki spektral yer değiştirmeleri Şekil 6b'de, Y yönünde ise Şekil 5c'de verilmiştir. Beton sınıfı ve kesit boyutları arttıkça katlardaki yer değiştirmelerin önemli ölçüde azaldığı görülmektedir. Yalnızca etriye sıklaştırması yapmanın bu konuda etkisi olduğu söylenemez. Katlar arası yer değiştirme oranını ifade eden göreli kat ötelemesi oranları ise Şekil 7'de verilmiştir.



(a)

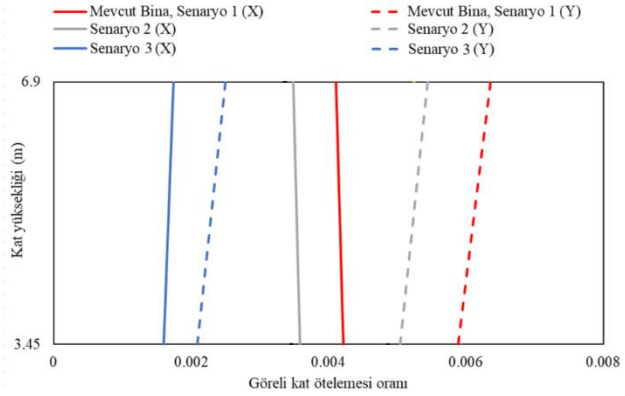


(b)



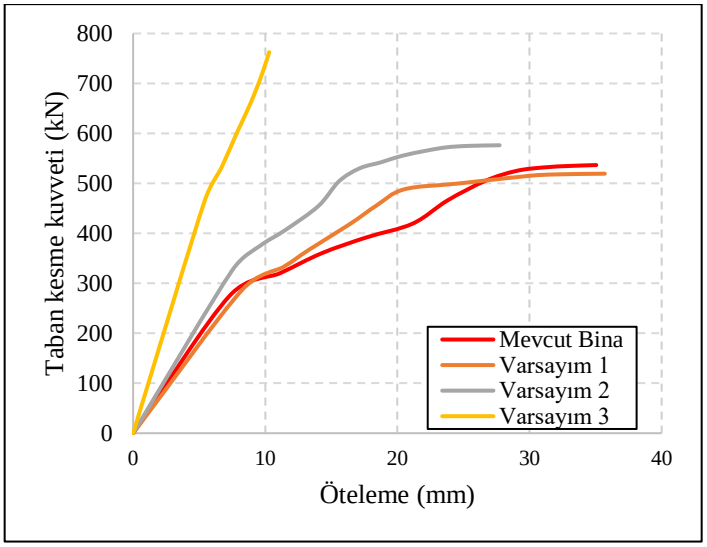
(c)

Şekil 6. (a) Analizler sonucunda elde edilen X ve Y yönlerindeki periyotlar, (b) X yönü ve (c) Y yönü spektral yer değiştirmeler.



Şekil 7. X ve Y yönleri için göreli kat ötelemeleri oranları.

Şekil 8'de yapılan analizlerin yatay yükler altındaki davranışını incelemek amacıyla oluşturulan lineer olmayan itme (push-over) eğrileri gösterilerek mevcut bina ve üç farklı iyileştirme varsayımları karşılaştırılmıştır. Mevcut yapı, en düşük dayanım kapasitesine ve rijitliğe sahiptir. Mevcut yapı ~33 mm ötelenmede ~500 kN bir kuvvete ulaşarak göreli olarak erken doygunluğa ulaşmaktadır. Varsayım 1 ve Varsayım 2 mevcut binaya kıyasla daha iyi performans göstermekte; ~21 mm ötelenmelerde ~570 kN aralığında kuvvet taşıyabilmektedir. Ancak bu varsayımlarda taban kesme kuvvetinde bir artış yaşanmaksızın ötelemede artmaya devam etmeye başlamakta, yani plastikleşme ve dayanımın doygunluğu gözlemlenmektedir. En dikkat çekici eğri Varsayım 3 olup, yaklaşık ~11 mm ötelenmede ~750 kN gibi yüksek bir dayanım değerine ulaşmaktadır. Bu varsayım, hem yüksek başlangıç rijitliği hem de yüksek taşıma kapasitesi sunarak diğerlerine kıyasla en iyi davranışı ortaya koymaktadır. Varsayım 3 olan iyileştirme durumunda, minimum yönetmelik koşullarının sağlanması ile yapı davranışında belirgin iyileşme gözlemlenmiştir.



Şekil 8. Taban kesme kuvveti-öteleme (Push-over) eğrileri.

Tablo 2. İyileştirme varsayımları sonucu performans seviyelerindeki hasar yüzdeleri.

İyileştirme Varsayımları	SH		KH			GÖ		Performans Seviyesi
	Herhangi bir katta Belirgin Hasar Bölgesine geçen kiriş yüzdesi (<=%20)	Herhangi bir katta İleri Hasar Bölgesine geçen kiriş yüzdesi (maksimum %35)	İleri Hasar Bölgesindeki düşey elemanların kesme kuvvetine katkısı (<%20)	En üst katta İleri Hasar Bölgesindeki düşey elemanların kesme kuvvetine katkısı (<%40)	Belirgin Hasar Sınırı aşılmış olan düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvveti oranı (<%30)	Herhangi bir katta Göçme Bölgesine geçen kiriş yüzdesi (<=%20)	Belirgin Hasar Sınırı aşılmış olan düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvveti oranı (<%30)	
Mevcut Bina	50	0	37	0	96	0	96	Göçme
1	50	0	13	0	92	0	92	Göçme
2	40	0	0	0	87	0	87	Göçme
3	30	0	0	0	6	0	6	Kontrollü Hasar

Tablo 2'de mevcut bina ve üç farklı iyileştirme varsayımının, SH, KH ve GÖ performans düzeylerine göre yapısal davranışını karşılaştırılmaktadır. Her bir performans düzeyi için, farklı katlardaki kirişlerin hasar bölgelerine geçiş yüzdeleri ve düşey taşıyıcı elemanların kesme kuvveti katkıları analiz edilmiştir. Mevcut bina GÖ performans seviyesini sağlamaktadır. Yapının mevcut haliyle GÖ seviyesinde sınıflandırılması, taşıyıcı sistemin can güvenliği açısından son derece yetersiz olduğunu göstermektedir. Özellikle Belirgin Hasar sınırı aşılmış olan düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvveti oranı (%96) ve kirişlerdeki yaygın belirgin hasar (%50), elastik sınırın büyük oranda aşıldığını göstermektedir. Bu tablo, göçme mekanizmasının tetiklendiği, yani yapı genel bütünlüğünün sürdürülemediği bir varsayımı işaret etmektedir. Yapının mevcut durumu ile

depremler sonrasında gözlemlenen hasar durumu arasında oldukça yakınsayan bir ilişki söz konusudur.

Varsayım 1, SH ve GÖ düzeylerinde mevcut binayla benzer değerlere sahip olmakla birlikte, KH düzeyinde iyileşme sağlanmıştır. İleri hasar bölgesindeki düşey elemanların kesme kuvvetine katkısı %13'e düşürülmüştür. Varsayım 2'de, GÖ düzeyinde belirgin hasar taşıyan düşey eleman oranı %83'e düşürülmüştür. Varsayım 3, en başarılı iyileştirme varsayımıdır. Tüm performans düzeylerinde kritik değerlere ulaşılmamış, özellikle KH ve GÖ düzeylerinde %0 ve %6 gibi oldukça düşük oranlar elde edilmiştir. Bu durum, varsayımın hem göçmeye karşı dirençli hem de hasar dağılımı açısından oldukça dengeli olduğunu göstermektedir.

Kırsal bölgelerde yaşayan kullanıcılar için yapı güvenliği kadar, hatta çoğu zaman ondan önce, maliyet belirleyici bir unsur olarak öne çıkmaktadır. Bu nedenle, önerilen iyileştirmelerin ekonomik açıdan sürdürülebilir olup olmadığının değerlendirilmesi büyük önem taşımaktadır. Kontrollü Hasar seviyesine ulaşan bir yapının kırsalda inşa edilebilmesi için gereken ek maliyetin belirlenmesi, hem kullanıcılar hem de yapı sahipleri açısından dikkat çekici bir karşılaştırma sunmaktadır. Yapının kontrollü hasar performans düzeyine ulaşmasını sağlayan en uygun çözümün Varsayım 3 kapsamında elde edilmesiyle birlikte, bu varsayımın uygulanabilirliğini değerlendirmek amacıyla, önerilen iyileştirmelerin kaba inşaat maliyetine etkisi analiz edilmiştir.

Çevre Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı Mimarlık ve Mühendislik Hizmet Bedellerinin Hesabında Kullanılacak 2025 Yılı Yapı Yaklaşık Birim Maliyetleri Hakkında Tebliğ'e göre müstakil evlerin m^2 birim maliyeti 18.200 TL'dir. Yapının toplam inşaat alanı olan 108 m^2 olarak hesaplandığında bina maliyeti 1.965.600 TL olarak elde edilmektedir. Kesit boyutlarının, beton kalitesinin ve etriye sıklaştırmasının artırılmasının ardından (Varsayım 3) bina Kontrollü Hasar performans seviyesini sağlar hale gelmiştir. Bu kesit artışları haliyle yapının net kullanım alanında azalmaya yol açmıştır. Kesit artışı toplam inşaat alanına göre %1,85'lik bir net alan kaybına neden olmuştur. Kesit artışlarının net alandaki kaybı oldukça sınırlıdır. Ancak bu kayıp, deprem performansındaki iyileşmeler göz önüne alındığında oldukça sınırlı kabul edilebilir. Yapılan iyileştirmelerle birlikte; kullanılan beton miktarı yaklaşık 17 m^3 (%50), donatı çeliği miktarı 2.450 kg (%75), kalıp yüzeyi 27 m^2 (%8,05) artmıştır. Bu malzeme artışlarına bağlı olarak işçilik maliyetlerinde de toplam 189.252 TL (%44,28) tutarında bir artış yaşanmıştır. Birim maliyetler Çevre Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı 2025 Yılı İnşaat ve Tesisat Birim Fiyatları [25] kılavuzundan alınmıştır. Malzeme ve işçilik kalemleri dahil edildiğinde, Varsayım 3 kapsamında önerilen iyileştirmelerin toplam maliyet artışı 298.852 TL olarak hesaplanmıştır. Bu tutar, mevcut yapı maliyeti üzerinden değerlendirildiğinde yaklaşık %15,20'lik bir artışa karşılık gelmektedir. Bu oran, oldukça düşük bir maliyet artışıyla sağlanan ciddi performans iyileştirmesini göstermesi açısından son derece dikkat çekicidir. Yapısal performans açısından bakıldığında, bu küçük maliyet artışı sayesinde bina, en riskli ve kritik seviye olan göçme performans seviyesinden, çok daha güvenli olan kontrollü hasar seviyesine yükselmiştir. Başka bir ifadeyle, %15.20'lik ilave bir

yatırım ile can güvenliğini ciddi şekilde tehdit eden bir yapı, depreme karşı güvenli ve dayanıklı bir hale getirilebilmektedir. Bu durum, Varsayım 3'deki iyileştirmenin hem teknik hem de ekonomik açıdan rasyonel bir çözüm sunduğunu ve yönetmeliklerdeki minimum şartların bile sağlanması durumunda binanın can güvenliğini sağlayabileceğini göstermektedir. Özellikle afet riski yüksek bölgelerde, mühendislik hizmeti almadan inşa edilen köy evlerinin bu tür düşük maliyetli müdahalelerle iyileştirilmesi can ve mal kayıplarının önlenmesi açısından son derece önemlidir.

5 Sonuçlar

Bu çalışmada, Kahramanmaraş depremleri sonrasında Hatay ili Samandağ ilçesi Vakıflı Köyü'nde yer alan kırsal betonarme bir yapı üzerinden, yapıdaki düzensizliklerin taşıyıcı sistem davranışı üzerindeki etkisi incelenmiş ve farklı varsayım analizleriyle yapının performansı değerlendirilmiştir. Özellikle zemin katta bulunan kiriş altlarındaki dolgu duvar eksiklikleri, kolon süreksizlikleri ve katlar arası rijitlik farkları gibi yapısal düzensizliklerin, yapının deprem davranışını olumsuz yönde etkilediği görülmüştür. Sahada yapılan gözlem ve analizlere ait özet bilgiler aşağıda paylaşılmıştır.

- Yapıya ait saha gözlemleri sonucunda, özellikle giriş katta kolon-kiriş birleşim bölgelerinde mafsallaşmalar, boyuna donatılarda burkulmaların meydana geldiği, üst katta ise gözle görülür bir hasar oluşmadığı tespit edilmiştir. Mevcut hasar durumu, hızlı değerlendirme kriterlerine göre yapının "ağır hasarlı" sınıfına girmesi gerektiğini göstermektedir.
- Yapıya ait saha gözlemleri ve doğrusal olmayan analizler birlikte ele alındığında, yapının "ağır hasarlı" olarak sınıflandırılması gerektiği yönündeki bulgular birbiriyle örtüşmekte ve çalışmanın doğrulayıcı niteliğini ortaya koymaktadır.
- Analizler sonucunda, TBDY-2018'e göre deprem etkilerine karşı güvenli bir yapı elde etmek için en basit ve ekonomik güçlendirme seçeneği belirlenmiştir. Bu optimum çözüm kapsamında beton dayanımının artırılması, kolon ve kiriş kesitlerinde sınırlı büyütmeler ve etriye aralıklarının sıklaştırılması önerilmiştir. Bu iyileştirmelerle yapı, "Göçme" performans seviyesinden "Kontrollü Hasar" performans seviyesine ulaşmıştır. Söz konusu güçlendirme, kullanım alanında yalnızca %1,85'lik bir kayıp ve toplam kaba inşaat maliyetinde %15,2'lik bir artış getirmiştir. Özellikle kırsal bölgelerde maliyet faktörünün öncelikli olması dikkate alındığında, önerilen yapısal iyileştirmelerin hem ekonomik açıdan sürdürülebilir olduğu hem de kullanıcı güvenliğini önemli ölçüde artırdığı sonucuna varılmıştır.

Sonuç olarak, düşük maliyetli ancak yüksek can güvenliği sağlayan yapısal çözümlerin kırsal bölgelerdeki konut üretiminde teşvik edilmesi, deprem sonrası yıkımların ve can kayıplarının azaltılmasında kritik bir öneme sahiptir. Bu çalışma, kırsalda yer alan mühendislik hizmeti almamış yapıların performansının analitik olarak değerlendirilmesi ve iyileştirilmesi adına örnek teşkil etmektedir.

Kaynaklar

1. Alashker Y, Nazar S, Ismaiel M (2015) Effects of building configuration on seismic performance of RC buildings by pushover analysis, Open Journal of Civil Engineering 05:203–213. https://doi.org/10.4236/ojce.2015.52020.
2. Alemdar ZF, Caymazer D (2018) Kentsel Dönüşüm Kapsamında Çok Katlı Betonarme Bir Binanın Deprem Performansının Değerlendirilmesi. Gümüşhane Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi. https://doi.org/10.17714/gumusfenbil.368959.
3. Altan MF, Cansiz S, Kaya O, Turna Ç (2020) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğine Göre Mevcut Betonarme Binanın Performansının Ve Zemin Etkileşiminin Değerlendirilmesi. Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi Fen Bilimleri Dergisi 7 1004–1014. https://doi.org/10.35193/bseufbd.727437.
4. Altinay MK, Erdem RT (2023) Mevcut Betonarme Bir Kamu Binasının Taşıyıcı Sistem Güvenliğinin Araştırılması. Journal of Scientific Technology and Engineering Research, https://doi.org/10.53525/jster.1361250.
5. Binici B, Yakut A, Kadas K, Demirel O, Akpinar U, Canbolat A, Yurtseven F, Oztaskin O, Aktas S, Canbay E (2023) Performance of RC buildings after Kahramanmaraş Earthquakes: lessons toward performance based design, Earthquake Engineering and Engineering Vibration 22:883–894. https://doi.org/10.1007/s11803-023-2206-8.
6. Bozdogan O, Erdag A, Ozdemir A (2024) Determination of mechanical properties of concrete and steel materials taken from buildings in Antakya after the Kahramanmaraş earthquakes. Case Studies in Construction Materials 21, e03445, https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03445.
7. CSI America, ETABS: Building Analysis and Design.
8. Çavdar Ö (2022) Seismic performance of a high-rise building by using linear and nonlinear methods. Natural Hazards 112:1359–1378, https://doi.org/10.1007/s11069-022-05231-z.
9. Çevre Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı 2025 Yılı İnşaat ve Tesisat Birim Fiyatları.
10. Çevre Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı Mimarlık ve Mühendislik Hizmet Bedellerinin Hesabında Kullanılacak 2025 Yılı Yapı Yaklaşık Birim Maliyetleri Hakkında Tebliğ.
11. Dalyan İ, Şahin B (2019) Mevcut Betonarme Bir Binanın 2007 ve 2018 deprem yönetmeliklerine göre deprem yükleri altındaki taşıyıcı sistem perfomansının değerlendirilmesi. Türk Deprem Araştırma Dergisi 1:134-147, https://doi.org/10.46464/tdad.631998.
12. Deprem Sonrası Hızlı Bina Hasar Tespit Formu ve Değerlendirme Kriterleri, T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı.
13. Dilek T, Ülger T (2023) Mevcut betonarme yapı üzerine çelik ve betonarme ek kat tasarımı ve deprem performanslarının karşılaştırılması, Ömer Halisdemir Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi, https://doi.org/10.28948/ngumuh.1331711.

14. Donat D (2009) Sinanli-Samandağ ve Arsuz-İskenderun (Hatay) yöresi miyo-pliyosen geçişinde yer alan çökellerin mikropaleontolojik incelemesi ve ortamsal yorumu, Çukurova Üniversitesi.
15. IdeYapı, ideCAD Statik.
16. Ivanov ML, Chow W-K (2023) Structural damage observed in reinforced concrete buildings in Adiyaman during the 2023 Turkiye Kahramanmaras Earthquakes, Structures 58, 105578, https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105578.
17. Jamal R, Yüksel B (2022) Betonarme Karma Taşıyıcı Sistemlerin TBDY 2018 ve ASCE 41-17'ye Göre Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemleri ile Performans Analizi ve Elde Edilen Sonuçların Karşılaştırması. Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi 10: 567–581, https://doi.org/10.29130/dubited.927086.
18. Kap T, Özgan E, Uzunoğlu MM (2019) Betonarme Bir Okul Binasının 2018 Deprem Yönetmeliğine Göre İncelenmesi, Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi 7:1140–1150, https://doi.org/10.29130/dubited.506373.
19. Mertol HC, Tunç G, Akış T, Kantekin Y, Aydın İC (2023) Investigation of RC buildings after 6 February 2023, Kahramanmaraş, Türkiye Earthquakes, Buildings 13:1789, https://doi.org/10.3390/buildings13071789.
20. Odaman Kaya H, Alakavuk E (2022) Mevcut bir kamu binasının deprem güvenliğinin incelenmesi, Türk Deprem Araştırma Dergisi 4:61–72, https://doi.org/10.46464/tdad.995988.
21. TS 708 (1973) Steel for the reinforcement of concrete, reinforcing steel, Ankara.
22. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2018.
23. Vuran E, Serhatoğlu C, Timurağaoğlu MÖ, Smyrou E, Bal İE, Livaoğlu R (2025) Damage observations of RC buildings from 2023 Kahramanmaraş earthquake sequence and discussion on the seismic code regulations, Bulletin of Earthquake Engineering 23:1153–1182, https://doi.org/10.1007/s10518-023-01843-3.
24. Yalin M, Ulutaş H (2021) Mevcut okul türü bir binanın deprem performansının 2007 ve 2018 deprem yönetmeliklerine göre değerlendirilmesi, Ömer Halisdemir Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi, https://doi.org/10.28948/ngumuh.896637.
25. Zou X-K, Chan C-M (2005) Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis, Engineering Structures 27:1289–1302, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.04.001.

TDY2007 ve TBDY2018 Deprem Yönetmeliklerine Göre Tasarlanan Bir Binanın TBDY2018 Deprem Yönetmeliğine Göre Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemi ile Performanslarının Karşılaştırılması

Abdullah Tokmak[1], Onur Avcıoğlu[2], Engin Orakdöğen[3]

[1]İnşaat Yüksek Mühendisi, Milenyum Proje Danışmanlık, İstanbul.
[2]Dr, Milenyum Proje Danışmanlık, İstanbul.
[3]Prof.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü.
tokmakabdullah@hotmail.com

Özet. Deprem kuşağında yer alan ülkemizde, yapıların deprem etkisi altındaki davranışlarının doğru şekilde belirlenebilmesi için geleneksel yöntemlerin ötesine geçilerek, gelişmiş analiz tekniklerinin ve eleman modellerinin kullanılması gerekmektedir. 2018 yılında yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY2018) ile birlikte, şekildeğiştirmeye dayalı değerlendirme (ŞDGT) yöntemi ve kesit hücresi (lif) modeli ön plana çıkmıştır.Bu çalışmada, TBDY2018'e uygun olarak ivme kayıtlarını ölçekleyen bir yazılım geliştirilmiş, ardından bu kayıtlarla yapılan OpenSees analiz sonuçları, ETABS ve Perform-3D programları ile karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçların uyumlu olduğu görülmüştür. Ayrıca, TDY2007, TBDY2018 ve 2025 taslak yönetmeliğine göre aynı yapının üç farklı versiyonu tasarlanarak doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizleri gerçekleştirilmiştir. Eleman davranışları lif modelleriyle temsil edilmiştir. Her üç yapı için 11 adet ölçeklenmiş deprem kaydı kullanılarak analizler yapılmış, elde edilen deformasyonlar TBDY2018 sınır değerleriyle karşılaştırılmıştır.Sonuçlar, farklı yönetmeliklere göre yapılan tasarımların yapı performansı ve hasar dağılımı üzerindeki etkilerini ortaya koymakta; özellikle 2025 taslak tebliğinin, artan maliyete rağmen daha yüksek performans sağladığını göstermektedir.Hazırlanan verilerin Opensees yazılımına gönderilmesi, sonuçların alınması ve alınan şekildeğiştirmelerden yola çıkarak örnek yapıların performansının TBDY2018'e göre değerlendirilebilmesi için structPlus yazılımından yararlanılmıştır.

Anahtar Kelimeler: OpenSees, Şekildeğiştirmeye Dayalı Tasarım, Kesit Hücresi (lif) model, TBDY2018.

1 Giriş

Deprem tehlikesinin yüksek olduğu Türkiye gibi ülkelerde, yapıların deprem etkisi altındaki davranışlarının doğru şekilde öngörülebilmesi, yalnızca yönetmeliklere uygun boyutlandırma ile değil, aynı zamanda gelişmiş analiz tekniklerinin ve detaylı eleman modellerinin kullanılmasıyla mümkündür. Bu bağlamda, 2018 yılında yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY2018), özellikle şekildeğiştirmeye dayalı değerlendirme (ŞDGT) yöntemine ve kesit hücresi (lif) modellerine dayalı analizlerin kullanımını teşvik etmiş, doğrusal olmayan davranışın dikkate alındığı daha gerçekçi yapı performansı değerlendirmelerinin önünü açmıştır.

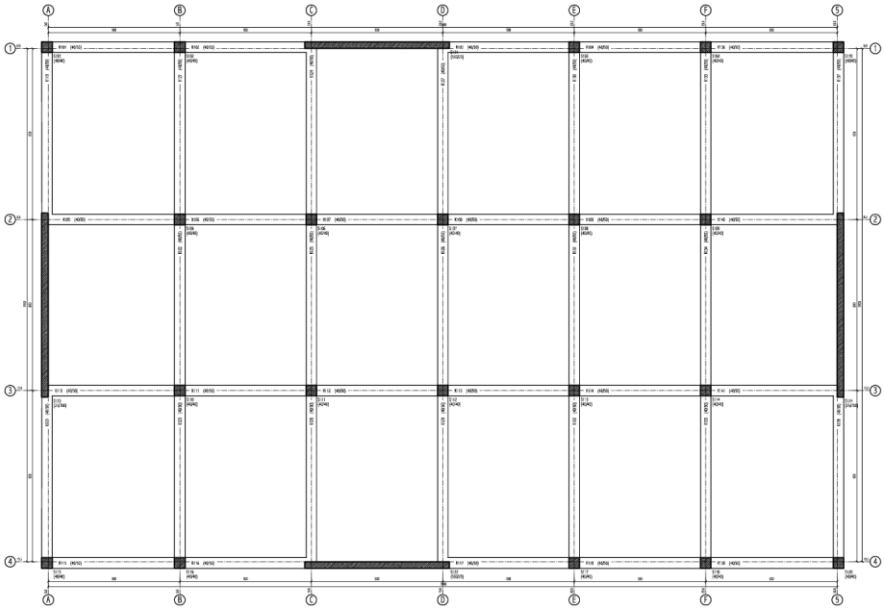
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz (ZTADA) yöntemi, ŞDGT'nin uygulanmasında temel bir yaklaşım olup, bu yöntemin uygulanabilmesi için tasarım ivme spektrumuna uygun şekilde ölçeklenmiş ivme kayıtlarının elde edilmesi büyük önem arz etmektedir. Ancak bu tür analizler, hem hesaplama açısından zaman alıcı hem de modelleme süreci bakımından karmaşıktır. Geliştirilen özel yazılımlar sayesinde bu zorluklar kısmen aşılabilmekte, analiz süreçleri daha sistematik ve güvenilir hale getirilebilmektedir.

Bu çalışmada, TBDY2018'e uygun olarak hazırlanan bir ölçekleme yazılımı yardımıyla ivme kayıtları elde edilmiş ve doğrusal olmayan analizler OpenSees programı aracılığıyla gerçekleştirilmiştir. Elde edilen analiz sonuçları, yaygın olarak kullanılan ETABS ve Perform-3D programlarından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Bu çalışmada aynı taşıyıcı sistem geometrisine sahip olmak üzere TDY2007, TBDY2018 ve 2025 yılı taslak yönetmeliğine göre boyutlandırılan üç farklı yapı modelinin doğrusal olmayan performansı karşılaştırılmıştır. Böylece, farklı yönetmeliklerin yapı performansı üzerindeki etkileri değerlendirilmiş ve önerilen tasarım değişikliklerinin yapısal performansa katkıları somut verilerle ortaya konmuştur.

2 Binaların Tasarımı ve Değerlendirilmesi

TDY2007, TBDY2018 ve 2025 yılında çıkan taslak tebliğe göre ve DD-2 yer hareketine göre boyutlandırılan üç yapının, DD-1 yer hareketi altındaki davranışı araştırılmak istenmektedir.TBDY2007'ye göre boyutlandırılan yapı için yerel zemin sınıfı Z3, zemin grubu olarak C grubu zemin, deprem bölgesi için 1.deprem bölgesi seçilmiştir. Seçilen bu parametrelere göre TDY2007 tasarım ivme spektrumu elde edilmiştir. TBDY2018 ve taslak yönetmeliğe göre boyutlandırılan yapılarda zemin sınıfı olarak ZC, tasarım deprem düzeyi olarak DD2 deprem düzeyi seçilmiştir. Bunun için yapılan çalışmalarda üç adet tasarımdan yararlanılmıştır. Üç yapıda da beton malzemesi olarak C30 beton kullanılmıştır. Modellemede, rijit diyafram kabulü yapılmış, tasarım yapılan yönetmeliğin kendi etkin kesit rijitlikleri kullanılmıştır

A. TDY2007 yönetmeliği kullanılarak 6 katlı, X yönünde 6 açıklıklı ve Y yönünde 3 açıklıklı yapı tasarlanmıştır. X yönü aks aralıkları 5m, Y yönü aks aralıkları 6.5m'dir. Yapıda iki yönde de ikişer adet perde bulunmaktadır. 6 kattan oluşan yapının zemin kat yüksekliği 4m, normal kat yükseklikleri 3m olup toplam bina yüksekliği 19m'dir. Tipik kolon ölçüleri 40x40 cm, tipik kiriş ölçüleri 40x50 cm, betonarme perde duvar kalınlıkları 25 cm'dir. Yapıya ait zemin kat kalıp planı Şekil 1.'de verilmiştir.



Şekil 1. İncelenen yapılara ait tipik kat planı.

B. TBDY2018 yönetmeliği kullanılarak (A) da tanımlanan yapı tekrar tasarlanmıştır. Yeni tasarımda TBDY2018'e göre spektrum seçilmiştir. Artan deprem etkileri sonucunda perde genişliği 25cm'den 30cm'e çıkartılmak zorunda kalınmış, ayrıca kolon kiriş birleşim noktası kesme güvenliği kriterlerinin sağlanabilmesi için kolon ebatları 40x40 yerine 50x50 seçilmesi gerekmiştir. Kiriş ölçüleri de 50x50 olarak belirlenmiştir.

C. (B) modeline taslak halindeki "Betonarme Binalarda Perde Zorunluluğu Tebliği" uygulanarak elde edilmiş modelde, perde kalınlıkları tebliğde istenilen koşulları sağlamak amacı ile 50cm olarak seçilmiştir. Kolon ve kiriş ölçüleri TBDY2018'e göre boyutlandırılan yapının kolon ve kiriş ölçüleri ile aynıdır.

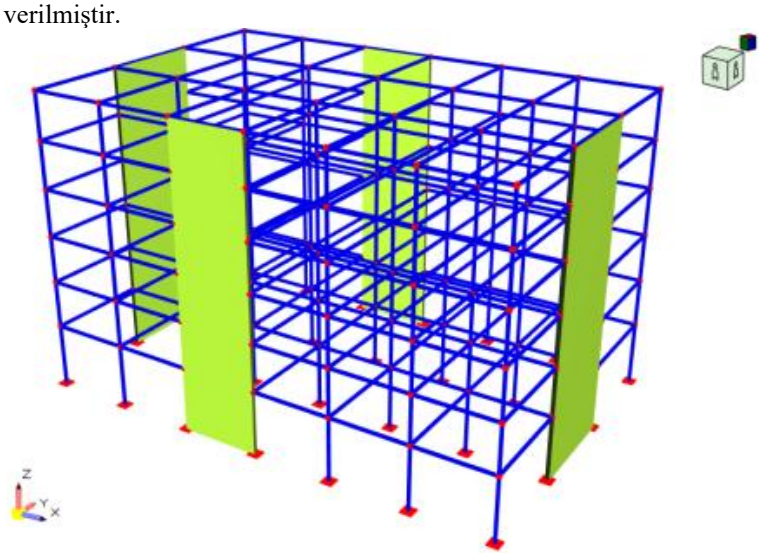
Tasarımda ortaya çıkan temel farklılıklar şunlardır:

- TDY2007 yönetmeliğine göre Kadıköy'de ZC tipi zemin için oluşan maksimum spektral ivme 1.0g olup TBDY2018'e göre 1.2g olduğu için

tasarım spektrumları arasında fark bulunmaktadır. Ayrıca spektrum karakteristiklerini ortaya çıkartan Ta ve Tb değerleri de farklıdır.

- TDY2007 formül 3.18'e göre perdenin taşıyabileceği en büyük kesme kuvveti beton ezilme dayanımı ile orantılıyken TBDY2018 formül 7.18'e göre dayanımın karekökü ile orantılıdır. TBDY2007'ye göre C30 beton kalitesi için izin verilen en büyük kesme kuvveti daha fazla olsa da, gelen kesme kuvvetine bağlı olarak oluşan tevzi donatısının sıklığını azaltmak için (B) modelinde perde kalınlığı artırılmıştır.
- TDY2007 bölüm 3.5.2.2'ye göre birleşim bölgesinin taşıyabileceği en büyük kesme kuvveti beton ezilme dayanımı ile orantılıyken TBDY2018 bölüm 7.5.2.2'ye göre dayanımın karekökü ile orantılıdır. Buna bağlı olarak C30 beton kalitesi için TBDY2018 yönetmeliği TDY2007 yönetmeliğine göre önemli miktarda daha az kesme dayanımı kabul etmektedir. Bu sebeple (B) modelinde kolon ebatları daha fazla seçilmiştir.
- 2025 yılımda çıkan taslak tebliğin üçüncü bölümüne göre perde alanı seçildiğinde, yapıdaki perdelerin kalınlığını 50cm'e çıkartmak gerekmiştir.

Çalışmada kullanılan yapının üç boyutlu hesap modelinin görüntüsü Şekil 2.'de verilmiştir.



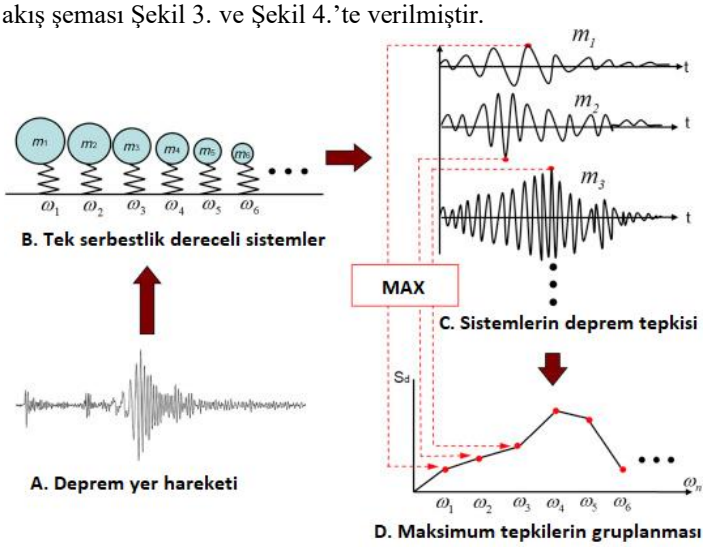
Şekil 2. Yapı A, B ve C'nin görünümü.

3 Deprem Kayıtlarının Uyuşumlu Ölçeklendirme Yöntemi ile Ölçeklendirilmesi

Deprem hareketleri altında, bina doğal titreşimi ve deprem hareketinin bileşkesine göre bir davranış sergileyecektir. TBDY2018 "2.5.3. Deprem Kayıtlarının Spektral Uyuşum Sağlanacak Şekilde Dönüştürülmesi" kısmı, yapıya etkiyecek olan en olumsuz deprem hareketleri, yapının doğal titreşim periyoduna uygun şekilde hesaplanmasını öngörmektedir.

Çalışılan örnek yapının Kadıköy/İstanbul bölgesindedir. Seçilen nokta ve DD1 deprem talebi için spektrum katsayıları S_S = 1.743, S_1 = 0.848, S_{DS} = 2.092 ve S_{D1} = 0.726 şeklindedir. DD2 deprem talebi için ise bu katsayılar S_S = 1.004, S_1 = 0.273, S_{DS} = 1.205 ve S_{D1} = 0.410 şeklindedir.

Ölçeklendirme yapmak üzere, çeşitli tek serbestlikli sistemlerin dinamik hesabını, verilen bir yer hareketi için yapan bazı kodlar geliştirilmiştir. Ölçekleme işleminin akış şeması Şekil 3. ve Şekil 4.'te verilmiştir.



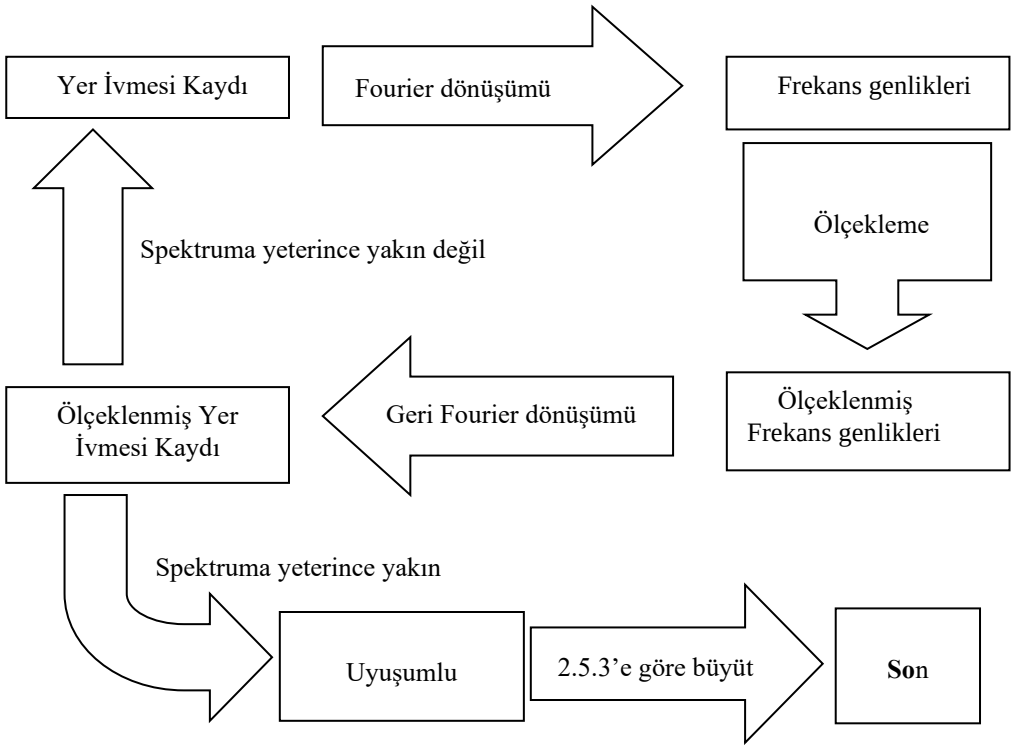
Şekil 3. Tek serbestlik dereceli sistemlerin tepkilerinin birleştirilmesi ile spektrum elde edilmesi.

Hazırlanan kodlar, Newmark-Beta Yöntemi ile tek serbestlik dereceli sistemlerin deprem boyunca yerdeğiştirmesini belirlemektedir. Ardından maksimum yerdeğiştirme göz önüne alınarak PSEDOU-İVME değerleri elde edilmektedir (Fahjan 2008). Elde edilen ivmelerin gruplanmasıyla da elastik tasarım spektrumu elde edilmektedir.

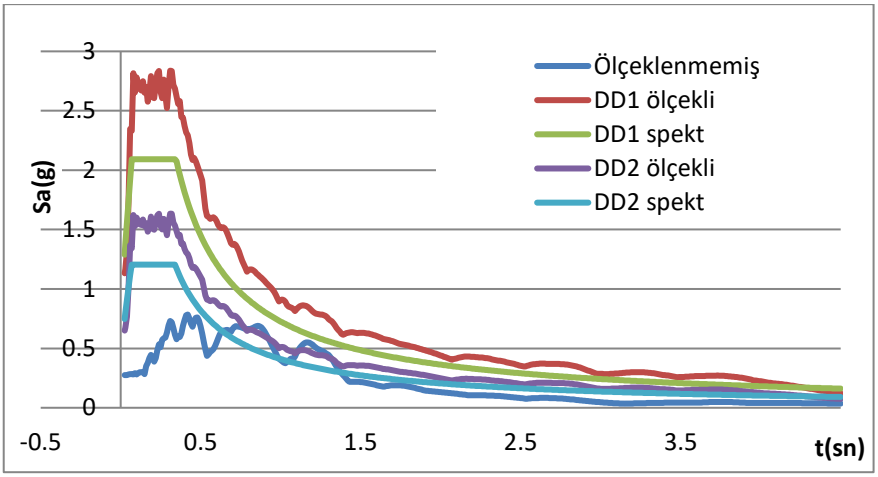
$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} g S_{ae}(T) \tag{1}$$

Uyuşumlu ölçekleme yürütülmesi için; yer ivmesi, frekans aralığında ölçeklenmiştir.

Ölçeklemede structPlus programından yararlanılmıştır. Ölçeklendirme algoritmalarının bir kısmı yazarın doktora tezi (Avcıoğlu 2015) kapsamında yazılmıştır.



Ölçekleme yapılmadan önce ve sonrasına ait deprem spektrumlarının karşılaştırılması Şekil 5.'te verilmiştir. Frekans alanında çözüm ile uyuşumlu ölçekleme yapıldığı için, üç yapınında hakim periyotlarını içeren geniş bir spektrum bandı ölçeklemede dikkate alınmıştır.



Şekil 5. Ölçekleme yapılmadan önce ve sonra deprem spektrumları.

TBDY2018 deprem yönetmeliğinde tanımlı deprem hareketleri ve yeni deprem tehlike haritasında bulunan tasarım depremi, tasarım ivme spektrumu ile tanımlanmaktadır. Zaman tanım alanında (ZTA) doğrusal elastik veya doğrusal elastik olmayan deprem hesaplarının yürütülebilmesi için ise ivme kayıtları gerekmektedir. Analizlerde kullanılacak ivme kayıtları, genellikle önceden kaydedilmiş depremlerin, tasarım ivme spektrumuna göre ölçeklenmesiyle elde edilir. Ölçeklendirme işleminin esasları TBDY2018 kısım 2.5.2'de açıklanmaktadır.

Tasarım ivme spektrumu ile eşleştirilecek gerçek kayıtlar seçilirken yapının bulunduğu alandaki jeolojik ve sismolojik şartlar göz önünde bulundurulmalıdır. Depremin büyüklüğü, kuvvetli yer hareketinin süresi, en büyük yer ivmesi, fay kırılma şekli, yapı alanının faya olan mesafesi, fayın yırtılma yönü, yerel zemin koşulları ve kaydın spektral içeriği bu şartların en önemlilerini teşkil etmektedir.

4 Doğrusal Olmayan Modelleme

1. İlk olarak yapının bulunduğu yere ait tasarım ivme spektrumu, TDTH web arayüzü yardımı ile elde edilmiştir. Boyutlandırma aşamasında TBDY2007'ye göre hesaplanan yapıda etkin kesit rijitliği kullanılmamış olup TBDY2018 ve taslak yönetmeliğe göre yapılan hesaplarda kolon, kiriş ve perde elemanları için etkin kesit rijitlikleri kullanılmıştır.
2. Literatürde birçok doğrusal olmayan modelleme tekniği bulunmaktadır. Hesaplarda kolon/kiriş elemanları için 5 noktadan gauss entegrasyonu ile çalışan yayılıp lastik model(lif hücresi), perde elemanlar için ise MVLEM(Multiple vertical line element model) modeli kullanılmıştır. MVLEM elemanı, perde duvarların doğrusal olmayan davranışını

modellemek için geliştirilmiş özel bir sonlu elemandır. Bu eleman, duvarı bir dizi dikey lif ve yatay yaydan oluşan bir çerçeve sistem olarak temsil eder. Bu sayede, perdenin eksenel, kesme ve eğilme davranışlarını tek bir model içinde hesaplayabilir ve özellikle betonarme perde duvarların sismik analizlerinde etkili bir şekilde kullanılabilir.

3. Lif hücrelerine, sargılı beton ve çelik malzeme için uygun olan malzeme modeli girilmiştir.
4. Viskoz sönüm matrisi olarak Rayleigh orantılı sönüm matrisi kullanılmıştır (Chopra, 2010).

$$\mathbf{c} = \mathbf{a_0 m} + \mathbf{a_1 k} \tag{2}$$

Bu şekilde tanımlanan sistemin n'inci moduna ait sönüm oranı denklem 3'te gösterildiği gibi hesaplanabilir:

$$\boldsymbol{\zeta_n} = \frac{\mathbf{a_0}}{\mathbf{2}} \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{\omega_n}} + \frac{\mathbf{a_1}}{\mathbf{2}} \boldsymbol{\omega_n} \tag{3}$$

Ard arda verilen iki mod için sönüm oranları birbirine eşit olduğundan, sönüm matrisinin katsayıları a_0 ve a_1 ,

$$\mathbf{a_0} = \boldsymbol{\zeta} \frac{\mathbf{2\omega_1 \omega_2}}{\boldsymbol{\omega_1 + \omega_2}} = \mathbf{0.05} \frac{\mathbf{2 \times 9.802 \times 11.403}}{\mathbf{9.802 + 11.403}} = \mathbf{0.527} \tag{4}$$

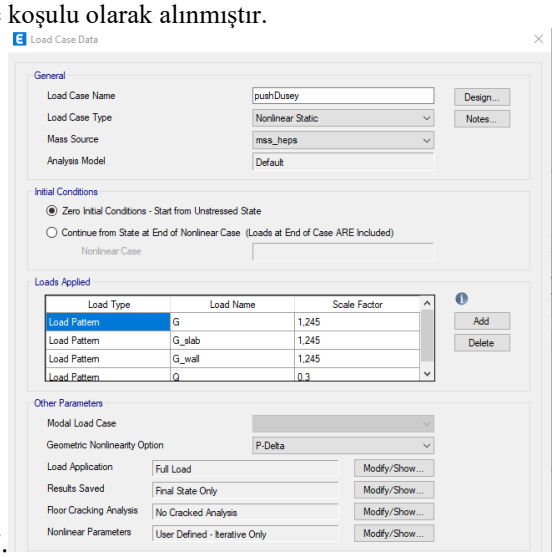
$$\mathbf{a_1} = \boldsymbol{\zeta} \frac{\mathbf{2}}{\boldsymbol{\omega_1 + \omega_2}} = \mathbf{0.05} \frac{\mathbf{2}}{\mathbf{9.802 + 11.403}} = \mathbf{0.0943} \tag{5}$$

bağıntıları ile elde edilir. Daha sonra denklem 2' de yerlerine konularak sönüm matrisi (c) bulunur. Burada ζ (sönüm oranı) %5 alınmıştır.
Analizlerde kullanılan depremlere ait bilgiler Tablo 1.'de verilmiştir.

Tablo 1: Analizlerde kullanılan depremlere ait bilgiler.

Kayıt	Deprem	Yıl	İstasyon	Büy.	Rjb(km)	Rrup(km)	Vs30(m/s)	Süre (sn)
164	Imperial Valley-06	1979	Cerro Prietro	6.53	15.19	15.19	471.53	63.82
265	Victoria, Mexico	1980	Cerro Prietro	6.33	13.8	14.37	471.56	24.53
548	Chalfant Valley-02	1986	Benton	6.19	21.55	21.92	370.94	39.99
864	Landers	1992	Joshua Tree	7.28	11.03	11.03	379.32	44.00
881	Landers	1992	Morongo Valley Fire Station	7.28	17.36	17.36	396.41	56.07
1148	Kocaeli, Turkey	1999	Arcelik	7.51	10.56	13.49	523.0	30.00
2739	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY080	6.2	12.44	12.53	496.21	112.98
4148	Parkfield-02, CA	2004	Parkfield–Upsar12	6.0	9.0	9.47	466.12	60.00
4149	Parkfield-02, CA	2004	Parkfield–Upsar13	6.0	9.0	9.47	466.12	60.00
4285	Basso Tirreno, Italy	1978	Patti Cabina Prima	6.0	14.6	17.4	441.28	30.88
6878	Joshua Tree, CA	1992	North Palm Springs Fire Sta	6.1	21.4	21.97	367.84	28.52

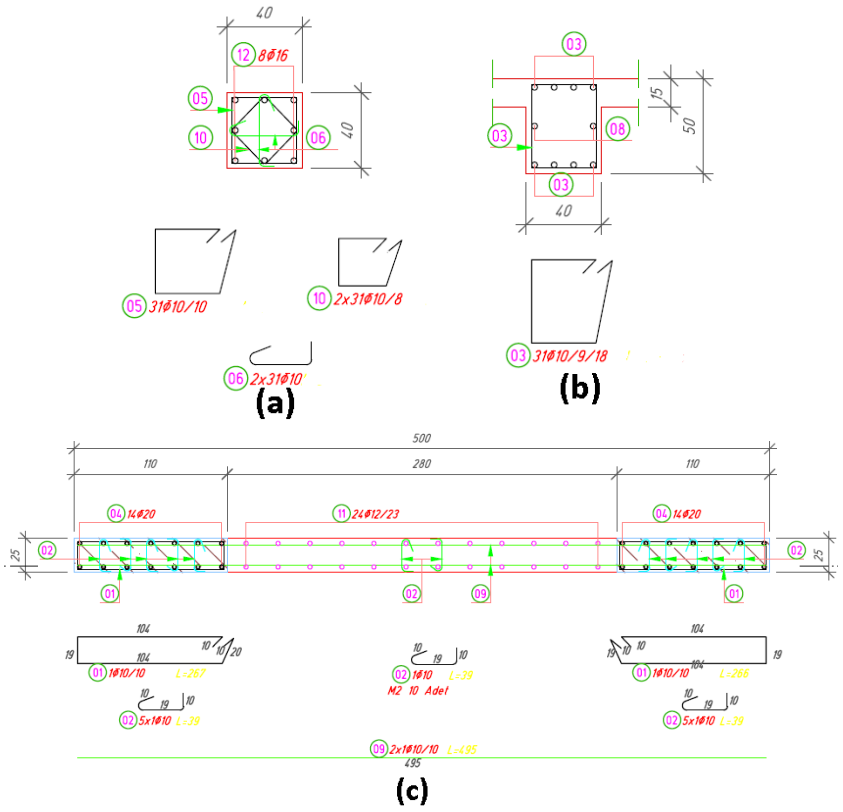
5. P-Δ etkileri dikkate alınarak, malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan hesap yapılmıştır.
6. Rijit diyafram özelliğinden yararlanılmıştır. Lif hücresi elemanları kullanıldığı için etkin kesit rijitlikleri modele yansıtılmamıştır.
7. Analizlerde düşey deprem etkisi göz önüne alınmıştır. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerin başlangıç koşulu olarak tanımlanan düşey deprem yüklemesi Şekil 6.'da verilmiştir. TBDY2018'e 2/3Sds'den elde edilen düşey yük, yapının ölü yüküne eklenerek deprem analizinin başlangıç koşulu olarak alınmıştır.

17. 

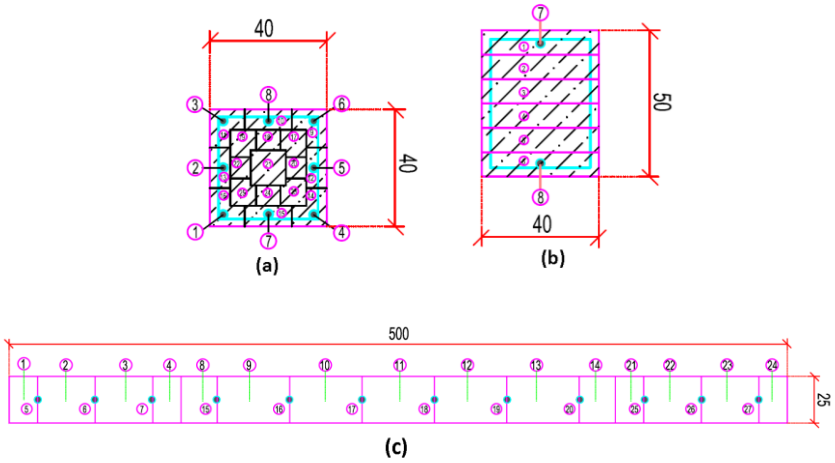
Şekil 6. Düşey deprem yüklemesi.

8. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yapılmış ve hesaplarda onbir adet ölçeklenmiş yer hareketi takımı kullanılmıştır. Birbirine dik yatay iki doğrultudaki ivme kayıtları taşıyıcı sistemin (X) ve (Y) asal eksenleri doğrultusunda birlikte etki ettirilmiştir. Daha sonra ivme kayıtlarının eksenleri 90° döndürülerek hesap tekrarlanmıştır. Karşılaştırmalar 1 adet yer hareketi üzerinden yapılmıştır.

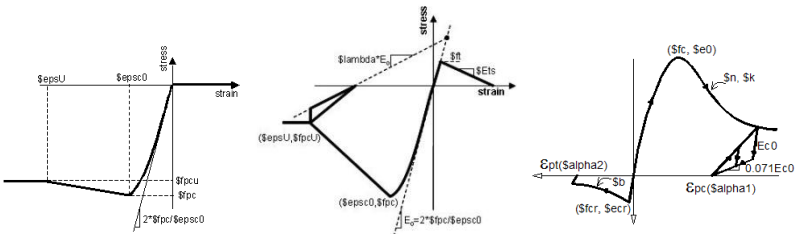
18. 2007 deprem yönetmeliğine göre tasarlanan binanın donatı durumu ve doğrusal olmayan modellemesi, Şekil 7. ve Şekil 8.'de gözükmektedir. OpenSees malzeme modelleri de Şekil 9.'da verilmiştir.



Şekil 7. Donatı detayları (a)Kolon, (b)Kiriş, (c)Perde.



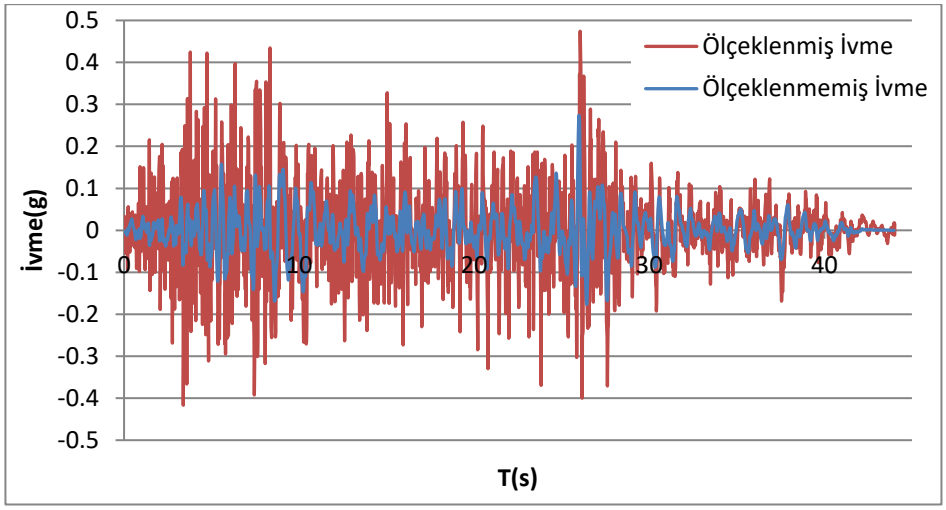
Şekil 8. Fiber planları (a)Kolon, (b)Kiriş, (c)Perde.



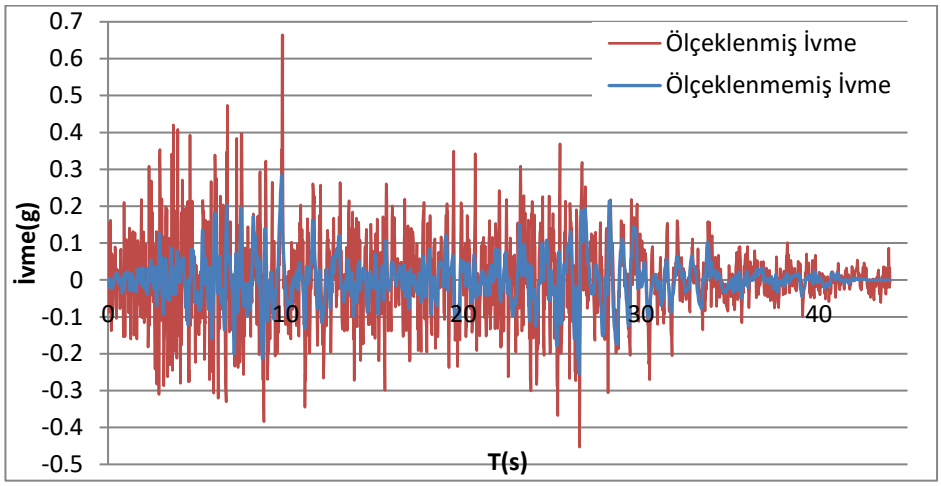
Şekil 9. OpenSees malzeme modelleri (a) Concrete01, (b) Concrete02 ve (c) Concrete06.

5 OpenSees, Etabs ve Perform3D yazılımları analiz sonuçlarının karşılaştırılması

Yapılan karşılaştırma çalışmalarda, OpenSees, Etabs ve Perform3D yazılımlarının sonuçları birbirleriyle karşılaştırılarak yazılımların ve yazılımlara yapılan veri girişlerinin oluşturabileceği sonuç farklılıkları da incelenmiştir. OpenSees programı hazır bir arayüz ile dağıtılmadığı için, Etabs ile hazırlanan modeller structPlus yazılımına okutulmuş, bu yazılımın OpenSees entegrasyonundan yararlanılmıştır. Aşağıda ölçeklenmemiş ve ölçeklenmiş ivme grafikleri verilen Landers(1992) depremine ait x ve y doğrultusu ivme takımları 1.5 oranında büyütülerek yapıya beraber etki ettirilmiş olup elde edilen sonuçlar grafiklerle karşılaştırılmıştır. İvme kayıtları TBDY2018 bölüm 2.5.3'e uygun olarak spektral uyuşum sağlayacak şekilde ölçeklenmiştir. Karşılaştırmalarda kullanılan Landers(1992) depremine ait ivme kayıtlarının ham ve ölçeklenmiş hallerinin karşılaştırması Şekil 10. ve Şekil 11.'de gösterilmiştir.

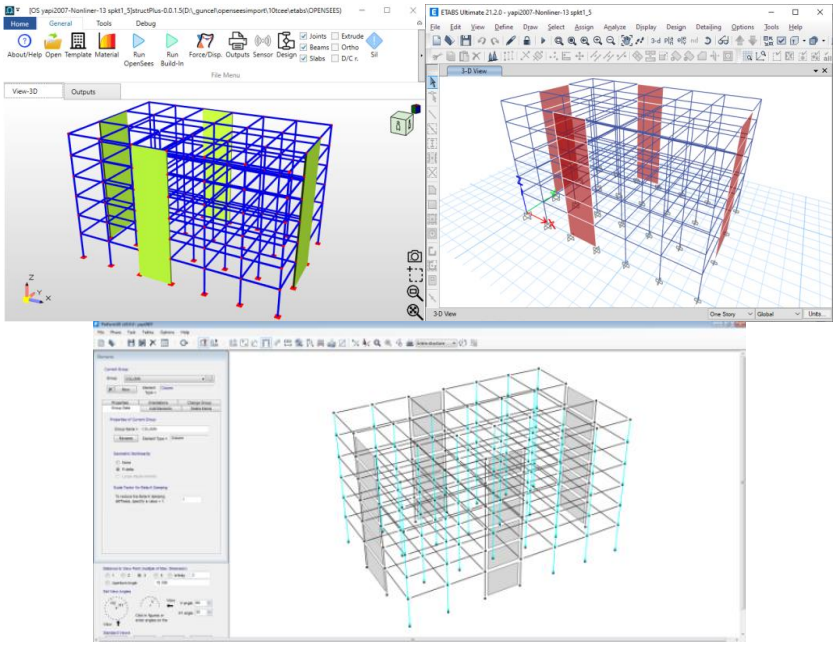


Şekil 10. Analizlerde kullanılan RSN864_LANDERS_JOS000-EW depremine ait ivme kaydının ham ve ölçeklenmiş hali.



Şekil 11. Analizlerde kullanılan RSN864_LANDERS_JOS090-NS depremine ait ivme kaydının ham ve ölçeklenmiş hali.

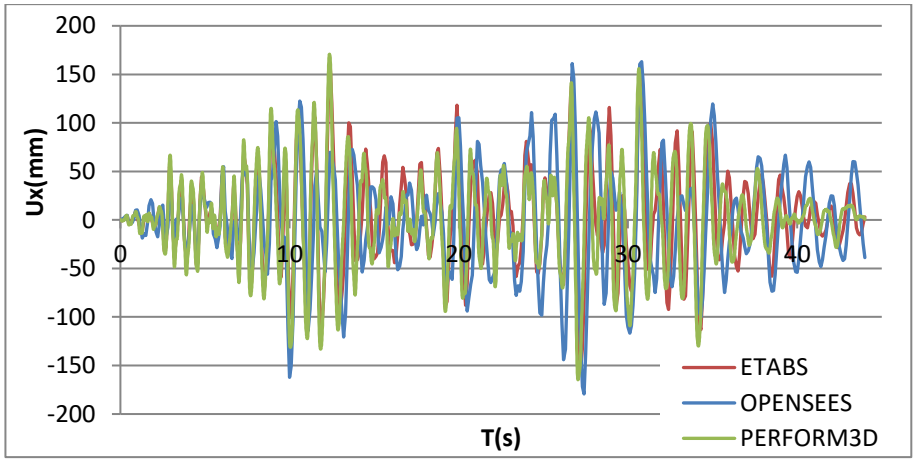
2007 yönetmeliğine göre tasarımı yapılan yapının OpenSees(a), Etabs(b) ve Perform3D(c) programları üzerindeki üç boyutlu hesap modeli Şekil 12.'de verilmiştir.



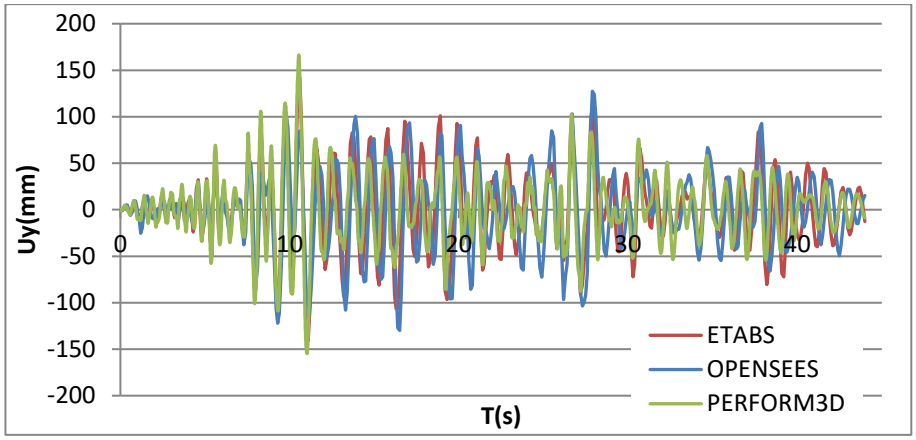
Şekil 12. Üç boyutlu model görünümü(a)Opensees verisi hazırlayan arayüz(structPlus), (b)Etabs ve (c)Perform3D.

Hazırlanan modeller çalıştırılarak sonuçları birbirleriyle karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalar, tepe düğüm noktası yerdeğiştirmeleri ve betonda oluşan gerilme-şekildeğiştirme değerleri üstünden yapılmıştır. Ayrıca üç programda da yatay itme analizi yapılarak itme eğrileri karşılaştırılmıştır.

Yapılan karşılaştırmalar sonucunda, üç programda da benzer performans seviyesine karşılık gelen yerdeğiştirmeler ve gerilme-şekildeğiştirme geçmişi elde edildiği için, Etabs yazılımı üstünden A, B ve C yapılarının sonuçlarının değerlendirilmesine karar verilmiştir. Analizler sonucu elde edilen en büyük tepe deplasmanlarının karşılaştırması Şekil 13. ve Şekil 14.'te verilmiştir. Elde edilen en büyük tepe deplasmanlarına Tablo 2.'de görülmektedir.



Şekil 13. Opensees, Etabs ve Perform3D'den elde edilen tepe noktasına ait X doğrultusu yerdeğiştirmeleri grafiği.



Şekil 14. Opensees, Etabs ve Perform3D'den elde edilen tepe noktasına ait Y doğrultusu yerdeğiştirmeleri grafiği.

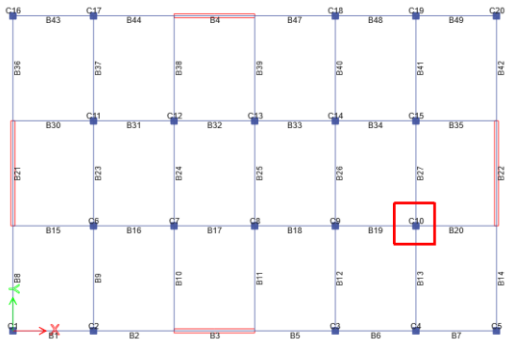
Tablo 2. Opensees, Etabs ve Perform3D'den elde edilen x ve y doğrultusu tepe deplasmanlarının karşılaştırılması.

	+XMaks(mm)	-X Maks(mm)	+Y Maks(mm)	-Y Maks(mm)
Etabs	159.93	-156.01	141.89	-141.16
Opensees	163.06	-179.31	127.30	-129.85
Perform3D	170.75	-164.68	166.37	-154.79

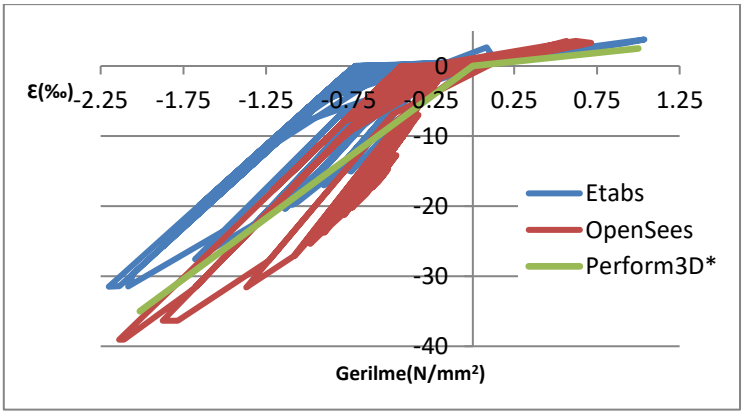
Maksimum tepe deplasmanları her iki yön için üç programda karşılaştırılmış ve %5-15 arasında benzer değerler elde edilmiştir.

Bir başka karşılaştırma ise C10 kolonunda oluşan şekildeğiştirme ve kesme kuvveti değerleri için yapılmıştır. C10 kolonunun plan üzerindeki yeri Şekil 15.'te

gösterilmiştir. C10 kolonunun beton ve çelik liflerinde oluşan en büyük birim şekildeğiştirmeler Şekil 16., Şekil 17.'de verilmiştir.

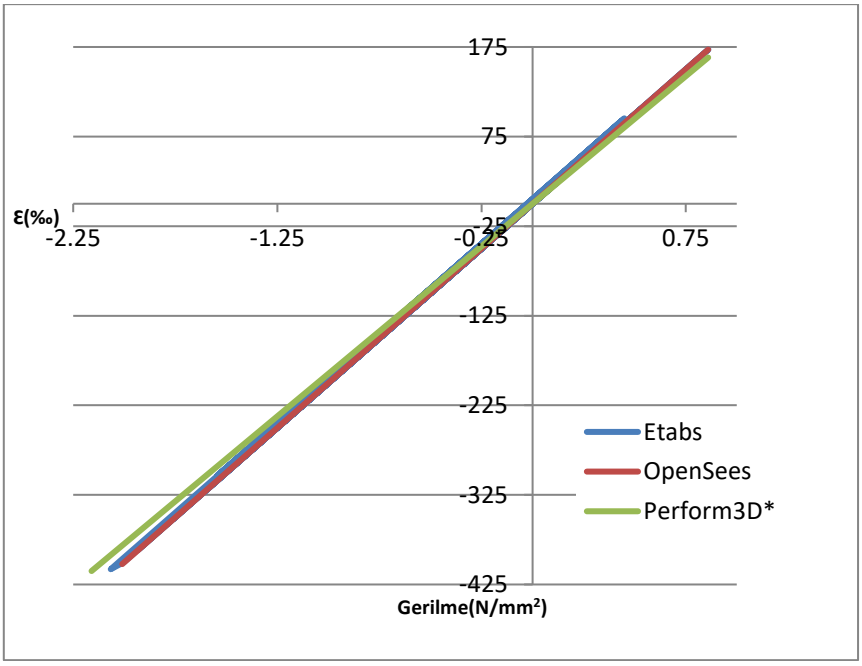


Şekil 15. Karşılaştırmalarda kullanılacak olan Zemin Kat C10 kolonu.



Şekil 16. Opensees, Etabs ve Perform3D'den elde edilen beton gerilme-şekildeğiştirme geçmişi (C10 Kolonu).

*: Perform3D programı, analiz sonucunda elemanların gerilme-şekildeğiştirme grafiklerini vermemektedir. Program maksimum gerilme ve maksimum şekildeğiştirme değerlerini vermektedir. Bu yüzden Şekil 16.'daki grafikte Perform3D'ye ait eğri maksimum gerilme ve şekildeğiştirme değerleri kullanılarak elde edilmiştir.



Şekil 17. Opensees, Etabs ve Perform3D'den elde edilen çelik gerilme-şekildeğiştirme geçmişi (C10 Kolonu).

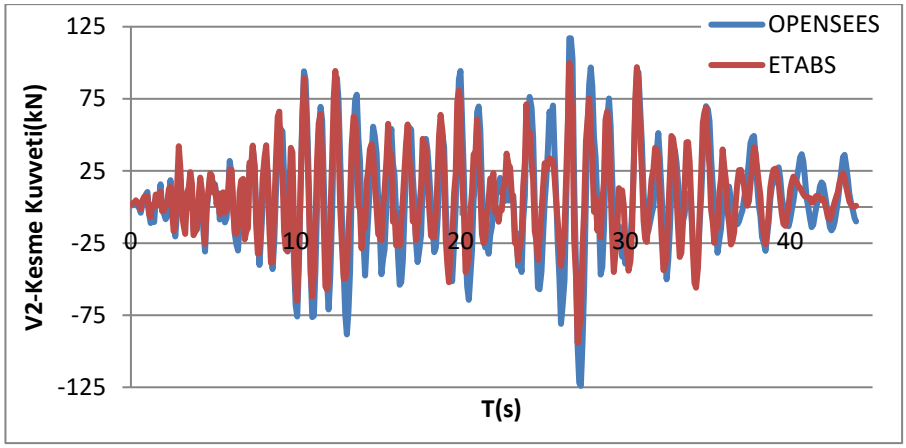
C10 kolonunda oluşan en büyük birim şekildeğiştirme değerleri Tablo 3.'te verilmiştir.

Tablo 3. C10 kolonunda oluşan maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi karşılaştırması.

	Beton lifindeki maks basınç birim şekildeğiştirmesi	Donatı çeliği lifindeki maks çekme birim şekildeğiştirmesi
Opensees	-0.00214	0.00201
Etabs	-0.002201	0.00210
Perform3D	-0.002013	0.00216

Yukarıdaki tabloda görüldüğü gibi C10 kolonundaki maksimum birim şekildeğiştirme değerleri, yaklaşık olarak %3-6 arasında farkla üç programda da benzer değerler elde edilmiştir.

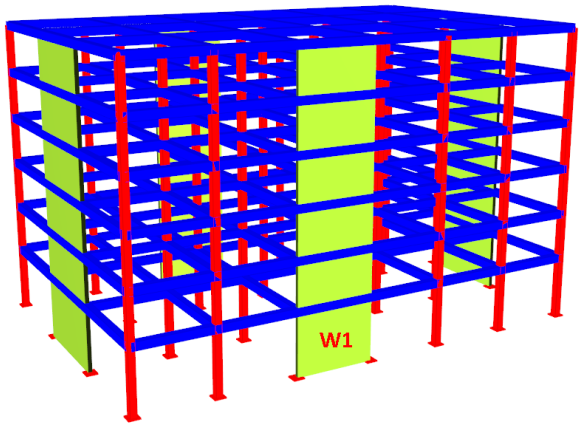
C10 kolonunun mesnet bölgesinde oluşan kesme kuvvetinin zamanla değişimini gösteren karşılaştırmalı grafikler Şekil 18.'de verilmiştir.



Şekil 18. C10 kolonu V2 kesme kuvveti karşılaştırması.

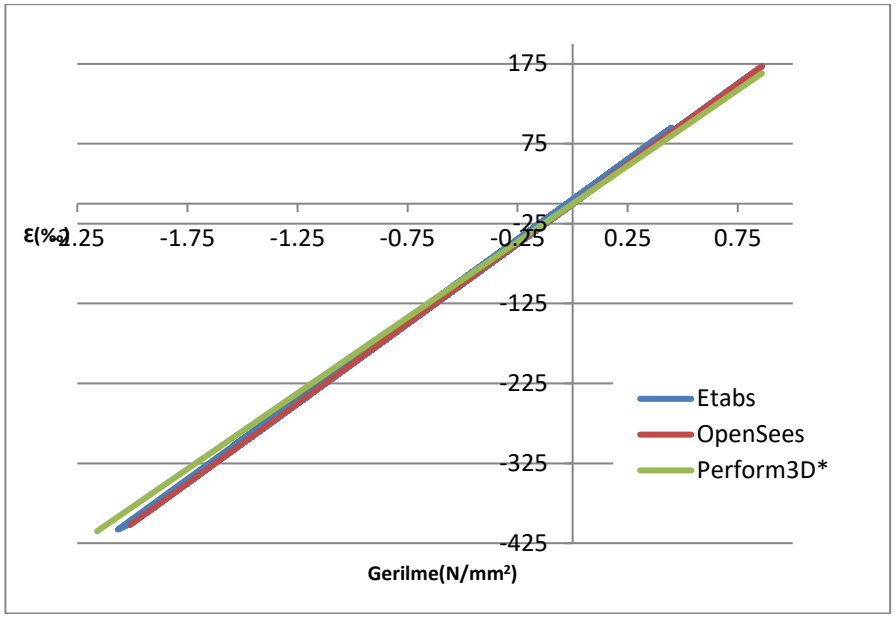
Binadaki diğer kolonların sonuçları incelendiğinde de sonuçların benzer olduğu görülmüştür.

Çalışma kapsamında betonarme perdenin beton ve çelik liflerinde oluşan birim şekildeğiştirmelerin ve perdede oluşan kesme kuvvetlerinin üç programda karşılaştırması yapılmıştır. Karşılaştırmalar için kullanılan W1 perdesi Şekil 19.'da gözükmektedir.

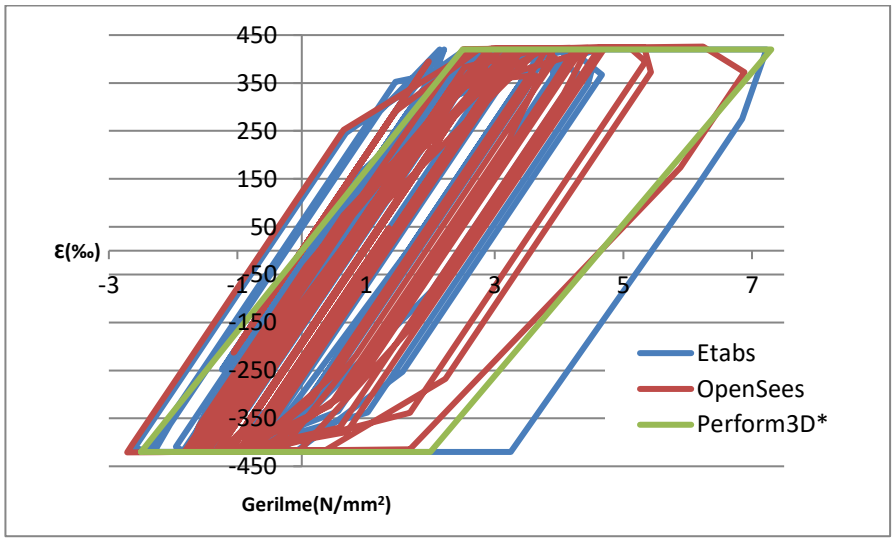


Şekil 19. Karşılaştırmalarda kullanılan Zemin Kat W1 perdesi.

W1 perdesi beton ve çelik liflerinde oluşan en büyük birim şekildeğiştirmeler Şekil 20. ve Şekil 21.'de verilmiştir.



Şekil 20. Opensees, Etabs ve Perform3D'den elde edilen beton gerilme-şekildeğiştirme geçmişi(W1 Perdesi).



Şekil 21. Opensees, Etabs ve Perform3D'den elde edilen çelik gerilme-şekildeğiştirme geçmişi(W1 Perdesi).

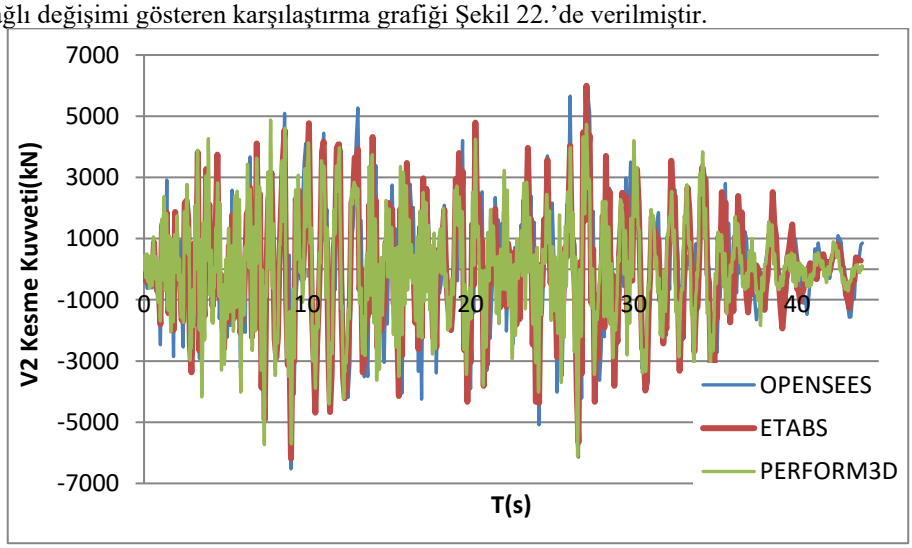
W1 perdesi beton ve çelik liflerinde oluşan en büyük basınç ve çekme birim şekildeğiştirmeleri Tablo 4.'te verilmiştir.

Tablo 4. W1 perdesinde oluşan maksimum basınç ve çekme birim şekildeğiştirmesi karşılaştırması.

	Beton lifindeki maks basınç birim şekildeğiştirmesi	Çelik lifindeki maks çekme birim şekildeğiştirmesi
Etabs	-0.002786	0.007225
Opensees	-0.002715	0.00688
Perform3D	-0.002304	0.0073

Yukarıdaki tabloda görüldüğü gibi W1 perdesindeki maksimum birim şekildeğiştirme değerleri, perdede plastikleşme olmasına rağmen yaklaşık olarak %3-6 arasında farkla üç programda da benzer değerler elde edilmiştir.

W1 perdesinde oluşan kesme kuvvetinin üç program için karşılaştırması yapılmış ve Şekil 28.'de verilmiştir. Üç programdan elde edilen kesme kuvvetinin zamana bağlı değişimi gösteren karşılaştırma grafiği Şekil 22.'de verilmiştir.



Şekil 22.W1 perdesi kesme kuvveti karşılaştırma grafiği.

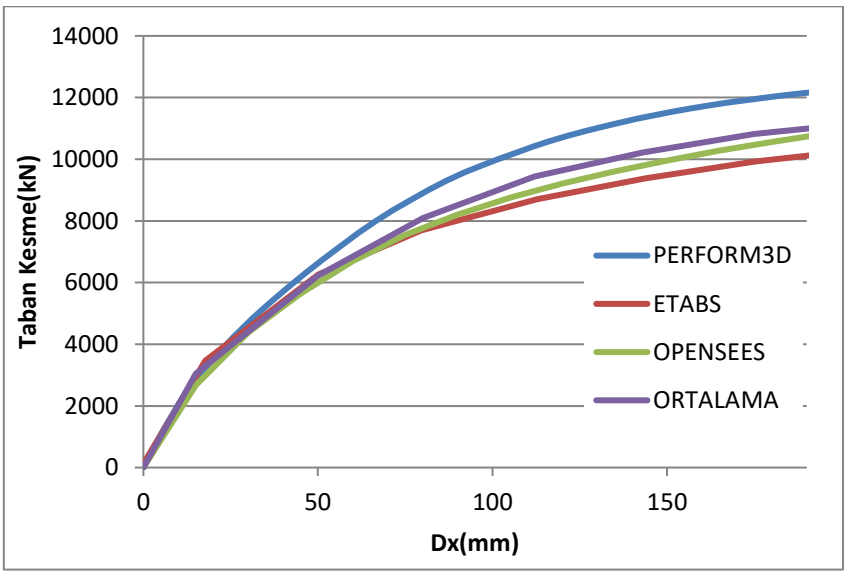
W1 perdesinde oluşan en büyük kesme kuvveti değerleri Tablo 5.'te verilmiştir.

Tablo 5. W1 perdesinde oluşan maksimum kesme kuvveti karşılaştırması.

	Etabs	Opensees	Perform3D
Vmax(kN)	-6191.28	-6528	-6112.99

Yukarıdaki tabloda görüldüğü gibi W1 perdesindeki maksimum kesme kuvveti değerleri, perdede plastikleşme olmasına rağmen yaklaşık olarak %1-7 arasında farkla üç programda da benzer değerler elde edilmiştir.

Üç program üzerinde bir başka karşılaştırma iste yatay statik itme analizi ile yapılmıştır. Analiz sonucu elde edilen itme eğrileri Şekil 23.'te gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre, binanın kesme kuvveti kapasitesi Etabs yazılımında 10379kN, Opensees yazılımında 11055kN ve perform3D yazılımında 12155kN şeklindedir. ETABS yazılımı beton modelinin gerilme-şekildeğiştirme noktaları olarak olarak girilebilmesine izin verdiği için, Opensees yazılımında kullanılan Conc4 sargılı beton modeli(Popovics, 1973) ETABS yazılımında oldukça yakın biçimde tanımlanabilmiştir. Perform3D yazılımında bu model birebir olmadığı için hesaplanan yapısal davranışta farklılık olduğu düşünülmektedir. Binaların itme eğrileri belli bir noktadan sonra yatay olarak devam ettiği için, grafik 190mm yerdeğiştirmeden sonra kesilmiştir.



Şekil 23. Opensees, Etabs ve Perform3D'den elde edilen itme eğrileri.

Şekil 32. ve Şekil 33.'te C10 kolonunun OpenSees, Etabs ve Perform3D programından elde edilen gerilme-şekildeğiştirme geçmişi karşılaştırılmıştır. Şekil 34. ve Şekil 35.'te ise W1 perdesinin gerilme-şekildeğiştirme geçmişi karşılaştırılmıştır.

6 Yapısal Eleman Hasarlarının ve Yapı Performansının Karşılaştırması

Yürütülen analizler sonucundan A,B ve C modellerinin yapısal hasarları belirlenmiştir. Ortaya çıkan yapısal hasarlar, binanın deprem performansını etkilemiştir. Deprem performansının aynı olması durumunda, hasar alan eleman

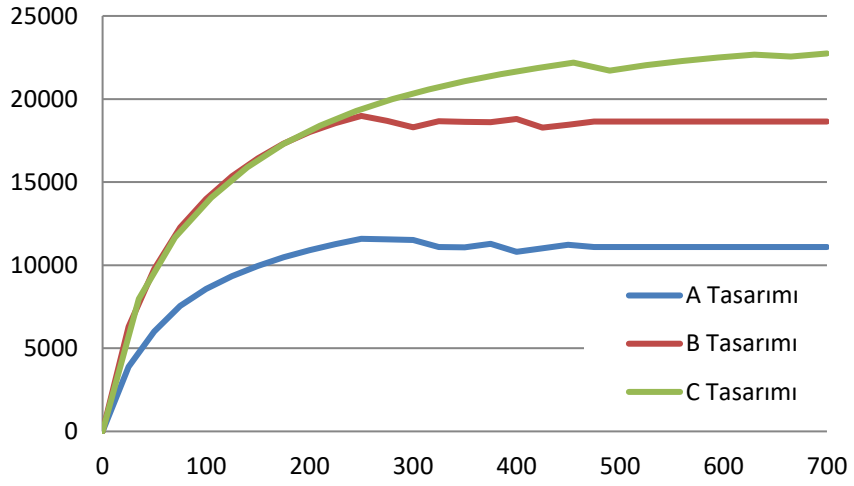
sayıları farklı olduğu için, hasar alan eleman sayıları ve şekildeğiştirmeler önem kazanmaktadır.

Binalar arasındaki farkların daha net olarak ortaya koyulabilmesi ve beklenen tasarım depreminin üstünde bir yer hareketi olduğunda binaların performansının görülebilmesi için, DD1 deprem düzeyine göre yer ivmesi ölçeklendirilmiştir. Ölçekleme yapılırken TBDY2018 2.3.5'e göre dönüştürülen deprem yer hareketlerinin spektrumlarının ortalamaları, tüm periyotlar için tasarım spektrumu ordinatlarından daha küçük olmaması sağlanmıştır.

Seçilen hedef spektruma göre ölçeklenen iki yönlü bir adet yer ivmesi kaydı kullanılarak; A,B ve C modellerine doğrusal olmayan dinamik analiz yapılmıştır. Bunun için ilk olarak düşey yükler altında itme analizi yapılmış, daha sonra deprem etkileri altında doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz yapılmıştır.

Yapı performansının karşılaştırılması için üç modelin doğrusal olmayan analizi OpenSees yazılımı ile yapılmış, veri hazırlığı ve analiz sonuçlarının çekilip değerlendirilmesi ise StructPlus yazılımı ile yapılmıştır.

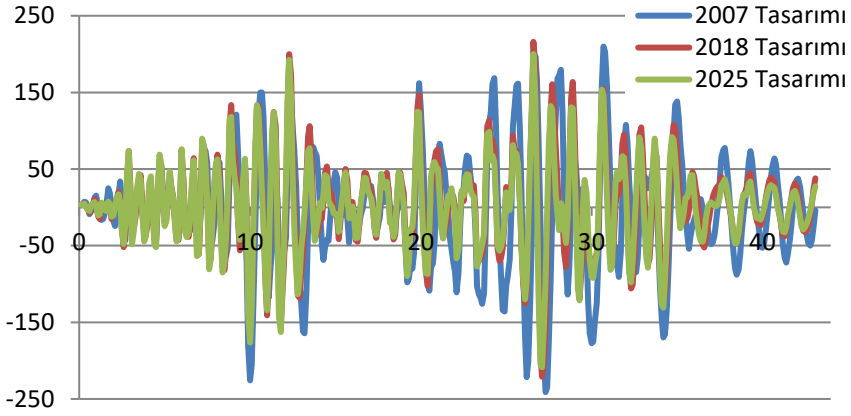
A, B, C modelleri ile yapılan statik itme analizi sonucu elde edilen itme eğrileri Şekil 24.'te karşılaştırılmıştır.



Şekil 24. Modellerin X yönü itme eğrisi d(mm)-V(kN).

Binalara ait itme eğrileri incelendiğinde, A,B ve C tasarımlarının taban kesme kuvveti kapasitelerinin sırasıyla 11000kN, 18650kN ve 22750kN olduğu gözlenmiştir. Perde tasarımında yapılan değişikliklerin sistemin kapasitesine oldukça önemli katkısı olduğu gözlenmiştir.

A,B,C modelleri ile yapılan dinamik analizlerden elde edilen tepe deplasmanları Şekil 25.'te karşılaştırılmıştır.



Şekil 25. Modellerin tepe noktalarının zamana karşı X yönü yerdeğiştirmesi(mm).

Yapılan zaman tanım alanında analizler sonucunda A modelinin maksimum yerdeğiştirmesi 241mm, B modelinin maksimum yerdeğiştirmesi 221mm, C modelinin maksimum yerdeğiştirmesi ise 208mm olarak hesaplanmıştır. Bu durum, kullanılan perde alanı ve donatı düzeni ile uyumludur.

Ayrıca bina taban kuvvetleri de karşılaştırılmış, taban kuvvetlerinin oluşum mekanizmasının anlaşılabilmesi için yapı periyotları da incelenmiştir. Elde edilen veriler Tablo 6. ve Tablo 7.'de verilmiştir.

Tablo 6: X yönü taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırması.

	m(Ton)	m*	T(sn)	Sa	Sa*	(m × Sa)*	Vx(kN)	Vx*
A	5001	1	0,576	1,26	1	1	20421	1
B	5605	1,12	0,551	1,31	1,04	1,17	27581	1,35
C	5828	1,16	0,455	1,59	1,26	1,48	28003	1,37

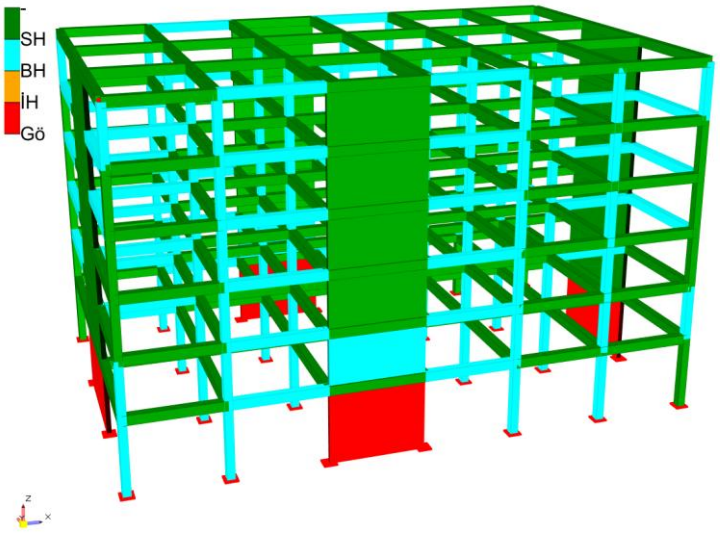
*A yapısının değerine göre normalleştirilmiş sonuçlar

Tablo 7: Y yönü taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırması.

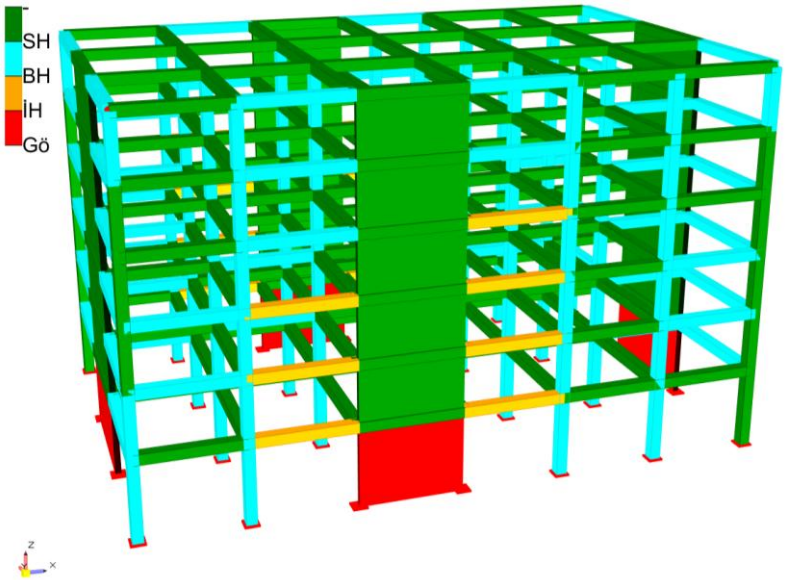
	m(Ton)	m*	T(sn)	Sa	Sa*	(m × Sa)*	V(kN)	V*
A	5001	1	0,473	1,53	1	1	20254	1
B	5605	1,12	0,433	1,67	1,09	1,22	28445	1,40
C	5828	1,16	0,369	1,96	1,28	1,49	33902	1,67

*A yapısının değerine göre oransal sonuçlar

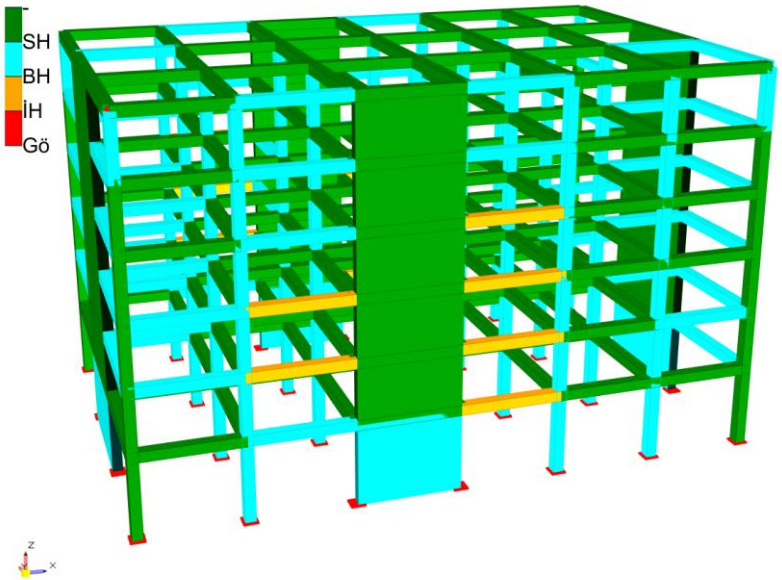
StrucPlus programı üzerinde A, B, C yapılarının performans sonuçları renklendirilmiş şekilde Şekil 26., Şekil 27. ve Şekil 28.'de gösterilmiştir.



Şekil 26. A Modelinin hasar dağılımı.

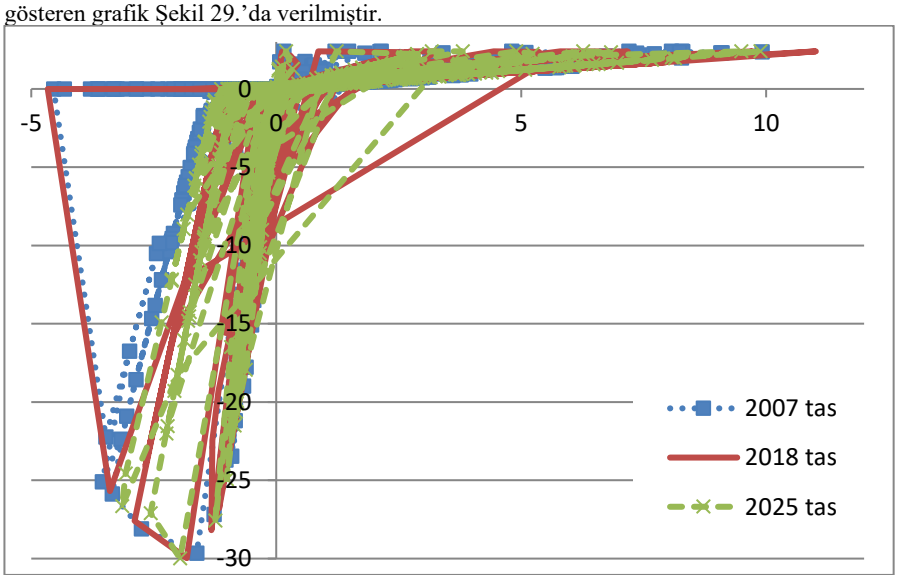


Şekil 27. B Modelinin hasar dağılımı.



Şekil 28. C Modelinin hasar dağılımı.

A, B, C modellerinde W1 perdesine ait kenar beton lifi gerilme-şekildeğiştirme geçmişini gösteren grafik Şekil 29.'da verilmiştir.



Şekil 29. Zemin W1 perdesinin analiz boyunca gerilme-şekildeğiştirme geçmişi.

Beklendiği gibi yapıların taşıyıcı sistemleri iyileştikçe deprem performansı artmaktadır. Özellikle taslak tebliğe göre boyutlandırması yapılan binanın

performansı diğer iki binadan iyi yönde ayrışmıştır. Bu sonucu değerlendirebilmek için, yapılan iyileştirmenin maliyetinin de analiz edilmesi gerekmektedir. Tablo 8.'de A,B,C modelleri için yapılan inşaa maliyeti çalışmasına ait veriler bulunmaktadır.

Tablo 8: Farklı tasarımların maliyetlerinin karşılaştırması.

	Kalıp(m^2)	Beton(m^3)	Donatı(ton)	Maliyet (Milyon TL)	Maliyet*	Toplam Maliyet
TDY2007 Tas.	6046	1504	157,05	13,52	1	1
TBDY2018 Tas	6150	1595	195,11	15,05	1,11	1,04
2025 Tebliğ Tas.	6141	1680	210,82	15,76	1,17	1,06
Malzeme Fiyatı(TL)	220	2400	24000			
İşçilik Fiyatı(TL)	550	150	8000			

*: TDY2007 Tasarımına göre orantılanmış kaba inşaat maliyeti

Tabloda ortaya çıkan sonuca göre, 2025 taslak tebliğinin kaba inşaat maliyeti TDY2007 yaklaşımına göre %17 daha fazla, kaba inşaat maliyetinin toplam inşaat maliyetine oranının %30-%35 civarında olduğu düşünüldüğünde, toplam inşaa maliyeti ise %6 kadar fazladır. Bununla birlikte yapının deprem performansı çok daha yüksek olduğu için, depremden sonra ortaya çıkacak onarım maliyeti sadece yapısal olmayan duvar, boya-sıva gibi kalemlerden ibaret olacak, böylelikle ortaya çıkan tablo diğer tasarımlara göre oldukça ekonomik olacaktır. Birim fiyat ve maliyet oranları, 2025 Haziran ayında çeşitli müteahhitlere sorularak elde edilmiştir.

Yapılan analizler sonucunda, üç farklı tasarımın DD1 depremi altında performansları ortaya çıkmıştır. Elde edilen sonuçlar incelendiğinde, şu noktalar görülmektedir:

1. TDY2007 deprem yönetmeliğine göre tasarlanan "A" yapısı, ve TBDY2018 deprem yönetmeliğine göre tasarlanan "B" yapısında zemin kat perdelerinde beton malzemenin gerilme-şekildeğiştirme geçmişi birbirlerine benzemektedir. Zemin kat W1 perdesinde beton malzemesindeki maksimum kısalma A yapısı için $\varepsilon_{c\text{-}A}$:-4.54‰, B yapısı için $\varepsilon_{c\text{-}B}$:-4.66‰, C yapısı için ise $\varepsilon_{c\text{-}C}$:-3.15‰ şeklindedir. Aynı perdede donatının maksimum şekil değiştirmesi A yapısı için $\varepsilon_{s\text{-}A}$:11.26‰, B yapısı için $\varepsilon_{s\text{-}B}$:11.7‰, C yapısı için ise $\varepsilon_{s\text{-}C}$:11.24‰ şeklindedir. Bu durum, 2025 taslak tebliğine göre tasarlanan binalarda, beklenenden daha büyük depremlerde bile can güvenliğinin korunmasının hedeflendiğini, beklenen tasarım depreminde ise çok daha az yapısal hasar ile depremin atlatılmasının hedeflendiğini göstermektedir.
2. TDY2007 ve TBDY2018 yönetmeliklerine göre tasarlanan yapılarda Zemin kat göçme performansı düzeyindedir. Birinci katta ise TBDY2018 yönetmeliğine göre tasarlanan perdelerde daha az hasar ortaya çıkmıştır. Örneğin birinci kat W1 perdesinde beton malzemesindeki maksimum kısalma A yapısı için $\varepsilon_{c\text{-}A}$:-1.26‰, B yapısı için $\varepsilon_{c\text{-}B}$:-0.785‰, C yapısı için ise $\varepsilon_{c\text{-}C}$:-0.84‰ şeklindedir.

3. TBDY2018 ve 2025 taslak tebliğine göre yapılan tasarımlarda, perdelere bağlı kirişler ileri hasar bölgesine geçmişken TDY2007 yönetmeliğine göre hazırlanan tasarımda kirişlerin hepsi sınırlı hasar veya belirgin hasar seviyesinde kalmıştır. Bu durum, perdelerin rijit davranışı sonucunda kirişler üstünden daha fazla enerji akışı olmasıyla açıklanabilir.
4. Tasarımlara ait maksimum yerdeğiştirmeler(A,B ve C için sırasıyla 241,221 ve 208mm) beklendiği gibi perde alanı ile orantılı olarak hesaplanmış, göreli ötelemeler her modelde makul seviyelerde (<0.02) ortaya çıkmıştır.
5. Binaların perde kalınlığının artmasıyla kütleleri arasında %10-15 civarında fark beklendiği şekilde ortaya çıkmıştır. Perdelerin kalınlaşması, yapının doğal titreşim periyotlarını düşürerek daha fazla deprem kuvvetinin oluşmasına ve taban kesme kuvvetinin artmasına sebebiyet vermiştir.
6. Taban kesme kuvvetindeki artış, sadece kütle ve spektrumdaki değişim ile açıklanamayacak oranda büyüktür. Bu artışa, kapasitesi yükselen perdelerin daha az hasar alması sonucunda yapın görece daha doğrusal davranması ve üstüne daha fazla deprem kuvveti çekmesi de sebep olarak gösterilebilir.
7. 2025 taslak yönetmeliğine göre boyutlandırılan binada taban kesme kuvveti X yönünde %37, Y yönünde %67 oranında daha fazla olmasına rağmen, yapısal hasar çok daha azdır. Bu durum, şu an tartışmalı olan binaya fazla perde eklemenin binaya olumsuz etkileri olabileceği konusunda da bir veri sağlamaktadır.
8. Yapılan itme analizi sonucunda binaların kapasiteleri bulunmuştur. TDY2007 tasarımına göre tasarlanan yapının kesme kapasitesi, TBDY2018 yönetmeliğine göre tasarlanan yapının kesme kapasitesinden 68%, 2025 taslak tebliğine göre tasarlanan yapının kesme kapasitesinden ise 105% daha azdır.
9. Binalar arasında önemli deprem performansı farkı bulunmasına rağmen, ince inşaat dahil toplam maliyet %5 kadar fark etmektedir.
10. Depremden sonra binaların onarılması veya yıkım kararı verilmesinin de maliyeti düşünüldüğünde, taslak tebliğde öngörülen tasarımın, ilk inşaa yapılırken harcanacak giderlerle birlikte maliyeti daha düşüktür.

Tablo 1 de verilen 11 adet deprem yer hareketi takımı altında A,B ve C yapılarına ait hasar dağılımları ve yapı performansı X ve Y doğrultuları için sırasıyla Tablo 9,10,11,12,13 ve 14'de verilmiştir.

Tablo 9. TDY2007 Yönetmeliğine göre tasarlanan yapıda 11 adet deprem kaydı takımı ile elde edilen X yönü hasar dağılımı.

	Sınırlı				Belirgin				İleri				Göçme				A&Ü	TOP	
K	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	%>BH	Vkol[kN]	Has
Z	41/45	5/24	563,41	1,5	4/45	15/24	2325	6,2	0	0	0	0	0	4/24	34769	92,3	92,3	37657	G
1	35/45	4/24	22241	81,3	10/45	20/24	5121,4	18,7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27363	KH
2	35/45	8/24	17437	80,4	10/45	16/24	4256,9	19,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21694	KH
3	35/45	8/24	13561	76,3	10/45	16/24	4222,3	23,7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	17784	KH
4	35/45	8/24	10049	70,9	10/45	16/24	4126,4	29,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14175	KH
5	41/45	4/24	5049,3	52,2	4/45	20/24	4629,3	47,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9678,6	KH

Tablo 10. TBDY2018 Yönetmeliğine göre tasarlanan yapıda 11 adet deprem kaydı takımı ile elde edilen X yönü hasar dağılımı.

	Sınırlı				Belirgin				İleri				Göçme				A&Ü	TOP	
K	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	%>BH	Vkol[kN]	Has
Z	35/45	3/24	634,64	1,3	10/45	17/24	5406,5	10,8	0	0	0	0	0	4/24	44078	87,9	87,9	50120	G
1	29/45	6/24	27510	74,1	12/45	18/24	9637,1	25,9	4/45	0	0	0	0	0	0	0	0	37147	KH
2	33/45	8/24	22726	73,1	8/45	16/24	8380,4	26,9	4/45	0	0	0	0	0	0	0	0	31107	KH
3	33/45	8/24	17200	67,8	12/45	16/24	8182,7	32,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25383	KH
4	33/45	8/24	12256	61,4	12/45	16/24	7704,8	38,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	19961	KH
5	37/45	4/24	6799,3	43,2	8/45	20/24	8956,2	56,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15756	KH

Tablo 11. 2025 taslak tebliğe göre tasarlanan yapıda11 adet deprem kaydı takımı ile elde edilen X yönü hasar dağılımı.

	Sınırlı				Belirgin				İleri				Göçme				A&Ü	TOP	
K	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	%>BH	Vkol[kN]	Has
Z	37/45	20/24	5355,5	9	8/45	4/24	53966	91	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59322	KH
1	33/45	8/24	33972	80,4	12/45	16/24	8269,5	19,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	42242	KH
2	33/45	8/24	26191	76,9	12/45	16/24	7861,3	23,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34053	KH
3	33/45	8/24	19543	71,5	12/45	16/24	7771,2	28,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27314	KH
4	33/45	8/24	13781	64,6	12/45	16/24	7542,8	35,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21323	KH
5	41/45	4/24	7449	45,2	4/45	20/24	9024,3	54,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16473	KH

Tablo 12. TDY2007 Yönetmeliğine göre tasarlanan yapıda 11 adet deprem kaydı takımı ile elde edilen Y yönü hasar dağılımı.

	Sınırlı				Belirgin				İleri				Göçme				A&Ü	TOP	
K	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	%>BH	Vkol[kN]	Has
Z	41/45	5/24	479,21	1,4	4/45	15/24	1549,4	4,4	0	0	0	0	0	4/24	32829	94,2	94,2	34857	G
1	35/45	4/24	21676	85,2	10/45	20/24	3755,7	14,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25432	KH
2	35/45	8/24	18442	86,4	10/45	16/24	2904,6	13,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21347	KH
3	35/45	8/24	15468	84	10/45	16/24	2945	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18413	KH
4	35/45	8/24	11632	79,9	10/45	16/24	2920,9	20,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14553	KH
5	41/45	4/24	4661,7	54,2	4/45	20/24	3946	45,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8607,7	KH

Tablo 13. TBDY2018 Yönetmeliğine göre tasarlanan yapıda 11 adet deprem kaydı takımı ile elde edilen Y yönü hasar dağılımı.

	Sınırlı				Belirgin				İleri				Göçme				A&Ü	TOP	
K	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	%>BH	Vkol[kN]	Has
Z	35/45	3/24	568,22	1,2	10/45	17/24	3595,2	7,9	0	0	0	0	0	4/24	41605	90,9	90,9	45769	G
1	29/45	6/24	27819	80,8	12/45	18/24	6626,9	19,2	4/45	0	0	0	0	0	0	0	0	34446	KH
2	33/45	8/24	23570	81	8/45	16/24	5525,9	19	4/45	0	0	0	0	0	0	0	0	29096	KH
3	33/45	8/24	19956	78,2	12/45	16/24	5556,7	21,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25512	KH
4	33/45	8/24	14975	73,4	12/45	16/24	5416,7	26,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20392	KH
5	37/45	4/24	6119,7	44,1	8/45	20/24	7763,2	55,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13883	KH

Tablo 14. 2025 taslak tebliğe göre tasarlanan yapıda11 adet deprem kaydı takımı ile elde edilen Y yönü hasar dağılımı.

	Sınırlı				Belirgin				İleri				Göçme				A&Ü	TOP	
K	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	Kiriş	Kolon	Vkol[kN]	%Vkol	%>BH	Vkol[kN]	Has
Z	37/45	20/24	3472,7	6,3	8/45	4/24	48420	52007	0	0	0	0	0	0	0	0	0	55480	KH
1	33/45	8/24	34214	86,7	12/45	16/24	7685	5261,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	39476	KH
2	33/45	8/24	27147	84,4	12/45	16/24	6832	5004,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32151	KH
3	33/45	8/24	21463	81	12/45	16/24	6705	5033	0	0	0	0	0	0	0	0	0	26496	KH
4	33/45	8/24	15331	75,8	12/45	16/24	6582	4896,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20228	KH
5	41/45	4/24	5813,5	45	4/45	20/24	7847	7101	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12915	KH

7 SONUÇ

Bu çalışmada, Türkiye'de 2007 ve 2018 yılında yayımlanan deprem yönetmelikleri ile 2025 yılı taslak yönetmeliğine göre tasarlanan aynı geometrik özelliklere sahip üç farklı betonarme yapı modelinin, TBDY2018 esaslarına göre zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile performans karşılaştırması yapılmıştır. Analizlerde, şekildeğiştirmeye dayalı değerlendirme yaklaşımı benimsenmiş; elemanların doğrusal olmayan davranışı lif tabanlı malzeme modelleriyle temsil edilmiş ve analizler OpenSees yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Ayrıca ivme kayıtları, TBDY2018'e uygun şekilde geliştirilen özel bir yazılım aracılığıyla ölçeklenmiştir.

Analizler sonucunda aşağıdaki önemli bulgular elde edilmiştir:

- Üç farklı analiz yazılımından (OpenSees, ETABS, Perform-3D) elde edilen sonuçlar genel olarak birbiriyle uyumludur. Lif modelleriyle yapılan zaman tanım alanı analizleri, bu yazılımların performanslarının kıyaslanması açısından tutarlı sonuçlar vermiştir.
- 2025 taslak yönetmeliğine göre tasarlanan modelin taşıyıcı sistem kapasitesi, yapılan itme analizleri sonuçları incelendiğinde TBDY2018'e göre yaklaşık %20, TDY2007'ye göre ise %100'e yakın artış göstermiştir. Bu durum, perde alanı ve eleman boyutlarında yapılan artışların yapı performansına önemli katkı sağladığını göstermektedir.
- Zaman tanım alanında yapılan analizler sonucunda, 2025 tasarımında maksimum tepe yerdeğiştirmesi en düşük değerde çıkmış; ayrıca görece ötelemeler tüm modellerde yönetmelik limitleri içinde kalmıştır.
- Hasar dağılımı incelendiğinde, TDY2007'ye göre tasarlanan yapıda zemin kat perdelerinde göçme düzeyinde şekil değiştirmeler gözlemlenmiştir. TBDY2018 ve 2025 tasarımında ise bu hasar düzeyi büyük oranda azalmıştır. Donatı çeliğinde oluşan maksimum birim şekildeğiştirmeler, 2025 tasarımında en kontrollü seviyede kalmıştır.
- Taban kesme kuvvetleri, artan rijitlik nedeniyle özellikle 2025 tasarımında belirgin şekilde yükselmiştir. Bununla birlikte yapının rijitliği ve dayanımı da arttığı için, artan iç kuvvetlere rağmen yapı doğrusala yakın davranmaya devam etmiştir.
- Kaba inşaat maliyetleri karşılaştırıldığında, 2025 tasarımının maliyeti 2007 tasarımına göre yaklaşık %17, toplam inşaat maliyeti düşünüldüğünde en fazla %6 daha yüksek bulunmuştur. Buna karşın, elde edilen deprem performansı, artan maliyeti rasyonel kılmakta ve olası bir deprem sonrası onarım ihtiyacını minimize etmektedir.

Sonuç olarak, gelişen yönetmeliklerin yapı güvenliği ve dayanıklılığı açısından önemli kazanımlar sağladığı görülmektedir. Özellikle 2025 taslak yönetmeliği, tüm yapının maliyeti yanında düşük miktarda bir fazladan maliyetle birlikte çok daha düşük yapısal hasar ve yüksek güvenlik seviyesi sunmakta; bu da uzun vadede ekonomik ve güvenli yapılaşmanın önünü açmaktadır.

Veri erişim beyanı

Bu makalede sunulan bulguları destekleyen tüm model verileri, https://web.itu.edu.tr/~avcioglu/data.html adresinde halka açık olarak erişime sunulmuştur.

Kaynaklar

1. Avcıoğlu O (2015) İki parametreli zemine oturan betonarme yapıların doğrusal olmayan hesabı ve görsel tabanlı bir bilgisayar yazılımı, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.
2. Chopra AK (2010) Dynamics of structures: theory and aplications to earthquake engineering, Prectice-Hall, Inc., New Jersey.
3. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007). Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
4. Fahjan YM (2008) Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) Tasarım ivme spektrumuna uygun gerçek deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklenmesi, İMO Teknik Dergi 4423-4444, Yazı 292.
5. OpenSees (2015). Hilber-Hughes-Taylor Method. Alındığı tarih: 26.04. 2015, adres: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Hilber-Hughes-Taylor_Method
6. Perform-3D (2006) Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3D Structures, Computer and Structures Inc. Berkeley, California.
7. Popovics S (1973) A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete. Cement and concrete research 3(5):583-599.
8. Tokmak A (2018) Betonarme Binaların OpenSees Programı ile Doğrusal Olmayan Hesabı İçin Ön ve Ard İşleme Programlarının Geliştirilmesi ve TBDY2018 Uygulamaları, (Yüksek Lisans Tezi), İTÜ.
9. TS500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım Ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
10. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018). Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara.
11. Türkiye Deprem Tehlike Haritaları Alındığı tarih: 25.12.2019, adres: https://tdth.afad.gov.tr/main.xhtml

Betonarme Kolonlarda Basınç Kuvveti Üst Sınırı İçin Bir İnceleme

Cem Aydemir[1][0000-0003-4531-5084], Müberra Eser Aydemir[2][0000-0002-4609-4845] ve Güray Arslan[3][0000-0001-5004-8617]

[1] İstanbul Aydın Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye
[2] İstanbul Aydın Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye
[3] Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye
cemaydemir@aydin.edu.tr

Özet. Bu çalışmada, betonarme kolonlar için kolon narinliği ve kat ötelenme oranına bağlı bir eksenel basınç kuvveti üst sınırı önerisi karşılaştırmalı olarak irdelenmiştir. Önerilen bağıntı ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde (TBDY2018) verilen eksenel basınç kuvveti üst sınırı, araştırmanın deney programı ve ayrıca literatürde yer alan deneysel sonuçlar kullanılarak elde edilmiş kapsamlı bir deneysel veri tabanı sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmalarda, kolon ötelenme oranı ve narinlik etkisinin eksenel basınç kuvveti sınırı üzerinde anahtar bir rol oynadığı, ayrıca ötelenme oranı ve narinlik etkisinin artmasıyla, tasarım yönetmeliğinde esas alınan eksenel basınç kuvveti üst sınır yaklaşımının başarısında belirginleşen düşüş saptanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Performansa Dayalı Tasarım, Eksenel basınç kuvveti Üst Sınırı, Ötelenme oranı, İkinci Mertebe Etkisi.

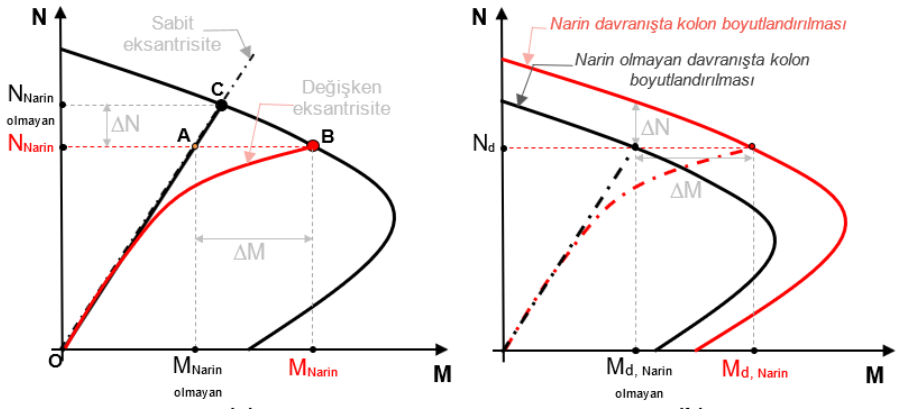
1 Giriş

Eksenel yük düzeyi, betonarme kolonların davranışı bakımından önemli bir tasarım değişkenidir. Betonarme kolonların tasarımında istenilmeyen türdeki göçme biçimlerinin önlenerek, davranışın yetkinleştirilmesi adına kolon eksenel yük düzeyine doğrudan ya da dolaylı sınırlar konulabilir. Aşağıda bu tür sınırlamalara neden olan bazı durumlar kısaca özetlenmiştir.

Bilindiği üzere sünme, uzun süreli kalıcı yüklemede betonarme kolonlarda zamana bağlı şekil değiştirme meydana getirir. Betonda sünmenin kırılma meydana getirebilmesinde en temel etki, betona uygulanan sabit eksenel gerilmedir. Betonarme kolonlarda sünme kaynaklı kırılmadan uzak durulması için kalıcı yükten kaynaklanan eksenel basınç gerilmesinde bir sınırlama getirilir. Bu eksenel basınç kuvveti üst sınırı, betonun basınç dayanımının bir oranıyla ifade edilir (Ersoy ve Atımtay, 1975). Kalıcı yükün bu üst sınırı ile kullanım ömrü arasında da ters bir ilişki vardır. Bu ilişki gereği kullanım ömrü daha uzun olması istenilen yapılarda eksenel yük üst seviyesi daha da düşürülebilir.

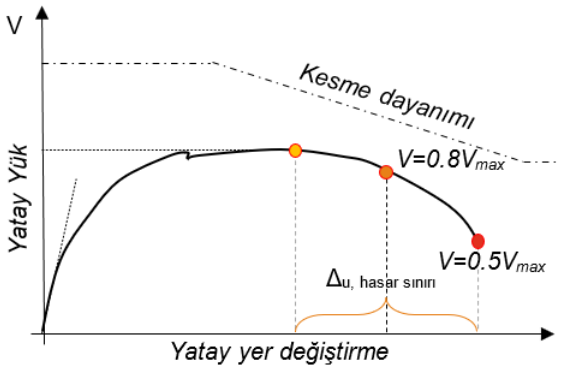
Şekil 1(a)'da narin davranış sergileyen bir betonarme kolonun karşılıklı etki diyagramı görülmektedir. Diyagramdan da görüleceği üzere; narin olmayan davranış sergileyen ve eksenel yükün sabit eksantrisite uygulandığı bir kolonda dayanım C noktası üzerinde meydana gelmektedir. Aynı diyagram üzerinde narin davranan ve ikinci mertebe momenti ($\Delta M=N\times\Delta$) nedeniyle, eksantrisitenin değişken uygulandığı durumda ise kırılma B noktasında meydana gelmektedir. Narin davranıştaki bu değişkenlik narin olmayan durum ile kıyaslandığında, narinliğin eksenel yük taşıma gücünde de azalma meydana getirdiği görülür. Şekil 1(b)'de ise narin ve narin olmayan davranış sergileyen ve aynı eksenel yüke göre tasarlanacak iki betonarme kolon, aynı etkileşim diyagramı üzerinde gösterilmiştir. Narin davranış sergileyen kolonda ikinci mertebe etkisi ile tasarım momenti büyümekte ve dolayısıyla narin olmayan duruma kıyasla donatı gereksinimi artmaktadır. Donatı miktarı artışıyla eksenel basınç dayanımı (N_o) değişeceği için narinliğin dikkate alınması eksenel yük seviyesi üzerinde dolaylı türden bir üst sınırlandırma (N/N_o oranının azalmasıyla) meydana getireceği söylenebilir.

Bileşik eğilme etkisinde zorlanan betonarme bir kolonda eğilme momentinin eksenel yüke oranı eksantrisite ($e=M/N$) ya da dış merkezlik olarak tanımlanır. Betonarme kolonların tasarımındaki minimum eksantrisite tanımı gereği ($M_{d,min}=e_{min}\times N_d$) eksenel basınç durumuna (N_o) göre tasarım yapılmaz ($M_d\geq M_{d,min}$). Bu kural gereği, minimum eğilme momentinin altında eğilme momenti etkisindeki kolonlarda donatı miktarında artış ile ilave bir dayanım fazlalığı meydana gelir. Bu dayanım fazlalığı artışı aynı zamanda eksenel basınç dayanımı da arttıracağı için eksenel yük seviyesi üzerinde dolaylı türden bir üst sınırlandırma/azaltma (N/N_o oranının azalması) söz konusu olur.



Şekil 3. a) Kısa ve narin kolonların kırılmaya yakın davranış farklılıkları (b) Eş eksenel yük düzeyinde zorlanan narin ya da kısa kolonların donatı gereksinim farklılıkları (Ersoy ve Atımtay, 1975).

Bilindiği üzere eksenel yük seviyesi betonarme kolonların belirli bir hasar sınır durumundaki yer değiştirme kapasitesi üzerine en etkili tasarım değişkenidir. Eksenel yük seviyesi ile yer değiştirme kapasitesi arasındaki ters ilişki, yer değiştirme kapasitesinin arttırılması gereken durumlarda eksenel yük seviyesinin üstten sınırlandırılmasını gerektirir. Şekil 2'de şematik bir yük-yer değiştirme ilişkisi gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere; hasar sınır tanımları ya da kabulleri farklı durumlar için yer değiştirme kapasiteleri de farklı olmaktadır. Hasar sınırları, yapıların performansa göre tasarım ya da değerlendirmesi süreçlerinde- belirli bir deprem düzeyi etkisinde yapısal performansın nicel olarak tanımlanmasında kullanılan üst sınırlardır ve malzeme birim kısalması üst sınırları ya da plastik davranış bölgesinde dayanım azalmasına bağlı ifade edilebilir. Malzeme birim şekil değiştirmesi esaslı betimlemelerde sargılı betonda ezilme, enine donatıda kopma ya da boyuna donatıda burkulma hasar durumları için birim şekil değiştirme üst sınır tanımları kullanılabilir. Dayanım esaslı betimlemelerde ise yatay yükteki sınır azalma, maksimum yatay yüke göre değişken miktarlar (%20~%50) ile ifade edilebilir (Priestley (2000)). Bu tür tanımlamalarda yatay yükte yaygın olarak kabul edilen azalma oranı ise %20'dir (Lehman vd. (2004)). Hasar sınırının tahmininde esas alınan betimlemenin yaklaşıklığı ve tanımlama farklılıkları nedeniyle, tasarım yönetmelikleri arasında yer değiştirme ve öteleme oranı sınırları arasında da farklılıklar oluşabilir. Bu farklılıklar hasar sınırına bağlı eksenel yük üst sınırı tanımlarını da etkiler.



Şekil 2. Hasar sınır yer değiştirme kapasitesinin (Δ_u) tanım farklılıkları.

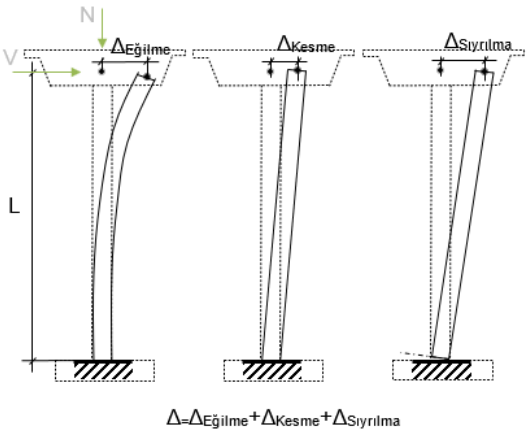
Bu çalışmada, betonarme kolonların göçme hasar sınırına karşı gelen yatay ötelenme oranına bağlı olarak bulunacak eksenel basınç kuvveti üst sınırının tahminine yönelik basit bir model (Aydemir vd., 2023) tanıtılacaktır. Davranış üzerine etkin tasarım değişkenlerine bağlı ifade edilen model sonuçları, kapsamlı bir deneysel veri tabanı sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Model, kapasite tasarımına uygun tasarlanmış ve eğilme kırılması ile taşıma gücüne ulaşan betonarme kolonlara yönelik olup, etkinliğinin, karşılaştırmalarda kullanılan deneysel veri tabanı gözlem aralığıyla sınırlı olduğu söylenebilir. Ayrıca önerilen eksenel basınç kuvveti üst sınırı, 2018 TBDY eksenel basınç kuvveti üst sınırı önerisi ile de karşılaştırmalı olarak irdelenmiştir.

2 Önerilen Eksenel Basınç Kuvveti Üst Sınırı

Şekil 3'te birleşik eğilme altında zorlanan betonarme bir kolon gösterilmiştir. Konsol kolonun eğilme momenti (1) bağıntısında verilen birinci ve ikinci mertebe momentlerinin toplamı olarak yazılabilir. İkinci mertebe etkisinin dikkate alınacak değerde olduğu ve bu etkinin yaklaşık hesabında moment büyütme yöntemi kullanılması durumunda ise tasarım momenti aşağıda verilen (2) bağıntısı ile belirlenir.

$$M = M_I + M_{II} = VL + N\Delta \tag{5}$$

$$M_d = \beta \times M_I \tag{2}$$



Şekil 3. Bileşik eğilme altında zorlanan konsol bir kolon ve yer değiştirme bileşenleri.

Kolonlarda plastik davranış bölgesindeki ikinci mertebe etkisi yatay yükte azalma eğilimi meydana getirir. Bu azalmanın sınırlandırılması göçmenin ya da hasar sınırlarının betimlenmesinde kullanılabilir. Bu tür sınırlandırmalarda yaygın olarak kabul edilen azalma oranı %20'dir (Park ve Paulay, 1975; Lehman vd., 2004). Hasar sınırının bu azalma ile temsil edildiği ve ayrıca hasar sınır durumunda kolonun eğilme momentin kolon karakteristik moment kapasitesinin (M_k: kolonların TS 500-2000'e göre belirlenen karakteristik moment taşıma gücü) üzerinde olması gerekeceği varsayımlarıyla, (1) bağıntısı aşağıdaki şekilde de yazılabilir.

$$0.8V_{maks} \times L + N \times \Delta_u \geq M_k \tag{3}$$

Bilindiği üzere eksantrisite; eğilme momentinin eksenel yüke oranıdır. Bu tanıma bağlı olarak karakteristik moment taşıma gücü eksantrisite ve eksenel yüke bağlı ifade edilebilir ($M_k=e_k \times N_d$). Ayrıca (1) bağıntısında yer alan birinci mertebe momenti ($V_{maks} \times L$), eksantrisite (e_k), eksenel yük (N_d) ve moment büyütme katsayına (β) bağlı bir biçimde ($e_k \times N_d/\beta$) olarak ifade edilebilir. Bu tanımlamalar yukarıda verilen (3) bağıntısında yerine yazılarak, Δ_u göçme hasar durumu yer değiştirmesi kapasitesi için yaklaşık bir ifade elde edilebilir.

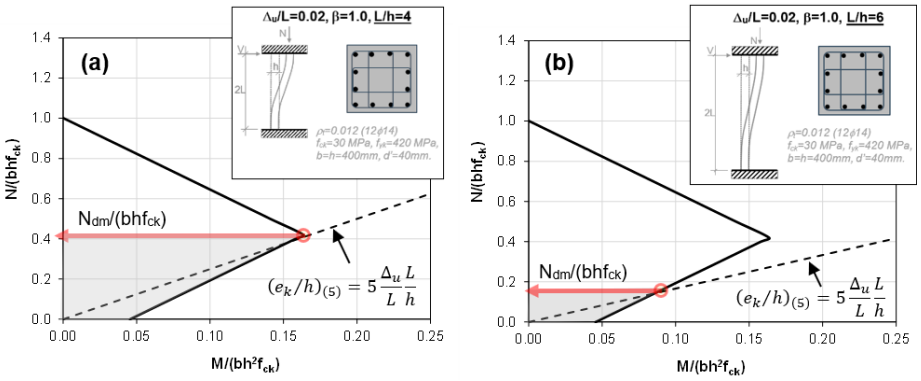
$$\Delta_u \approx e_k \times \left(1 - \frac{0.8}{\beta}\right) \tag{4}$$

Bağıntıda e_k, TS500-2000'e göre belirlenen karakteristik moment taşıma gücünün eksenel yüke oranını, β ise moment büyükte katsayısını göstermektedir. Yer değiştirmeye göre ifade edilen (4) bağıntısı, ötelenme oranına biçiminde de ifade edilebilir. Bunun için eşitliğin her iki tarafı konsol boyuna bölünüp, eşitliğin sağ tarafı h/h ile çarpılarak aşağıdaki (5) bağıntısı elde edilebilir.

$$\ddot{O}O_u = \frac{\Delta_u}{L} \approx \frac{e_k/h}{L/h} \times \left(1 - \frac{0.8}{\beta}\right) \tag{5}$$

Bağıntıda e_k/h oranı boyutsuz olup, karşılıklı etki diyagramlarındaki boyutsuz momentin boyutsuz eksenel yüke oranı olarak ifade edilebilir. Kolon ön tasarımında (5) bağıntısı yardımıyla yapılacak ön boyutlandırmada; β moment büyütme katsayısı 1.0 alınıp, kolonun narinlik oranı (L/h) ve hasar sınır ötelenme oranı talebi yardımıyla e_k/h oranını için minimum sınır, bir başka ifade ile tasarım etkileşim diyagramında eksenel basınç kuvveti için bir üst sınır (N_{dm}) belirlenebilir. Bilindiği üzere TBDY-2018'de $N_{dm} \leq 0.4 A_c f_{ck}$ olarak ifade edilmektedir. Bu ifade kolon narinlik oranı, ötelenme oranı, donatı oranı vb. tasarım değişkenlerinden bağımsız ve sabittir. Dolayısıyla bu değişkenlerden etkilenmediği varsayılmıştır. (5) bağıntısı yardımıyla belirlenen eksenel basınç kuvveti üst sınırı ise sözü edilen tasarım değişkenlerinden etkilenmektedir. Bu sebeple; hem önerilen N_{dm} değerinin saptanmasına örnek olması, hem de önerilen üst sınırın çeşitli tasarım değişkenlerinden nasıl etkilendiğini göstermek amacıyla birkaç basit karşılaştırma yapılmış ve sonuçları aşağıdaki Şekil 4 ve Şekil 5'de özetlenmiştir. Şekillerde verilen M-N etkileşim diyagramları **TBDY-2018'de verilen yaklaşık yöntem kullanılarak** elde edilmiştir.

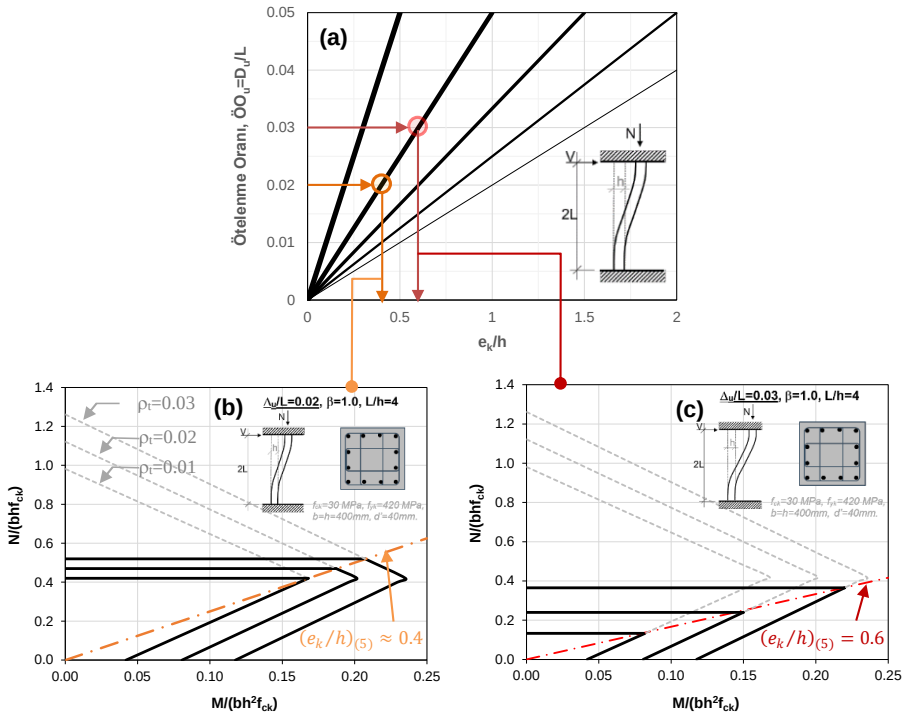
Şekil 4'de sadece narinlik oranının (L/h) değişken alınmasının, önerilen N_{dm} üst sınırı üzerindeki etkisi tartışılmıştır. Şekillerden de görüleceği üzere, N_{dm}, (5) bağıntısı ile elde edilen ve karşılıklı etkileşim diyagramı üzerine kesikli çizgi ile çizilen e_k/h oranının kapasite eğrisi ile kesiştirilmesiyle saptanmaktadır. Örnek gösterimler L/h=4 ve L/h=6 durumları için ayrı ayrı yapılmış olup, her iki üst sınır saptamasında da diğer tüm değişkenler özdeştir. Şekil 4(a) ve Şekil 4(b)'den de görüleceği üzere, önerilen yöntemde L/h narinlik oranının artması, boyutsuz dış merkezlik oranı eksenel basınç kuvveti üst sınırı üzerinde azalma meydana getirmektedir.



Şekil 4. Önerilen eksenel basınç kuvveti üst sınırının uygulaması **(a)** β=1, Δ_u/L=0.02 ve L/h=4 durumu **(b)** β=1, Δ_u/L=0.02 ve L/h=6 durumu.

Şekil 5a'da hasar sınırına göre değişken olabilen göreli ötelenme talebi ve narinlik oranına göre değişken olan ve (5) bağıntısı yardımıyla elde edilen e_k/h oranlarına ait sınır değerler gösterilmiştir. Ayrıca şekilde L/h=4 durumuna ait %2 (Şekil 5b) ve %3 (Şekil 5c) ötelenme talep durumları için iki ayrı karşılaştırma yapılmıştır. Karşılaştırmalarda 0.01, 0.02 ve 0.03 olmak üzere 3 ayrı donatı oranı esas alınmıştır. Şekil 5(b) ve Şekil 5(c) de gösterilen tasarım karşılıklı etki diyagramlarında N_{dm}, (5)

bağıntısı ile elde edilen e_k/h oranı ile kapasite eğrisi ile kesiştirilerek saptanmıştır. M-N karşılıklı etkileşim diyagramlarında N_{dm} sınırı sonrası eğriler kesikli çizgi ile gösterilmiştir. Şekillerden de görüleceği üzere, önerilen yöntemde göreli ötelenme oranı talebi arttıkça önerilen N_{dm} değeri belirgin miktarda düşerken; donatı oranı yükseldikçe ise artabilmektedir.



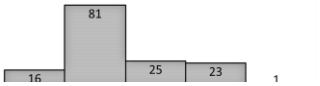
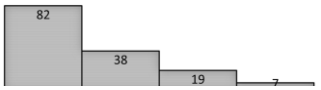
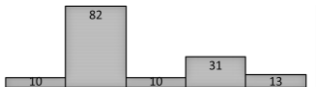
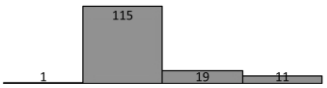
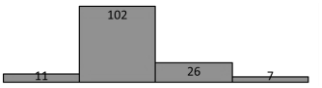
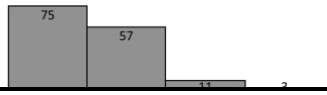
Şekil 5. Önerilen eksenel basınç kuvveti üst sınırının uygulaması **(a)** Ötelenme talebi ve narinlik oranına bağımlı değişken e_k/h **(b)** β=1, Δ_u/L=0.02 ve L/h=4 durumu için tasarım etkileşim diyagramı örneği **(c)** β=1, Δ_u/L=0.03 ve L/h=4 durumu için tasarım etkileşim diyagramı örneği.

3 Deneysel Kolon Veri Tabanı

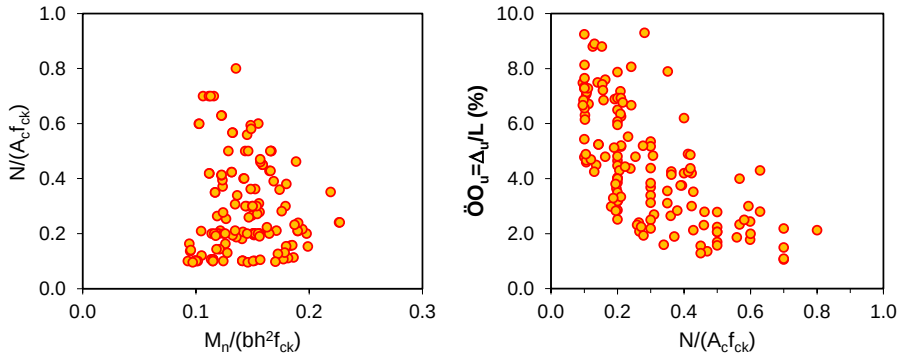
Önerilen yöntemin sonuçlarının karşılaştırılması, sabit eksenel yük altında çevrimsel kesme kuvveti ile deprem zorlamasına benzeştirilerek test edilen kolon numunelerinin deneysel sonuçlarıyla yapılacaktır. Karşılaştırmalarda, İstanbul Aydın Üniversitesi'nde test edilen betonarme kolon numunelerinin deneysel sonuçları (6 adet) yanı sıra, geniş bir deneysel veri tabanından elde edilen sonuçlardan (140 adet) (Berry vd., 2004) yararlanılmıştır. Deneysel veri tabanında yer alan kolon numunelerinin özellikleri

Tablo 1'de özetlenmiştir. Ayrıca deney kolonlarının hasar sınır durumuna karşı gelen ötelenme oranlarının saptanmasında yatay yük kapasitesinde **%20 azalma yaklaşımı** kullanılmıştır. Bu kabul yardımıyla deneysel verilerden elde edilen ötelenme oranlarının çeşitli tasarım değişkenleri ile etkileşimi Şekil 6'de ayrı ayrı diyagramlar üzerinde gösterilmiştir.

Tablo 6. Deneysel veri tabanı[(a)] ve değişkenlerin veri aralıkları.

Parametre	*Min.*	*Maks.*	*Aralık-Frekans*
Narinlik oranı, L/h	2.0	10.0	
Eksenel yük seviyesi, $N/(A_c f_{ck})$	0.07	0.80	
Beton basınç dayanımı, f_{ck} (MPa)	21.1	118	
Donatı çeliği akma dayanımı, f_{yk} (MPa)	308	587	
Boyuna donatı oranı, r_t	0.008	0.060	
Enine donatının hacımsal oranı, r_h	0.002	0.067	
Mekanik donatı indeksi, w_t	0.06	0.72	

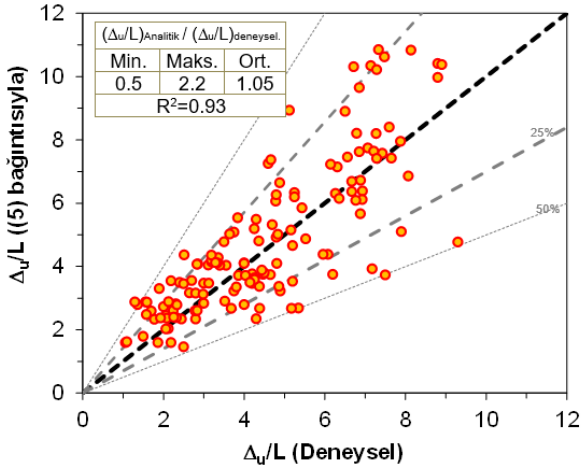
[(a)] Kolon deneysel veri tabanı numunelerine ait referanslar: Atalay ve Penzien (1975), Siryo (1975), Soesianawati vd. (1986), Zhou vd. (1987), Azizinamini vd. (1988), Kanda vd. (1988), Ghee vd. (1989), Saatcioglu ve Ozcebe (1989), Stone ve Cheok (1989), Muguruma vd. (1989), Watson ve Park (1989), Tanaka ve Park (1990), Wong vd. (1990), Chai vd. (1991), Coffman vd. (1993), Thomsen ve Wallace (1994), Bayrak ve Sheikh (1996), Galeota vd. (1996), Nosho vd. (1996), Sugano (1996), Kunnath vd. (1997), Vu vd. (1998), Wehbe vd. (1998), Xiao ve Martirossyan (1998), Henry ve Mahin (1999), Kowalsky vd. (1999), Matamoros (1999), Saatcioglu ve Baingo (1999), Saatcioglu ve Grira (1999), Kono ve Watanabe (2000), Legeron ve Paultre (2000), Mo ve Wang (2000), Paultre vd. (2001), Aydemir vd. (2023).



Şekil 6. Kolon deneysel veri tabanı etkileşim diyagramı (sol) ve **yatay yükte %20 azalmaya karşı gelen** göçme hasar sınırı ötelenme oranlarının kolon eksenel yük seviyesi değişimi (sağ).

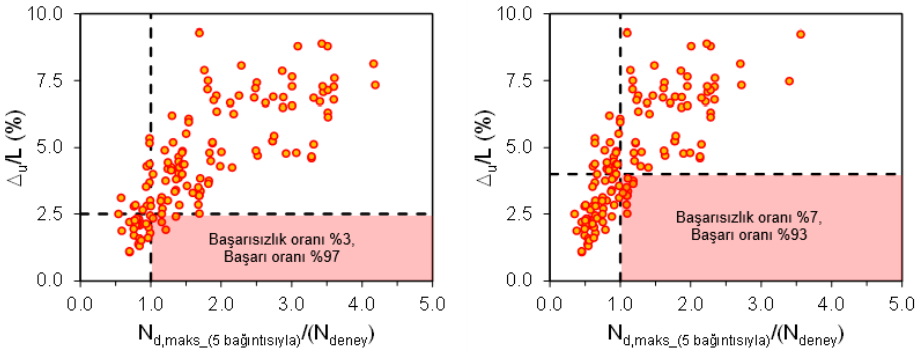
4 Önerilen Yöntemin Sonuçlarının Deneysel Kolon Veri Tabanı Sonuçlarıyla Karşılaştırılması

Bu bölümde önerilen yaklaşımın analitik sonuçları veri tabanındaki deneysel sonuçlar ile karşılaştırmalı olarak irdelenecektir. İlk adımda önerilen (5) bağıntısı ile elde edilecek göçme hasar sınırı ötelenme oranının ile deneysel sonuçlar karşılaştırılacaktır. Deney veri tabanında yer alan kolonların önerilen (5) bağıntısı kullanılarak saptanan analitik ötelenme oranları ile deneysel ötelenme oranları Şekil 7'de karşılaştırılmıştır. Şekilden de görüleceği üzere, (5) bağıntısının sonuçları deneysel sonuçlara yakın olduğu (R^2=0.93) ve hata oranı aralığının ±%50 düzeyinde olduğu söylenebilir.

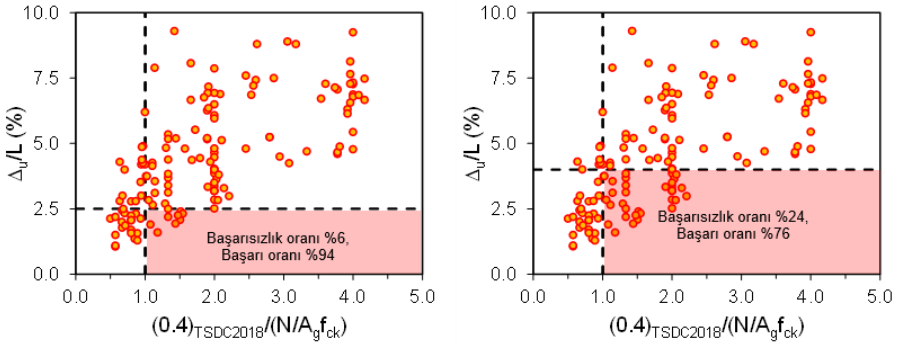


Şekil 7. (5) bağıntısı yardımıyla belirlenen analitik ötelenme oranı tahmininin deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması.

Önerilen yaklaşımla saptanan eksenel basınç kuvveti sınırının iki ayrı ötelenme oranı talebine göre başarı değerlendirmesi Şekil 8'de grafik üzerinde gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere, veri tabanında yer alan tüm kolonlar için %2.5 ve %4 olmak üzere iki ayrı ötelenme talebi için kıyaslama ayrı ayrı yapılmıştır. Önerilen eksenel basınç kuvveti sınırı, başta ötelenme talebi olmak üzere birçok parametreye göre değişkendir. Bu nedenle grafiğin yatay ekseninde önerilen eksenel basınç kuvvetinin deneysel eksenel basınç kuvvetine oranı, düşey eksende ise göreli ötelenme oranı yer almaktadır. Grafik gösterimde $N_{d,maks_önerilen}/N$ değeri 1'in üzerinde olup ötelenme oranı da sınır ötelenme oranının altında olması başarısızlık, diğer durumlar ise sınırın başarılı olduğu durum olarak dikkate alınmıştır. Bu kabulle önerilen eksenel basınç kuvveti sınırı %2.5 ötelenme talebini karşılamada %97, %4 ötelenme talebini karşılamada ise %93 oranında başarılı olduğu ve narinlik arttıkça başarı oranının pek değişmediği söylenebilir.



Şekil 8. Önerilen eksenel basınç kuvveti üst sınırının %2.5 (sol) ve %4 (sağ) ötelenme oranı sınır kabul edilerek, deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması.

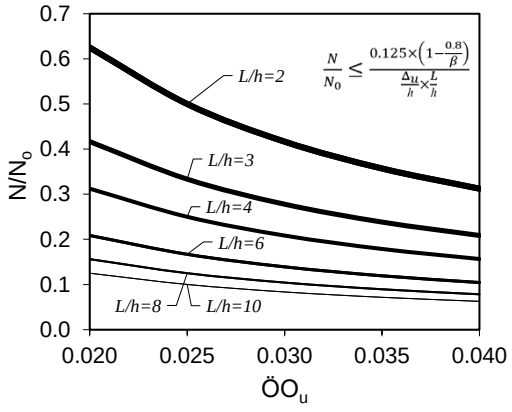


Şekil 9. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018) de verilen eksenel basınç kuvveti üst sınırının %2.5 (sol) ve %4 (sağ) ötelenme oranı sınır kabul edilerek, deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması.

Şekil 9'da Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği eksenel basınç kuvveti üst sınırının iki ayrı ötelenme oranı talebine göre başarı değerlendirmesi özetlenmiştir. Şekilden de görüleceği üzere, $N_{dm}=0.4A_cf_{ck}$ yaklaşımının %2.5 ve %4 ötelenme taleplerini karşılamada başarı oranları sırasıyla %94 ve %76 olarak gerçekleşmiştir. $N_{dm}=0.4A_cf_{ck}$ yaklaşımının %2.5 ve daha düşük ötelenme oranı talepleri için başarı oranı, %2.5 ötelenme oranı durumundaki başarı oranına oldukça yakındır. Bir başka ifade ile ötelenme talebinin %2.5'i aşmadığı durumlarda Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği eksenel basınç kuvveti üst sınırı olan $N_{dm}=0.4A_cf_{ck}$ yaklaşımının başarı oranı oldukça yüksektir. Buna karşın ötelenme talebinin %2.5'in üzerine çıkmasıyla yönetmelikte esas alınan eksenel basınç kuvveti sınırının başarı oranı azalabilmektedir. Örneğin ötelenme oranı talebinin %5 olması durumunda yönetmelik sınırının başarı oranı %61'e düşmektedir.

(5) bağıntısı ile yaklaşık olarak ifade edilen kolon ötelenme oranı, eksenel yükün (N) eksenel basınç dayanımına (N_o) oranına bağlı da ifade edilebilir (Bae ve Bayrak, 2009; Aydemir vd., 2023). $e_k/h \approx 0.125N_o/N$ (Aydemir vd., 2023) varsayılıp, bu ifade ile (5) bağıntısı yeniden düzenlenerek, aşağıda verilen (6) bağıntısı elde edilir. Şekil 10'da, (6) bağıntısında, $\beta=1$ kabulüyle; ötelenme oranı talebi ve L/h oranına göre değişken önerilen eksenel basınç kuvveti üst sınırları grafik halinde gösterilmiştir. Analitik sonuçlar ile deneysel sonuçlar karşılaştırıldığında bu ikinci basit önerinin hata oranı %3~%7 arasındadır.

$$\frac{N}{N_0} \leq \frac{0.125\times\left(1-\frac{0.8}{\beta}\right)}{\frac{\Delta_u}{h}\times\frac{L}{h}} \tag{6}$$



Şekil 10. (6) bağıntısıyla belirlenen N_{dm}/N_o oranları.

(6) bağıntısı ifade edilen N_{dm}/N_o önerisi, (5) bağıntısı ile önerilen yaklaşımdan daha basit bir öneridir. Bu öneride ötelenme oranı hasar sınırı ($ÖO_u$), kolon narinlik oranı (L/h) ve kolon eksenel basınç dayanımına (N_o) göre eksenel basınç üst sınırı (N_{dm})

değişkendir. Örneğin ötelenme oranı hasar sınırı %2 alınması durumu için; L/h=2 iken N_{dm}/N_o=0.625, L/h=4 iken N_{dm}/N_o=0.31; L/h=6 iken N_{dm}/N_o=0.21; L/h=8 iken N_{dm}/N_o =0.16; L/h=10 iken N_{dm}/N_o =0.13 ile sınırlandırılmalıdır.

5 Sonuç

Bu çalışmada, betonarme kolonların göçme hasar sınırına karşı gelen yatay ötelenme oranına bağlı olarak bulunacak eksenel basınç kuvveti üst sınırının tahminine yönelik basit bir model tanıtılmıştır. Basit tasarım değişkenlerine bağlı ifade edilen bu model tahmininin etkinliği, geniş kapsamlı bir veri tabanı esas alınarak, deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Model, kapasite tasarımına uygun tasarlanmış ve eğilme kırılması ile taşıma gücüne ulaşan betonarme kolonlara yönelik olup, etkinliğinin, karşılaştırmalarda kullanılan deneysel veri tabanı gözlem aralığıyla sınırlı olduğu söylenebilir. Sınırlı sayıda deney numunesi sonucu esas alınarak yapılan karşılaştırmalardan elde edilen temel sonuçlar aşağıda maddeler halinde sunulmuştur:

i. Betonarme kolonlarda göçme hasar sınırı ötelenme oranı (5) bağıntısı yardımıyla belirlenebilir. Çalışmada esas alınan deneysel veri tabanı esas alınarak, analitik ötelenme oranı ile deneysel ötelenme oranının birbirine oranının $((\Delta_u/L)_{Analitik} / (\Delta_u/L)_{deneysel})$ ortalama değerinin 1.1, maksimum değeri 2.2 ve minimum değeri 0.5 olduğu belirlenmiştir. Analitik ve deneysel sonuçlar arasındaki korelasyon katsayısı 0.93'tür. Bu yaklaşık yöntem esas alınarak çalışmada (5) ve (6) bağıntıları ile N_{dm} eksenel basınç kuvveti üst sınırları ifade edilmiştir. Sözü edilen yaklaşımla saptanan eksenel basınç kuvveti üst sınırları, %2.5, %4 ve %5 ötelenme oranı talepleri için deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmış ve önerilen eksenel basınç kuvveti üst sınırının hata oranının %7 dolaylarında olduğu saptanmıştır.

ii. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde verilen eksenel basınç kuvveti üst sınırı $N_{dm}=0.4A_cf_{ck}$ yaklaşımının %2.5, %4 ve %5 ötelenme oranı talepleri için mevcut deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmasıyla, hata oranının ötelenme talebi arttıkça belirginleştiği saptanmıştır. Ötelenme talebinin %2.5'i aşmadığı durumlarda Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği eksenel basınç kuvveti üst sınırı yaklaşımının hata oranının %6'yı aşmadığı ve yaklaşımın oldukça başarılı olduğu söylenebilir. Buna karşın eksenel basınç kuvveti üst sınırı sabit bir sayı ile (0.4) ifade edildiği bu yaklaşımın hata oranı, ötelenme oranı ekstrem bir değer olan %5 ötelenme oranı talebi sınır durumunda %39'a çıkabilmektedir.

Kaynaklar

1. Atalay MB, Penzien J (1975) The seismic behavior of critical regions of reinforced concrete components as ınfluenced by moment, shear and axial force. Report No. EERC 75-19, University of California, Berkeley, California.
2. Aydemir C, Aydemir EM, Arslan G (2023) Drift capacity and allowable axial load level of RC columns, Structures 48:1072-81.
3. Bayrak O, Sheikh S (1996) Confinement Steel Requirements for High Strength Concrete Columns. Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Aculpulco, Mexico, Paper No. 463.
4. Berry M, Parish M, Eberhard MO (2004) PEER Structural Performance Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
5. Chai Y, Priestley MJN, Seible F (1991) Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance. ACI Struct J 88(5):572-584.
6. Coffman HL, Marsh ML, Brown CB (1993) Seismic durability of retrofitted reinforced concrete columns. J Struct Eng 119(5):1643-1661.
7. Ersoy U, Atımtay E (1975) Betonarme: temel ilkeler ve hesap yöntemleri, Orta Dogu Teknik Üniversitesi.
8. Galeota D, Giammatteo MM, Marino R (1996) Seismic resistance of high strength concrete columns. Procedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Disc 3, Paper No. 1390.
9. Ghee A, Priestley MJN, Paulay T (1989) Seismic shear strength of circular reinforced concrete columns. ACI Struct J, 86(1):45-59.
10. Henry L, Mahin SA (1999) Study of buckling of longitudinal bars in reinforced concrete bridge columns. Report to the California Department of Transportation.
11. Kanda M, Shirai N, Adachi H, Sato T (1988) Analytical study on elasto-plastic hysteretic behaviors of reinforced concrete members. Transactions of the Japan Concrete Institute, 10.
12. Kono S, Watanabe F (2000) Damage evaluation of reinforced concrete columns under multiaxial cyclic loadings. The Second U.S.-Japan Workshop on Performance Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Japan.
13. Kowalsky MJ, Priestley MJN, Seible F (1999) Shear and flexural behavior of lightweight concrete bridge columns in seismic regions. ACI Struct J 96(1):136-148.
14. Kunnath S, El-Bahy A, Taylor A, Stone W (1997) Cumulative seismic damage of reinforced concrete bridge piers. Technical Report NCEER-97-0006, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
15. Legeron F, Paultre P (2000) Behavior of high-strength concrete columns under cyclic flexure and constant axial load. ACI Struct J 97(4):591-601.
16. Lehman DE, Moehle JP (1998) Seismic performance of well-confined concrete bridge columns. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Report No. PEER-1998/01, University of California, Berkeley, CA, USA, 1998.
17. Lehman D, Moehle JP, Mahin S (2004) Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge columns. ASCE J Struct Eng 130(6):869–70.
18. Bae S, Bayrak O (2009) Drift capacity of reinforced concrete columns. ACI Structural 106(4):405-15.
19. Matamoros AB (1999) Study of drift limits for high-strength concrete columns. Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.

20. Mo YL, Wang SJ (2000) Seismic behavior of RC columns with various tie configurations. J Struct Eng 126(10):1122-1130.
21. Muguruma H, Watanabe F, Komuro T (1989) Applicability of high strength concrete to reinforced concrete ductile column. Transactions of the Japan Concrete Institute, 11.
22. Nosho K, Stanton J, MacRae G (1996) Retrofit of rectangular reinforced concrete columns using tonen forca tow sheet carbon fiber wrapping. Report No. SGEM 96-2, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle.
23. Park R, Paulay T (1975) Reinforced concrete structures. John Wiley & Son, Inc, New York.
24. Paultre P, Legeron F, Mongeau D (2001) Influence of concrete strength and transverse reinforcement yield strength on behavior of high-strength concrete columns. ACI Struct J, 98(4):490-501.
25. Priestley MJN (2000) Performance-based seismic design. Proceedings of the 12th WCEE, Auckland, Paper No. 2831.
26. Priestley MJN, Seible F, Calvi GMS (1996) Seismic design and retrofit of bridges. John Wiley & Sons, Inc., New York.
27. Saatcioglu M, Baingo D (1999) Circular high-strength concrete columns under simulated seismic loading. J Struct Eng 125(3):272-280.
28. Saatcioglu M, Grira M (1999) Confinement of reinforced concrete columns with welded reinforcement grids. ACI Struct J 96(1):29-39.
29. Saatcioglu M, Ozcebe G (1989) Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading. ACI Struct J 86(1):3-12.
30. Siryo KK (1975) A seismic analysis of building structural members: a list of experimental results on deformation ability of reinforced concrete columns under large deflection (No.2). Building Research Institute, Ministry of Construction, Japan.
31. Soesianawati MT, Park R, and Priestley MJN, (1986). Limited Ductility Design of Reinforced Concrete Columns. Report 86-10, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
32. Sugano S (1996) seismic behavior of reinforced concrete columns which used ultra-high strength concrete. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1383.
33. Stone WC, Cheok GS (1989) Inelastic behavior of full-scale bridge columns subjected to cyclic loading. NIST Building Science Series 166, U.S. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.
34. Tanaka H, Park R (1990) Effect of lateral confining reinforcement on the ductile behavior of reinforced concrete columns. Report 90-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
35. TBDY (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.
36. TS500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
37. Thomsen J, Wallace J (1994) Lateral load behavior of reinforced concrete columns constructed using high-strength materials. ACI Struct J, 91(5):605-615.
38. Vu Nganha D, Priestley MJN, Seible F, Benzoni G (1998) Seismic Response of Well-Confined Circular Reinforced Concrete Columns with Low Aspect Ratios. Proceedings of the fifth Caltrans Seismic Research Workshop, Sacramento, California.
39. Watson S, Park R (1989) Design of reinforced concrete frames of limited ductility. Report 89-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

40. Wehbe N, Saiidi MS, Sanders D (1998) Confinement of rectangular bridge columns for moderate seismic areas. National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) Bulletin, 12(1).
41. Wong YL, Paulay T, Priestley MJN (1990) Squat circular bridge piers under multi-directional seismic attack. Report 90-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
42. Xiao Y, Martirossyan A (1998) Seismic performance of high-strength concrete columns. J Struct Eng 124(3):241-251.
43. Zhou X, Satoh T, Jiang W, Ono A, Shimizo Y (1987) Behavior of reinforced concrete short column under high axial load. Transactions of the Japan Concrete Inst., 9.

Betonarme Perdeli Çerçeveli Binalarda Farklı Döşeme Tiplerinin Doğrusal Olmayan Davranışa Etkisi

Alican Küçükbayram[1][0000-0003-3320-6577], Bilge Doran[2][0000-0001-6703-7279]

[1] İnş. Müh., Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
[2] Prof. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.
alican.kucukbayram@std.yildiz.edu.tr

Özet. Türkiye, aktif bir deprem kuşağında yer alması nedeniyle yüksek deprem riski taşıyan bir ülkedir. Bu durum, gerek akademik alan gerekse uygulamada çalışan mühendisleri özellikle son yıllarda inşa edilen betonarme yapılar için depreme karşı yapısal güvenliği artırmaya yönelik mühendislik çözümleri aramaya itmiştir. Depreme karşı gerekli ve yeterli dayanıma sahip taşıyıcı sistem ve sistem elemanlarının tasarımı ve uygun mühendislik kabulleri altında taşıyıcı sistem analizi, büyük can ve mal kayıplarının önlenmesi açısından kritik bir öneme sahiptir. Döşemeler bilindiği üzere düşey ve yatay yük aktarımını gerçekleştiren, düşey taşıyıcılarla beraber depreme karşı yanal stabiliteyi sağlayan iki boyutlu plak taşıyıcı sistem elemanlarıdır. Döşeme sistemi seçimi, betonarme yapıların deprem etkisi altında sergileyeceği doğrusal olmayan davranışı etkileyen önemli faktörlerden biridir. Bu nedenle, farklı döşeme tiplerinin depreme maruz kalan taşıyıcı sistem ve sistem elemanlarının doğrusal olmayan davranışını ne şekilde etkileyeceğini belirlemek önemlidir. Bu çalışmada, perdeli-çerçeveli betonarme binalarda farklı döşeme tiplerinin doğrusal olmayan davranışa etkisi incelenmiştir. Döşeme tipleri olarak kirişli-plak döşeme ve kirişsiz döşeme seçilmiştir. Seçilen döşeme tiplerine göre tasarlanan 6 katlı betonarme binalarda, TBDY 2018 esasları doğrultusunda statik itme analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda yapıların; periyot değerleri, hedef yer değiştirme istemleri, taban kesme kuvveti ve yer değiştirme değerleri, enerji yutma kapasiteleri ve düşey taşıyıcı elemanların olası hasar bölgeleri karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Statik İtme Analizi, Betonarme Yapılar, Döşeme Sistemleri, Perdeli-çerçeveli Sistemler.

1 Giriş

Deprem açısından riskli bir ülke olan Türkiye'de, depreme dayanıklı yapı tasarlamak büyük bir önem arz etmektedir. Son yıllarda yaşanan büyük ve yıkıcı depremlerle birlikte, yapıların depreme karşı dirençli olması gerekliliği bir kez daha ortaya çıkmıştır. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği-2018 (TBDY-2018)'de çeşitli yapı malzemeleriyle inşa edilecek olan yapılar için gerekli tasarım ve analiz yöntemleri sunulmaktadır ve deprem etkisi altında şekil değiştirmeye göre tasarım ve değerlendirmede, doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile elde edilen şekil değiştirme ve dayanım talepleri ile kapasiteler karşılaştırılmaktadır.

Doğrusal elastik yöntem ile tasarlanan taşıyıcı elemanların yeterli dayanım ve rijitliğe sahip olması gerekirken, şekil değiştirme taleplerini de karşılaması beklenir. Betonarme elemanlarda bu şartlar sağlanarak sünek davranış elde edilmektedir. Sünek davranışta elemanların veya sistemin, dayanımında ciddi bir kayıp olmadan elastik ötesi şekil değiştirme yapabilmesi gerekir (Celep, 2017). Sistemde sünek davranışın oluşması, izin verilen hasarın meydana gelebileceği anlamına gelmektedir. Öncelikle hasarın kirişlerde meydana gelmesi sistemde ani göçme veya kat mekanizması meydana gelmesinin önüne geçer. Bundan dolayı kolonlar kirişlerden daha güçlü tasarlanarak bu durum engellenmek istenir (Darılmaz, 2019). Bu durum, kirişli-plak döşemeye sahip binalarda geçerli iken kirişsiz döşemeye sahip binalarda geçerli değildir. Kirişsiz döşemeli binalarda ise düşey taşıyıcı elemanların hasar durumları büyük önem taşımaktadır.

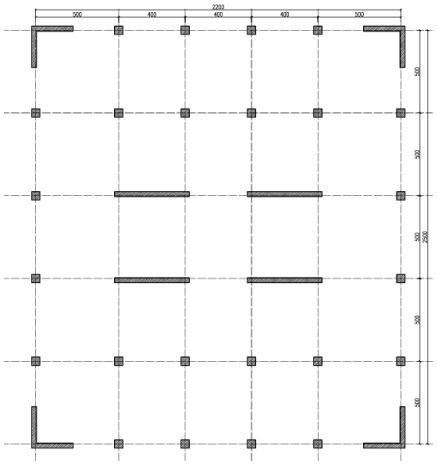
Depreme karşı yanal stabiliteyi sağlayan plak taşıyıcı sistemler de davranış için ciddi bir öneme sahiptir. Mimari detaylardan dolayı farklı döşeme sistemleri geliştirilmiş olsa da deprem açısından güvenli sistemin tercih edilmesi gerekir. Bu çalışmada, tasarımda en çok tercih edilen döşeme tiplerinden olan kirişli-plak ve kirişsiz döşemeler kullanılmıştır. İki farklı döşeme tipine sahip, tasarımları doğrusal elastik yöntemle yürürlükteki yönetmeliklere uygun olarak gerçekleştirilmiş 6 katlı betonarme perdeli çerçeveli binaların TBDY-2018 esasları doğrultusunda tek modlu statik itme analizleri yapılmıştır. Elde edilen bulgularla birlikte farklı döşeme tiplerinin doğrusal olmayan davranışta nasıl sonuçlar verdiği değerlendirilmiştir.

Bu konuda daha önce yapılmış benzer çalışmalar da bulunmaktadır. Joshi ve Murnal (2013) 8 katlı kirişli-plak ve kirişsiz döşeme sistemine haiz betonarme binalarda statik itme analizleri gerçekleştirmiştir. Analizler sonucunda, kirişsiz döşemelerin kiriş plağa göre daha esnek olmasından ötürü daha büyük hedef yer değiştirme elde etmişlerdir. Kirişli-plak sistem kirişsiz sisteme göre daha rijit olduğundan, kesme kuvveti kapasitesi

daha büyüktür (Joshi ve Murnal, 2013). Akkaş (2021) yüksek bina sınıfındaki bir binada farklı döşeme tiplerinin doğrusal olmayan davranışa etkisini incelemiştir. Kirişli-plak, mantar döşeme, asmolen döşeme ve döşeme modellenmeyen 4 farklı sistem tercih etmiştir. Zaman tanım alanında gerçekleştirdiği analizler sonucunda, en ağır ve periyodu en yüksek bina asmolen döşemeli bina olmuştur. Hem elastik deprem kuvvetine hem de farklı ivme kayıt ortalamalarına göre taban kesme kuvveti en yüksek bina kirişli-plak döşemeye sahip bina olduğunu ifade etmiştir. Keleş vd. (2021) dört farklı döşeme tipine sahip farklı kat sayılarındaki binaların statik ve dinamik parametrelerini incelemişlerdir. Döşeme tipi olarak; kirişli-plak döşeme, kirişsiz döşeme, kaset döşeme ve tek yönlü dişli döşeme kullanmışlardır. 3, 4 ve 5 katlı üç farklı kat sayısı kullanarak, dört adet döşeme tipini incelemişlerdir. Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre hesaplanan taban kesme kuvveti değerleri karşılaştırıldığında, en düşük değere kirişli-plak döşeme sahipken, en büyük değere tek yönlü dişli döşemenin sahip olduğunu ifade etmişlerdir. Periyot değerleri en düşükten en yükseğe sıralandığında; kirişli-plak, kaset, tek yönlü dişli ve kirişsiz döşeme şeklinde olduğunu ve maksimum yatay yer değiştirmeler karşılaştırıldığında ise en düşük değere kirişli-plak döşeme sahipken, en büyük değere tek yönlü dişli döşemenin sahip olduğunu ifade etmişlerdir.

2 Sayısal Çalışma

Bu çalışmada iki farklı döşeme sistemine haiz betonarme perdeli-çerçeveli bina için de aynı plan boyutları kullanılmıştır. X ve Y-yönünde 5 açıklıklı, 22 × 25 (m×m) plan boyutlarına sahip, burulma düzensizliği olmayan bir sistem seçilmiştir. 6 kata sahip olan binada kat yüksekliği her katta eşit ve 2.8 m olup, toplam bina yüksekliği 16.8 m'dir. İki farklı bina için de aynı boyutta düşey taşıyıcı elemanlar kullanılmıştır. Kolon boyutları 500/500 mm, perde boyutları ise 250/2500 (mm/mm) ve 250/4000 (mm/mm)'dir. Şekil 1'deki kolon-perde aplikasyon planında aks açıklıkları ve düşey taşıyıcı eleman yerleşimleri görülmektedir.



Şekil 1. Kolon-Perde aplikasyon planı.

Döşeme tipleri olarak kirişli-plak ve kirişsiz döşeme seçilmiştir. Kirişli-plak döşemeye sahip binada (KP); döşeme kalınlığı 15 cm ve kiriş boyutları 25/50 cm'dir. Kirişsiz döşemeye sahip binada (KZ), döşeme kalınlığı 25 cm'dir. Yapılardaki tüm döşemelerin üzerinde aynı düşey yükler kullanılmış olup, sıva+kaplama yükü 3 kN/m^2, hareketli yük ise 2 kN/m^2 olarak alınmıştır. Beton için C30/37, donatı içinse B420C malzeme sınıfları kullanılmıştır. Tüm kesitler Tablo 1'de verilmiştir. Kesitlere ait donatılar ise Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 1. Taşıyıcı sistem eleman boyutları.

	Kirişli-Plak Döşeme	Kirişsiz Döşeme
Döşeme	150 mm	250 mm
Kiriş	250/500 (mm/mm)	-
Kolon	500/500 (mm/mm)	500/500 (mm/mm)
Perde	250 mm	250 mm

Tablo 2. Taşıyıcı sistem elemanlarının donatıları.

		Kirişli-Plak Döşeme	Kirişsiz Döşeme
Kiriş	Boyuna D.	Alt-Üst 3ϕ18	-
	Etriye	ϕ8/200/100	-
Kolon	Boyuna D.	16ϕ16	16ϕ16
	Etriye	ϕ10/200/100	ϕ10/200/100
Perde	Başlık Boy.	ϕ16/100	ϕ16/100
	Başlık Etr.	ϕ10/100	ϕ10/100
	Gövde Boy.	ϕ14/100	ϕ14/100
	Gövde Yat.	ϕ12/200 (250/2500)	ϕ12/200 (250/2500)
		ϕ12/200 (250/4000)	ϕ14/200 (250/4000)

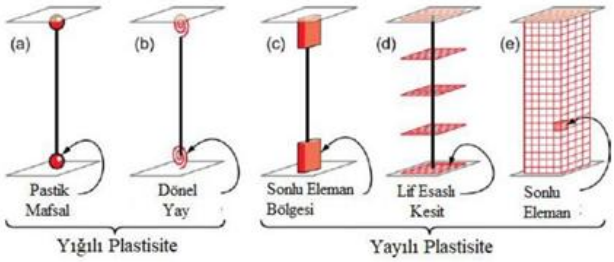
Yapıların 41.07967 enleminde ve 28.81197 boylamında yer aldığı ve yerel zemin sınıfının ZC olduğu varsayılmıştır. AFAD'ın Türkiye Deprem Tehlike Haritası'ndan kısa periyot (S_{DS}) ve 1.0 saniye periyot (S_{D1}) için tasarım spektral ivme katsayıları elde edilmiş olup, Tablo 3'te verilmiştir.

Tablo 3. Tasarım spektral ivme katsayıları.

Enlem	41.07967
Boylam	28.81197
Yerel Zemin Sınıfı	ZC
S_{DS}	0.973
S_{D1}	0.347

3 Değerlendirmeler

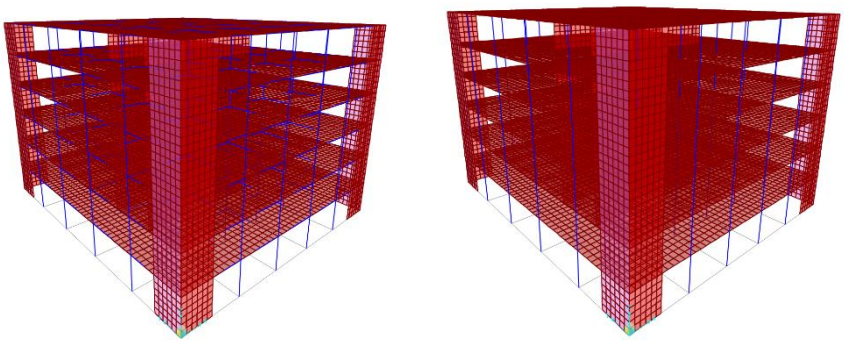
Bir önceki bölümde verilen bilgiler doğrultusunda üç boyutlu yapısal modeller (Şekil 3) oluşturulup, tek modlu statik itme analizleri yapılmıştır. TBDY-2018 esasları doğrultusunda, taşıyıcı elemanlar için plastik mafsal kabulleri açıkça belirtilmiştir. Yığılı ve yayılı olmak üzere iki tür plastik mafsal modeli bulunmaktadır. Yığılı plastik mafsal modelinde; taşıyıcı sistem elemanlarında, plastik şekil değiştirmelerin plastik mafsal adı verilen kesitlerde yoğunlaştığı ve bu bölge dışında çubuğun doğrusal elastik davrandığı kabul edilir. Plastik şekil değiştirmelerin yayılı olduğu uzunluk plastik mafsal boyu (L_p) olarak adlandırılmaktadır ve bu uzunluk çalışan doğrultudaki kesit boyutunun (h) yarısına eşit kabul edilebilir (TBDY-2018). Yayılı plastik mafsal modelinde ise; plastik şekil değiştirmelerin kesit üzerinde sürekli bir şekilde dağıldığı kabul edilir. Şekil 2'de plastik mafsal modelleri görülmektedir.



Şekil 2. Plastik mafsal modelleri.

Bu çalışmada, kolonlar ve kirişler için yığılı plastik mafsal modeli kullanılırken, perdeler için yayılı plastik mafsal modeli kabul edilmiştir. Kirişlerde sadece eğilme momenti mafsalı (M3), perde ve kolonlarda ise eksenel yük ve eğilme momenti etkileşimi dikkate alınmıştır. Bu kabuller doğrultusunda, kolonlar ve kirişler için uç bölgelerinin plastik dönme değerlerine bağlı kalarak kesit hasar bölgeleri tayin edilirken, perdeler için ise beton ve donatı çeliğindeki birim şekil değiştirmelere göre belirlenmiştir. Ayrıca, döşemeler TBDY-2018'de izin verildiği gibi doğrusal elastik kabul edilmiştir. Tüm analizler SAP2000 yapısal analiz programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

Modal analiz sonucunda elde edilen serbest titreşim periyot değerleri KP yapısı için; X-yönünde 0.472 sn., Y-yönünde 0.594 sn. periyoda sahipken, KZ yapısı için; X-yönünde 0.565 sn., Y-yönünde ise 0.767 sn. periyoda sahiptir. Buna göre KP yapısının KZ yapısına göre periyotları, X-yönünde %16.5 ve Y-yönünde %22.6 daha düşüktür. Bu durum, KP yapısının KZ yapısına oranla daha rijit olduğunu göstermektedir.



Şekil 3. KP ve KZ yapılarına ait sayısal model.

TBDY 2018'e göre tek modlu statik itme analizinde, yapı öncelikle tahmini bir noktaya kadar itilir. Elde edilen itme eğrisi, koordinatları modal sözde ivme-modal yer

değiştirme olan modal kapasite diyagramına dönüştürülür. Ardından koordinatları spektral yer değiştirme-spektral ivme olan doğrusal deprem spektrumu dikkate alınarak, modal kapasite diyagramı ile birlikte çizilir. İki binada da $T_1 > T_B$ olduğu için grafiklerin kesişim noktasının denk geldiği spektral yer değiştirmeye göre hedef yer değiştirme istemleri hesaplanır (TBDY-2018). Sistemin periyodu azaldıkça ve T_B köşe periyoduna yaklaştıkça, elde edilecek yer değiştirme değeri daha küçük olacağından, hedef yer değiştirme değeri de küçülecektir. İki binaya ait X ve Y yönleri için ayrı ayrı hesaplanmış hedef yer değiştirme istemleri Tablo 4'te verilmiştir. Tablo 4'te görüldüğü üzere, KP yapısında; X-yönünde 48.6 mm, Y-yönünde 61.8 mm hedef yer değiştirme istemi elde edilirken, KZ yapısında; X-yönünde 60.6 mm, Y-yönünde ise 80.1 mm hedef yer değiştirme istemi hesaplanmıştır. KZ yapısının hedef yer değiştirme istemi KP yapısına oranla, X-yönünde %24.7 ve Y-yönünde %29.6 daha fazladır. Daha önce bahsedildiği gibi, periyodu daha az ve daha rijit olan KP yapısının hedef yer değiştirme istemi, KZ yapısına oranla daha küçüktür.

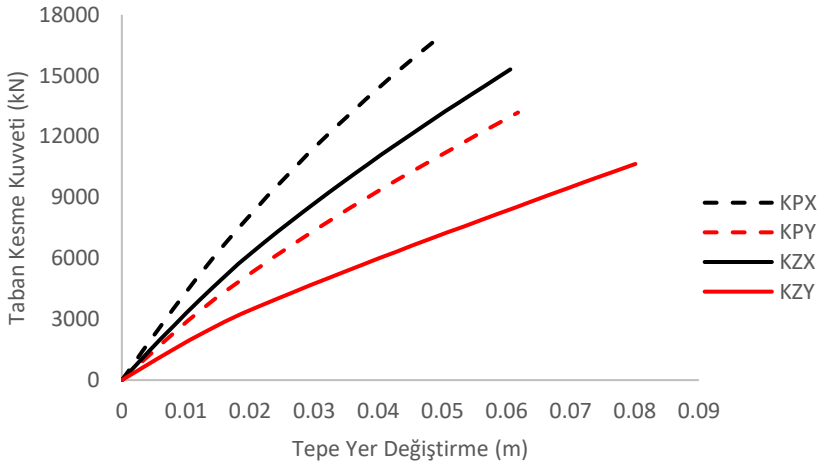
Tablo 4. Hedef yer değiştirme istemleri.

	X yönü (mm)	Y yönü (mm)
KP	48,6	61,8
KZ	60,6	80,1

Hedef yer değiştirme istemlerine göre itme analizleri tekrarlanmıştır. Analizler sonucunda kapasite eğrileri elde edilmiştir. İki binaya ait eğrilerden elde edilen taban kesme kuvveti kapasite değerleri Tablo 5'te verilmiştir. Tablo 5'te görüldüğü üzere, KP yapısı; X-yönünde 16665.87 kN, Y-yönünde 13186.71 kN taban kesme kuvveti kapasitesine sahipken, KZ yapısı; X-yönünde 15309.11 kN, Y-yönünde 10650.29 kN taban kesme kuvveti kapasitesine sahiptir. KP yapısının taban kesme kuvveti değeri KZ yapısına göre, X-yönünde %8.9 ve Y-yönünde %23.8 daha yüksektir. Yapılara ait kapasite eğrileri Şekil 4'te verilmiştir.

Tablo 5. Taban kesme kuvveti ve hedef yer değiştirmeler.

	X yönü		Y yönü	
	kN	mm	kN	mm
KP	16665.87	48,6	13186.71	61,8
KZ	15309.11	60,6	10650.29	80,1



Şekil 4. KP ve KZ yapılarının kapasite eğrileri.

Kapasite eğrilerinin altında kalan alanlar hesaplanarak enerji yutma kapasiteleri hesaplanmıştır (Tablo 6). Buna göre, KP yapısı; X-yönünde 445.88 kN.m, Y-yönünde 447.87 kN.m enerji yutma kapasitesine sahipken, KZ yapısı; X-yönünde 509.62 kN.m, Y-yönünde 465.91 kN.m enerji yutma kapasitesine sahiptir. KZ yapısında enerji yutma kapasitesi KP yapısına göre X yönünde %14.3 fazlayken, Y yönünde ise %4.0 daha fazladır.

Tablo 6. Enerji yutma kapasiteleri.

	X-yönü (kN.m)	Y-yönü (kN.m)
KP	445,88	447,87
KZ	509,62	465,91

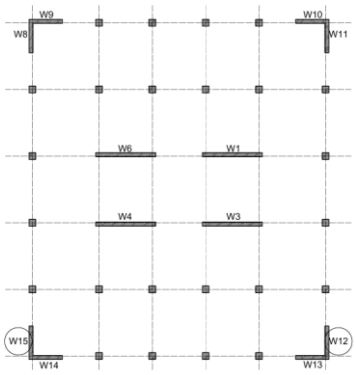
Kapasite eğrileri elde edildikten sonra her bina için düşey taşıyıcı sistem elemanları için oluşması muhtemel hasarlar sayısallaştırılmıştır. Kolon ve kiriş elemanlarda yığılı plastik mafsal kabul edildiği için, plastik dönme değerleri ile hasar bölgeleri belirlenmiştir. Perdelerde ise yayılı plastik mafsal kabul edildiği için, birim şekil değiştirme değerleri ile hasar bölgeleri belirlenmiştir. Tablo 7'de her iki yön için, yapılardaki kolonlarda meydana gelen hasar oranları verilmiştir. Tablo 7'de verilen değerlere göre, KP ve KZ yapılarında belirgin hasar (BH) bölgesine geçen kolonlar mevcutken, bu binalardaki diğer tüm kolonlar sınırlı hasar (SH) bölgesinde kalmaktadır. İleri hasar bölgesinde (İH) ve göçme bölgesinde (GB) taşıyıcı sistem

elemanı bulunmamaktadır. KP yapısı KZ yapısına oranla daha büyük taban kesme kuvvetine maruz kaldığından, kolonlarda daha fazla plastik mafsal görülmesi beklenen bir durumdur.

Tablo 7. Kolon hasar oranları.

	SH	BH	İH	GB
KP	280	8	0	0
KZ	286	2	0	0

Her iki binada da Şekil 5'teki 1. kat planında işaretlenen iki adet perde hariç diğer tüm perdeler sınırlı hasar (SH) bölgesinde kalmaktadır. İşaretlenen iki perde için hesaplanan birim şekil değiştirme değerleri Tablo 8'de verilmiştir. KP yapısındaki W12 ve W15 perdelerinde meydana gelen beton birim şekil değiştirme değerleri, KZ yapısındaki değerlerden daha düşüktür.



Şekil 5. Belirgin hasar bölgesindeki perdeler.

Tablo 8. W12 ve W15 perdelerinin birim şekil değiştirme değerleri.

		Yön	ε_c	$\varepsilon_{c\text{-GÖ}}$	$\varepsilon_{c\text{-KH}}$	$\varepsilon_{c\text{-SH}}$
KP	W12	Y	0.00288	0.00495	0.00371	0.0025
	W15	Y	0.00288	0.00495	0.00371	0.0025
KZ	W12	Y	0.00341	0.00495	0.00371	0.0025
	W15	Y	0.00341	0.00495	0.00371	0.0025

Tablo 8. W12 ve W15 perdelerinin birim şekil değiştirme değerleri (devamı).

ε_s	$\varepsilon_{s\text{-GÖ}}$	$\varepsilon_{s\text{-KH}}$	$\varepsilon_{s\text{-SH}}$	$\varepsilon_{c\text{-hasar}}$	$\varepsilon_{s\text{-hasar}}$
0.00277	0.032	0,024	0,0075	BH	SH
0.00277	0.032	0,024	0,0075	BH	SH
0.00329	0.032	0,024	0,0075	BH	SH
0.00329	0.032	0,024	0,0075	BH	SH

4 Sonuçlar ve Öneriler

Bu çalışma kapsamında, perdeli-çerçeveli olarak tasarlanmış 6 katlı betonarme binada tasarım depremi altında doğrusal olmayan davranışı belirleyebilmek üzere tek modlu statik itme analizi gerçekleştirilmiştir. Binalarda iki farklı döşeme sistemi tercih edilmiştir. Binalarda TBDY-2018 esasları doğrultusunda analizler gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

1. Yapılan analizler sonucunda, KP yapısının periyodunun her iki yönde de KZ yapısından küçük olması, KP yapısının daha rijit olduğu anlamına gelmektedir. Tek modlu statik itme analizi sonucunda elde edilen hedef yer değiştirme istemlerinde de aynı durum görülmektedir. KP yapısı, KZ yapısına göre daha rijit olduğundan, daha düşük hedef yer değiştirme istemine sahiptir. Hedef yer değiştirme istemleri elde edildikten sonra, tekrarlanan itme analizi sonucunda kapasite eğrileri elde edilmiştir. Bu eğrilere göre KP yapısı her iki yönde de daha büyük taban kesme kuvveti kapasitesine sahiptir.
2. Kapasite eğrilerinin altında kalan alanlar bulunarak enerji yutma kapasiteleri hesaplanmıştır. Her iki yönde de KZ yapısı KP yapısına oranla daha büyük enerji yutma kapasitesine sahiptir.
3. Düşey taşıyıcı elemanlarda hasar bölgeleri belirlenmiştir. KP ve KZ yapılarında belirgin hasar (BH) bölgesine geçen kolonlar bulunmaktadır ve bu binalardaki diğer tüm kolonlar sınırlı hasar (SH) bölgesinde kalmaktadır.

Ayrıca her iki binada da ileri hasar (İH) ve göçme bölgesinde (GB) kolon bulunmamaktadır. Perdelerde ise hasar bölgesi açısından benzerlik görülmektedir. İki yapıda da 1. katta bulunan W12 ve W15 perdeleri hariç tüm perdeler sınırlı hasar bölgesindedir. W12 ve W15 perdeleri belirgin hasar bölgesindedir. Bu perdelerin beton birim şekil değiştirmeleri KP yapısında daha düşükken, KZ yapısında daha yüksektir. KP yapısında KZ yapısına oranla daha fazla kolon belirgin hasar (BH) bölgesinde kalmaktadır. KP yapısı görece daha büyük taban kesme kuvvetine maruz kaldığı için taşıyıcı elemanlarda daha fazla hasar oluşması beklenen bir durumdur.

Bu sonuçlar doğrultusunda, KZ yapısı her ne kadar daha sünek olsa da KP yapısı enerji yutma kapasitesi açısından daha avantajlıdır. Çünkü betonarme sistemlerde toptan göçmeyi engellemek için mafsal mekanizmalarının öncelikli olarak kirişlerde oluşması tercih edilir. Kirişsiz döşemelerde mekanizmalar direkt olarak düşey taşıyıcı elemanlarda oluşacağı için sistem toptan göçmeye daha hızlı ulaşır. Bu da kirişli-plak döşemenin kirişsiz döşemeye göre daha çok tercih edilme nedenlerinden birisidir.

Kaynaklar

1. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı. https://tdth.afad.gov.tr/ son erişim 2025/02/15.
2. Akkaş YE (2021) TBDY 2018'e göre farklı döşeme tiplerinin yüksek bina sınıfındaki bir yapıda doğrusal olmayan davranışa olan etkilerinin incelenmesi. Yüksek lisans tezi, Mersin Üniversitesi, Mersin.
3. Celep Z (2017) Betonarme taşıyıcı sistemlerde doğrusal olmayan davranış ve çözümleme, İstanbul, Beta Basım Yayım Dağıtım A.Ş.
4. Darılmaz K (2019) Depreme Dayanıklı Binaların Tasarımına Giriş, İstanbul, Birsen Yayınevi.
5. Joshi DD, Murnal PB (2013) Performance of flat slab structure using pushover analysis. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE) 8(3):41-44.
6. Keleş Y, Kasap H, Yaman Z (2021) Evaluating the effects of different slab types on static and dynamic characteristics of structures. Challenge Journal of Structural Mechanics 7(2):71-83.
7. SAP2000 (V23) Structural Analysis and Design, Computers and Structures Inc.
8. TBDY (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.

Kat Seviyeleri Farklı ve Çekiçleme Potansiyeli Bulunan Betonarme Binalar Arasındaki Gerekli Derz Mesafelerinin Belirlenmesi

M. İnel[1], E. Deniz[2], M. Kamal[3], B. T. Çaycı[3]ve A.S. Akbıyık[2]

[1] Prof. Dr., İnşaat Müh. Bölümü, Pamukkale Üniversitesi, Denizli
[2] İnş. Yük. Müh., İnşaat Müh. Bölümü, Pamukkale Üniversitesi, Denizli
[3] Doç. Dr. İnşaat Müh. Bölümü, Pamukkale Üniversitesi, Denizli
esrefdenizz@gmail.com

Özet. Kalabalık şehirlerde arazi maliyetlerinin yüksek ve arazi kullanımlarının kısıtlı olması, komşu binaların yetersiz deprem derz mesafeleri ile inşa edilmesine neden olmaktadır. Farklı dinamik özelliklere sahip bitişik binalardaki sismik çarpışmalar, yapısal hasara veya toptan göçmeye neden olabilir. Sismik çarpışma nedeniyle gözlenen yaygın hasar türlerinden biri kesme hasarıdır. Bu hasar genellikle farklı kat seviyelerine sahip bitişik binalar arasında gözlenir. Kritik kolonların kesme taleplerindeki artış nedeniyle, kesme dayanımı aşılarak kesme hasarları gözlenebilir. Bu nedenle, bitişik binalar arasındaki gerekli minimum derz mesafesinin belirlenmesi büyük önem taşımaktadır. Literatürde bu mesafelerin çoğu, çarpmanın önlenmesi için dikkate alınmaktadır. Ancak, herhangi bir yer hareketi sırasında komşu binaların çarpışması, binaların ağır hasar göreceği veya tamamen çökeceği anlamına gelmez. Yapısal hasarın gözlenmediği veya binaların etkileşimine rağmen düşük mertebeli hasarların gözlendiği durumlar için optimum bir boşluk mesafesi geliştirilebilir. Bu çalışma, düşük ve orta katlı betonarme binaların kesme hasarlarının önlenebilmesi için gerekli minimum derz mesafesini araştırmayı amaçlamaktadır.

Anahtar Kelimeler: Sismik Çekiçleme, Döşemeden Kolona Çarpışma, Betonarme Binalar, Derz Mesafesi, Doğrusal Elastik Olmayan Zaman Tanım Alanında Analiz.

1 Giriş

Yoğun kentleşme, yüksek arsa maliyeti ve mimari kaygılar nedeniyle birçok bina yetersiz derz mesafesiyle inşa edilmiştir (Anagnostopoulos ve Spiliopoulos 1992). Özellikle çok katlı binalarda yatay ötelenme talepleri, sıkışık kent dokusunda ciddi sorunlara yol açmaktadır. Literatürde bu duruma çözüm olarak düşey izolasyon sistemleri önerilse de (Forcellini ve Kalfas 2023), mevcut yapı stokunun büyük kısmı risk altındadır. Örneğin, Eskişehir'de incelenen 500 yapının %64'ünde yeterli derz mesafesi bulunmamaktadır (Doğan and Günaydin 2009). Yetersiz derz mesafesi, depremde döşemeden kolona çarpışmalara ve ciddi yapısal hasarlara yol açabilir. Nitekim 1985 Meksika City ve 1989 Loma Prieta depremlerinde birçok yapıda bu tür çarpışmalar rapor edilmiştir (Meli ve Rosenblueth 1986, Kasai ve Maison 1997).

Mevcut çalışmaların büyük çoğunluğu döşemeden döşemeye çarpışma durumuna odaklanmıştır. Ancak, Jeng ve Tzeng'in Taipei'deki saha çalışması (Jeng ve Tzeng 2000), sismik çarpışma nedeniyle yıkılan yapıların önemli bir kısmında döşemeden kolona çarpışmanın etkili olduğunu vurgulamıştır. Söz konusu çalışmada, büyük ölçekli bir deprem senaryosu altında, incelenen 2359 yapının 403'ünün çarpışma nedeniyle hasar görebileceği öngörülmüştür. Yıkım durumları; göçme (1.9%), ağır (%3.2), orta (%4.3) ve hafif (%44.4) hasar olmak üzere sınıflandırılmış ve çarpışma sonucu yıkılan yapıların %85'inde döşemeden kolona çarpışmanın gözlendiği bildirilmiştir.

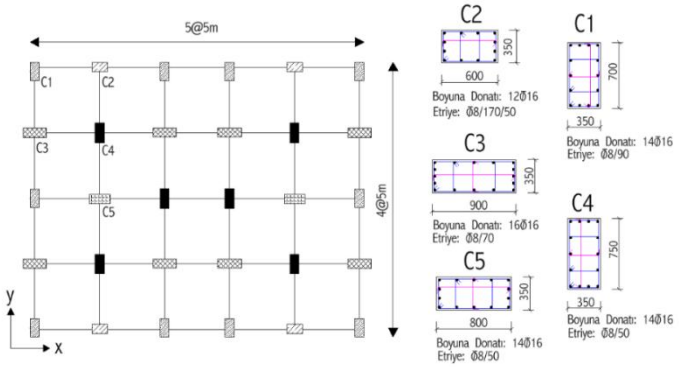
Bu çalışmada, potansiyel döşemeden kolona çarpışmanın söz konusu olduğu düşük ve orta katlı betonarme yapılarda, kesme hasarını önlemeye yönelik minimum derz mesafesi araştırılmıştır. 3 ila 10 kat arasında değişen on farklı 3B yapı modeli için, toplam 22 deprem kaydı ile doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizleri gerçekleştirilmiştir. Öncelikle, çarpışmanın gözlenmediği ve kat seviyeleri farklı olan ikili bina modelleri arasındaki minimum sismik derz mesafeleri (Durum-1) belirlenmiştir. Elde edilen derz mesafeleri, Kamal & İnel (Kamal ve Inel 2022) tarafından geliştirilen basitleştirilmiş yöntem ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde (TBDY-2018) sunulan α katsayıları ile karşılaştırılmıştır. Ardından, ikili modeller arasında çarpışmanın gözlendiği ve kesme talebinin kesme dayanımını aşmadığı sınır mesafe (Durum-2) iteratif olarak hesaplanmıştır.

2 Bina Modellerinin Özellikleri

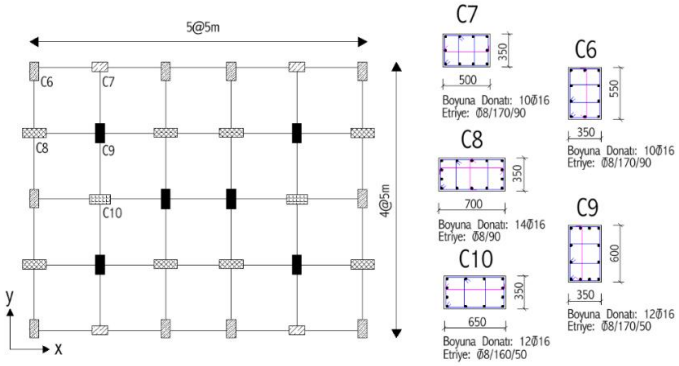
Bu çalışmada, taşıyıcı sistem olarak moment aktaran betonarme (BA) çerçeveli yapılar tercih edilmiştir. Modellenen yapılar, 3 ila 10 kat arasında değişmekte olup, herhangi bir düzensizlik içermemektedir. Yapıların plan boyutları, her biri 5'er metrelik açıklıklarla X yönünde 25 m ve Y yönünde 20 m olarak belirlenmiştir (Şekil 1). Kat yükseklikleri tüm modeller için 3 m'dir. Tüm yapı modelleri, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2018) kapsamında, DD-2 deprem seviyesi (50 yılda aşılma

olasılığı %10) dikkate alınarak tasarlanmıştır. Yapı önem katsayısı (I) ve davranış katsayısı (R) sırasıyla 1 ve 8 olarak alınmıştır. Zemin türü olarak TBDY-2018'e göre "ZD" sınıfı seçilmiş olup, bu zemin tipi FEMA-356 (FEMA-356 2000) ve ASCE 7-16 (ASCE7-16 2016) yönetmeliklerinde "D" sınıfı zeminle örtüşmektedir.

Tablo 1'de verilen kolon ve kiriş boyutları, kat sayısına bağlı olarak yapı modellerine özgü belirlenmiş ve taşıyıcı elemanlar simetrik olarak yerleştirilmiştir. 3, 4 ve 5 katlı yapılar için beş farklı kolon kesiti; 6, 7, 8, 9 ve 10 katlı yapılar için ise on farklı kolon kesiti kullanılmıştır. Kiriş boyutları, yapı yüksekliği ve kat seviyesi göz önüne alınarak 300×550 mm ve 250×500 mm olarak seçilmiştir. Örneğin "5b" etiketi, 5 katlı yapı modelini ifade etmektedir. Bu yapı modelleriyle ilgili detaylı bilgi Kamal ve İnel (Kamal ve Inel 2022) tarafından sunulmuştur.

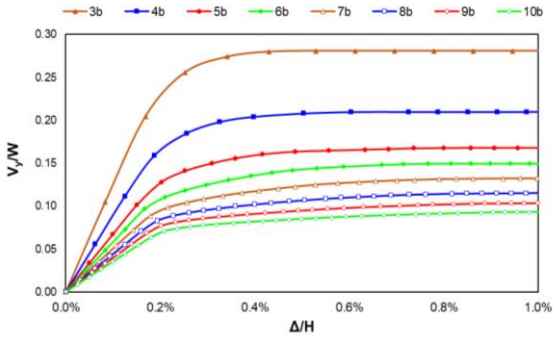


a)



b)

Şekil 4. İncelenen binaların tipik kat planı görünümü ve kolon donatı bilgileri a) 6-,7-,8-,9-,10 katlı binalar için alt kat planı b) 3,4,5 katlı binalarda alt kat planı, 6,7,8,9 ve 10 katlı binalarda üst kat planı.



Şekil 5. Tüm bina modellerinin kapasite eğrileri.

Yapılarda kullanılan malzeme dayanımları, beton için 35 MPa basınç dayanımı ve hem boyuna hem de etriye donatıları için 420 MPa akma dayanımı olacak şekilde tanımlanmıştır. Donatı yerleşimleri ve kolon kesitleri Şekil 1'de gösterilmiştir. Tüm yapıların kapasite eğrileri Şekil 2'de gösterilmiş olup, Δ ve H sırasıyla çatı ötelemesi ve yapı yüksekliğini temsil etmektedir.

Tablo 7. Bina modellerinin kolon ve kiriş boyutları.

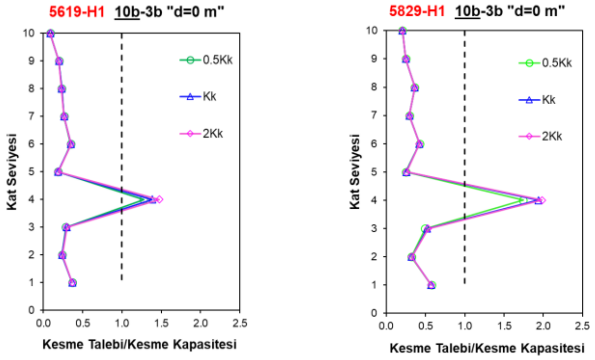
Kolon		Kiriş Boyut (mm)	Model							
			10b	9b	8b	7b	6b	5b	4b	3b
Etiket	Boyut (mm)		Kat Seviyesi							
C1	350/700	300/550	1-5. katlar	1-4. katlar	1-3. katlar	1-2. katlar	1. kat	-	-	-
C2	600/350									
C3	900/350									
C4	350/750									
C5	800/350									
C6	350/550	250/500	6-10. katlar	5-9. katlar	4-8. katlar	3-7. katlar	2-6. katlar	1-5. katlar	1-4. katlar	1-3. katlar
C7	500/350									
C8	700/350									
C9	350/600									
C10	600/350									

2.1. Link Eleman Özellikleri ve Bitişik Bina Modelleri

Çalışma kapsamında 3B doğrusal elastik olmayan 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 ve 10 katlı betonarme binalar kat seviyelerinden birbirlerine bağlanmıştır. Kat seviyeleri farkı olan ikili binalarda döşemeden kolona çarpışma durumunun etkilerini incelemek adına, binalar arasında 1 m kot farkı oluşturulmuştur. 10 farklı ikili modellere ilaveten bina dizilimleri değiştirilerek 20 farklı ikili ankastre model elde edilmiştir. Örneğin 10b-3b ikili bina modeli, 10 ve 3 katlı binadan oluşan ikili modeli temsil etmektedir. Tez kapsamında kullanılan binalar SAP2000 analiz programı ile modellenmiştir. İkili

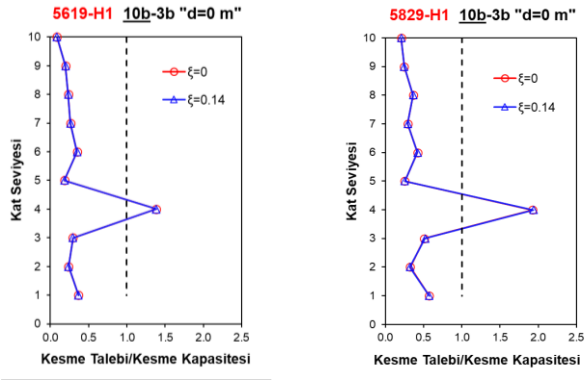
modeller doğrusal viskoelastik (Kelvin) birleşim modeli kullanılarak oluşturulmuştur Oluşturulan ikili modeller doğrusal yay, viskoz sönümleyici ve binalar arasında boşluk mesafesinin tanımlanabildiği gap elemanlarını içermektedir. Kelvin modeli, viskoelastik malzemelerin davranışını modellemek için kullanılan bir matematiksel modeldir. Bu model, bir yay ve bir sönümleyici elemanın seri bağlanmasıyla oluşur. Yay elemanı, malzemenin elastik davranışını temsil ederken, sönümleyici eleman ise malzemenin viskoz davranışını temsil eder.

Bu çalışmada, çarpışan binaların temas noktalarında üst üste binmeyi önlemek için yay rijitliği (Kk) değeri 1e10 N/m olarak seçilmiştir (Ghandil vd., 2016, Karayannis ve Favvata 2005, Miari ve Jankowski 2022a). Ayrıca farklı yay rijitliği değerleri için 10 katlı bir binanın tüm katlarındaki kesme talebi/kesme kapasitesi oranları iki deprem kaydı için Şekil 3'te sunulmuştur. İncelenen kayıtlar için farklı rijitlik değerlerinin (0.5Kk, Kk, 2Kk) kullanılmasının sonuçları etkilemediği gözlemlenmiştir.



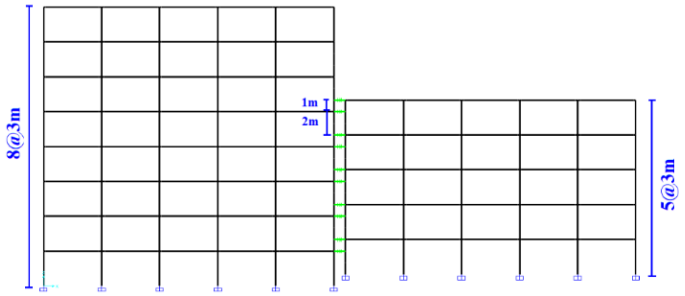
Şekil 6. Temas elemanının farklı rijitlik değerleri için 10 katlı binanın tüm katlarındaki kesme talebi/kesme kapasitesi oranları a)5619-H1 kaydı b)5829-H1 kaydı.

Karayannis ve Naoum'a göre (Karayannis ve Naoum 2018), döşemeden kolona çarpma tiplerinde hasar, daha kısa olan yapının en üst döşemesinin seviyesindeki çok katlı binanın dış kolonlarında yoğunlaşmaktadır. Çarpışan yapıların katlarında oluşan bölgesel hasarın önemsiz olduğu ve temas elamanında oluşan sönüm değerinin ihmal edilebilir düzeyde olduğu vurgulanmıştır. Bu çalışmada temas elamanın sönüm oranı "ξ=0.14" olarak seçilmiştir (Anagnostopoulos 1988). Ayrıca, sönüm oranı "ξ=0" olarak seçilmiş ve 2 farklı deprem kaydı için dinamik analiz sonuçları Şekil 4'de 10 katlı bir binanın tüm katlarındaki kesme talebi/kesme kapasitesi oranları incelendiğinde sönüm oranının ihmal edilebilir düzeyde olduğu görülmektedir. Bu sonuç, döşemeden kolona çarpışma durumlarında temas elemanının elastik bir rijitlikle tanımlanmasının yeterli olduğunu göstermektedir.



Şekil 7. Temas elemanının farklı sönüm değerleri için 10 katlı binanın tüm katlarındaki kesme talebi/kesme kapasitesi oranları a) 5619-H1 kaydı b) 5829-H1 kaydı.

Favvata ve Karayannis'in (Favvata 2017, Karayannis ve Favvata 2005a-b) çalışmalarında, bitişik binaların kat seviyeleri arasındaki yükseklik farkı h/3 olarak dikkate alınmıştır. Bu çalışmada bitişik binaların kat seviyeleri arasındaki yükseklik farkı, kolondaki sargı bölgesinin sona erdiği mesafe olarak seçilmiştir. Bu bölgedeki (1/3h) kolon kesme dayanımı uç bölgelere göre daha düşük olduğundan, darbe etkileri altında daha kritik bir bölge olduğu düşünülmektedir. Eğer temas noktası kolonun orta yüksekliğinde olsaydı, darbe kuvveti kolonun alt ve üst uçlarına eşit olarak paylaştırılacaktır ve aynı kesme kuvvetleri gözlemlenecektir (Favvata 2017). Bitişik binaların kat yükseklikleri eşit olsa da bu çalışmada döşemeden kolona çarpışmanın etkilerini incelemek için kat seviyeleri arasında "1 m" yükseklik farkı olduğu kabul edilmiştir. Böylece, bağlantı elemanları kolondan kat döşemesine bağlanmıştır. Binalar arasında "1 m" boşluk mesafesi bırakılarak çarpışma etkilerinin ihmal edildiği 10 farklı bitişik bina modeli oluşturulmuştur ve bu binalar Tablo 2'de Durum-1 olarak listelenmiştir. Daha sonra, Durum-1'den hesaplanan boşluk mesafeleri azaltılarak çarpışmanın gözlendiği modeller oluşturulmuş ve Durum-2 olarak adlandırılmıştır. Döşemeden kolona çarpışmanın gözlendiğini temsil eden Durum-2 için, Durum-1'deki komşu bina modellerinin bina konfigürasyonları, toplam 20 bitişik bina modeli üretecek şekilde değiştirilmiştir ve Tablo 3'te verilmiştir.



Şekil 8. a) 8 ve 5 katlı bitişik binaların cephe görünümü.

Tablo 8. Durum-1 için oluşturulan 10 farklı ikili bina modeli.

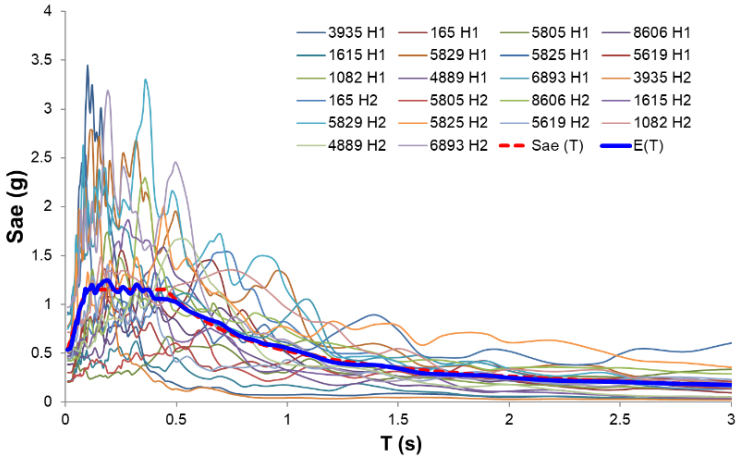
Durum-1	**Binaların Kat Sayıları**							
	3	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
10b	10b-3b	-	-	-	-	-	-	-
9b	9b-3b	9b-4b	-	-	-	-	-	-
8b	8b-3b	8b-4b	8b-5b	8b-6b	-	-	-	-
7b	7b-3b	7b-4b	-	-	-	-	-	-
6b	-	-	6b-5b	-	-	-	-	-
5b	-	-	-	-	-	-	-	-
4b	-	-	-	-	-	-	-	-
3b	-	-	-	-	-	-	-	-

Tablo 9. Durum-2 için oluşturulan 20 farklı ikili bina modeli.

Durum-2	**Binaların Kat Sayıları**							
	3	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
10b	10b-3b	-	-	-	-	-	-	-
9b	9b-3b	9b-4b	-	-	-	-	-	-
8b	8b-3b	8b-4b	8b-5b	8b-6b	-	-	-	-
7b	7b-3b	7b-4b	-	-	-	-	-	-
6b	-	-	6b-5b	-	-	6b-8b	-	-
5b	-	-	-	5b-6b	-	5b-8b	-	-
4b	-	-	-	-	4b-7b	4b-8b	4b-9b	-
3b	-	-	-	-	3b-7b	3b-8b	3b-9b	3b-10b

3 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi

Çalışma kapsamında, TBDY-2018'e göre ZD zemin sınıfı üzerinde inşa edildiği varsayılan 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 ve 10 katlı betonarme binalarda kat seviyeleri farklı olması durumunda sismik yükleme altındaki çarpışma durumları incelenmek istenmiştir. Bu amaçla, yönetmelik ile uyumlu 11 deprem kaydı takımından (11x2=22) oluşan bir deprem seti, Diferansiyel Gelişim Algoritması (DGA) kullanılarak elde edilmiştir.
Seçilen 11 kayıt çiftinin (11x2=22 ivme kaydı) iki yatay ivme spektrumu (H1 ve H2 olarak etiketlenmiştir) ve ortalama ivme spektrumları E(T) Şekil 5'te gösterilmiştir. Tablo 4'de seçilen deprem kayıtlarının detayları listelenmiştir.



Şekil 9. Ölçeklendirilmiş kayıtların ivme spektrumları ve ivme spektrumlarının ortalaması, E(T).

Tablo 10. Seçilen kayıtların özellikleri.

PEER No.	Deprem	İstasyon	V_{s30} (m/s)	Ölçek Faktörü
3935	Tottori, Japan	SMN003	344	1.779
165	Imperial Valley-06	Chihuahua	242	1.854
5805	Iwate, Japan	Yokote City - Nobita	253	1.860
8606	El Mayor-Cucapah, Mexico	Westside Elementary School	242	1.482
1615	Duzce, Turkey	Lamont 1062	338	1.788
5829	El Mayor-Cucapah, Mexico	RIITO	242	1.950
5825	El Mayor-Cucapah, Mexico	Cerro Prieto Geothermal	242.	1.893
5619	Iwate, Japan	IWT011	279	1.923
1082	Northridge-01	Sun Valley - Roscoe Blvd	321	1.585
4889	Chuetsu-oki, Japan	Joetsu Otemachi	315	1.849
6893	Darfield, New Zealand	DFHS	344	1.891

4 Analiz Sonuçları

Bu bölümde, döşemeden kolona çarpışma potansiyeli bulunan bitişik betonarme binalar için gerekli minimum deprem derz mesafesi belirlenmiştir. Birinci durum (Durum-1), komşu binalar arasında yeterli derz mesafesinin (d = 1 m) sağlandığı ve yapılar arasında herhangi bir sismik etkileşimin meydana gelmediği senaryoyu temsil etmektedir. Devamında, Durum-1 kapsamında modellenen bina çiftleri arasında yetersiz derz mesafesi (d = 0 m) tanımlanarak, deprem anında meydana gelen yapısal çarpışmanın kritik kolonlardaki kesme kuvveti talepleri üzerindeki etkisi incelenmiştir. Bu bağlamda, kolonlarda oluşan kesme talepleri ile taşıma kapasiteleri karşılaştırılmış ve kesme kırılmasının meydana gelip gelmediği değerlendirilmiştir. Son aşamada, döşemeden kolona çarpışmanın neden olduğu hasarların önüne geçilebilmesi amacıyla, kesme kırılmasının oluşmadığı minimum derz mesafeleri analiz edilmiştir. Bunun için, Durum-1 kapsamında elde edilen derz mesafeleri iteratif bir yöntemle kademeli olarak azaltılmış ve kesme talebinin kolonun kesme kapasitesine eşitlendiği mesafe hesaplanmıştır. Bu şekilde elde edilen kritik derz mesafeleri, çalışma kapsamında ikinci durum (Durum-2) olarak tanımlanmıştır.

4.1. Çarpışmasız Durumdaki Derz Mesafesi (Durum-1)

Bu çalışma kapsamında, kat sayıları 3 ila 10 arasında değişen farklı bina çiftlerinden oluşan on farklı bitişik yapı modeli oluşturulmuştur. Her bir model için 22 farklı yer hareketi kaydı kullanılarak toplamda 220 adet doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz gerçekleştirilmiştir. Bu analizler sonucunda, her bir yapı çifti için minimum gerekli derz mesafesi, aşağıda verilen Denklem 1 aracılığıyla hesaplanmıştır. Bu denklemde, $u_1(t)$ ve $u_2(t)$ her bir zaman adımı için bitişik binaların sismik çarpışmanın gerçekleştiği kattaki yanal yer değiştirmelerini temsil etmektedir.

$$d = max|u_1(t) - u_2(t)| \quad (1)$$

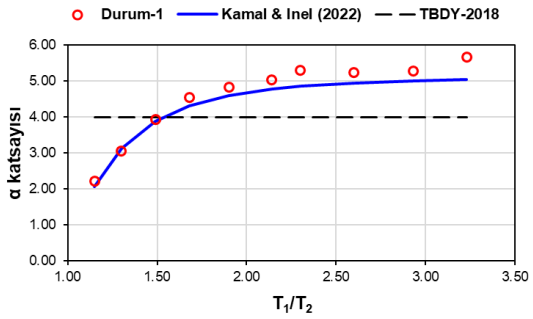
Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 (TBDY-2018 2018) kapsamında, iki bitişik bina arasındaki minimum deprem derz mesafesi, her katta komşu yapılarda oluşan deplasmanların karelerinin toplamının karekökü (SRSS) ile elde edilen yer değiştirme değerine bir α katsayısı uygulanarak tanımlanmaktadır. Eğer iki yapının döşeme seviyeleri eşit ise α = 0.25R/I, farklı kat seviyelerinde ise α = 0.5R/I olarak alınmaktadır. Bu çalışmada, binalar arasında kat seviyeleri farkı olduğundan dolayı, α katsayısı R = 8 ve I = 1 değerleri esas alınarak α = 4 olarak hesaplanmıştır. Ayrıca, Kamal ve İnel (Kamal ve Inel 2022) tarafından önerilen basitleştirilmiş bir α katsayısı yaklaşımı da karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir.

Bu bölümde, analiz sonuçları ile elde edilen derz mesafeleri ile TBDY-2018 ve Kamal ve İnel (Kamal ve Inel 2022) tarafından sunulan derz mesafesi tahminleri kıyaslanmak istenmiştir.

$$d_{TBDY-2018} = \alpha\sqrt{\delta_{el,1}^2 + \delta_{el,2}^2} \quad (2)$$

$$\alpha_{Kamal\ \&\ Inel} = -5(T_1/T_2)^{-3.5} + 5.13 \quad (3)$$

TBDY-2018'de yer alan derz mesafesine ait ifade Denklem 2'de verilmiştir; burada "$\delta_{el,1}$ ve $\delta_{el,2}$" komşu binalardaki sismik tasarım kuvvetlerinden elde edilen azaltılmış elastik yer değiştirmeleri ifade etmektedir. Bu çalışmada kullanılan bina modelleri, deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek betonarme çerçevelerle karşılandığı binalardan oluştuğu için taşıyıcı sistem davranış katsayısı R=8, konut olarak düşünülerek tasarımları yapıldığı için bina önem katsayısı I=1 ve bitişik binalar arasındaki kat yükseklikleri farklılıkları nedeniyle α=4 olarak hesaplanmıştır. Kamal ve Inel (Kamal ve Inel 2022), α katsayısı için Denklem 3'te verilen basitleştirilmiş bir denklem önermiştir. TBDY-2018 gerekliliklerinin, periyot oranları (T_1/T_2) 1.25'ten büyük olan bitişik binalar için yetersiz olduğunu belirtmişlerdir. T_1 ve T_2, bitişik binaların baskın titreşim periyotlarını temsil etmektedir ($T_1>T_2$). Bununla birlikte, önerilen denklem eşit kat seviyelerine sahip komşu binalara dayanmaktadır. Bu çalışmada da kullanılarak farklı kat seviyelerine sahip bitişik binalar için uygulanabilirliği incelenmiştir (Şekil 7). Aşağıda verilen Şekil 7 incelendiğinde Kamal ve Inel (Kamal ve Inel 2022) tarafından eşit kat seviyelerine sahip komşu binalar için önerilen α katsayısı yaklaşımının, farklı kat seviyelerine sahip komşu binalar içinde kullanılabileceği sonucuna ulaşılmaktadır.



Şekil 10. Analiz sonuçlarının TBDY-2018 ve Kamal ve Inel (Kamal ve Inel 2022) tarafından önerilen α katsayısı ile karşılaştırılması

4.2. Kritik Kolonun Kesme Talebi ve Kesme Dayanımı

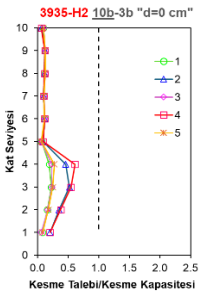
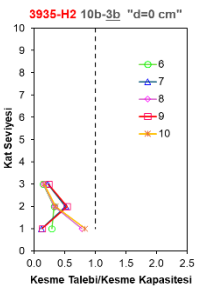
Bitişik binalar arasında gerçekleşen en yaygın çarpışma türlerinden biri döşemeden kolona gerçekleşen çarpışmadır. Bu tür senaryolar genellikle farklı kat seviyelerine sahip komşu binalar arasında gözlemlenir. Daha kısa ve daha uzun bina arasındaki bu tür çarpışmalarda, daha uzun binanın alt katlarındaki talepler daha kısa binanın varlığı ile kısıtlanırken, daha uzun binanın geri kalanında kamçı etkisi meydana gelir. Özellikle kritik (dış) kolonların kesme taleplerindeki artış nedeniyle, kesme dayanımının aşılmasıyla kesme hasarları gözlemlenebilir. Döşemeden kolona gerçekleşen çarpışmanın 2023 Kahramanmaraş depreminden bir örneği Şekil 8'de verilmiştir.

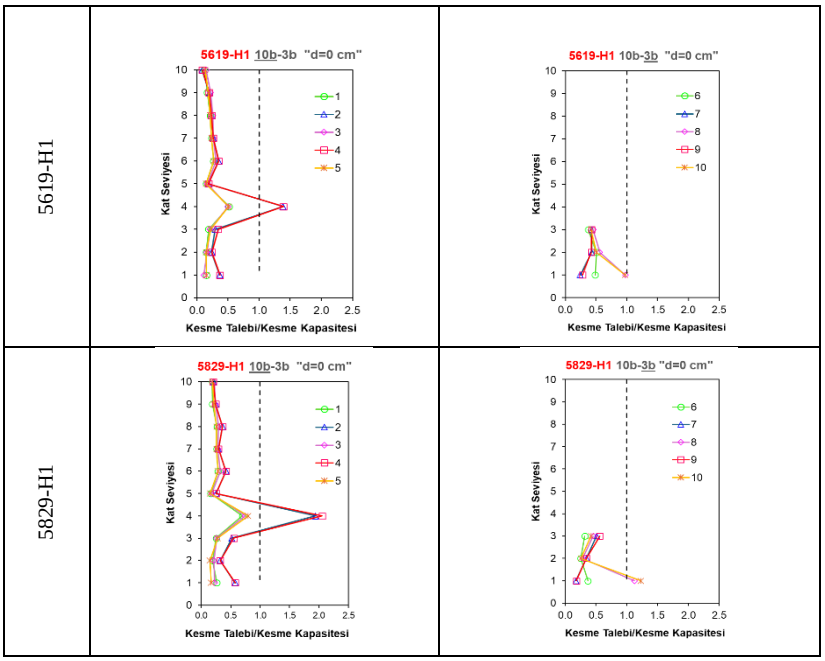


Şekil 11. Farklı kat seviyelerine sahip komşu binalar arasında gözlenen kesme göçmesi (Kahramanmaraş Depremleri, 2023).

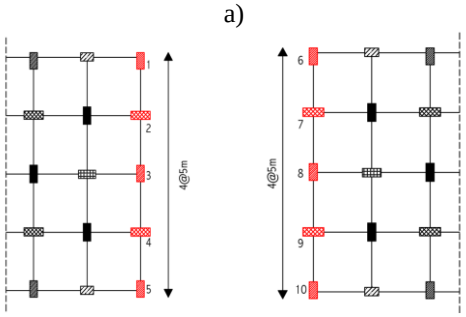
Bu bölümünde farklı kat seviyelerinde olan 10 ve 3 katlı bitişik binalardan oluşan ikili model ele alınmıştır. Yetersiz derz mesafelerine sahip (d=0 m) bitişik binaların yapısal tepkilerini ortaya koymak amacıyla, her iki binanın tüm katlarındaki dış kolonların kesme talepleri incelenmiştir. Dinamik analizler sonucunda her iki binanın dış ekseninde yer alan 5 kolonun tüm katlardaki kesme talepleri elde edilmiştir (Şekil 9). Bu kesme talepleri kesme dayanımlarına göre normalize edilmiştir. Tüm katlarda elde edilen bu oranlar 10b-3b ikili modelinin bazı ivme kayıtları için Tablo 5'te verilmiştir. Tablo 5'te 10 ve 3 katlı binaların tüm katlarındaki kesme talebi/kesme dayanımı oranları incelendiğinde, kritik katın daha uzun olan binanın dördüncü katı olduğu görülmüştür. Bu durum, kat seviyeleri farklı bitişik binalarda çok katlı yapıda kritik katın, az katlı binanın çatı döşemesinin seviyesine denk gelen kat olduğunu göstermektedir.

Tablo 11. Belirli ivme kayıtları için 10 ve 3 katlı binaların tüm katlarındaki kesme talebi/kesme kapasitesi.

Kayıt	10 Katlı Bina	3 Katlı Bina
3935-h2		



a)



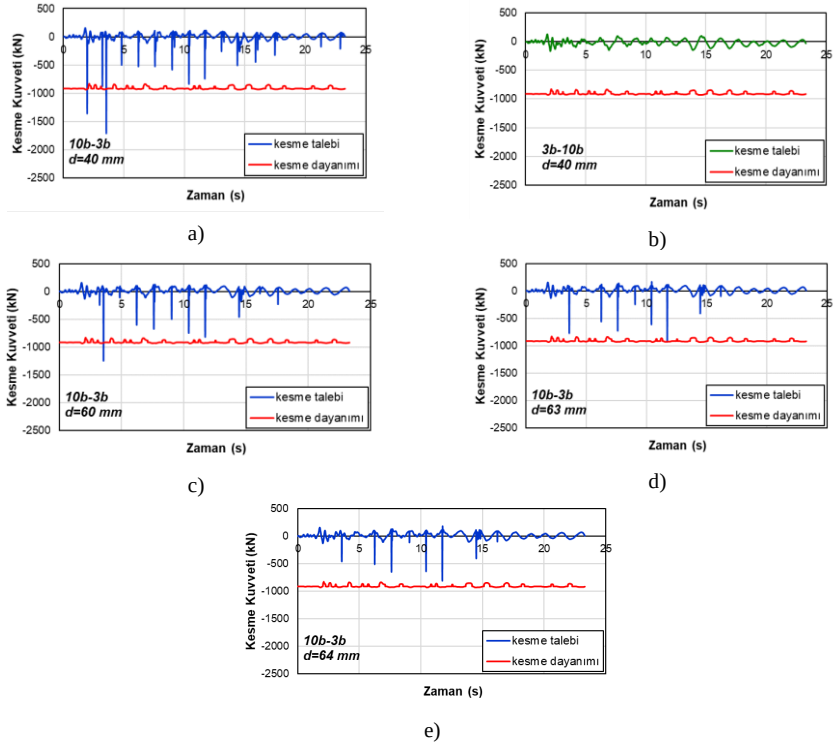
b)

Şekil 12. a)10 ve 3 katlı binadan oluşan ikili modelin 3B görünümü, b)10 ve 3 katlı binaların plan görünümü.

4.3. Kesme Dayanımı İçin Boşluk Mesafesi (Durum-2)

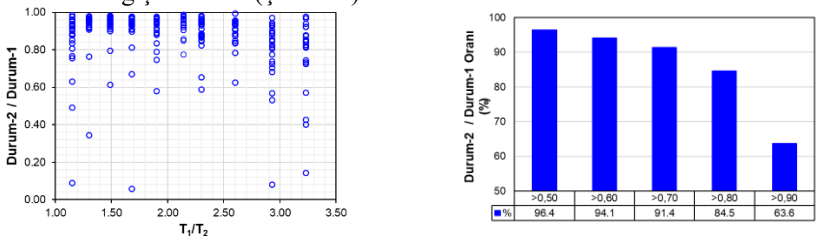
Bu bölümde kesmeye bağlı göçmeleri engellemek amacıyla gerekli minimum derz mesafesi araştırılmıştır. Bölüm 2'de tanımlanan ve çarpmanın oluştuğu ancak kesme dayanımının aşılmadığı Durum-2 kapsamında, bitişik bina modelleri için zaman tanım alanında analizler yapılmıştır.

Durum-2'ye ait minimum gerekli boşluk mesafeleri iteratif bir süreçle belirlenmiş ve süreç Şekil 10'da 10 ve 3 katlı bina modelleri üzerinden örneklenmiştir. Başlangıçta boşluk mesafesi 40 mm olarak alınmış, 10b-3b modelinde kesme talebi/kesme dayanımı oranı 1.85 olarak bulunmuştur. Bu nedenle mesafe artırılarak bu oranın 1'e yaklaştığı durum araştırılmıştır. Yapılan analizlerde bu oran d=60 mm'de 1.34, d=63 mm'de ise 1.00 olarak elde edilmiştir. Böylece gerekli derz mesafesi 64 mm olarak belirlenmiş, bu mesafede oran 0.87'ye düşmüştür.



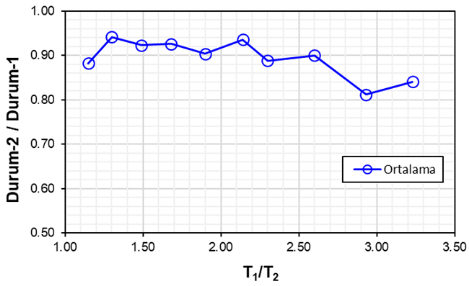
Şekil 13. 4889-h1 kaydı için farklı ayırma mesafeleri için 10b-3b ve 3b-10b bitişik bina modelinde 10 katlı binanın 4. kat seviyesindeki kritik kolonun kesme dayanımı ve kesme talebi a) 10b-3b bitişik bina için d=40 mm, b) 3b-10b bitişik bina için d=40 mm, c) 10b-3b bitişik bina için d=60 mm, d) 10b-3b bitişik bina için d=63 mm, e) 10b-3b bitişik bina için d=64 mm.

Durum-2'deki her bir ivme kaydı için elde edilen sismik derz mesafeleri, Durum-1'deki karşılıklarıyla normalize edilmiş ve boşluk oranları, her bir ikili bina modelinin periyot oranı (T_1/T_2) için Şekil 11a'da gösterilmiştir. Tüm bina çiftleri için elde edilen 220 oran 0.08–0.99 aralığında değişmektedir. Bu oranların yüzde dağılımı Şekil 11b'de verilmiş olup, büyük çoğunluğu (%96.4) 0.5'ten büyüktür. Bu nedenle 0.5'ten küçük olanlar değerlendirme dışında bırakılmıştır. Boşluk oranlarına ait ortalama değerler 0.81 ile 0.94 arasında değişmektedir (Şekil 12).



a) b)

Şekil 14. a) Durum-2'deki her bir ivme kaydı için elde edilen sismik boşluk mesafelerinin Durum-1 ile oranları b) bu oranların yüzde değerleri.

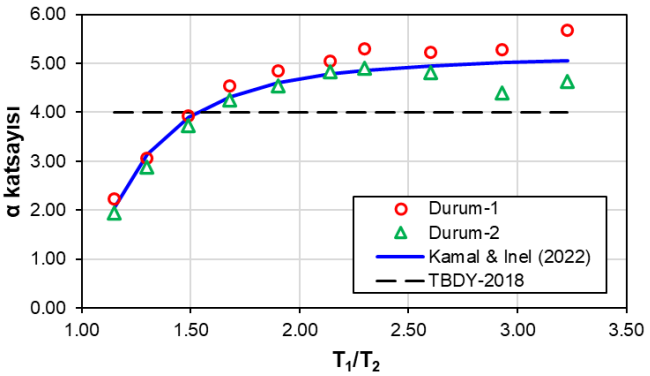


Şekil 15. Durum-2 için elde edilen boşluk mesafelerinin Durum-1'e göre ortalama oranı.

Kamal ve İnel (Kamal ve Inel 2022) tarafından önerilen α katsayıları, Durum-1 ve Durum-2 için değerlendirilmiştir. Çarpışmanın olmadığı Durum-1, Kamal ve İnel (Kamal ve Inel 2022) tarafından daha önce verilen α değerleriyle büyük ölçüde örtüşmektedir. Kesme talebi/kesme dayanımı oranının "1" olduğu Durum-2 için elde edilen α katsayıları ise bu iki duruma ait derz mesafelerine bağlı olarak Şekil 12'de sunulmuştur. Durum-2'ye ait α değerlerinin, Kamal ve İnel (Kamal ve Inel 2022)tarafından sunulan denklemle oldukça uyumlu olduğu görülmektedir. Ayrıca, Kamal ve Inel (Kamal ve Inel 2022) çalışmasında eş döşeme seviyesine sahip binalar için önerilen yaklaşım, döşeme seviyeleri farklı olan komşu binalar için de makul sonuçlar vermektedir.

Tablo 12. Kamal ve Inel (Kamal ve Inel 2022) tarafından önerilen basitleştirilmiş yöntem ile Durum-1 ve Durum-2 için dinamik analizlerden elde edilen α katsayılarının karşılaştırılması

Model	T1/T2	d_{ort-1} (mm)	d_{ort-2} (mm)	$\delta_{de,1}$ (mm)	$\delta_{de,2}$ (mm)	SRSS (mm)	α katsayısı: Durum-1 d_{ort-1}/SRSS	α katsayısı: Durum-2 d_{ort-2}/SRSS	α katsayısı: Kamal ve Inel (Kamal ve Inel 2022)	α katsayısı: TBDY-2018 (TBDY-2018 2018)
6s-5s	1.15	64.0	56.2	21.2	19.5	28.8	1.95	1.95	2.06	4
8s-6s	1.30	108.6	102.5	26.7	23.5	35.6	3.05	2.88	3.13	4
8s-5s	1.49	116.7	110.7	22.4	19.5	29.7	3.93	3.73	3.89	4
7s-4s	1.68	105.3	98.5	17.6	15.0	23.2	4.54	4.25	4.32	4
8s-4s	1.90	111.1	104.0	17.3	15.0	22.9	4.84	4.53	4.60	4
9s-4s	2.14	114.4	109.3	17.0	15.0	22.7	5.05	4.82	4.78	4
7s-3s	2.30	84.7	78.3	12.3	10.1	16.0	5.31	4.91	4.86	4
8s-3s	2.60	81.9	75.4	11.9	10.1	15.7	5.23	4.82	4.95	4
9s-3s	2.93	83.1	69.1	12.0	10.1	15.7	5.28	4.39	5.01	4
10s-3s	3.23	90.3	73.6	12.3	10.1	15.9	5.68	4.63	5.05	4



Şekil 16. Tüm sonuçların karşılaştırılması.

5 Sonuçların Değerlendirilmesi

Bu çalışmada, çarpışmalı ve çarpışmasız 10 farklı ikili modeli için hedef spektrum ile uyumlu seçilen 22 ivme kaydı kullanılarak doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizler gerçekleştirilmiştir. Öncelikle çarpışmanın önlenmesi için gerekli minimum derz mesafeleri belirlenmiş, ardından bu mesafeler azaltılarak döşemeden kolona temas sağlanmıştır. Bu çarpışmalı durumda kritik kolonlarda kesme göçmesini önleyecek minimum derz mesafeleri iteratif bir yöntemle hesaplanmıştır. İki farklı yaklaşımla elde edilen derz mesafeleri karşılaştırılmıştır. Elde edilen bulgular şu şekildedir:

- Yetersiz derz mesafesine sahip bitişik binalarda sismik çarpışmalar sonucu kesme talepleri, kesme dayanımlarını aşarak dış kolonlarda gevrek hasarlara neden olabilir.
- Döşemeden kolona çarpma olasılığı bulunan ikili bina modellerindeki kritik kat, genellikle yüksek binada meydana gelmektedir. Bu kat ise kısa binanın çatı döşeme seviyesinin üzerindeki kattır.

- TBDY-2018'in α katsayısı, periyot oranı 1–1.5 olan binalar için yeterliyken, 1.5'ten büyük oranlarda yetersiz kalmaktadır. Kamal ve Inel (Kamal ve Inel 2022) tarafından önerilen yöntem, daha isabetli tahminler sunmaktadır.
- Kesme kırılmasını önlemek için belirlenen derz mesafeleri, çarpışmayı tamamen önlemek için gereken mesafelere göre %6–19 daha düşük elde edilmiştir.
- Eşit döşeme seviyelerine sahip binalar için Kamal ve Inel (Kamal ve Inel 2022) tarafından önerilen α katsayısı, farklı döşeme seviyeli binalar için de önerilebilir. Sonuçlar, döşemeden kolona çarpışma riski bulunan bitişik binalarda dış kolonlarda kesme hasarlarının oluşabileceğini göstermektedir. Kesme dayanımını aşmayan derz mesafeleri, özellikle yoğun şehirlerdeki orta katlı betonarme binalarda, mimari ve arazi kısıtları göz önüne alınarak kullanılabilir. Kamal ve Inel (Kamal ve Inel 2022) yaklaşımıyla elde edilen bu mesafeler %6–19 oranında azaltılabilir.

Kaynaklar

1. Anagnostopoulos SA, Spiliopoulos KV (1992) An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings. Earthq Eng Struct Dyn 21:289–302.
2. Anagnostopoulos SA (1988) Pounding of buildings in series during earthquakes. Earthq Eng Struct Dyn 16:443–456.
3. ASCE7-16 (2016) Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. ASCE/SEI standard 7-16. American Society of Civil Engineers. Reston, doi:10.1061/9780784414248
4. Doğan M, Günaydin A (2009) Pounding of adjacent RC buildıngs during seismic loads, İnşaat Mühendisliği Bölümü, vol. XXII.
5. Favvata MJ (2017) Minimum required separation gap for adjacent RC frames with potential inter-story seismic pounding. Eng Struct 152:643-659.
6. FEMA-356 (2000) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Rehabil Requir, 1-518.
7. Forcellini D, Kalfas KN (2023) Inter-story seismic isolation for high-rise buildings. Eng Struct 275, 115175.
8. Ghandil M, Behnamfar F, Vafaeian M (2016) Dynamic responses of structure-soil-structure systems with an extension of the equivalent linear soil modeling. Soil Dyn Earthq Eng 80:149-162.
9. Jeng V, Tzeng, WL (2000) Assessment of seismic pounding hazard for Taipei City. Eng Struct 22:459-471.
10. Kamal M, Inel M (2022) Simplified approaches for estimation of required seismic separation distance between adjacent reinforced concrete buildings. Eng Struct 252, 113610.
11. Karayannis, CG, Favvata, MJ (2005a) Inter-story pounding between multistory reinforced concrete structures. Struct Eng Mech An Int'l J 20:505–526.11.
12. Karayannis CG, Favvata MJ (2005b) Earthquake-induced interaction between

adjacent reinforced concrete structures with non-equal heights. Earthq Eng Struct Dyn 34:1–20.
13. Karayannis CG, Naoum MC (2018) Torsional behavior of multistory RC frame structures due to asymmetric seismic interaction. Eng Struct 163:93–111.
14. Kasai K, Maison BF (1997) Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake. Eng Struct 19:195–207.
15. Meli R, Rosenblueth E (1986) The 1985 Earthquake causes and effects in Mexico City, Concr. Int. ACI, Detroit, Mich, 8, 12.
16. Miari M, Jankowski R (2022a) Analysis of pounding between adjacent buildings founded on different soil types. Soil Dyn Earthq Eng 154.
17. TBDY-2018 (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Başkanlığı, Ankara, Türkiye.

TBDY-2018'e göre Tasarlanmış Betonarme Bir Yapının Performansının Doğrusal Olmayan Analizlerle 6 Şubat Depremleri Işığında İncelenmesi

Selim Atabaş[1] ve Cem Yenidoğan[1] [0000-0003-0219-6302]

[1] Yıldız Teknik Üniversitesi, Istanbul, Türkiye
cem.yenidogan@yildiz.edu.tr

Özet. 6 Şubat 2023 depremlerinde ardı sıra meydana gelen iki büyük deprem sırasında sahaya özel koşulların ortaya çıkması ve sonrasında meydana gelen artçılar ile birlikte yapısal sistem hasarı yanında can kayıpları artmıştır. 6 Şubat depremleri sonrasında birçok araştırmacı tarafından yüksek sünekliğe sahip olan betonarme moment aktaran çerçevelerin sahaya özel koşullara bağlı ortaya çıkan yıkıcı etkiler altında ciddi riskler barındırdığı ifade edilmektedir. Bu çalışma kapsamında Hatay ili sınırlarında yıkımların yaşandığı bir bölge için üçboyutlu, herhangi bir düzensizlik içermeyen, simetrik, betonarme çerçevelerden oluşan bir bina önce dayanıma göre tasarlandıktan sonra doğrusal olmayan statik prosedür ve zaman tanım alanında analizler yardımıyla yapının deprem davranışı değerlendirilmiştir. Statik itme analizleri ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarının kıyaslanması amacıyla Hatay'da yer alan AFAD istasyonlarında kaydedilen deprem kayıtları kullanılarak binanın yapısal performansı değerlendirilmiştir. TBDY-2018'e göre tasarlanmış ve olabildiğince basit bir kat kalıp planına sahip seçilen konut tipi bina doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden itme analizi sonuçlarına göre Kontrollü Hasar performans hedefini sağlamasına rağmen 6 Şubat depremlerinde davranış spektrumu DD-1 deprem yer hareketi seviyesini aşan deprem kayıtlarının kullanılması durumunda, zaman tanım alanında gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizlerde ise yapısal sistemin yüksek talep parametrelerinden dolayı göçme bölgesine ulaşmıştır. Çalışmanın sunduğu çıktılar ve öngörüler doğrultusunda 6 Şubat depremlerinin sahaya özel yansımalarının yapısal performans üzerinde ki etkisinin daha kapsamlı ve detaylı bir şekilde araştırılması gerekmektedir.

Anahtar Kelimeler: 6 Şubat 2023 Depremleri, Moment Aktaran Yerinde Dökme Betonarme Çerçeve Sistemler, Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri, TBDY-2018.

1 Giriş

Son yüzyıllık zaman diliminde aletli ölçümlere dayalı gözlemlerin artmasıyla birlikte Türkiye'nin bulunduğu coğrafyanın büyük can ve ekonomik kayıplara neden olan bir deprem ülkesi olduğu daha net anlaşılmıştır. Yaşanan kayıpların azaltılmasında deprem yönetmelikleri önemli bir rol oynamaktadır. Dolayısıyla yapısal sistemlerin tasarımları ve analizlerinin belirli kurallar çerçevesinde gerçekleştirilmesi durumunda yaşanan kayıpların modern ülkelerde olduğu gibi azalacağı düşünülmektedir. 1940 yılından itibaren yürülükte olan deprem yönetmelikleri, hazırlandığı dönemin bilgi ve olanakları dahilinde dünyada yaygın kabul görmüş yönetmeliklerin temel yaklaşımları yanında ülkemizin inşaat pratiğiyle uyumlu olan kabul kriterleri düşünülerek uygulanmıştır. Yürürlükte olan ve bina envanterimizde yer alan binaların önemli bir oranı son dört yönetmelik dikkate alınarak tasarlanmıştır (ABYYHY, 1975, 1998; DBYBHY, 2007; AFAD,2018).

1999 yılında Kuzey Anadolu Fay hattında meydana gelen Gölcük depremi her ne kadar toplum ve karar verici mekanizma açısından bir uyarı teşkil etmiş olsa bile ülke ekonomisinin mevcut durumu ve inşaat endüstrisinde artan maliyetlerden dolayı yapı stoğunun yenilenmesi ülke bazında istenilen oranlara ulaşamamıştır. TBDY-1998 Deprem yönetmeliğinden sonra kapasite tasarım ilkelerinin katkısı, hazır beton teknolojisinin ve sertifikasyonların malzeme kalitesini arttırması ve 2007 deprem yönetmeliğiyle birlikte bilgisayar destekli doğrusal olmayan yöntemlerin kullanımının yaygınlaşması doğal olarak yönetmeliklere uygun tasarlanan yapıların depremlerde daha iyi bir performans göstermesi yönünde bir beklenti yaratmıştır. 2011 yılında yaşanan Van Erciş depremi sonrasında gözlemlenen yapısal hasarlar, afet yönetimi açısından başarılı bir şekilde sonuçlanmasına rağmen acil durumlarda faaliyet göstermesi beklenen hastaneler açısından önemli çıkarımları olmuştur (Di Sarno vd., 2013). Diğer bir deyişle, yeni teknolojilerin sağlık tesislerinde kullanımı Sağlık Bakanlığı tarafından çıkarılan Genelge ile 1. ve 2. Deprem bölgelerinde yer alan hastanelerde deprem yalıtım sistemlerinin kullanımı mecburi kılınarak TBDY-2018 deprem yönetmeliğinin 14. Bölümüne yönelik çalışmaları destekleyen çalışmalara evrilmiştir (Sağlık Bakanlığı, 2013). TBDY-2018 Yönetmeliğiyle birlikte gelen yeni yaklaşımlardan bir tanesi *Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım (ŞDGT)* ilkeleri sadece mevcut yapıların performans değerlendirmesi için değil aynı zamanda yeni inşa edilecek yapıların tasarımında da mühendislerin kullanımına sunulmuştur (AFAD, 2018). TBDY-2018'in 2019 yılında yürürlüğe girmesinden sonra 2020 yılında İzmir Bayraklı ve Elazığ'da toplamda iki tane orta büyüklükte deprem yaşanmıştır. Doğu Anadolu Fay hattında meydana gelen tarihsel depremler ve bölgenin depremselliği (Ambraseys, 1989; Güvercin vd., 2022; Emre, 2018; Arpat, 1972; Barka, 1997) bilinmesine rağmen, 2020 Elazığ depremlerine kadar yapısal deprem mühendisliği açısından ülkemizde çalışmalar ağırlıklı olarak Kuzey Anadolu Fay hattı üzerinde olması beklenen büyük Marmara depremine yönelik risk azaltım stratejilerinin geliştirilmesine odaklanmıştır. 6 Şubat 2023 depremleri son bin yıllık süreçte yaşanan en yıkıcı depremlerden biri olarak tarihe geçmiştir. Yaklaşık dokuz saat arayla gerçekleşen iki deprem AFAD tarafından Mw=7.7 ve Mw=7.6 büyüklüğünde olduğu

tespit edilmiş ve araştırmacılar tarafından toplamda 500 km'yi aşan yırtılma gözlemlendiği belirtilmiştir. (Yenidoğan, 2024; Altindal vd., 2023; Reitman vd., 2023; Melgar vd., 2023; Barbot vd., 2023; Hisada vd., 2024; Yenidoğan, 2024). İki deprem sonrasında geniş bir coğrafyada yaşanan yıkım ve 53000 kişinin üzerinde yaşanan can kaybı nedeniyle depremin ilk günlerinde Afet Yönetiminde sıkıntılar yaşanmıştır (Yenidoğan, 2024). Yıkımın büyüklüğünden dolayı karar verici mekanizma tarafından 11 il afet bölgesi olarak ilan edilmiştir. Afet bölgesi ilan edilen iller arasında Pazarcık depreminin merkez üssünden oldukça uzakta yer alan Hatay ilinde ise en büyük yıkım yaşanmıştır. Antakya şehir merkezinde yapı denetiminden geçmiş ve inşa edildiği yılların deprem yönetmeliklerine göre tasarlanmış yapıların ağır hasarlı olması veya toptan göçmeye maruz kalması yapı güvenliğine dair daha detaylı araştırmaların yapılması gerekliliğini ortaya koymuştur (Hisada vd., 2024; Yenidoğan, 2024. 6 Şubat 2023 depremlerinde yıkılan kırsal kesimde yer alan binaların birçoğunun mühendislik hizmeti görmediği, mühendislik hizmeti görenlerin de düşük malzeme kalitesi, kötü işçilik uygulamaları ve taşıyıcı sistem kusurları barındırması açısından yaşanan yıkımların bir kısmına ışık tutmaktadır. Bu çalışmanın amacı uyulması zorunlu olan deprem yönetmeliklerine bir eleştiri getirmekten ziyade depremsellik açısından özel durumları içinde barındıran bir bölgede deprem yönetmeliği açısından aranan asgari koşullarının yeterli olup olmadığının araştırılmasına odaklanmıştır. Diğer bir deyişle yer yer DD-1 deprem yer hareketi seviyesinin aşıldığı Hatay ili sınırlarında inşaat alanlarının seçiminden, uygulanacak asgari koşulların yakın fay bölgesi ve faya uzak bölgelerin aynı tasarım koşullarına göre tasarlanmasının konutların yapısal performansını nasıl etkileyeceği araştırılması gerekli önemli konuların başında gelmektedir. AFAD tarafından Hatay ilinde kayıt altına alınan yakın saha depremleri ve deprem yönetmeliğinde sunulan tasarım spektrumunun sahada ortaya çıkan özel koşullardan dolayı aşılmasına bağlı ortaya çıkabilecek duruma dair bir öngörü sunmaktır. TBDY-2018'e göre dayanıma göre tasarımı yapılan yapının olabildiğince basitleştirilmesi adına herhangi bir düzensizlik içermeyecek şekilde moment aktaran betonarme çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistem bu çalışma kapsamında incelenmiştir. Doğrusal olmayan analizler yığılı plastisite kavramına göre yürütülerek pratik mühendislik kabulleri dahilinde okuyucuyla paylaşılacaktır.

2 Betonarme Moment Aktaran Çerçevelerden Oluşan Yapısal Sistemin Özellikleri

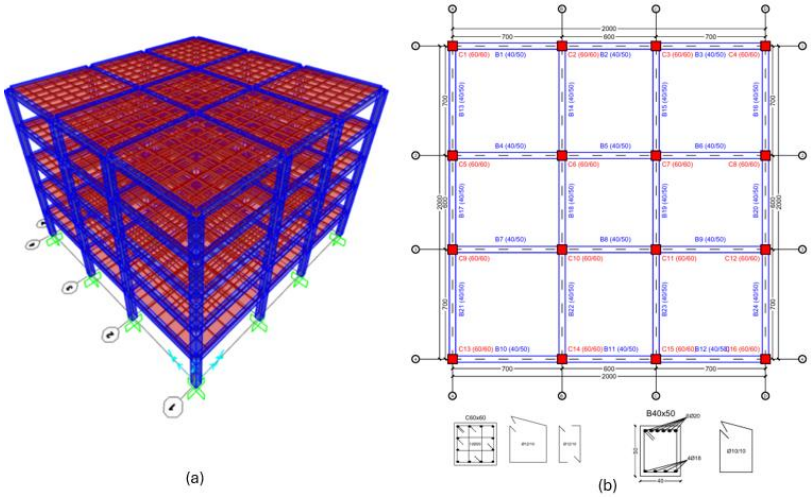
Betonarme moment aktaran çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler, hızlı değerlendirme yöntemleri dahil olmak üzere modern deprem yönetmeliklerinde yer alan hedefleri sağlayıp sağlamadıkları yönünde çeşitli araştırmalara konu olmuştur. Bu çalışmada da benzer şekilde deprem yer hareketlerinin Hatay ili sınırlarında 2023 6 Şubat depremlerinde gözlemlenen olağan dışı yüksek talep parametrelerine sahip kayıtların alındığı bölgelerde TBDY-2018 kapsamında önerilen doğrusal olmayan analiz yöntemleri yardımıyla incelenmiştir. Seçilen yapı saha incelemelerine dayalı olarak seçilmiş gerçek bir yapının özelliklerini yerine hipotetik olarak seçilen bölgeye göre

TBDY-2018'de yer alan dayanıma göre tasarım ilkeleri dikkate alınarak tasarlanan bir yapıyı temsil etmektedir. Diğer bir deyişle her iki yönde üç açıklığa sahip sistem, öngörülen yeterli rijitlik ve dayanıma sahip olması yanında ekonomik çözümlerle deprem hasarının elastik ötesi davranışta aranan süneklik kriterlerini sağlamaktadır. Yapısal sistemin dinamik karakterizasyonuna bağlı olarak ortaya çıkması öngörülen göreli kat ötelemesi değerleri izin verilen sınırların altında kalacak şekilde dikkate alınmıştır. Kolon ve kirişlerin tasarımında kuvvetli kolon zayıf kiriş prensibi konstrüktif kurallar çerçevesinde belirlenerek koşulların sağlandığı teyit edilerek taşıyıcı sistemde kiriş mekanizmasında ortaya çıkan sünek güç tükenmesi hedeflenmiştir. Yazarlar tarafından yapısal sistemin asgari koşullarının belirlenmesinde yerinde dökme betonarme taşıyıcı sistemler için TBDY 2018 4.3.2 belirtilen sistem özellikleri dikkate alınmıştır. Bu çalışma kapsamında sayfa kısıtından dolayı yazarlar tarafından sadece araştırmada kullanılan yapısal sistemler arasından, yeni tasarlanmış ve yüksek sünekliğe sahip olan yapısal sistemin özellikleri ve analiz sonuçları paylaşılacaktır. Dayanıma göre tasarımda taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal davranış gösterdiği varsayıldığından yer değiştirmeler düşük mertebelerde gerçekleşmektedirler. Taşıyıcı sistem yapının inşa edileceği yerin konumuna ve yerel zemin sınıfına göre elde edilen yatay elastik tasarım spektrumuna uygun bir şekilde deprem yükleri dikkate alınmıştır. Diğer bir deyişle DD-2 deprem yer hareketi düzeyinde Kontrollü Hasar performans hedeflerinin sağlaması amaçlanmıştır. Yapısal sistem ve Şekil 1'de gösterildiği gibi hiçbir düzensizlik barındırmayacak bir kat kalıp planına sahip beş katlı moment aktaran çerçevelerden oluşan ve BKS-3 olan konut tipi bir yapıdır. Beton dayanımı C35/40 ve B420C çelik donatısı için TBDY-2018'e göre önerilen gerilmi-birim şekildeğiştime ilişkisi Şekil 2.'de gösterildiği şekilde hesaplanmıştır. Betonarme moment-aktaran çerçevelerden oluşan sitemin birinci periyodu 0.87s olarak bulunmuştur.

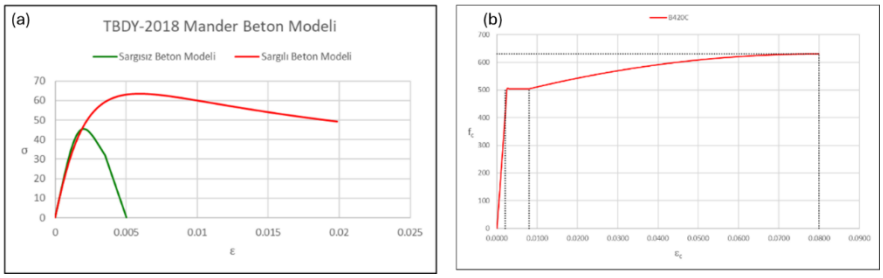
Tablo 1. İncelenen binanın geometrik özellikleri.

Kat Sayısı	Açıklık Sayısı X/Y	Açıklık X/Y(m)	Toplam Uzunluk X/Y(m)	Kat Yüksekliği (m)	Bina Yüksekliği (m)
5	*3/3*	7-6-7/7-6-7	20/20	3	15

Yapısal sistemin doğrusal olmayan davranışın belirlenmesinde TBDY-2018'de tanımlanan hasar sınırlarının tarifleri, plastik mafsalların özelliklerine göre binanın bilgisayar modelinde yansıtılmıştır.



Şekil 1. (a) Düzenli ve simetrik olarak tasarlanan yapısal sistemin üç boyutlu görünümü (b) Yapısal sistemin kat kalıp planı ve kolon ve kiriş detaylandırması.



Şekil 2. (a) TBDY-2018'e göre sargılı ve sargısız beton ve (b) B420C çelik donatısının doğrusal olmayan $\sigma - \epsilon$ ilişkisi.

3 Doğrusal Olmayan Yöntemlerle Yapısal Sistemin Performans Değerlendirilmesi

TBDY-2018 deprem yönetmeliğine göre yapısal sistemlerin deprem performansının belirlenmesinde doğrusal veya doğrusal olmayan yöntemlerin kullanılabilmektedir. Doğrusal olmayan yöntemler analizler, doğrusal olmayan statik prosedür ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan davranış olarak ikiye sınıfta değerlendirilebilir. Diğer bir deyişle deprem etkisinde elastik ötesi davranış gösteren yapısal elemanların hasar durumları tasarımda hedeflenen hasarın yoğunlaşmasının ön görüldüğü yerlere plastik mafsalların tanımlanmasıyla mümkün olmaktadır. TBDY-2018'de yer alan *Şekil Değiştirmeye Dayalı Tasarım* ilkeleri çerçevesinde plastik mafsal tanımlamasında yayılı ve yığılı plastisiteden faydalanarak analizler gerçekleştirilmiştir. TBDY-2018'de

plastik mafsal boyunun belirlenmesinde elemanların boyutları dikkate alınabilmektedir. Alternatif olarak plastik mafsal boyunun belirlenmesine yönelik literatürde deneylerden ve sayısal analizlerden elde edilmiş çeşitli ampirik formüllerden faydalanılabilmektedir. Seçilen taşıyıcı sistemin kat seviyelerinde rijit diyafram kabulü yapılarak döşemelerin düzlem dışı davranışı çalışma dışında tutulmuştur.

Bu çalışma kapsamında deprem hesabında itme analizleri ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler kullanılmıştır. İtme analizleri TBDY-2018'de tek modlu ve çok modlu olarak tanımlanmaktadır. Yapısal sistemde burulma düzensizliğinin bulunmaması, göz önüne alınan hesap yönünde hâkim titreşim periyoduna göre etkin kütle katılımının %70'in üzerinde olmasından dolayı itme analizleri açısından kısıtlayıcı bir durum bulunmamaktadır. Gerçekleştirilen artımsal itme analizleri sabit tek modlu olacak şekilde dikkate alınmıştır. Ayrıca her katın simetrik kat kalıp planına sahip olması ve düşeyde ve planda herhangi bir düzensizliğin var olmamasından dolayı statik itme analizleri sonucunda, modal kapasite eğrisi her iki hesap doğrultusunda DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için aynı değerleri alacağından performans noktasının belirlenmesinde tek bir kapasite eğrisi dikkate alınmıştır.

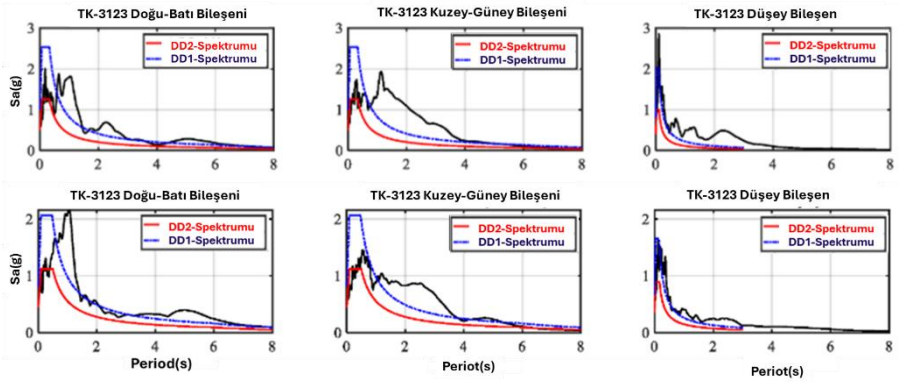
4 Zaman-Tanım Alanında Analizler

Yapısal sistemlerin deprem yer hareketi altında doğrusal olmayan davranışını anlamak amacıyla 2. dereceden sıradan differensiyel denklem olarak tanımlanan hareket denklemi sayısal olarak çözümlenerek elastik ve elastik ötesi yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetlerde meydana gelen değişimler hesaplanabilmektedi r. Bu çalışmada kullanılan yığılı plastisite yaklaşımıyla itme analizleri yanında zaman tanım alanında gerçekleştirilen analizlerde plastik mafsallarda meydana gelen moment-dönme ilişkisi, beton ve donatı çeliğinin birim kısama ve uzama talepleri taşıyıcı sistem için hesaplanmıştır. Analizlerin ve tasarımın yapılan kabuller doğrultusunda hızlı yürütülebilmesi ve sonuçların hızlı değerlendirilebilmesi amacıyla uluslararası mühendislik camiasında kabul gören programların içerisinde yer alan API için yazarlar tarafından subroutineler geliştirilmiştir. Tasarımda kullanılan subroutinler yardımıyla yığılı plastisite yaklaşımının kullanılması durumunda plastik mafsal için moment-dönme veya moment eğrilik özelliklerinin tanımlanmasından eksenel yük-moment etkileşim diyagramları hızlı bir şekilde oluşturulabilmektedir. Yazarlar tarafından geliştirilen programlardan elde edilen sonuçlar Section Designer (SAP2000, 2024) ve XTRACT (2004) programlarıyla kıyaslanmıştır. Geliştirilen subroutinlerle Section Designer adlı dünyada kabul gören ticari yazılımın sonuçlarıyla birebir örtüşen değerler vermiştir.

Performans değerlendirmesi için hipotetik modellerin tasarımında Hatay bölgesinde seçilen konum için tasarım deprem yer hareketi düzeyi dikkate alınarak deprem yükü etkileri altında yapının performansı incelenmiştir. AFAD tarafından 6 Şubat 2023 Pazarcık depremlerinde Antakya merkezde kaydedilen TK-3123 ve TK-3124 kayıtları

kullanılmıştır (AFAD, 2023). Antakya il merkezinde kaydedilen depremler yakin saha depremlerinde gözlemlenen etkileri içerisinde barındırması (AFAD, 2023; Somerville vd., 2003; Spudich, 2004; Bray vd., 2004) ve yüksek deprem talep parametreleri yaratmalarından dolayı özel durumları temsil ettiklerinden dolayı tercih edilmiştir. Yenidoğan (2025) tarafından Hatay bölgesinde kaydedilen kayıtların moment aktaran taşıyıcı sistemler ve deprem yalıtımlı uzun periyotlu yapısal sistemler üzerinde yaratacağı hasar incelendiği çalışma temel alınarak bu çalışmada kullanılacak deprem kayıtlarının seçimi gerçekleştirilmiştir. Deprem kayıtlarında DD-1 Deprem yer hareketi düzeyinin aşılmış olması yanında (Şekil 3), yüksek düşey ivme, itki içerikleri ve yüksek pik ivmeler kaydedilmiştir. Belirtilen nedenlerden dolayı seçilen kayıtların olağandışı ve seyrek görülen depremleri temsil ettiği yazarlar tarafından düşünülmektedir.

Bu çalışmada kullanılan çeşitli ticari programlarda olağandışı deprem hareketleri altında davranışını ayrıntılı bir şekilde incelenmesi amacıyla etkin kesit rijitliklerinin moment aktaran çerçevelerin doğrusal olmayan analizlerde düşük eksenel yüke maruz kalması durumunda sabit kabul edilmesi ve beşinci bölümde tarif edildiği şekilde eleman özelliklerine göre değişken olması durumu da ayrıca incelenmiştir (AFAD, 2018). Bahsedilen iki farklı durum için düzenli bir yapıda etkin kesit rijitliklerinin yığılı plastisite modellerinde yaratmış olduğu deplasman taleplerinde değişim araştırılmıştır.

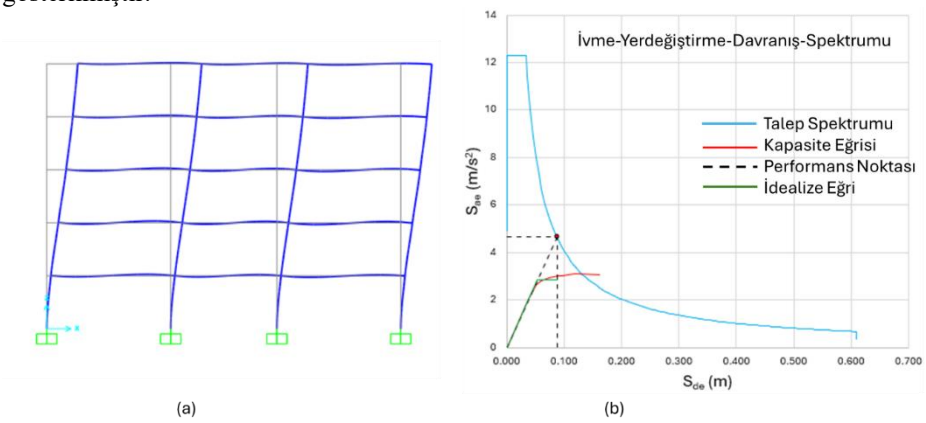


Şekil 3. Hatay bölgesinde zaman-tanım alanında kullanılmak amacıyla seçilen deprem kayıtlarının DD-1 ve DD-2 deprem yer hareketi seviyeleriyle kıyaslanması (Yenidoğan, 2025).

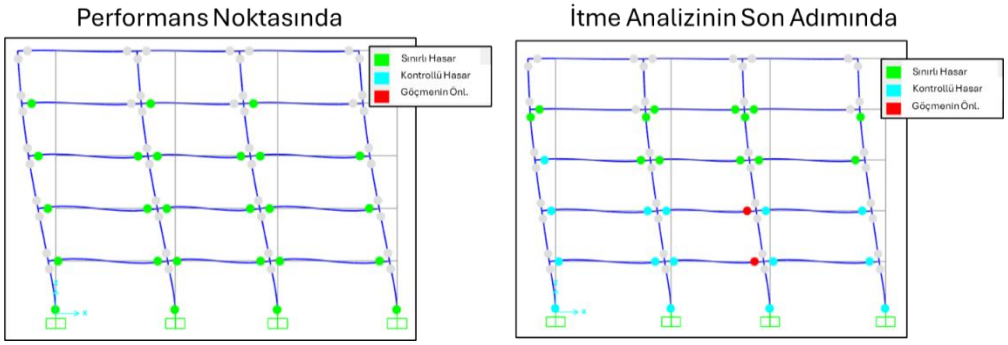
5 Doğrusal Olmayan Yöntemlerle Gerçekleştirilen Analiz Sonuçlarına göre Performans Değerlendirilmesi

Betonarme moment-aktaran çerçevelerden oluşan sistemin ticari programlarda özenli bir şekilde modellenmesi sonucunda doğrusal olmayan sabit tek modlu statik prosedür ve zaman tanım alanında analizler gerçekleştirilmiştir. Modal kapasitesi eğrisi çift

doğrulu olacak şekilde idealize edilerek performans noktası Şekil 4'te gösterildiği şekilde tayin edilmiştir. Doğrusal olmayan statik itme analizinde yapısal sistemde oluşan plastik mafsal dağılımı performans noktası ve göçme anı için sırasıyla Şekil 5'te gösterilmiştir.

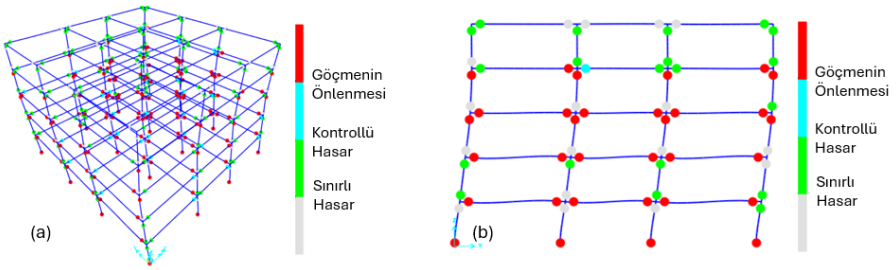


Şekil 4. (a) Yapısal sistemin itme analizinde kullanılan birinci mod şekli (b) performans noktasının idealize eğriyle tayini.



Şekil 5. İtme analizine göre (a) performans noktasında (b) son itme adımında hasar dağılımı.

İtme analizleri dışında zaman-tanım alanında gerçekleştirilen değerlendirmeler sonucunda statik itme analizlerinden farklı olarak taşıyıcı sistemin DD-1 yer hareketini aşan yatay deprem bileşenlerinin aynı anda etkitilmesi durumunda yapısal sistemin yüksek deprem taleplerine maruz kaldığı tespit edilmiştir. Yapısal sistemde plastik mafsal oluşumu incelendiğinde yapısal sistemin göçme bölgesine eriştiği belirlenmiştir (Şekil 6).



Şekil 6. Zaman-tanım alanında elde edilen (a) 3-Boyutlu sistemde plastik mafsal dağılımı (b) moment aktaran betonarme sistemde seçilen bir aksta oluşan plastik mafsalların dağılımı.

6 Sonuçlar

6 Şubat depremlerinde ağır hasar almış veya yıkılan yapıların ortak özellikleri arasında deprem yönetmeliklerine göre belirlenen tasarım eksikliklerin bulunması, düşük malzeme kalitesi kullanımı, denetim mekanizmasında yaşanan sıkıntıları sayılabilir. 6 Şubat depremleri çoklu deprem etkisi, yüksek düşey yer hareketi bileşeni, yönelim ve atım etkisi, basen etkisi, sıvılaşma gibi birçok karmaşık problemin birarada gözlemlendiği ve AFAD tarafından geniş bir bölgede kayıt altına alınan yakın saha ölçümleriyle literatüre girmiştir. Mühendislik camiası ve araştırmacıların yukarıda belirtilen eksiklikler ve yaşanan depremlerin karmaşık yapısı deprem mühendisliği açısından tartışılmaz bir gerçektir. Bu çalışma kapsamında yıkımın yüksek olduğu Antakya şehir merkezinde seçilen bir inşaat alanı için TBDY-2018'e göre dayanıma göre tasarlanmış düzenli, yerinde dökme, betonarme çerçevelerden oluşan bir konut binasının performansı yığılı plastisite yaklaşımı kullanılarak doğrusal olmayan analizlerle deprem davranışı incelenmiştir. Analiz sonuçlarına göre dayanıma göre tasarlanmış ve moment-aktaran-çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemin deprem yönetmeliğine göre doğrusal olmayan statik prosedürle değerlendirilmesinde Kontrollü Hasar şartı sağlanırken, 6 Şubat depremlerinde kaydedilmiş ve DD-1 deprem yer hareketini aşan deprem kayıtları altında zaman tanım alanında gerçekleştirilen analizlerde toptan göçmeye ulaştığı belirlenmiştir. Deprem yönetmeliğine göre eksiksiz tasarlanmış olan yapıların DD-2 Deprem Yer Hareketi seviyesinde Kontrollü Hasar performans hedefini sağlarken DD-1 deprem yer hareketi seviyesini aşan depremlerde göçmenin önlenmesi için gerekli koşulları sağlaması beklenmektedir. Deprem yönetmeliğine göre tasarlanmış yapıların kapasite korunum ilkelerine göre yüksek süneklik koşullarına göre tasarlandığında farklı yöntemler temel alınarak çözümlendiğinde ortaya çıkan sonuçların farklılığının daha detaylı araştırılması gerekliliği yapılan analizler sonucunda yazarlar tarafından tespit edilmiştir. 6 Şubat depremleri özelinde önemli çıkarımların yapılabilmesi açısından uygulanacak yöntemler, yapılacak kabuller ve tasarım açısından bağlayıcı koşulların net bir şekilde ortaya çıkarılması depreme dirençli şehirlerlerin yaratılmasında etkin bir rol oynayacaktır.

Teşekkür

Yazarların bu bildiride yer verdiği çalışma FYL-2024-6552 numaralı YTU BAP projesi kapsamında desteklenmiştir.

Kaynaklar

1. ABYYHY (1975) Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.
2. ABYYHY (1998) Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.
3. DBYBHY (2007) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.
4. AFAD (2018a) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara, https://www.afad.gov.tr/tr/24210/Turkiye-Bina-Deprem-Yonetmeliği.
5. AFAD (2023) Turkish Accelerometric Database and Analysis System. Available online: https://tadas.afad.gov.tr/ (accessed on 10 February 2025).
6. Altindal A, Askan A (2024) Traditional seismic hazard analyses underestimate hazard levels when compared to observations from the 2023 Kahramanmaraş earthquakes. Communications Earth & Environment 5(1):14.
7. Ambraseys NN (1989) Temporary seismic quiescence: SE Turkey. Geophys J Int 96:311–331.
8. Arpat E, Şaroğlu F (1972) Doğu Anadolu fayı ile ilgili bazı gözlemler ve düşünceler. Maden Tetkik ve Arama Enstitüsü: Ankara, Turkey, 44–50.
9. Arpat E, Şaroğlu F (1975) Türkiye'deki bazı önemli genç tektonik olaylar. TJK Bül 18: 91–101.
10. Barka A, Reilinger R (1997) Active tectonics of the Eastern Mediterranean region: Deduced from GPS, neotectonic and seismicity data. Ann Geophys 40:587–610.
11. Barbot S, Luo H, Wang T, Hamiel Y, Piatibratova O, Javed MT, Braitenberg C, Gurbuz G (2023) Slip distribution of the February 6, 2023 M_w 7.8 and M_w 7.6, Kahramanmaraş, Turkey earthquake sequence in the East Anatolian fault zone. Seismica 2(3).
12. Bray JD, Rodriguez-Marek A (2004) Characterization of Forward-directivity Ground Motions in the Near-fault Region. Soil Dyn Earthq Eng 24:815–828.
13. Di Sarno L, Yenidogan C, Erdik M (2013) Field evidence and numerical investigation of the M_w = 7.1 October 23 Van, Tabanli and the M_w > 5.7 November Earthquakes of 2011. Bull Earthq Eng 11:313–346.
14. Emre Ö, Duman TY, Özalp S, Şaroğlu F, Olgun Ş, Elmacı H, Çan T (2018) Active fault database of Turkey. Bull Earthq Eng 16:3229–3275.
15. Güvercin SE, Karabulut H, Konca AÖ, Doğan U, Ergintav S (2022) Active seismotectonics of the East Anatolian Fault. Geophys J Int 230:50–69.
16. Hisada Y, Tanaka S, Kurata M, Yenidoğan HC, Fukui H, Kobayashi H, Nagae T (2024) Near-fault strong motion, surface rupture and building damage by the 2023 Kahramanmaraş earthquake. In Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy, 30 June–5 July, 1:1–10.
17. Melgar D, Taymaz T, Ganas A, Crowell B, Öcalan T, Kahraman M, Tsironi V, Yolsal-Çevikbil S, Valkaniotis S, Irmak TS et al (2023) Sub- and super-shear ruptures during the 2023 M_w 7.8 and M_w 7.6 Earthquake Doublet in SE Türkiye. Seismica 2:1–10.

18. Reitman NG, Reitman NG, Briggs RW, Barnhart WD, Hatem AE, Jobe JAT, DuRoss CB, Gold RD, Mejstrik JD, Collett C et al (2023) Rapid surface rupture mapping from satellite data: The 2023 Kahramanmaraş, Turkey (Türkiye), earthquake sequence. Seism Rec 3:289–298
19. Sağlık Bakanlığı Genelge (2013) Deprem yalıtımlı olarak inşa edilecek yapılara ait proje ve yapım işlerinde uyulması gereken Asgari Standartlar, Sağlık Bakanlığı Sağlık Yatırımları Genel Müdürlüğü.
20. SAP2000 (2024) Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc. Berkeley, California.
21. Somerville PG (2003) Magnitude scaling of the near fault rupture directivity pulse. Phys Earth Planet Inter 137 12.
22. Somerville PG, Smith NF, Graves RW, Abrahamson NA (1997) Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity. Seism Res Lett 68:199–222.
23. Spudich P, Chiou BS, Graves RW, Collins KR, Somerville PG (2004) A formulation of directivity for earthquake sources using ısochrone theory; U.S. Geological Survey Open-File Report 2004-1268; US Geological Survey: Reston, VA, USA,; 54p.
24. XTRACT (2004). Cross Section Analysis Program of Structural Engineers. Imbsen Software Systems.
25. Yenidogan C (2025) Evaluation of overall seismic performance of RC structures and effectiveness of seismic ısolation technology under extreme events: February 6, 2023, Earthquakes. Buildings 15 990, https://doi.org/10.3390/buildings15060990
26. Yenidoğan C (2024) Deprem yalıtımlı ve ankastre temelli betonarme yapıların performansının TBDY-2018 kapsamında kıyaslamalı olarak değerlendirmesi. Dicle Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Mühendislik Dergisi 15:767–781.
27. Yenidoğan C (2023) Seismic performance of base-ısolated and conventional hospital buildings in the February 6, 2023, earthquakes. In Proceedings of the 18th World Conference on Seismic Isolation (18WCSI), Antalya, Turkey, 6–10 November; 1:766–777.
28. Yenidoğan C (2024) 6 Şubat 2023 depremleri ve saha gözlemlerine dayalı bina hasarları hakkında ön değerlendirme. Turk J Civ Eng 35:75–113.

Sismik İzolasyon Parametrelerinin Optimizasyonuna Yeni Bir Yaklaşım

Ali Erdem Çerçevik[1][0000-0002-0617-1818] ve Osman Sevindik[2][0009-0003-1692-2157]

[1]İnşaat Müh. Bölümü, Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi, Bilecik, Türkiye
[2]Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi, Bilecik, Türkiye
*erdem.cercevik@bilecik.edu.tr

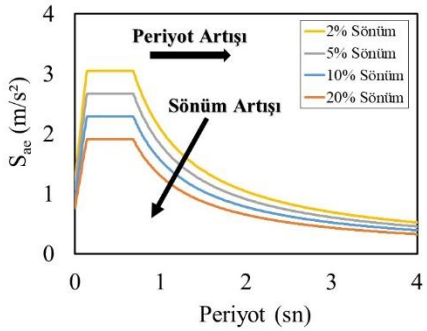
Özet. Sismik izolasyonlu yapı üretimi sağladığı avantajlar sayesinde her geçen gün artmaktadır. Yapıların alt katına yerleştirilen izolatörler, üst yapı ile zemin arasında depreme karşı koruyucu bir tabaka oluşturmaktadır. Bazı özel yapıların, kullanım amaçları nedeniyle sadece hasar almadan değil kullanımı hiç durmadan devam etmesi gerekir. Günümüz inşaat teknolojisinde, kritik yapılarda ivmeyi en aza indirebilecek ekipmanların başında sismik izolasyon sistemleri bulunmaktadır. Bu sebeplerle sismik izolasyon sistemleri, izolatörlerin kapasitesi dahilinde ivmeyi en aza indirecek şekilde modellenmelidir. Bu çalışmada izolasyon deplasmanı ve sönüm oranını limitleyerek en az çatı katı ivmelerini hesaplayan grafik bir yöntem önerilmiştir. 3 katlı moment aktaran çelik yapı modellenerek taban katına kurşun çekirdekli kauçuk izolatörler yerleştirilmiştir. Üst yapı doğrusal, izolasyon sistemleri ise doğrusal olmayan metotla modellenerek 7 yer hareketi ile zaman tanım alanında analizler yapılmıştır. İzolasyon periyodu ve karakteristik dayanım kombinasyonu ile 100 farklı izolatör MATLAB'ta hazırlanan bir program sayesinde üretilmiştir. Yapısal analizler ETABS ortamında yapılmıştır. OAPI yardımı ile MATLAB ve yapısal analiz programları birlikte çalıştırılarak sonuçlar elde edilmiştir. Toplamda 700 zaman tanım alanında analiz sonucunda izolasyon deplasmanı, sönüm oranı ve çatı katı ivmesi grafikleştirilmiştir. Hazırlanılan grafiklerden öncelikle limitlere uyan kabul edilebilir izolasyon parametreleri belirlenmiştir. Sonrasında ise kabul edilebilir izolasyon kombinasyonlarından en düşük ivmeyi veren optimum izolasyon parametreleri tespit edilmiştir. Ayrıca, Gri kurt algoritması (GWO) kullanılarak minimum enerjiyi hedefleyen izolasyon parametreleri optimize edilmiştir. Grafik metot ile GWO ile hesaplanan sonuçlarla kıyaslanarak uygunluğu tartışılmıştır. Sonuç olarak önerilen yöntemin genelleştirilerek farklı yapı modellerinde kullanılabileceği ve enerjinin sismik izolasyon parametrelerinin optimizasyonunda kullanılabilirliği ortaya konulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Sismik İzolasyon, Optimizasyon, Grafik Yöntem, Gri Kurt Algoritması, ETABS, OAPI.

1 Giriş

Depremler, dünya çapında meydana gelen ve yapılar üzerinde oldukça yıkıcı etkilere sahip olabilen yer hareketleridir. Belirli aralıklarla meydana gelen bu sarsıntılar can ve mal kaybına neden olmaktadır. Depreme dayanıklı yapı üretme çalışmaları çok yönlü olarak sürmektedir. Bu çalışmaların bir tanesi de yapıya ek sönümleyiciler yerleştirme yaklaşımıdır. Konvensiyonel bir yapıda sönüm oranı %0.1 ile %5 arasında değişmektedir. Yapılara yerleştirilen ek sönümleyici elemanlar ile bu oran artırılarak yapı tepkileri pozitif yönlü geliştirilmektedir. Ek sönümleyici elemanlarının başında uygulama kolaylığı ve maliyet açısından sismik izolasyon sistemleri gelmektedir. Sismik izolasyon sistemleri sağladığı avantajlı yapı tepkileri sayesinde depreme dayanıklı yapı üretimi açısından önemini her geçen gün artırmaktadır (Alhan ve Şahin, 2011; Serenaj ve Garevski, 2017).

Sismik izolasyon sistemleri, yapıların tabanına yerleştirilerek deprem etkilerinin üst yapıya etkisini azaltırlar. Tabanında sağlanan esneklik sayesinde yapının sönüm kapasitesi artar. Ayrıca yapı periyodu artarak yapıya gelen ivme değerleri azalır (Deringöl ve Bilgin, 2018; Nawaiseh vd., 2022) . Şekil 1'de tabanı ankastre ve izole yapılara gelen ivme değişimleri farklı sönüm değerlerine göre kıyaslanarak sunulmuştur.



Şekil 1. Periyot ve Sönüm oranın değişimi ile spektral ivmeye etkisi (Yenidogan, 2021).

Yapılan çalışmalar sismik izolatörlü bir yapının üç özelliğe sahip olması gerektiği ortaya koymuştur. Bu özelliklerden ilki izolasyon sistemi, aşırı yumuşak kil alanlar dışında, yapısal periyodu ve deprem kuvvetlerine dayanımı artırmak için yeterli yanal esnekliğe sahip olmalıdır. İkincisi izolasyon sistemi, küçük yer hareketlerinde yanal deplasman yapmayacak kadar rijit, ancak yüksek ivmeli deprem hareketlerinde büyük yatay deplasmanlar yapabilecek kapasitede olmalıdır. Sonuncusu ise sismik izolatörler yeterli enerji sönümleme kapasitesine sahip olmalı ve yanal deplasmanı uygun bir sınırda tutabilmelidir (Naderpour vd., 2018).

Sismik izolasyon tasarımında çeşitli yöntemler kullanılır. Bu yöntemler genellikle yapısal tepkileri dikkate alarak yinelemeli çözümler yoluyla izolatörlerin mekanik özelliklerini belirlemeye çalışan yaklaşımlardır (Kelly, 1986; Pan vd., 2008; Vaiana

vd., 2021). Bu yöntemler izolatör deplasmanı, ivme, kat deplasmanı ve taban kesme gibi parametreleri tasarım öğeleri olarak göz önüne almaktadır. Ayrıca sismik izolasyonlu yapı tepkilerini inceleyen çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalar genellikle sismik izolatör ve yapı tasarımını iyileştirmeyi amaçlayan klasik metotlara dayandığı görülmektedir. Sismik izolatörlerin stabilitesi, kat ivmeleri ve şekil değişimleri temel amaçlar olmuştur (Sharbatdar vd., 2011; Kunde ve Jangid, 2003). Ancak hastane ve data merkezi gibi kat ivmelerinin oldukça düşük olması gereken yapılarda klasik sismik izolasyon modelleme yöntemleri yeterli olmaz. Bu tip önemli yapılar için klasik metotların haricinde optimizasyon yöntemleri kullanılmalıdır.

Sismik izolasyon sistemlerinin optimizasyonunda genellikle metasezgisel metotlar kullanılmıştır. Metasezgisel metotlarda kısıtlarla belirlenmiş bir arama uzayı içinde amaç fonksiyonunu minimum ya da maksimum yapan parametreler aranır. Sismik izolasyon tasarımında çatı katı ivmesi (Pourzeynali vd., 2007; Çerçevik vd., 2020) ve deplasman (Dang vd., 2021; Fallah ve Zamiri, 2013) gibi parametreler kısıt ya da amaç fonksiyonu olarak kullanılmaktadır. Değişken parametreler ise izolasyon periyodu, sönüm oranı ya da karakteristik rijitlik olarak belirlenir (Çerçevik vd., 2020; Ocak vd., 2022). Bu parametreler yapı tipi, izolatör tipi ya da malzeme özelliklerine göre değişir. Ayrıca farklı optimizasyon teknikleri kullanılmıştır. Bu teknikler arasında genetik algoritma (Pourzeynali, 2008; Pal vd., 2019), NSGA-II (Fallah ve Zamiri, 2013), armoni arama (Ocak vd., 2022; Nigdeli vd., 2014) karga arama ve gri kurt (Çerçevik vd., 2020) bulunmaktadır. Yapılan bu çalışmalar sismik izolasyon parametrelerinin optimizasyonunu başarılı şekilde yürütmüşlerdir.

Geleneksel yapı tasarımı dayanıma göre hesaplamaya dayanmaktadır. Yapı elemanlarına gelen yüklerin eleman bazında değerlendirilerek tasarım yapılmaktadır. Görece yenilikçi yaklaşım ise şekil değişikliğine dayalı yapı tasarımıdır. Bu yöntemin esasına göre yapının deprem performansı, elemanlardaki birim şekil değiştirmelere veya eleman uçlarındaki plastik dönmelere bağlı hasar seviyelerinin tespitine dayanmaktadır. Ayrıca deprem etkisi altındaki yapı elemanlarında oluşan elastik ötesi şekil değiştirmeler hesaplanarak göreli kat ötelemeler hesaplanır (Choudhury, 2024; Börekçi, 2020). Sağladığı avantajlar nedeni ile şekil değişikliğini esas alan tasarım yönetmeliklere de girerek kullanılmaya başlamıştır (TBEC, 2018; FEMA, 2019). Şekil değiştirmeye göre tasarım dayanıma göre yapı hasarlarını tespit etmede daha gerçekçi sonuçlar sunsa da birçok çalışma deprem boyunca oluşan çevrimsel plastik şekil değiştirmeler tarafından tüketilen enerjinin incelenmesinin avantajlarını ortaya koymuştur (Ghosh ve Collins, 2006; Fajfar, 1992).

Bu çalışmada sismik izolasyon parametrelerinin optimizasyonu için grafik bir yöntem önerilmiştir. Optimizasyon değişkenleri olarak izolasyon periyodu ve karakteristik dayanım kullanılmıştır. İzolasyon periyodu ve karakteristik dayanımın kullanılarak 100 farklı izolasyon kombinasyonu üretilmiştir. Üretilen farklı izolatörler MATLAB ortamında geliştirilen yazılım sayesinde yapısal analizlerin yapıldığı ETABS

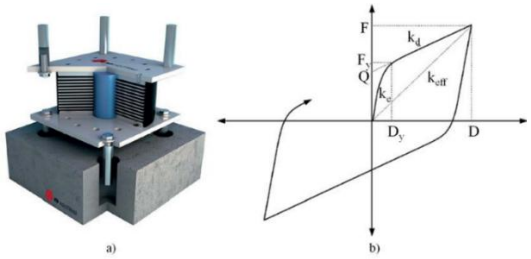
programına gönderilmiştir. 7 ivme kaydı ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılmıştır. Elde edilen yapı tepkileri ile izolasyon parametrelerini gösteren grafikerler hazırlanmıştır. İzolasyon deplasmanı ve sönüm oranı limitleri kullanılarak çatı katı ivmesini en aza indiren izolasyon parametreleri tespit edilmiştir. Ayrıca gri kurt meta-sezgisel algoritması ile grafik yönteme benzer optimizasyon parametreleri ve limitler kullanılarak giren enerjiyi en aza indiren optimum izolasyon parametreleri belirlenmiştir. Önerilen grafik yöntem ile enerji esaslı optimizasyon sonuçları birbirleri ile karşılaştırılarak elde edilen sonuçlar yapısal tepkiler üzerinden incelenmiştir.

2 Materyal Metot

Öncelikle sismik izolasyon parametreleri, gri kurt algoritması ile giren enerjiyi en aza indirecek şekilde optimize edilmiştir. Sismik izolatör olarak kurşun çekirdekli kauçuk izolatör tipi kullanılmıştır. Kurşun çekirdekli kauçuk izolatörlerin doğrusal olmayan davranışı göz önüne alınarak optimizasyon parametreleri belirlenmiştir. Bu parametreler gri kurt meta-sezgisel algoritması yardımı ile minimum enerji hedefleyerek optimize edilmiştir. Örnek üst yapı olarak 3 katlı moment aktaran çelik çerçeve modeli TBDY 2018'e uygun olarak doğrusal malzeme yaklaşımı ile SAP2000 programında hazırlanmıştır. 7 ivme kaydı ile analizler yapılarak ortalama yapı tepkileri için hesaplama yapılmıştır. Sonrasında MATLAB'da hazırlanan yazılım sayesinde gri kurt algoritmasına benzer optimizasyon parametreleri kullanılarak minimum çatı katı ivmesini hedefleyen izolasyon parametreleri, önerilen grafik metotla hesaplanmıştır. Yapılan çalışmalar ile sismik izolasyon parametrelerinin optimizasyonunda hem enerjinin kullanılabilirliği hem de önerilen yenilikçi grafik yöntemin etkinliği araştırılmıştır.

2.1 Kurşun Çekirdekli Kauçuk İzolatörlerin Gri Kurt Algoritması ile Optimizasyonu için Önerilen Yöntem

Sismik izolasyon elemanları içinde sağladığı avantajlar ile kurşun çekirdekli yüksek sönümlü kauçuk izolatörler kullanımı yaygınlaşmıştır. Merkezinde kurşun bir çekirdek ve etrafında katmanlar halinde kauçuk bulan bu tip izolatörler yapıları depreme karşı etkili şekilde koruyabilirler. Ancak doğrusal olmayan histeretik davranışlarının nümerik modellenmesi kolay değildir. Yapılan çalışmalarda farklı tipte sismik izolatörler tasarlanarak davranışları incelenmiştir (Kunde ve Jangid, 2003). Karmaşık sismik izolasyon davranışını basitçe modellemek için bilineer kuvvet-deplasman eğrileri hazırlanmıştır (Şekil 2) (Fragiacomo vd., 2003; Liu vd., 2014).



Şekil 2. (a) Kurşun çekirdekli kauçuk izolatör kesiti ve (b) kuvvet-deplasman eğrisi (Öztürk ve Özdemir, 2024).

Sismik izolatör tasarımında eşdeğer kuvvet yöntemi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin kullanılması kabul görmüştür (Eurocode 8, 1998; ASCE 7-10A, 2010). Eşdeğer kuvvet yöntemi genellikle ön tasarım için kullanılsa da zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz her durumda kullanılabilmektedir (Erdoğdu vd., 2021). Zaman tanım alanında analiz yönteminde yalıtım birimi modellemesi Şekil 2b'de verilen kuvvet deplasman ilişkisi sayesinde yapılabilir. Yalıtım biriminin bu şekilde modellenmesi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yönteminin kullanılması doğruya en yakın modelleme olarak değerlendirilmektedir (Patil ve Kumbhar, 2013).

Yalıtım biriminin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile modellemesinde öncelikle hedeflenmesi gereken parametre izolasyon deplasmanıdır (D). Bunun sebebi yapının taban katında yapabileceği esneklik ve izolatör biriminin kapasitesinin sınırlı olmasıdır. D temel anlamda izolatör ve deprem karakteristiğine bağımlı değişen bir parametredir. Hedeflenen D değerinin tutturulabilmesi için analizde kullanılacak ivme kayıtları ve izolatörün mekanik özellikleri iyi belirlenmelidir.

Yalıtım biriminin mekanik özellikleri öncelikle Şekil 2b'de görüldüğü gibi akma öncesi rijitlik (k_e) ve akma sonrası rijitlik (k_d) değerlerine bağlıdır. Akma sonrası rijitlik üst yapının doğrusal modellenmesi kabulüne dayanarak Denklem 1 ile belirlenebilir (Naeim ve Kelly, 1999):

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_d \cdot g}} \tag{1}$$

burada W yapı ağırlığını, g yer çekim ivmesini gösterirken T_0 eşdeğer izolasyon periyodunu göstermektedir.

Akma sonrası rijitlik eşdeğer izolasyon periyoduna bağlı belirlendikten sonra akma deplasmanı yapılmış deneysel çalışmalara göre 0.01 veya 0.025 m gibi değerler alınmaktadır. Ayrıca karakteristik dayanımın yapı ağırlığına oranı (Q/W) da 0.04 ile 0.12 arasında değişen oranlarda alınması önceki çalışmalarda ön tasarım parametresi olarak alınmıştır (Ozdemir vd., 2011). K_d ve bu parametreler belirlendiğinde Şekil 2b'deki kuvvet-deplasman ilişkisi kullanılarak Eş. 2 yardımı ile akma kuvveti ise F_y ve Eş. 3 yardımı ile k_e hesaplanabilir:

$$F_y = Q + k_d \,.D_y \tag{2}$$

$$D_y = \frac{F_y}{k_e} \tag{3}$$

D_y sabit bir değer alındığında yalıtım birimi modellemek için belirlenmesi gereken Q/W ve T_0 parametreleridir. Önceki birçok çalışmada (Çerçevik vd., 2020; Öncü vd., 2022; Çerçevik vd., 2025) olduğu gibi bu çalışmada da bu iki parametre enerji esaslı belirlenmeye çalışılmıştır. Arama vektörü ($\vec{X}$) Eş. 4'te verilmiştir:

$$\vec{\mathrm{X}} = (\mathrm{T_0}, \mathrm{Q/W}) \tag{4}$$

burada, $\vec{X}$ optimizasyon değişkenlerini gösterirken amaç fonksiyonu Eş. 5'te sunulmuştur:

$$f = E_{\mathrm{i}} \cdot f_{penaltı} \tag{5}$$

burada, E_i giren enerjiyi, $f_{penaltı}$ penaltı fonksiyonunu göstermektedir. Kısıtlamalı optimizasyon problemlerinde penaltı fonksiyonu, arama uzayı dışındaki çözümlerden uzaklaşmak için kullanılır. Bu çalışmada iki limit belirlenmiştir. Bu limitler yalıtım biriminin deplasmanı (D) ve sönüm oranıdır (β). D yapısal analiz sonucunda elde edilirken k_{eff}'e bağlı olarak Eş. 7'deki gibi hesaplanır:

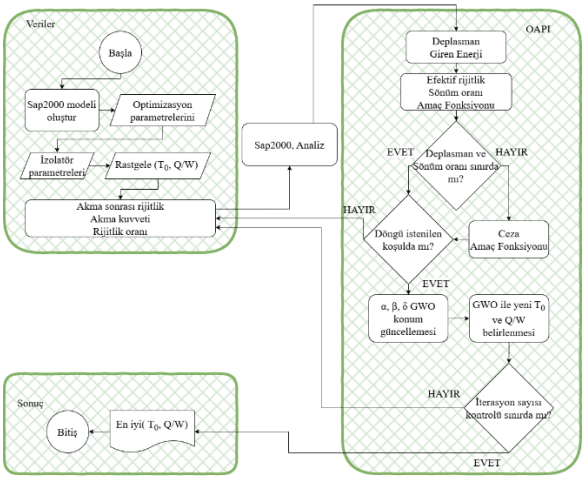
$$k_{eff} = \frac{Q}{D} + k_{\mathrm{d}} \tag{6}$$

$$\beta = \frac{4 \,.F_Q \,.(D - D_y)}{2\pi \,.k_{eff} \,.\mathrm{D}} \tag{7}$$

Penaltı fonksiyonu belirlenen yalıtım birimi limitlerine göre Eş, 8'e göre hesaplanır:

$$\mathrm{f_{penalty}} = \begin{cases} \left(1 + \kappa_1 \cdot \frac{\mathrm{D}}{\mathrm{D_{limit}}}\right)^{\kappa_2}, & \text{if } \mathrm{D} > \mathrm{D_{limit}} \\ \left(1 + \kappa_1 \cdot \frac{\beta}{\beta_{\mathrm{limit}}}\right)^{\kappa_2}, & \text{if } \beta > \beta_{\mathrm{limit}} \end{cases} \tag{8}$$

burada, κ_1 ve κ_2 sırasıyla 1 ve 2 kullanılmıştır. Bu sayede çözüm uzayı dışına çıkan sonuçlar uygun bir ceza değeri ile çarpılarak uzaklaştırılmıştır. Çalışmanın akış şeması Şekil 3'te sunulmuştur.



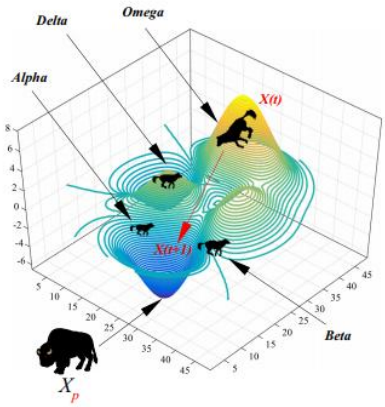
Şekil 3. GWO yardımı ile optimizasyon sürecinin akış şeması.

Şekil 3'ten de görüleceği gibi yapısal analizler SAP2000 ortamında optimizasyon süreci MATLAB ortamında hazırlanmıştır. İki programın ortak çalışması için açık uygulama yüzünden (OAPI) yararlanılmıştır (SAP2000, 2019; Matlab, 2015; OAPI, 2024).

Gri Kurt Algoritması (GWO)

Sismik izolasyon parametrelerinin optimizasyonu için sürü davranışından esinlenerek modellenen gri kurt optimizasyon algoritması kullanılmıştır. Gri kurt algoritması 2014 yılında oluşturulmuş meta-sezgisel bir optimizasyon algoritmasıdır (Mirjalili vd., 2014). Birçok mühendislik probleminde (Chiara vd., 2024; Albadr vd., 2013; Rajakumar vd., 2023; Wang vd., 2023) ve yapısal optimizasyon probleminde (Çerçevik vd., 2020; Çerçevik vd., 2025; Farahmand vd., 2020) kullanılarak çözümlerinde yüksek başarı sağladığı ortaya konulmuştur.

GWO gri kurtların doğadaki avlanma strateji(lerine dayanan bir yöntemdir. Sürü şeklinde avlanan gri kurtlar arasında hiyerarşik bir düzen bulunur. Sürüyü yöneten alfa kurt hiyerarşinin en tepesinde bulunurken beta, delta ve omega kurtlar alfa kurtu izlerler. Algoritmanın matematiksel modelinde ise bu 4 kurt tipi arama uzayındaki çözümleri betimler. Av çözüm olarak belirlendiğinde kurtlar avı tespit edip yaklaşır, takip ederek çevreler ve saldırır. Saldırı konumu optimum çözümü tarifler. Şekil 4'te kurtlarının arama uzayında ava yaklaşmasının gösterimi verilmiştir (Faris vd., 2018).



Şekil 4. Gri kurt algoritmasında kurtların ava yaklaşımının analitik gösterimi (Faris vd., 2018).

2.2 Kurşun Çekirdekli Kauçuk İzolatörlerin Grafik Metot ile Optimizasyonu için Önerilen Yöntem

Sismik yalıtım birimlerinin optimum parametreler ile modellenmesi için sezgisel optimizasyon yöntemleri birçok çalışmada kullanılmıştır. Sezgisel optimizasyon algoritmaları optimum sonuçlara oldukça yakın sonuç bulabilecek güçlü çözüm araçlarıdır. Ancak problemlere uygulanmaları kolay değildir. Ayrıca çok fazla sayıda doğrusal olmayan dinamik analiz gerektirler. Bu da sonuç bulma süresini oldukça uzatır. Çalışmanın bu bölümünde kompleks sezgisel algoritmalar değil grafik bir yöntem önerilmektedir. Bu yönteme göre arama uzayı içinde belirli aralıklarla değişkenler (Q/W, T_0) belirlenerek doğrusal olmayan dinamik analizler yapılmıştır. Elde edilen yapı tepkileri ile izolasyon parametrelerini gösteren grafikler hazırlanmıştır. Bu grafikler kullanılarak optimum izolasyon parametreleri elde edilmiştir.

3 Nümerik Örnek

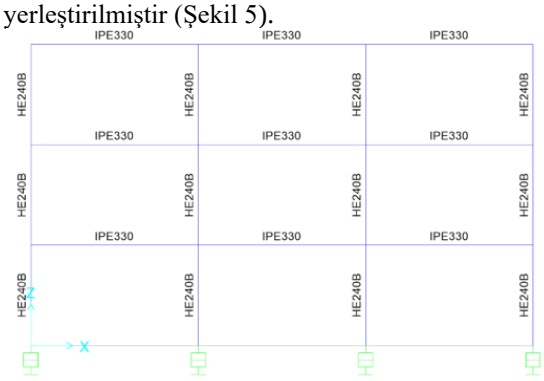
3.1 Üst yapı modeli

Bu çalışma kapsamında örnek model olarak seçilen üst yapı modeli daha önce bir sismik izolasyon çalışmasına kullanılan bir modeldir (Deringöl ve Güneyisi, 2019). Örnek üst yapı modeli moment aktaran çelik çerçevedir. Yapı malzemesi, Avrupa standartları olan EN 1993-1-1 ile EN 10025-2 standartlarına uygun olacak şekilde S235 yapı çeliğidir (CEN, 2004; CEN, 2015). Kolon açıklıkları 5m ve kat yükseklikleri 3m olarak modellenmiştir. Tekrarlı analizlerin çokluğu ve analiz süresi değerlendirilerek üst yapı modelleri 3 katlı ve 2 boyutlu tasarlanmıştır. Üst yapı modelinin kiriş kesitleri IPE330 ve kolan kesitleri HE240B'dir (Şekil 5). Her kiriş üzerinde yayılı yük olarak 27,5 kN/m olarak varsayılmıştır. Çeliğin akma dayanımı 235 MPa olup akma sonrası

rijitlik oranı 0,03 olarak kabul edilmiştir. Örnek üst yapı örneklerinin sayısal modelleri elastik doğrusal modellenmiştir. Analizde yapı sönüm oranı her mod için sabit sönüm olacak şekilde sönümleme oranı %5 olarak seçilmiştir. Üst yapı modelinin nümerik modeli SAP2000 programında hazırlanmıştır. Her kat seviyesinde rijit diyafram tanımlandığı için düğüm noktalarına yalnızca yatay yönde serbestlik derecesi tanımlanmıştır.

Örnek üst yapı modelleri öncelikle tabanı ankastre olarak modal analiz yapılmıştır. Örnek üst yapı modelinin tabanı ankastre modellendiğinde ilk iki doğal titreşim periyotları sırasıyla 0,73 ve 0,23 saniye olarak belirlenmiştir.

Hazırlanan örnek üst yapıların taban katındaki kolonların alt uçlarına, deprem enerjisini sönümlemek ve yapı performansını artırmak amacıyla kurşun çekirdekli kauçuk izolatörler yerleştirilmiştir (Şekil 5).



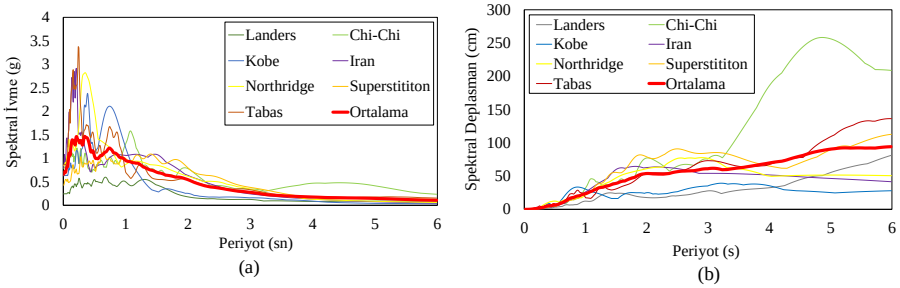
Şekil 5. Üst yapının SAP2000 ortamında nümerik modeli.

3.2 Dinamik Analizler

Çalışma kapsamında farklı karakteristiklere sahip 7 adet ivme kaydı kullanılmıştır. Kullanılan ivme kayıtlarının verileri Tablo 1'de ivme ve deplasman spektrumları Şekil 6'da sunulmuştur.

Tablo 1. Zaman tanım alanında analizler için seçilen deprem yer hareketleri ve karakteristikleri (PEER, 2019).

Deprem	Yılı	İstasyon	M_{ag} (M_w)	Mekanizma	R_{jb} (km)	PGA (g)	PGV (m/s)
Tabas, Iran	1978	Bajestan	7.35	Ters	1.79	0.85	0.99
Bam, Iran	2003	Bam	6.6	Doğrultu Atımlı	0.05	0.81	1.24
Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU065	7.62	Ters Oblik	0.57	0.79	1.25
Kobe, Japan	1995	KJMA	6.9	Doğrultu Atımlı	0.94	0.63	0.76
Superstition Hills	1987	Parachute Test Site	6.54	Doğrultu Atımlı	0.95	0.43	1.34
Landers	1992	Yermo Fire Station	7.28	Doğrultu Atımlı	23.62	0.24	0.51
Northridge	1994	Sylmar - Olive View Med FF	6.69	Ters	1.74	0.84	1.29



Şekil 6. Deprem ivme kayıtlarına ait %5 sönümlü ivme (a) ve deplasman spektrumları (b) (PEER, 2019).

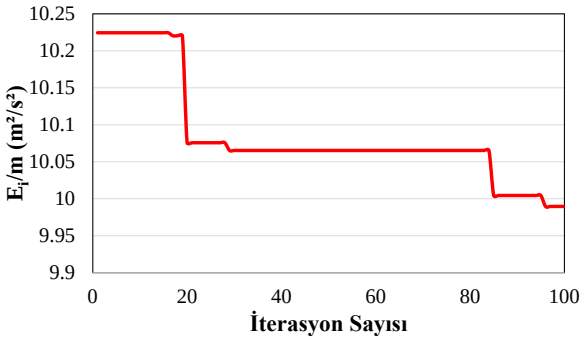
3.3 Optimizasyon Parametreleri

Önceki bölümlerde sunulduğu gibi yalıtım birimi modelleme için önemli iki parametre Q/W ve T_0'dır. Önerilen yöntemler için bu değerlerden oluşan bir arama uzayı oluşturulmuştur. Bu arama uzayı Q/W için 0,03 ve 0,15 arasında iken T_0 için 2 ve 4 saniye arasında belirlenmiştir. D_y sabit bir değer olarak 0.01 metre olarak modellenmiştir. Ayrıca izolasyon deplasmanı (D) 0.4 metre ve sönüm oranı (β) %25 olarak limitlendirilmiştir. GWO için popülasyon büyüklüğü 25 seçilerek yeterliliği görülen 100 iterasyonda optimizasyon işlemi sonlandırılmıştır. Önerilen grafik metot için ise T_0 2 ile 4 saniye arası eşit 20 parçaya, Q/W ise 0,03 ile 0,15 arası 5 eşit parçaya bölünerek izolasyon parametreleri kombinasyonları oluşturulmuştur. GWO ve için toplam 2500, grafik metot için ise 100 set analiz yapılmıştır. Her bir set 7 ivme kaydı ile yapılarak oluşan en büyük yapı tepkilerinin ortalama değerleri her iki yöntem için göz önüne alınmıştır.

4 Bulgular

4.1 GWO ile Bulunan Sonuçlar

Önceki bölümlerde anlatıldığı gibi GWO ile optimizasyon sürecinde amaç foksiyonu giren enerjiye bağımlıdır. Giren enerjinin en az hesaplandığı ve belirlenen limitler içinde kalan izolasyon parametreleri hesaplanmıştır. Optimizasyon sürecinin yaklaşım eğrisi Şekil 7'de verilmiştir.

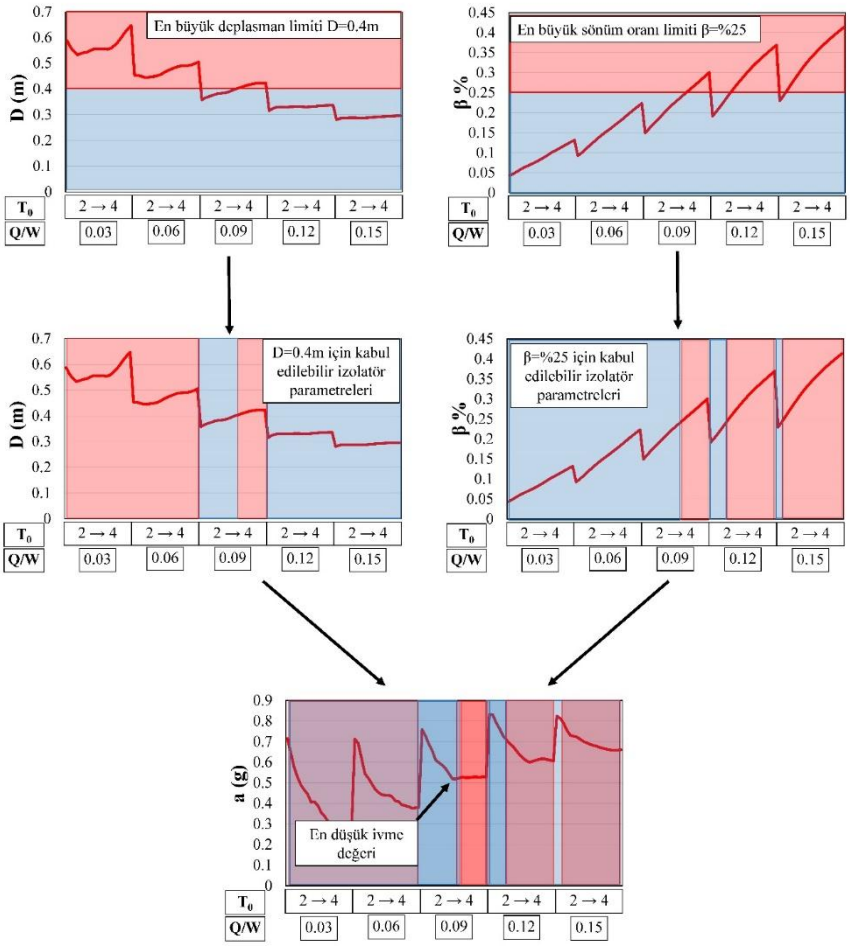


Şekil 7. GWO algoritması ile E_i/m oranının yaklaşım eğrisi.

Elde edilen sonuçlara göre optimum izolasyon parametreleri T_0 için 3,225 ve Q/W için 0,1048 olarak hesaplanmıştır.

4.2 Grafik Yöntem ile Bulunan Sonuçlar

Hazırlanan yazılım sayesinde üretilen izolasyon parametrelerine göre yapı tepkileri grafikleri elde edilmiştir. Örnek uygulamada öncelikle izolasyon deplasmanı ve sönüm oranı limitlendiğinden bu grafiklerden başlanmıştır. Grafiklerin limitleri içine kalan kısımları mavi, limitler dışında kalan kısım kırmızı (yatay) olarak işaretlenmiştir. İkinci grafiklerde ise limitler içinde kalan izolasyon parametreleri mavi limitler dışında kalan kısım ise (düşey) kırmızı işaretlenmiştir. Örnek çalışmada limit olarak izolasyon deplasmanı ve sönüm oranı incelendiğinden iki grafiğin kırmızı ve mavi alanları çakıştırılarak son seçim grafiği olan çatı katı ivmesi grafiğinin üzerine yerleştirilerek üçüncü grafik elde edilmiştir. Bu grafikteki mavi alana denk gelen izolasyon parametreleri limitler içinde kalan uygun izolasyon parametrelerini göstermektedir. Hazırlanan bu grafik sayesinde yapıda oluşacak en düşük çatı katı ivmesi değeri belirlenerek en uygun izolasyon parametreleri elde edilmiştir. Önerilen yöntemi örnek uygulaması Şekil 8'de sunulmuştur.

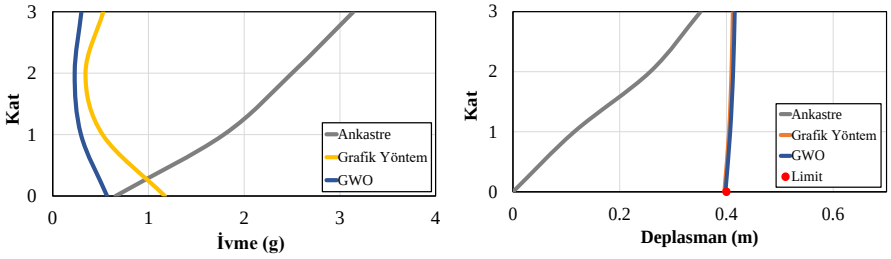


Şekil 8. Önerilen grafik metotla optimum izolasyon parametrlerinin belirlenmesi.

Ortalama deprem değerlerinde, 3 katlı yapıda, D_y 0.01 m iken önerilen yöntemle belirlenen optimum izolasyon parametreleri; 0.09 Q/W ve 3.05 sn T_0 değerleri olarak belirlenmiştir.

4.3 Grafik ve GWO sonuçlarının karşılaştırılması

Çalışmanın bu bölümünde önerilen iki yöntemin karşılaştırmaları verilmiştir. Bu karşılaştırma giren enerjinin amaç olduğu GWO ile çatı katı ivmesinin amaç olduğu grafik metodun hesapladığı optimum izolasyon parametreleri arasında yapılmıştır. Bu sayede giren enerjinin yalıtım birimi parametreleri optimizasyonunda kullanılabilirliği ve önerilen grafik metodun etkinliği ortaya konulmuştur. Şekil 9'da GWO, grafik metot ve ankstre yapı tepkilerinin karşılaştırmalı sonuçları verilmiştir.



(a) (b)

Şekil 9. Ankastre, grafik yöntem ve GWO için ivme (a) ve deplasman karşılaştırmaları.

Şekil 10 incelendiğinde öncelikle izolasyonlu yapıların ankastre yapılara göre hem kat ivmeleri hem de kat deplasmanları açısından oldukça avantajlı sonuçlar verdiği görülmektedir. Ankastre yapıda kat ivmeleri 3 g seviyelerini aşarken izolatörlü yapılarda 0,5 g seviyelerine azalmıştır. Ayrıca ankastre modelde kat deplasmanları her katta 0.1 metre seviyelerini aşarken izolasyonlu modelde önemsenmeyecek seviyelere indiği belirlenmiştir. Elde edilen bu sonuçlar ile örnek modelin depreme dayanımının beklendiği üzere ciddi oranda arttığı görülmüştür.

Önerilen yöntemlerle hesaplanan optimum izolasyon parametrelerinin oluşturduğu yapı tepkileri birbirleri arasında incelendiğinde ise kat deplasmanlarının izolasyon katında limit değer olan 0,4 m'den başlayarak birbirlerine oldukça yakın değerler verdiği belirlenmiştir. Kat ivmelerinde ise GWO ile hesaplanan kat ivmelerinin grafik yönteme göre daha düşük bir sonuç verdiği görülmektedir. Birbirlerine yakın bu iki sonuç ile yalıtım birimlerinin giren enerji esaslı optimizasyonu ve önerilen grafik yöntemin oldukça yeterli sonuçlar sunduğu değerlendirilmiştir.

5 Sonuçlar

Yapılarda sismik yalıtım uygulamaları deprem direncini oldukça artırmaktadır. Ancak yalıtım birimlerinin davranışları ancak tahmin edilebilen deprem kuvvetleri karşısında dikkatli modellenmesi gerekir. Yalıtım birimlerinin daha efektif modellenmesi amacıyla yapılan çalışmalar, genellikle iteratif yönteme dayanmaktadır. Elde edilen sonuçlar ise sadece kısıtlı hedefleri sağlayan yöntemlerdir. Yapı tepkilerinin göz önüne alındığı yalıtım birimlerinin optimizasyonu hedefli çalışmalar ise klasik yöntemlere göre daha kesin sonuçlar ortaya koymaktadır. Bu çalışmada sismik yalıtım parametrelerinin optimizasyonu için 2 ayrı metot önerilerek elde edilen sonuçlar birbirleri ile karşılaştırılmıştır.

Önerilen yöntemlerden ilki gri kurt optimizasyon algoritması (GWO) ile giren enerjinin minimizasyonu hedefli yöntemdir. GWO'nun güçlü çözüm kapasitesi kullanılarak giren enerjinin minimizasyonu ile optimum sonuçlar elde edilmiştir. İkinci yöntemde ise yalıtım biriminin parametrelerinin bir kombinasyonu oluşturularak tekrarlı analizler yapılmıştır. Yalıtım biriminin parametreleri ile yapı tepkileri karşılaştırmalı olarak ortaya konulmuş, belirlenen limitler dahilinde çatı katı ivmesi

minimizasyonu hedeflenmiştir. Önerilen yöntem 3 katlı moment aktaran çelik bir çerçeve üzerinde 7 ivme kaydı ile test edilmiştir. GWO için 17500 ve grafik yöntem için 700, toplamda 18200 doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz yapılmıştır. Bu sayıda analizi yapabilmek için açık uygulama ara yüzü kullanılmıştır.

Sonuçlara göre önerilen GWO yardımı ile giren enerji ve grafik metot yardımı ile çatı katı minimizasyonu hedefli yöntemlerin başarılı sonuçlar elde ettiği görülmüştür. Öncelikle tabanı yalıtımlı yapının, ankastre yapıya göre deprem performansının önemli ölçüde arttığı belirlenmiştir. Önerilen iki yöntem birbirleri ile karşılaştırıldığında ise kat deplasmanlarının birbirlerine oldukça yakın çıkarken kat ivmelerinin GWO ile hesaplanan optimum yalıtım parametrelerinde daha iyi değerler verdiği belirlenmiştir. Grafik yönteme göre GWO'nun daha kesin optimum yalıtım parametreleri hesaplaması ile bu sonucun ortaya çıktığı değerlendirilmiştir.

Giren enerji kullanılarak ortaya konulan efektif sonuçlar ile enerji esaslı yapı tasarımında giren enerjinin kullanılabilirliği ortaya konulmuştur. Grafik yöntem ile de yapı yalıtım parametrelerinin değişimi ile yapı tepkilerinin değişimi aynı grafikte sunulması görece daha kolay, hızlı ve farklı tip yalıtım birimlerinde modelleme imkanı sunmaktadır. Elde edilen sonuçlar, gelecekte yapılacak yalıtım modelleme ve enerji esaslı yapı tasarımı çalışmalarında önerilen yöntemlerin kullanılabilirliğini ortaya koymaktadır.

Kaynaklar

1. Albadr MAA, Tiun S, Ayob M et al. (2023) Grey wolf optimization-extreme learning machine for automatic spoken language identification. Multimedia Tools and Applications 82(18):27165–27191.
2. Alhan C, Şahin F (2011) Protecting vibration-sensitive contents: An investigation of floor accelerations in seismically isolated buildings. Bulletin of Earthquake Engineering 9(4):1203–1226.
3. Al-Rawashdeh M, Yousef I, Al-Nawaiseh M (2022) Predicting the inelastic response of base isolated structures utilizing regression analysis and artificial neural network. Civil Engineering Journal (Iran) 8(6):1178–1193.
4. Börekçi M (2020) Günümüz tasarım yöntemlerinin betonarme binaların deprem performansına etkisinin park-ang hasar indeksi ile belirlenmesi. Uludağ Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Dergisi 25 (1):325–340.
5. CEN (2015) EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures : General rules and rules for buildings. Des. Struct. Elem.
6. Chiara F, Lamberti L, Pruncu CI (2024) An efficient and fast hybrid GWO-JAYA algorithm for design optimization. Applied Sciences 14(20):2076–3417.
7. Choudhury S (2024) Performance-Based Seismic Design of Structures. CRC Press.
8. Çerçevik AE, Avşar Ö (2020) Doğrusal sismik izolasyon parametrelerinin karga arama algoritması ile optimizasyonu. Pamukkale University Journal of Engineering Sciences 26 (3):440–447.
9. Çerçevik AE, Avşar Ö, Hasançebi O (2020) Optimum design of seismic isolation systems

using metaheuristic search methods. Soil Dyn Earthq Eng, doi: 10.1016/j.soildyn.2019.106012
10. Çerçevik AE, Çerçevik Kazak N (2025) Energy-based optimization of seismic isolation parameters in RC buildings under earthquake action using GWO. Applied Sciences 15(5): 2870.
11. Dang Y, Zhao GX, Tian HT, Li G (2021) Two-stage optimization method for the bearing layout of isolated structure. Advances in Civil Engineering (1).
12. Deringöl AH, Bilgin H (2018) Effects of the isolation parameters on the seismic response of steel frames. Earthquake and Structures 15 (3): 319–334.
13. Deringöl AH, Güneyisi EM (2019) Effect of friction pendulum bearing properties on behaviour of buildings subjected to seismic loads. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 125.
14. Erdoğdu H, ÇAVDAR E, Özdemir G (2021) Comparison of design spectra in turkish earthquake codes (tec and tbec) in terms of seismic isolator design. Teknik Dergi/Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers 32 (5):11127–11152.
15. Eurocode 8 (1998) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part, 1.
16. 7-10 A (2010) American Society of Civil Engineers (ASCE). Minimum design loads for buildings and other structures.
17. European Committee for Standardisation (CEN) (2004) BS EN 10025-2:2004 Hot rolled products of structural steels. Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels. Br. Stand.
18. Fajfar P (1992) Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 21 (10): 837–848.
19. Fallah N, Zamiri G (2013) Multi-objective optimal design of sliding base isolation using genetic algorithm. Scientia Iranica 20 (1):87–96.
20. Farahmand Azar B, Veladi H, Raeesi F, Talatahari S (2020) Control of the nonlinear building using an optimum inverse TSK model of MR damper based on modified grey wolf optimizer. Engineering Structures, 214.
21. Faris H, Aljarah I, Al-Betar MA, Mirjalili S (2018) Grey wolf optimizer: a review of recent variants and applications. Neural Computing and Applications 30(2):413–435.
22. FEMA (2009) FEMA P440 - Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response. Fema P440a
23. Fragiacomo M, Rajgelj S, Cimadom F (2003) Design of bilinear hysteretic isolation systems. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 32(9):1333–1352.
24. Ghosh S, Collins KR (2006) Merging energy-based design criteria and reliability-based methods: Exploring a new concept. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 35(13):1677–1698.
25. Kandemir EC, Mortazavi A (2022) Optimization of Seismic Base Isolation System Using a Fuzzy Reinforced Swarm Intelligence. Advances in Engineering Software 174.
26. Kelly JM (1986) Aseismic base isolation: review and bibliography. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 5(4):202–216.
27. Kunde M, Jangid R (2003) Seismic behavior of isolated bridges: A-state-of-the-art review. Electronic Journal of Structural Engineering 3(2):140–169.
28. Liu T, Zordan T, Briseghella B, Zhang Q (2014) An improved equivalent linear model of

seismic isolation system with bilinear behavior. Engineering Structures 61:113–126.
29. Matlab M (2015) The language of technical computing. Version: R2015a. MathWorks, Natick, Massachusets, 2015.
30. Mirjalili S, Mirjalili SM, Lewis A (2014) Grey Wolf Optimizer. Advances in Engineering Software 69:46–61.
31. Naeim F, Kelly J (1999) Design of seismic isolated structures: from theory to practice. John Wiley & Sons.
32. Nigdeli SM, Bekdaş G, Alhan C (2014) Optimization of seismic isolation systems via harmony search. Engineering Optimization 46(11):1553–1569.
33. OAPI (2024) Technical Knowledge Base.
34. Ocak A, Nigdeli SM, Bekdaş G et al. (2022) Optimization of seismic base isolation system using adaptive harmony search algorithm. Sustainability, 14(12):7456.
35. Ozdemir G, Avsar O, Bayhan B (2011) Change in response of bridges isolated with LRBs due to lead core heating. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 31(7): 921–929.
36. Öncü-Davas S, Temür R, Alhan C (2022) Comparison of meta-heuristic approaches for the optimization of non-linear base-isolation systems considering the influence of superstructure flexibility. Engineering Structures, 263.
37. Öztürk H, Özdemir G (2024) Influence of ground motion scaling methodology and lead rubber bearing seismic isolator modelling technique on seismic response of an isolated structure. Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University 39(3):1525–1539.
38. Pal S, Hassan A, Singh D (2019) Optimization of base isolation parameters using genetic algorithm. Journal of Statistics and Management Systems 22(7):1207–1222.
39. Pan P, Zamfirescu D, Kashiwa H et al. (2008) Base-Isolation Design Practice in Japan: Introduction To the Post-Kobe Approach. Journal of Earthquake Engineering 9(1): 147–171.
40. Patil AS, Kumbhar PD (2013) time history analysis of multistoried rcc buildings for different seismic intensities. International journal of structural and civil engineering research 2(3):195–201.
41. PEER (2019) Ground Motion Database. http://ngawest2.berkeley.edu/.
42. Pourzeynali S, Lavasani HH, Modarayi AH (2007) Active control of high rise building structures using fuzzy logic and genetic algorithms. Engineering Structures 29(3):346–357.
43. Pourzeynali S, Zarif M (2008) Multi-objective optimization of seismically isolated high-rise building structures using genetic algorithms. Journal of Sound and Vibration 311(3–5):1141–1160.
44. Principles for the design of buildings under earthquake (2018) Turkish Building Earthquake Code (TBEC). Ankara, Turkey.
45. Rajakumar S, Siva Satya Sreedhar P, Kamatchi S, Tamilmani G (2023) Gray wolf optimization and image enhancement with NLM Algorithm for multimodal medical fusion imaging system. Biomedical Signal Processing and Control, 85.
46. SAP2000 (2019) SAP2000 Version 20. Struct. Anal. Progr. Static Dyn. Finite Elem. Anal. Struct. Version: 1
47. Seranaj A, Garevski M (2017) The required ductility reduction of soft storey buildings through application of base isolation. Research on Engineering Structures and Materials

4(1):49–60.
48. Sharbatdar MK, Hoseini Vaez SR, Ghodrati Amiri G, Naderpour H (2011) Seismic response of base-isolated structures with LRB and FPS under near fault ground motions. In: Procedia Eng, 3245–3251.
49. Vaiana N, Capuano R, Sessa S et al. (2021) Nonlinear dynamic analysis of seismically base-isolated structures by a novel opensees hysteretic material model. Applied Sciences (Switzerland) 11(3):1-900.
50. Wang Z, Jin Z, Yang Z et al. (2023) Increasing efficiency for routing in internet of things using binary gray wolf optimization and fuzzy logic. Journal of King Saud University-Computer and Information Sciences, 35(9).
51. Yenidogan C (2021) Earthquake-resilient design of seismically isolated buildings: a review of technology. Vibration 4(3):602–647.

Sismik İzolatörlü Binaların Analiz ve Tasarımında Kullanılan Yöntemler Üzerine Bir Değerlendirme

Ali Ruzi Özuygur[1]

[1] YPU – Yapı Proje Uygulama A.Ş., İstanbul, Türkiye
aliruzi@gmail.com

Özet. Sismik izolatörler, deprem etkilerini azaltma konusunda sağladıkları yüksek etkinlik sayesinde son yıllarda Türkiye'de yalnızca hastane ve veri merkezi gibi kritik öneme sahip yapılarda değil, aynı zamanda konut projelerinde de giderek yaygın şekilde uygulanmaktadır. Sismik izolatörlü yapılardan beklenen üstün performansın sağlanabilmesi için, analiz ve tasarım süreçlerinin doğru ve yönetmeliğe uygun şekilde yürütülmesi kritik öneme sahiptir. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde, sismik izolatörlü binaların analiz ve tasarımına ilişkin uyulması gereken kurallar ayrıntılı olarak tanımlanmıştır. Ancak uygulamada, özellikle üstyapının analiz ve tasarımında mevcut yazılım ve bilgisayar kapasitelerinin kısıtları nedeniyle farklı yöntemlere başvurulmakta, bu yaklaşımlardan bazıları ciddi eksikliklere yol açabilmektedir. Bu çalışmada, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi yönteminin üstyapı tasarımına yönelik verdiği sonuçlar, sayısal bir örnek üzerinde karşılaştırılmıştır. Elde edilen bulgular doğrultusunda, doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi yönteminin üstyapı tasarımında mutlaka dikkate alınması gerektiği vurgulanmıştır. Ayrıca, bu yöntemin uygulanmasında karşılaşılan zorluklar ele alınmış ve bu zorlukların aşılmasına yönelik öneriler sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Sismik İzolasyon, Deprem Yalıtımlı Bina, Doğrusal Olmayan Zaman Geçmişi Analizi, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi, Betonarme Bina Tasarımı, Sürtünmeli Sarkaç Tipi İzolatör.

1 Giriş

Deprem tehlikesi yüksek olan bölgelerde yapıların güvenliğinin artırılması, yapı mühendisliğinin en temel hedeflerinden biridir. Bu amaç doğrultusunda geliştirilen sismik izolatör sistemleri, son yıllarda Türkiye'de özellikle hastaneler ve veri merkezleri gibi kritik öneme sahip yapılarda, ayrıca konut projelerinde yaygın olarak tercih edilmeye başlanmıştır. Sismik izolatörler, yapının temelinde oluşturdukları esnek katman ile deprem etkilerinin üstyapıya aktarılmasını önemli ölçüde azaltmakta ve böylece yapıların deprem performansını artırmaktadır (Chopra, 2012).

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2018), sismik izolatörlü binaların analiz ve tasarımına ilişkin kapsamlı ve detaylı hükümler içermektedir. Ancak, bu yönetmeliğe uyum çabalarına rağmen, uygulamada karşılaşılan bazı güçlükler bulunmaktadır. Özellikle üstyapının analiz ve tasarımında kullanılan sayısal yöntemler, yazılımlar ve bilgisayar kapasitelerindeki kısıtlamalar mühendislerin farklı tasarım yaklaşımlarına yönelmesine neden olmaktadır. Bu durum, bazı durumlarda yetersiz veya hatalı tasarımların ortaya çıkmasına yol açabilmektedir.

Sismik izolatörlü yapıların üstyapı tasarımında kullanılan eşdeğer deprem yükü yöntemi ve doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz (zaman geçmişi analizi) yöntemleri arasında önemli farklar bulunmaktadır. Bu farklar, yapı performansının doğru tahmin edilmesi ve yönetmeliklerde öngörülen güvenlik seviyelerinin sağlanması açısından büyük önem taşımaktadır.

Bu çalışmada, farklı analiz yöntemlerinin üstyapı tasarımına etkileri sayısal bir örnek üzerinden karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Ayrıca, doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz yönteminin uygulanmasında karşılaşılan zorluklar ve bu zorlukların aşılması için geliştirilen öneriler tartışılmıştır. Elde edilen bulguların, sismik izolatörlü binaların daha güvenli ve etkin bir şekilde tasarlanmasına katkı sağlayacağı değerlendirilmektedir.

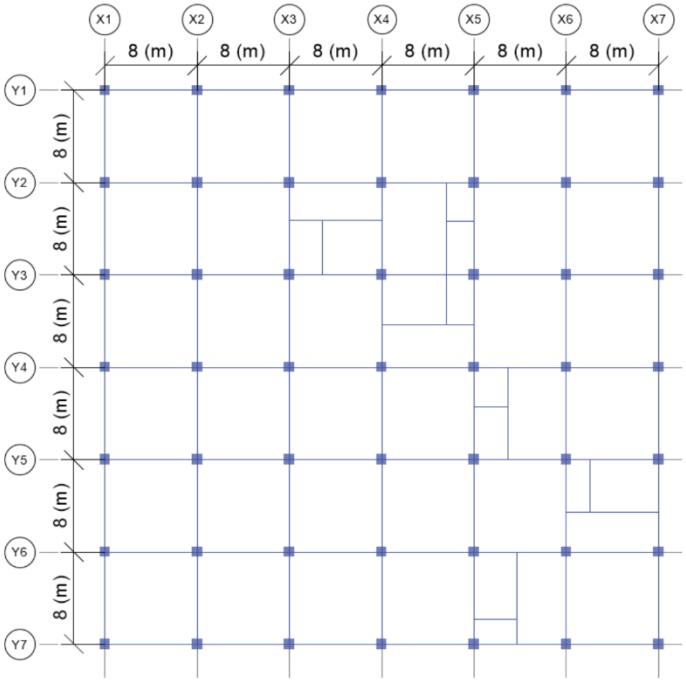
2 Örnek Sismik İzolatörlü Binanın Tanımı ve Tasarımı

Çalışmada örnek yapı olarak, Türkiye'deki tipik bir hastaneyi temsil eden, beş katlı sismik izolatörlü bir betonarme çerçeve bina seçilmiştir. Yapının taşıyıcı sistemine ait kat planı ve görünüşü Şekil 1'de sunulmuştur. Tüm taşıyıcı elemanlar, yönetmelikte tanımlanan düşey ve yatay yüklerin gerektirdiği dayanım ve rijitlik koşullarını sağlayacak şekilde tasarlanmıştır. Beton olarak C40 sınıfı (karakteristik basınç dayanımı 40 MPa) ve donatı olarak B420c sınıfı (akma dayanımı 420 MPa) kullanılmıştır. Tüm katlar için

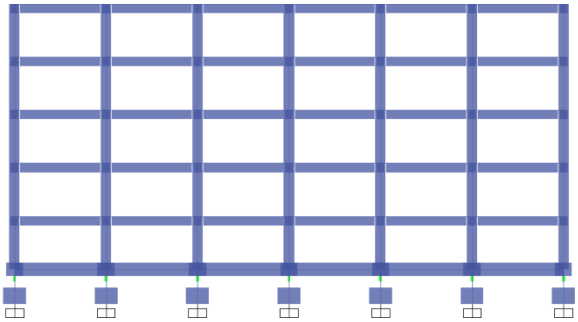
sabit ve hareketli yükler ayrı ayrı 5 kN/m² olarak alınmıştır; burada sabit yükler mimari kaplamalar, bölme duvarları ve cephe elemanlarını, hareketli yükler ise kullanım kaynaklı yükleri ifade etmektedir. Binanın diğer geometrik özellikleri Çizelge 1'de özetlenmiştir.

Çizelge 1. Örnek binanın geometrik özellikleri.

Kat yüksekliği	4.6 m
Kolon boyutları	90 cm x 90 cm
Kiriş boyutları	Normal katlarda 70 cm x 80 cm İzolatör seviyesinde 200 cm x 100 cm
Döşeme kalınlığı	Normal katlarda 22 cm İzolatör seviyesinde 30 cm
Pedestal boyutları	200 cm x 200 cm



Şekil 1. Binanın taşıyıcı sistem plan ve görünüşü.



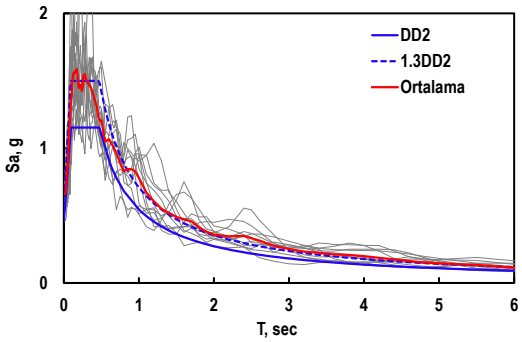
Şekil 1 (devamı). Binanın taşıyıcı sistem plan ve görünüşü.

Binanın yapısal analiz ve tasarımı ETABS (2023) programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. TBDY'ye uygun olarak, kolon, kiriş ve döşemelerde sırasıyla 0.9, 0.7 ve 0.5 çatlamış kesit rijitlik katsayıları uygulanmıştır. Ayrıca, hareketli yük kütle katılım katsayısı 0.3 alınmıştır. Binanın toplam sismik ağırlığı W = 248810 kN olarak hesaplanmıştır.

Sismik izolasyon, sürtünmeli sarkaç tipi izolatörler ile sağlanmıştır. İzolatörün nominal sürtünme katsayısı 0.04 olarak alınmış; alt ve üst sınır katsayıları ise sırasıyla 0.8 ve 1.6 olarak belirlenmiştir. İzolatörün konkav kayma yüzeyinin toplam yarıçapı 8 m olarak alınmıştır.

Varsayılan bir konum ve zemin sınıfı ZD için DD2 depremi geometrik ortalama kısa periyot spektral ivme katsayısı S_{DS} = 1.153, uzun periyot spektral ivme katsayısı S_{D1} = 0.545 olarak elde edilmiştir. Benzer şekilde DD1 depremi için S_{DS} = 2.036, S_{D1} = 0.921 olarak elde edilmiştir.

Yukarıda açıklanan parametreler ışığında izolatör tasarımı TBDY'ye uygun olarak gerçekleştirilmiştir. DD1 depremi altında izolatör alt sınır özellikleriyle etkin periyot 4.926 saniye, etkin sönüm %15.7, maksimum yatay yer değiştirme 0.785 m olarak elde edilmiştir. DD2 depremi altında izolatör üst sınır özellikleriyle etkin periyot 3.15 saniye ve maksimum yatay yer değiştirme 0.228 m olarak elde edilmiştir; etkin sönüm %30 ile sınırlandırılmıştır. Üstyapıya aktarılan maksimum taban kesmesi 23023 kN olarak hesaplanmış olup, bu değer toplam sismik ağırlığın %9.3'ine karşılık gelmektedir.



Şekil 2. Tasarım spektrumu ve deprem kayıtlarının spektrumları.

Çizelge 2. Deprem kayıtlarının özellikleri.

Kayıt Numarası	Ölçeklendirme Katsayısı	Deprem	Yıl	Kayıt İstasyonu	Büyüklük	Fay Türü	Rjb (km)	Vs30 (m/sec)
169	1.4055	"Imperial Valley-06"	1979	"Delta"	6.53	Yatay atımlı	22.03	242
176	3.4695	"Imperial Valley-06"	1979	"El Centro Array #13"	6.53	Yatay atımlı	21.98	250
719	4.0552	"Superstition Hills-02"	1987	"Brawley Airport"	6.54	Yatay atımlı	17.03	209
728	1.672	"Superstition Hills-02"	1987	"Westmorland Fire Sta"	6.54	Yatay atımlı	13.03	194
880	3.9824	"Landers"	1992	"Mission Creek Fault"	7.28	Yatay atımlı	26.96	355
1100	2.5484	"Kobe_ Japan"	1995	"Abeno"	6.9	Yatay atımlı	24.85	256
2752	2.4487	"Chi-Chi_ Taiwan-04"	1999	"CHY101"	6.2	Yatay atımlı	21.62	259
5827	1.0303	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"MICHOACAN DE OCAMPO"	7.2	Yatay atımlı	13.21	242
5829	1.098	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"RIITO"	7.2	Yatay atımlı	13.7	242
6890	1.5786	"Darfield_ New Zealand"	2010	"Christchurch Cashmere High School"	7	Yatay atımlı	17.64	204
6961	3.2863	"Darfield_ New Zealand"	2010	"RKAC"	7	Yatay atımlı	13.37	296

Üstyapı betonarme elemanlarının tasarımı için gerçekleştirilecek, DD2 depremi altında doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi için deprem yer hareketlerinin seçimi ve ölçeklendirilmesi, varsayılan depremin moment büyüklüğü (M_w), faya uzaklığı (R_{jb}) ve zeminin 30 metre derinlikteki ortalama kayma dalgası hızı (V_{S30}) gibi sahanın sismik tehlikesini yansıtan parametrelere göre TBDY'ye uygun olarak gerçekleştirilmiştir. PEER NGA-West2 (2025) veri tabanından elde edilen, çift bileşenli 11 deprem kaydına ait %5 sönümlü elastik spektrum çiftlerinin, karesel toplamının kare kökünün aritmetik ortalamaları Şekil 2'de gösterilmiştir. Seçilen bu yer hareketi kayıtlarının özellikleri ve uygulanan ölçeklendirme katsayıları Tablo 2'de özetlenmiştir. M_w, R_{jb} ve V_{S30}'un ortalama değerleri sırasıyla M_w = 6.81, R_{jb} = 18.67 km ve V_{S30} = 250 m/s olarak hesaplanmıştır. Deprem yer hareketleri, PEER NGA-West2'deki kayıt sıra numaraları ile tanımlanmıştır.

3 Sayısal Analiz ve Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Günümüzde, gelişmiş bilgisayar donanımı ve yazılımlar sayesinde sismik izolatörlerin tasarımı ve performans analizi görece kolay ve standart hale gelmiş; izolatörlerin etkin periyotları, maksimum deplasmanları ve kesme kuvvetleri yeteri doğrulukta belirlenebilmektedir. Ancak üstyapı betonarme taşıyıcı elemanların tasarımında, özellikle deprem etkilerinin üstyapıya

aktarımı ve bu etkilerin elemanlara yansıtılması konusunda belirli zorluklar ve uygulama farklılıkları görülmektedir.

TBDY, sismik izolatörlerin doğrusal olmayan özellikleriyle modellenmesini zorunlu kılarken, diğer yapısal elemanların doğrusal özellikleriyle modellenmesine izin vermektedir. Bu şekilde oluşturulan analiz modeli üzerinde gerçekleştirilecek doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi sonuçları, hem sismik izolatörlerin tasarımında hem de üstyapı elemanlarının tasarımında kullanılmalıdır. Buna ek olarak, yapısal tasarım için, eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen taban kesme kuvveti ve kat kesme kuvvetlerini esas alan bir alt sınır oluşturur. Dolayısıyla, yalnızca eşdeğer deprem yükü yöntemi veya zaman geçmişi analizi sonuçlarıyla yapısal tasarım yapmak yönetmelik açısından yeterli değildir.

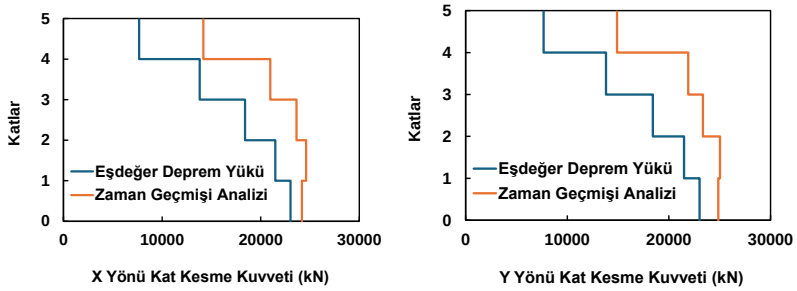
Ülkemizde sismik izolatörlü binaların analiz ve tasarımında sıklıkla kullanılan ETABS (2023) yazılımının, zaman geçmişi analizinin adım adım sonuçlarını doğrudan yapısal tasarımda kullanma yeteneği yoktur. Bunun yerine farklı şekilde oluşturulan zarf kombinasyonları yardımıyla yapısal tasarım yoluna gidilmektedir. Bu yöntem aşağıda açıklanan iki olumsuzluğa sahiptir:

1) Moment ve eksenel kuvvetlerin her bir zaman adımındaki eşlenik (ilişkili) değerleri birlikte kullanılmadığı için yapılan tasarım yaklaşıktır (TSE, 2019; Özuygur, 2024); güvenli de olabilir güvensiz de olabilir.
2) Zaman geçmişi analizinde Hızlı Doğrusal Olmayan Analiz (Fast Nonlinear Analysis – FNA) kullanıldığı için Link elemanları dışındaki P-delta etkisi gibi doğrusal olmayan özellikler analize dahil olmamaktadır. Hatırlatma olarak, Doğrusal Olmayan Doğrudan İntegrasyon (Nonlinear Direct Integration) yöntemi, günümüzdeki bilgisayar işlem hızı açısından çoğu zaman uygulanabilir olmamaktadır.

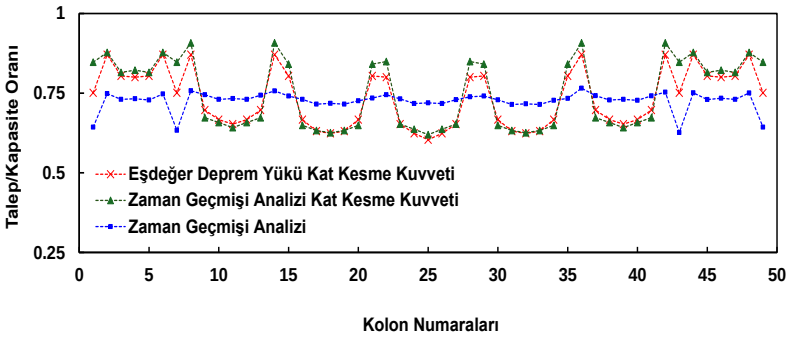
Pratik uygulamada, yukarıdaki zorluklardan dolayı sadece eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen taban kesme kuvveti ve kat kesme kuvvetleriyle gerçekleştirilen yapısal tasarımlarla sıklıkla karşılaşılmaktadır. Bu çalışmada, doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi sonuçlarının yapısal tasarıma dolaylı olarak dahil edilebilmesi için, bu analizden elde edilen kat kesme kuvvetlerinin de statik yük şeklinde katlara etki ettirilerek dikkate alınması önerilmiştir.

Şekil 3'te, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile doğrusal olmayan zaman geçmişi analizinden elde edilen kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırması sunulmuştur. Analiz sonuçlarına göre, izolatör üstü döşeme seviyesinde her

iki yöntemin verdiği değerler birbirine görece yakın olmakla birlikte, üst katlarda zaman geçmişi analizinden elde edilen kat kesme kuvvetlerinin belirgin şekilde daha yüksek olduğu görülmektedir. Özellikle orta katlarda, yüksek mod etkilerinin bir sonucu olarak zaman geçmişi analizinde önemli bir artış oluşmaktadır. Bu bulgular, yönetmelik gerekliliklerileyle de uyumlu şekilde, zaman geçmişi analizi sonuçlarının üstyapı elemanlarının tasarımında esas alınmasının gerekliliğini ortaya koymaktadır.



Şekil 3. Eşdeğer deprem yükü ve zaman geçmişi analizi yöntemlerinden elde edilen kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.



Şekil 4. Farklı tasarım yaklaşımlarından elde edilen kolon talep/kapasite oranlarının karşılaştırılması.

Yukarıda açıklanan farklı tasarım yaklaşımlarının kolon tasarımına olan etkilerini değerlendirmek amacıyla, kolonlara %1.6 oranında boyuna donatı tanımlanmıştır. Zemin kat kolonlarında, uygulanan üç farklı tasarım yaklaşımı sonucunda ortaya çıkan talep/kapasite oranları Şekil 4'te gösterilmiştir. Sonuçlardan, bazı kolonlarda zaman geçmişi analizi sonuçlarının zarfıyla yapılan tasarımda daha yüksek talep/kapasite oranı elde edilirken, bazı kolonlarda ise zaman geçmişi analizinden elde edilen kat kesme kuvvetleriyle yapılan tasarımda daha yüksek talep/kapasite oranı elde edilmiştir. Eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen talep/kapasite oranları, zaman geçmişi analizi kat kesme kuvvetleriyle yapılan tasarımdan

elde edilen talep/kapasite oranlarından genel olarak daha küçüktür. Bu farkın üst katlara doğru önemli mertebelere çıkacağı Şekil 3'ten görülebilir.

Yukarıda verilen tasarım sonuçlarının elde edilmesinde önemli etkiye sahip iki kısıt aşağıda açıklanmış ve değerlendirmeler sunulmuştur:

1) TBDY'ye göre, zaman geçmişi analizinde kullanılacak deprem kayıtlarının yatay bileşenlerine ait spektrumların kareleri toplamının karekökü, gerekli periyot aralığında tasarım spektrumunun 1.3 katından daha küçük olmayacak şekilde ölçeklendirilmektedir. Ayrıca, her bir depremin yatay bileşenleri aynı anda 1.0 katsayısıyla ($1.0E_x + 1.0E_y$) şeklinde etki ettirilerek analiz yapılmaktadır. Bu şekilde elde edilen kat kesme kuvvetleri üst yapı betonarme elemanların tasarımında doğrudan kullanılmıştır.
2) Yukarıda da değinildiği gibi, moment ve eksenel kuvvetlerin her bir zaman adımındaki eşlenik (ilişkili) değerleri birlikte değerlendirilmemiş, zarf yaklaşımıyla bağımsız en büyük değerlere göre tasarım gerçekleştirilmiştir. Bu nedenle, sonuçların yaklaşık olduğu ve daha doğru sonuçlar elde etmek için her bir zaman adımında moment ve eksenel kuvvetin eşzamanlı dikkate alındığı bir tasarım yaklaşımına ihtiyaç olduğu açıktır. Bu da standart yazılımların ötesinde, ilave program geliştirilmesini gerektirmektedir.

Sonuç olarak, üstyapı betonarme elemanlarının güvenli ve yönetmeliğe uygun tasarımı için doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi sonuçlarının da uygun şekilde esas alınması gerekmektedir. Eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanan değerler ise yalnızca alt sınır olarak kullanılmalı ve yönetmelik hükümlerine uyum sağlanmalıdır. Bu kapsamda, analiz ve tasarım süreçlerinin bütünleşik ve kapsamlı bir şekilde yürütülmesi büyük önem taşımaktadır.

4 Sonuç ve Öneriler

Bu çalışmada, sismik izolatörlü binaların analiz ve tasarım süreçlerinde karşılaşılan güncel uygulama zorlukları ve yönetmelik gereklilikleri değerlendirilmiştir. Elde edilen bulgular, günümüzde gelişmiş analiz araçlarıyla izolatör performansının güvenilir biçimde değerlendirilebilmesine rağmen, üstyapı betonarme elemanların tasarımında önemli belirsizliklerin ve uygulama farklılıklarının sürdüğünü ortaya koymaktadır. Çalışmanın sonuçlarına göre:

1) Zaman geçmişi analizinden elde edilen kat kesme kuvvetlerinin, özellikle orta ve üst katlarda, yüksek mod etkileriyle birlikte, eşdeğer deprem yükü yöntemine göre belirgin şekilde daha büyük olduğu görülmüştür.
2) Pratikte, mevcut yazılım ve bilgisayar kapasitelerine bağlı olarak, zaman geçmişi analizinden elde edilen adım adım sonuçların yapısal tasarıma aktarılmasında zorluklar yaşanmaktadır.
3) Zaman geçmişi analizi sonuçlarının zarfı alınarak yapılan tasarımlar belli ölçüde yaklaşıklığa sahiptir.

Bu bulgular ışığında, pratik uygulamaya yönelik aşağıdaki öneriler sunulmuştur:

1) Üstyapı betonarme elemanların tasarımında, doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi sonuçları mutlaka dikkate alınmalı; eşdeğer deprem yükü yönteminden elde edilen değerler ise TBDY'ye uygun olarak alt sınır olarak kullanılmalıdır.
2) Zaman geçmişi analizinden elde edilen kat kesme kuvvetleri, bu yöntemin yapısal tasarıma dahil edilmesini dolaylı olarak sağlayan bir yöntem olarak görülebilir.
3) Yapısal elemanların boyutlandırılmasında, moment ve eksenel kuvvetin her bir zaman adımında ilişkili değerlerinin birlikte değerlendirilmesini sağlayacak yöntemler ve yazılımlar geliştirilmelidir.

Kaynaklar

1. Chopra AK (2012) Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. 4th edn. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.
2. Computers and Structures Inc (2023) ETABS – Integrated Building Design Software, Version 21.0.0. CSI, Berkeley, CA.
3. Özuygur AR (2024) TS 500 ve ACI 318 Karşılaştırmalı Betonarme. 1. Baskı. Beta Yayınevi, Ankara.
4. Pacific Earthquake Engineering Research Center (2025) PEER NGA-West2 Database. https://ngawest2.berkeley.edu, erişim tarihi: 2025/07/11.
5. T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018). Resmî Gazete, 18 Mart 2018, Sayı: 30364.
6. Türk Standartları Enstitüsü (2019) TS 500: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları. TSE, Ankara.

Yakın Fay Etkisindeki Taban İzolasyonlu Yapıda İlave Sönümleyici Elemanlar İle Davranış İyileştirmesi

Batuhan Şahin[1*], Ercan Yüksel[1]

[1] İnşaat Fakültesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.

sahinb17@itu.edu.tr

Özet. Taban izolasyonu, uygulamada yaygın olarak kullanılan sismik kontrol yöntemlerinden biridir. Deprem sırasında yapıya giren enerjiyi sınırlandırması ve üst yapıya küçülterek aktarması en önemli özellikleridir. Taban izolasyonu ile yapı hakim titreşim periyodu uzamaktadır.Yakın fay etkisi içeren yüksek genlikli deprem kayıtlarının impuls periyotları, hakim uzun yapısal periyotlar ile çakışabilmekte yalıtım arayüzündeki sismik izolatörlerin tasarım yerdeğiştirme kapasiteleri yetersiz kalabilmesine neden olabilmektedir. Yönetmelik hükümlerinde uzun periyotlu yapılarda yakın fay etkilerine özel dikkat gösterilmesi gerektiği belirtilse de bu etkilerin teknik olarak nasıl değerlendirileceğine yönelik net bir rehber bulunmamaktadır.Bu çalışmada, yakın fay etkisindeki taban izolasyonlu bir yapı sisteminde ilave sönümleyici elemanların yapısal davranışı etkisi sayısal olaraj incelenmiştir. Öncelikle "ankastre mesnetli" olarak modellenip analiz edilen betonarme çerçeve türü yapı sistemi, bu modelden elde edilen çeşitli yük kombinasyonları ile TBDY 2018 Bölüm 14'teki kurallar doğrultusunda ön boyutlandırması yapılan kurşun çekirdekli kauçuk izolatör (LRB) içeren "taban izolasyonlu yapı modeli" olarak yeniden analiz edilmiştir.İzolatörlü yapı modeli, on birer kayıt içeren uzak deprem ve yakın fay etkisini içeren deprem setleri etkisinde zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi kullanılarak analiz edilmiştir. Yakın fay etkisi nedeniyle yetersiz kalan izolatör yerdeğiştirme kapasiteleri, yalıtım arayüzüne yerleştirilen dört adet viskoz sönümleyici ile hedeflenen yerdeğiştirme seviyelerine inilmesiyle yeterli hale gelmiştir. Ankastre mesnetli, izolatörlü, izolatör ve viskoz sönümleyicili modellerden elde edilen sonuçlar kat yerdeğiştirmeleri, kat ivmeleri ve taban kesme kuvvetleri cinsinden karşılaştırılmıştır.

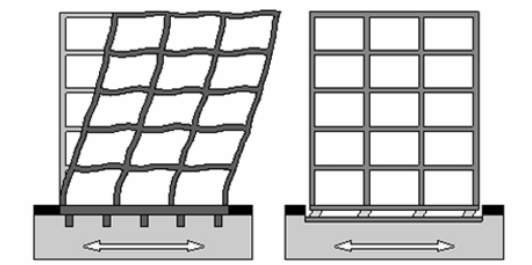
Anahtar Kelimeler: Taban İzolasyonu, Yakın Fay Etkisi, Sismik İzolatör, Tasarım Deplasman Kapasitesi, Viskoz Sönümleyici.

1 Giriş

1.1 Taban İzolasyonu

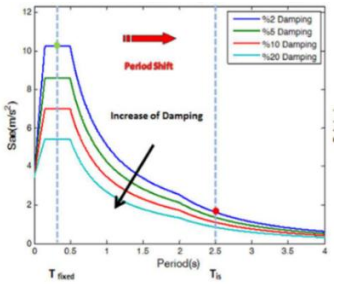
Taban izolasyonu ile üst yapı ve alt yapı birbirinden ayrılmakta, üst yapı ile zemin arasına yerleştirilen sismik yalıtım elemanları sayesinde, zeminden gelen deprem etkileri azaltılarak üst yapıya aktarılmaktadır (Şengel vd., 2009).

Tipik ankastre mesnetli sistemde yapı ve zemin birbirine doğrudan bağlı olduklarından, yapıdaki kat yerdeğiştirmeleri üst katlara doğru artmaktadır. Taban izolasyonlu yapıda ise yerdeğiştirmelerin büyük bölümü izolasyon katındaki sismik izolatörler vasıtasıyla karşılanmakta ve rijit kütle şeklinde hareket eden üst yapıda göreli kat ötelemeleri minimum seviyelere inmektedir (Şekil 1).



Şekil 1. Ankastre ve taban izolasyonlu yapı modelinin davranışı (Şengel vd., 2009).

Yapı sisteminin hakim titreşim periyodu yapının kütlesi ve rijitliğine bağlıdır. Taban izolasyonu uygulandığında, kütlesi değişmeyen yapının yatay doğrultudaki rijitliği küçülmektedir (Alasaf vd., 2022). Periyot ile rijitliğin ters orantılı ilişkisinden dolayı rijitliğin düşüşüne bağlı olarak yapının periyodu uzamaktadır. Doğal titreşim periyodunun artışına bağlı olarak yapıya etkiyen deprem ivmeleri ve dolayısıyla deprem kuvvetleri azalmaktadır (Şekil 2).

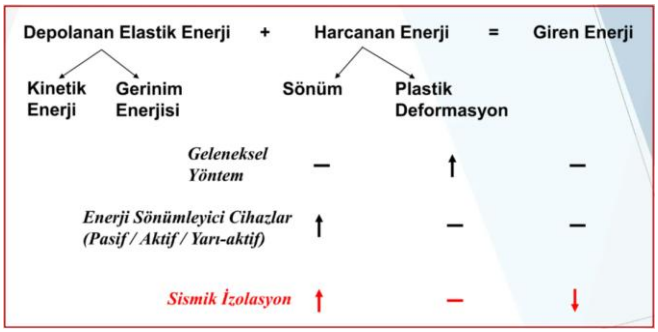


Şekil 2. İzolasyonlu yapıda periyot ötelenmesi ve spektral ivmenin düşüşü (Yenidoğan, 2021).

Tipik yapıların doğal titreşim periyotları genel olarak 0.1 - 1 s aralığındadır. Taban izolasyonlu sistemlerde, hakim titreşim periyodunun 2.5–3.5 s aralığına uzatılması amaçlanmaktadır. Böylece deprem ivmeleri küçültülüp üst yapıya aktarılan deprem kuvvetleri azaltılmaktadır.

Geleneksel yöntemlerle inşaa edilen yapılarda deprem enerjisi yapısal elemanlar üzerinde plastik deformasyonlar oluşturarak harcanmaktadır. Güçlü kolon zayıf kiriş prensibi ile kirişlerin uçlarında plastik mafsallar oluşarak deprem enerjisi tüketilmektedir (Bakkaloğlu ve Torunbalcı, 2024). Modern yaklaşımda, deprem enerjisi sismik sönümleyicilerin yüksek sönümleme kabiliyeti ile sönümlenmektedir. Taban izolasyonu ile periyot büyültülerek yapıya etkiyen deprem enerjisinde azalma sağlanmakta ve sismik yalıtım biriminin sönüm özelliği de devreye girmektedir (Şekil 3).

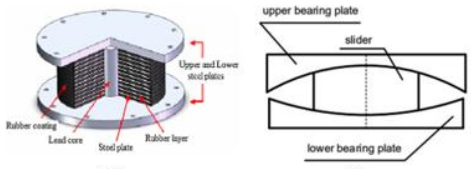
Taban izolasyonunun yetersiz kaldığı durumlarda, özellikle büyük tasarım yerdeğiştirme koşullarının karşılanması gerektiğinde, sismik izolatörlere ilave olarak sönümleyici elemanlar da kullanılmaktadır (Wen ve Baifeng, 2008).



Şekil 3. Deprem yükü altındaki yapıların enerji dengesi (Alhan vd., 2024).

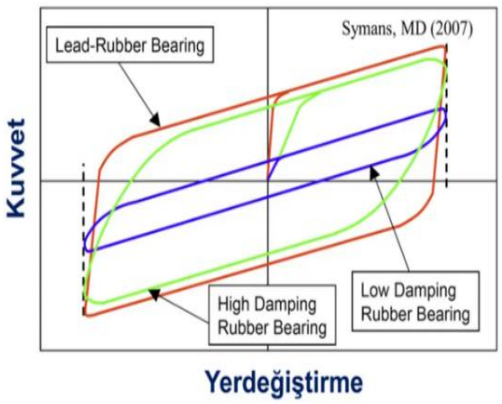
1.2 Sismik Yalıtım Birimleri

Sismik yalıtım birimleri genel olarak kauçuk ve sürtünmeli izolatörler olmak üzere ikiye ayrılmaktadır (Şekil 4a). Kauçuk izolatörler ince çelik plakaların kauçuk katmanları ile üst üste getirilmesi ve pres yöntemi ile vulkanize edilmesi sonucu üretilen sismik yalıtım birimi elemanlarıdır (Öztürk, 2022).



Şekil 4. (a) LRB izolatörü (Komur, 2016), **(b)** FPS izolatörü (Peng vd., 2022).

Kauçuk izolatör türleri düşük sönümlü, yüksek sönümlü ve kurşun çekirdekli olmak üzere üç farklı tiptedir. Düşük sönümlü kauçuk izolatörler (LDRB) %2–3 civarında bir sönüm oranına sahipken yüksek sönümlü kauçuk izolatörlerde (HDRB) bu oran %10-20 mertebelerine Kurşun çekirdekli kauçuk izolatörlerde (LRB) ise bu oran %25-30 seviyelerine çıkarılabilmektedir (Şekil 5).



Şekil 5. Farklı kauçuk izolatör türleri için kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri (Alhan ve Hacıemiroğlu, 2024).

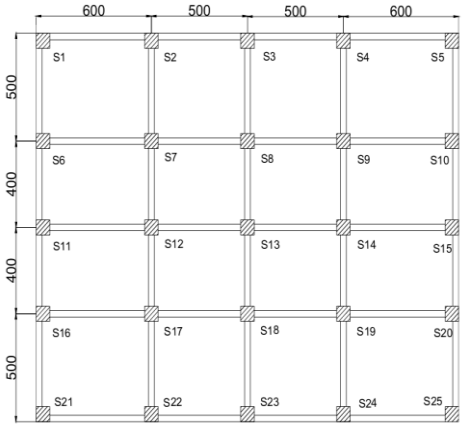
Eğri yüzeyli sürtünmeli sarkaç tip izolatörler sarkaç sistemi prensibi ile çalışmaktadır. Eğrisel bir yörüngede hareket eden kütle yerçekimi kuvveti ve sürtünme etkisi ile depremden kaynaklı elde ettiği enerjiyi sönümleyebilmektedir (Vibhute vd., 2022). Bu yalıtım elemanlarının genel yapısı iki çelik plaka ve bu plakaların arasında hareketi sağlayan ve kolaylaştıran bir elemandan oluşmaktadır (Şekil 4b).

Çelik plakaların yapısı iç bükey şeklinde olduğundan salınım sonrasında kendini yeniden başlangıç konumuna getirebilme özelliğine sahiptir. Bu tür izolatörlü yapı sistemlerinde titreşim periyodu sadece eğrilik yarıçapına bağlıdır dolayısı ile periyot kütle ve rijitlikten bağımsızdır. Bu sebeple tasarımı nispeten daha kolaydır.

2 Taban İzolasyonlu Yapının Modellenmesi

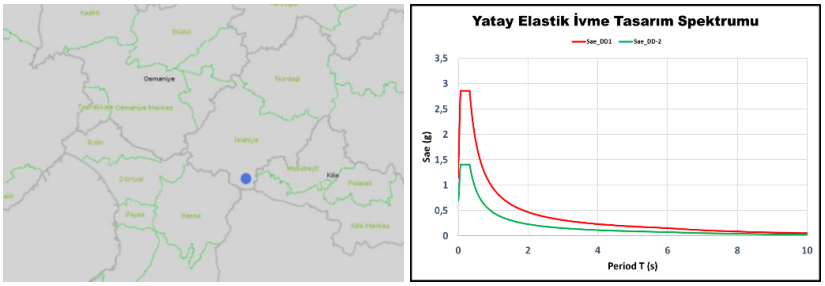
2.1 Yapı Sistemi

Bu çalışma kapsamında genel bir betonarme çerçeve sistem kullanılmıştır. Öncelikle ankastre mesnetli olarak analiz edilen sistem LRB ön boyutlandırması sonucu taban yalıtımlı olarak yeniden analiz edilmiştir. İzolatör parametreleri TBDY 2018 in 14. Bölümünde yer alan hesap adımları uygulanarak elde edilmiştir. Kolonlar 70×70 cm, kirişler 30×60 cm, döşeme kalınlığı 15 cm olarak belirlenmiştir (Şekil 6).



Şekil 6. Yapı kalıp planı.

Yapının koordinatları Şekil 7a'da yer aldığı gibi 36.856430 enlemi ve 36.68833 boylamındadır. Tasarım spektrumları AFAD Sismik Tehlike Haritası'ndan alınmıştır (Şekil 7b). Tablo 1'de tasarım spektrumuna ait parametreler verilmiştir.



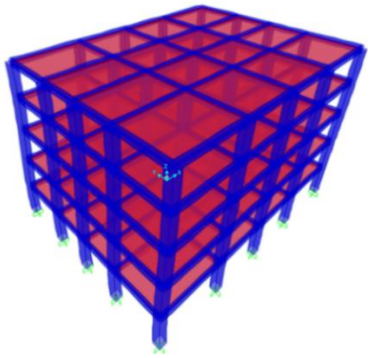
Şekil 7. (a) Yapı lokasyonu (b) Yatay elastik tasarım ivme spektrumları.

Tablo 1. Tasarım spektrumu parametreleri.

Parametre	DD-1	DD-2
S_S	2.132	1.107
S_1	0.598	0.294
S_{DS}	2.558	1.328
S_{D1}	0.838	0.441
PGA	0.858	0.465
PGV	56.10	29.22
F_S	1.200	1.200
F_1	1.402	1.500
T_a	0.066	0.066
T_b	0.328	0.332

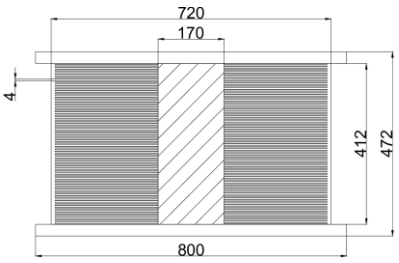
2.2 Yapı Modeli

Yapı sisteminin hesap modeli SAP2000 yazılımı kullanılarak oluşturulmuştur (Şekil 8). Ölü yük 5 kN/m^2, hareketli yük 3 kN/m^2, iç ve dış duvar yükleri sırasıyla 3.5 ve 6.25 kN/m olarak alınmıştır. Öncelikle ankastre mesnetli durum çalışılmıştır. Etkin kesit rijitlikleri tanımlanmış yapı modelinin birinci hakim titreşim periyodu 0.78 s, ikinci ve üçüncü titreşim periyotları da sırasıyla 0.72 sn ve 0.68 sn olarak elde edilmiştir. Ankastre mesnetli yapı modeli aracılığı ile sismik yalıtım birimlerinin ön boyutlandırması yapılmıştır. Yapının toplam sismik ağırlığı 38917 kN olarak belirlenmiştir. İzolatörlerin ön boyutlandırmasında kullanılacak P_{k1} yükü 3509 kN iken, P_{k2} yükü 6277 kN olarak tespit edilmiştir.



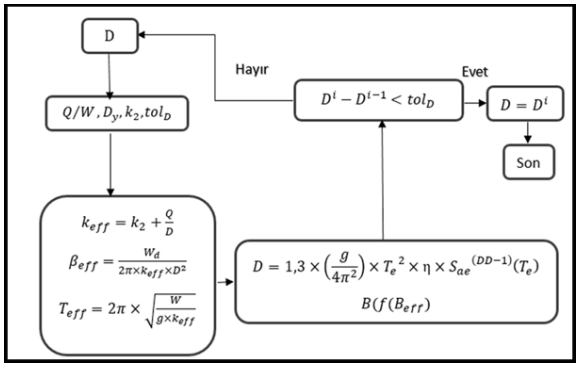
Şekil 8. Yapı modeli 3D görünümü.

2.3 İzolatörlerin Boyutlandırılması ve Tasarım Yerdeğiştirmesi



Şekil 9. Taban izolasyonlu model için boyutlandırılmış LRB izolatör.

TBDY 2018 Bölüm 14'teki tasarım esaslarına göre Şekil 9'da yer alan izolatör boyutları belirlenmiştir. DD-1 deprem yer hareketi düzeyi için belirlenen izolatör özellikleri Tablo 2'de verilmiştir. Bu özellikler izolatörlerin alt sınır değerleri ile elde edilmiştir. Tasarım yerdeğiştirmesinin belirlenmesinde Şekil 10'da yer alan akış şeması kullanılmıştır. Tasarım yerdeğiştirmesi 520 mm olarak belirlenmiştir.

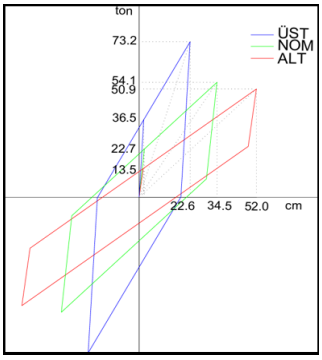


Şekil 10. Tasarım yerdeğiştirme kapasitesinin tespiti (Polat, 2019).

Tablo 2. Yalıtım birimi parametreleri.

Parametre	ALT	NOM	ÜST
K_{eff}	979,67 kN/m	1567,18 kN/m	3237,91 kN/m
K_v	2095398,4 kN/m	2095398,4 kN/m	2095398,4 kN/m
F_Q	135,053 kN	226,98 kN	364,76 kN
K_2	745,921 kN/m	975,06 kN/m	1785,34 kN/m
K_1	7459,21 kN/m	9750,60 kN/m	17853,34 kN/m
D_y	18,11 mm	23,28 mm	20,43 mm

Nominal değerler için yapılan izolatör tasarımı alt ve üst sınır değerleri araclığıyla yeniden gerçekleştirilir (Şekil 11). Karakteristik dayanım ve ikincil rijitlik için alt sınır değerleri 0.595, 0.765 iken, üst sınır değerleri 1.607 ve 1.831 olmaktadır.



Şekil 11. İzolatör alt, üst ve nominal değerleri için çevrimsel eğriler.

Taban izolasyonlu yapının hakim titreşim periyodu 2.66 s olarak belirlenmiştir. Ankastre mesnetli modelde 0.78 s olan periyot büyüklüğü taban izolasyonu ile 2.5-3.5 s aralığına getirilmiştir. Böylece yapı sistemine etkiyen spektral ivme büyüklüğü yaklaşık %70 kadar küçültülmüştür.

2.4 Deprem Kayıtlarının Seçimi

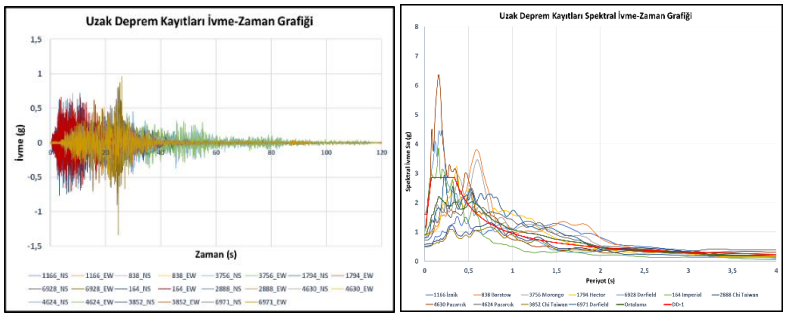
Taban izolasyonlu yapının dinamik davranışını değerlendirmek amacıyla "uzak fay deprem seti" ve "yakın fay deprem seti" olmak üzere iki ayrı deprem seti kullanılmıştır (Tablo 3). Deprem kayıtları PEER ve AFAD veri tabanlarından temin edilmiş olup, kayıtların seçimi TBDY-2018 *Bölüm 2.5.1* de tanımlanan esaslara uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Faya olan mesafe uzak deprem seti oluşturulurken 15-50 km aralığı referans alınırken, yakın deprem seti oluşturulurken 0-10 km aralığı tercih edilmiştir. Yakın deprem seti oluşturulurken ayrıca PGV nin 500 mm/s den büyük olduğu kayıtlar tercih edilmiştir.

Tablo 3. Kullanılan deprem kayıtları.

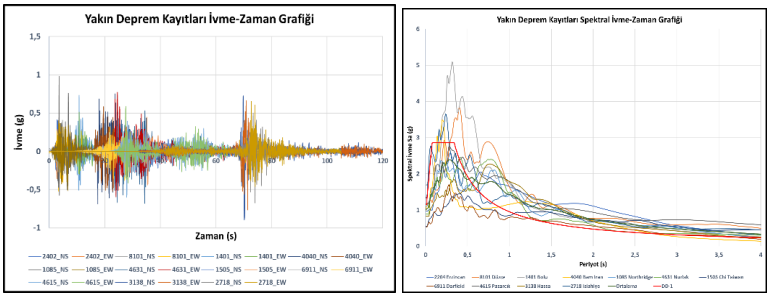
Deprem Kaydı	Deprem Adı	Büyüklük Mw	Yıl	İstasyon Adı	Veri Tabanı	Ölçek Faktörü	Fay Tipi	Rrup (km)	Zaman Aralığı	Deprem Kaydı	Deprem Adı	Büyüklük Mw	Yıl	İstasyon Adı	Veri Tabanı	Ölçek Faktörü	Fay Tipi	Rrup (km)	Zaman Aralığı
1166	Kocaeli	7,51	1999	İznik	PEER	3,18	S.S.	30,73	0,005	2402	Erzincan	6,60	1992	Otlukbeli	AFAD	1,50	S.S.	3,32	0,005
838	Landers	7,28	1992	Barstow	PEER	3,21	S.S.	34,86	0,005	8101	Düzce	7,10	1999	Düzce	AFAD	1,75	S.S.	9,71	0,01
3756	Landers	7,28	1992	Morongo	PEER	3,53	S.S.	40,67	0,005	1401	Düzce	7,10	1999	Bolu	AFAD	1,87	S.S.	8,55	0,01
1794	Hector	7,13	1999	Joshua	PEER	3,71	S.S.	31,06	0,005	4040	Bam	6,60	2003	Bam	PEER	0,93	S.S.	1,70	0,005
6928	Darfield	7,00	2010	LPCC	PEER	3,74	S.S.	25,67	0,005	1085	Northridge	6,69	1994	Sylmar	PEER	1,15	Reverse	5,19	0,005
164	Imperial	6,53	1979	Cerro	PEER	4,45	S.S.	15,19	0,005	4631	Elbistan	7,60	2023	Nurlak	AFAD	0,86	S.S.	11,6	0,01
2888	Chi Chi	6,20	1999	TCU116	PEER	4,13	S.S.	28,76	0,005	1505	Chi Chi	7,62	1999	TCU068	PEER	0,87	Rev. O.	0,32	0,005
3852	Chi Chi	6,20	1999	CHY006	PEER	3,70	S.S.	24,62	0,005	6911	Darfield	7,00	2010	HORC	PEER	0,80	S.S.	7,29	0,005
6971	Darfield	7,00	2010	SPFS	PEER	3,48	S.S.	29,86	0,005	4615	Pazarcık	7,80	2023	Pazarcık	AFAD	1,40	S.S.	8,02	0,01
4630	Pazarcık	7,80	2023	Türkoğlu	AFAD	1,50	S.S.	21,48	0,01	3138	Pazarcık	7,80	2023	Hassa	AFAD	0,70	S.S.	9,70	0,01
4624	Pazarcık	7,80	2023	Onikişubat	AFAD	2,00	S.S.	32,02	0,01	2718	Pazarcık	7,80	2023	Islahiye	AFAD	1,40	S.S.	2,10	0,01

Deprem kayıtlarının büyüklüğü 6.0 ile 8.0 arasında olacak şekilde tercih edilirken, herhangi bir deprem için en fazla 3 adet kayıt kullanılmasına dikkat edilmiştir. Deprem kayıtları TBDY-2018 *Bölüm 2.5.2* de tanımlanan *basit ölçeklendirme yöntemi* kullanılarak ölçeklendirilmiştir. Taban izolasyonlu sistemler için ölçeklendirme aralığı, $0.5\times T_M=0.67$ s "en büyük yerdeğiştirme altında yalıtımlı binanın üst sınır değerleri ile hesaplanmış titreşim periyodu" ile $1.25\times T_M=3.3$ s "en büyük yerdeğiştirme altında deprem yalıtımlı binanın alt sınır değerleri ile hesaplanmış titreşim periyodu" aralığındadır. Ölçeklendirme aralığında, ölçeklendirilmiş kayıt spektrumlarının ortalamasının, hedef DD-1 deprem yer hareketi spektrumunun en az 1.3 katı üzerinde olmasına dikkat edilmiştir (TBDY, 2018).

Seçilen deprem kayıtlarının ivme zaman grafikleri ve hedef DD-1 deprem yer hareketi spektrumu ile ölçeklendirilmiş kayıt spektrumları Şekil 12 ve Şekil 13'de verilmiştir.



Şekil 12. (a) Uzak deprem ivme-zaman grafiği **(b)** Spektral ivme-zaman grafiği.



Şekil 13. (a) Yakın deprem ivme-zaman grafiği **(b)** Spektral ivme-zaman grafiği.

Uzak deprem seti için zaman tanım alanında yapılan analizlerde oluşan en büyük ortalama yerdeğiştirme istemi 216 mm olmuştur. Bu değer, Şekil 14'de kırmızı daire ile gösterilen 520 mm'lik izolatör tasarım yerdeğiştirmesinden küçüktür.

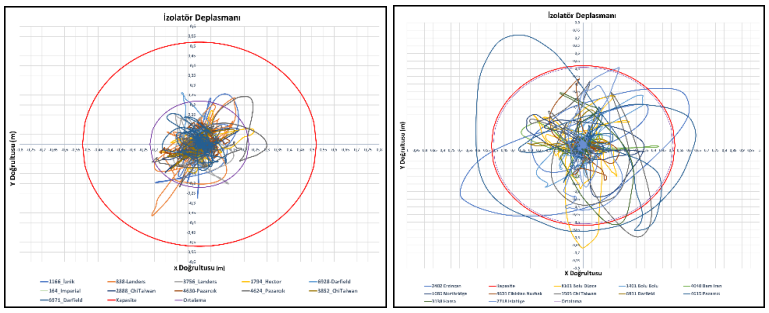
Yakın fay etkisini içeren deprem setinde gerçekleşen ortalama en büyük yerdeğiştirme istemi 510 mm olmuştur. Ortalama değer, Şekil 14'de kırmızı daire ile gösterilen 520 mm lik izolatör yerdeğiştirme kapasitesine yakın olmakla birlikte, Pazarcık depreminde 720 mm, Erzincan depreminde 700 mm, Düzce depreminde 670 mm gibi izolatör kapasitesini aşan istemler oluşmuştur.

Artan deplasman taleplerini sınırlandırmak adına pek çok çözüm yolu uygulanabilmektedir. Sismik yalıtım birimlerinin yükseksikliğini artırmak tercih edilebilecek en pratik yöntemlerden biri olsa da, yükseklik ile birlikte burkulma stabilitesini korumak adına izolatör çapının artırılması birim izolatör maliyetlerini olumsuz yönde etkileyebilmektedir.

Yalıtım arayüzüne ilave viskoz sönümleyicilerin yerleştirilmesi de artan yatay deplasman talebini sınırlandırmak adına tercih edilebilecek yöntemler arasındadır. Böylece mevcut izolatör boyutlarını değiştirmeden ilave sönümleyici elemanlar ile daha düşük seviyelerde deplasman değerleri elde edilebilmektedir.

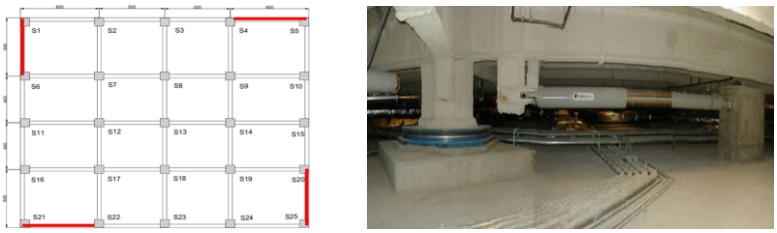
Deplasman taleplerinin dış akslarda daha fazla olmasından ve viskoz sönümleyicilerin sönümleme kapasitesinin göreli hız değeri ile orantılı olmasından dolayı maksimum sönümleme kuvvetini elde etmek adına sönümleyici elemanlar genellikle en dış akslarda konumlandırılmaktadır. Burulma etkileri de göz önüne alındığında sönümleyicilerin yapı planında simetrik bir şekilde yerleştirilmesi gerekmektedir.

Bu sonuçlara göre, yakın fay etkisinde izolatör tasarımının yetersiz kalmaya başladığı durum için; yalıtım arayüzünde dış akslara ikişer adet yatay konumlu viskoz sönümleyicinin yalıtım arayüzüne, simetrik şekilde yerleştirilmesine karar verilmiştir. Yapı modeli üzerinde yapılan analizler sonucunda max. deplasman kapasitesi ±300 mm olan 150 tonluk sönümleyiciler yapı modelinde tercih edilmiştir. İlave edilecek viskoz sönümleyicilerin yapı planındaki konumları ile mesnetlenme biçimleri Şekil 15'de gösterilmiştir. Viskoz sönümleyici elemanların bir ucu üst yapıya diğer ucu alt yapıda bağlanmaktadır.



(a) Uzak deprem seti (b) Yakın fay etkisini içeren deprem seti

Şekil 14. İzolatör yerdeğiştirmeleri.

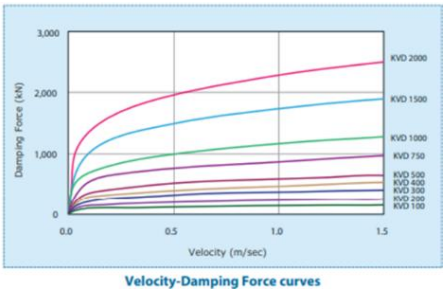


Şekil 15. Viskoz sönümleyicilerin konumları ve mesnetlenme biçimleri (Morgan, 2015).

2.5 İlave Sönümleyicilerin Modellenmesi ve Analizler

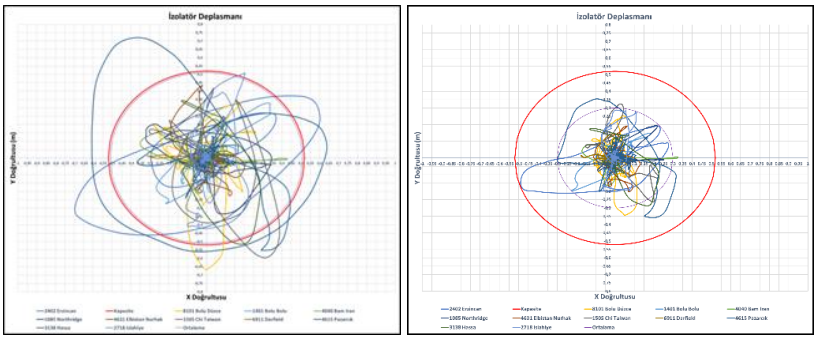
Viskoz sönümleyici elemanların davranışı Denklem (1) de verilen üssel fonksiyon ile tanımlanmıştır. Sönümleyiciler iki ucu mafsallı olarak, bir uçlarından üst yapıya diğer uçlarından temele bağlanmıştır. Şekil 16 referans alınarak, Denklem (1) de *C* sönüm katsayısı 1738 kNs/m, α değeri 0.22 olarak alınmıştır.

$$F = C\,V^{\alpha} \tag{1}$$



Şekil 16. Viskoz sönümleyici eleman özellikleri (Kawakin Core-Tech).

İlave sönümleyicilerin kullanıldığı yapı modelinde elde edilen izolatör yerdeğiştirme istemleri Şekil 17b'de verilmiştir. İlave sönümleyici kullanımı sayesinde 720 mm lik en büyük izolatör yerdeğiştirme istemi 480 mm ye düşmüştür. Ortalama izolatör yerdeğiştirme istemi de 507 mm den 299 mm ye inmiştir.



(a) Sismik izolatörlü model (b) Sismik izolatörlü ve sönümleyicili model

Şekil 17. Yakın fay etkisi durumunda elde edilen izolatör yerdeğiştirmeleri.

3 Üst Yapı Davranışının İrdelenmesi

Uzak deprem seti ve yakın fay etkisi içeren deprem seti etkisinde "ankastre mesnetlenme durumu", "sismik izolatörlü durum" ve "sönümleyici takviyeli sismik izolatörlü durum" için yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar aşağıda karşılaştırılmıştır.

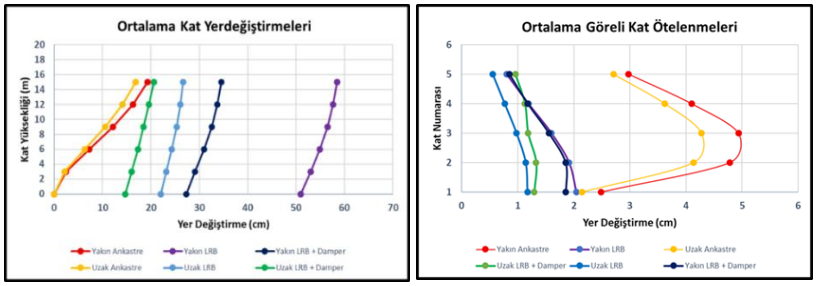
3.1 Kat Ötelenmeleri

Farklı durumlarda elde edilen *yatay ortalama yerdeğiştirme profilleri* ve *ortalama kat yerdeğiştirmeleri* Şekil 18 (a), (b) de verilmiştir. Yakın fay etkisi içeren deprem seti etkisinde elde edilen kat yerdeğiştirmeleri uzak deprem etkisinde elde edilenlerden büyük gerçekleşmiştir.

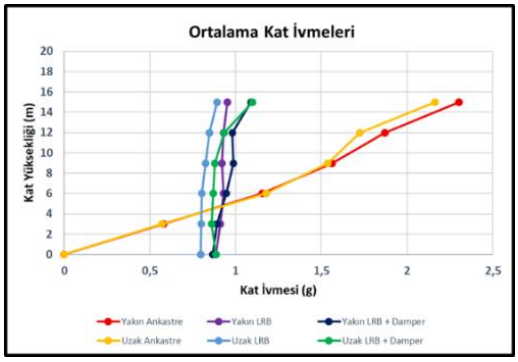
Göreli kat ötelemeleri farklı modeller için karşılaştırıldığında, en büyük göreli kat ötelenmeleri yakın fay etkisi içeren deprem seti etkisinde ankastre mesnetli modelde, en küçük göreli kat ötelemeleri uzak deprem seti etkisinde izolatörlü modelde oluşmuştur.

3.2 Kat İvmeleri

En büyük ortalama kat ivmeleri Şekil 19'da verilmiştir. Ankastre mesnetli modelde en büyük ivmeler oluşurken, izolatörlü modelde en küçük ivmeler gerçekleşmiştir. Viskoz sönümleyici ilave edilmiş izolatörlü modelde ortalama kat ivmeleri izolatörlü duruma göre bir miktar artmıştır. Bu artış, sönümleyicilerin getirdiği ilave yatay rijitlik katkısıyla açıklanabilir.



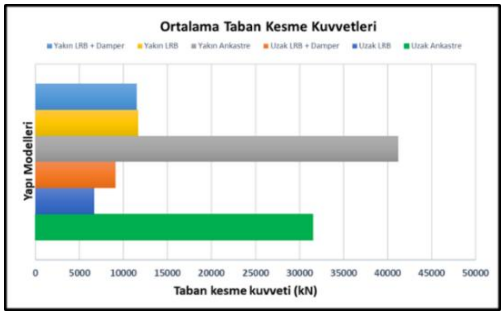
Şekil 18. (a) Ortalama kat yerdeğiştirmeleri **(b)** Ortalama kat ötelenmeleri.



Şekil 19. Ortalama kat ivmeleri.

3.3 Taban Kesme Kuvveti

En büyük taban kesme kuvveti istemi yakın fay etkisi içeren deprem seti etkisindeki ankastre mesnetli yapıda, en küçük taban kesme kuvveti istemi de uzak deprem etkisindeki izolatörlü modelde elde edilmiştir (Şekil 20). Taban izolasyonlu yapılarda ankastre duruma göre oldukça küçük taban kesme kuvvetleri oluşmuştur.



Şekil 20. Ortalama taban kesme kuvveti istemleri.

Yakın deprem etkisinde artan izolatör yerdeğiştirme istemlerinin azaltılması amacıyla yalıtım arayüzüne yerleştirilen viskoz sönümleyiciler sayesinde gerçekleşen taban yerdeğiştirmeleri küçültülebilmiştir. Sönümleyicilerin getirdiği ilave yatay rijitlik katkısı nedeniyle, sönümleyici takviyeli izolatör durumunda taban kesme kuvveti bir miktar büyümüştür.

4 Sonuçlar

Deprem yalıtımlı sistemlerin farklı karakterdeki sismik etkiler altında yapısal davranışı sayısal olarak irdelenmiştir. Yakın fay etkisini temsil eden deprem setinde oluşan büyük ötelenme taleplerinin küçültülebilmesi için izolasyon arayüzünde ilave sönümleyiciler kullanılmıştır.

Hakim titreşim periyodu, ankastre mesnetli yapı modelinde 0.78 s iken taban izolasyonlu yapı modelinde 2.66 s olarak elde edilmiştir. Buna göre, taban izolasyonu ile spektral ivme büyüklükleri %70 civarında küçülmüştür.

Uzak deprem etkisinde izolatörlü modelde gerçekleşen taban yerdeğiştirme istemi ortalaması 216 mm iken yakın fay etkisini içeren deprem seti durumunda 507 mm olmuştur. Bu ortalama değerler, TBDY-2018 e göre belirlenen 520 mm lik izolatör yerdeğiştirme kapasitesinin altında olmakla birlikte, Pazarcık depreminde 720 mm, Erzincan depreminde 700 mm, Düzce depreminde 670 mm gibi izolatör kapasitesini aşan istemler elde edilmiştir.

İzolatör yerdeğiştirme kapasitesindeki aşılmaları ortadan kaldırmak için, izolasyon arayüzüne dört adet viskoz sönümleyici eklendikten sonra taban izolasyonlu sitemde gerçekleşen 720 mm lik en büyük yerdeğiştirme istemi 480 mm ye düşürülmüştür. Ortalama izolatör yerdeğiştirme istemi de 507 mm den 299 mm ye inmiştir.

En büyük göreli kat ötelenmeleri yakın fay etkisi içeren deprem seti etkisindeki ankastre mesnetli modelde, en küçük göreli kat ötelemeleri de uzak deprem seti etkisindeki izolatörlü modelde oluşmuştur. Göreli kat ötelenmelerinin küçülmesi, yapısal elemanların yanında yapısal olmayan elemanların da hasar almasını engelleyecektir.

Kaynaklar

1. Alasaf E, Öztürk H (2022) Sismik izolatörlü yapıların tasarımına etki eden faktörlerin incelenmesi. Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi 10(4):2155-2164.
2. Alhan C, Hacıemiroğlu M (2023) Dirençli şehirler için depreme dayanikli yapi tasariminda sismik izolasyon. Çevre Şehir ve İklim Dergisi 2(4):96-127.
3. Alhan C, Hacıemiroğlu M, Kahvecioğlu B, Karapınar MF (2024) Sismik izolasyonlu yapı tasarımı eğitimi.
4. Bakkaloğlu E, Torunbalcı N (2024) Çok Katlı Hastane Binalarında Uygulanabilecek Taban İzolasyon Sistemleri. Journal of FSMVU Faculty of Architecture and Design 5(2):150-165.
5. Kawakin Core-Tech Co., Ltd., https://kawakinct.co.jp/en/product.
6. Komur MA (2016) Soft-story effects on the behavior of fixed-base and LRB base-isolated reinforced concrete buildings. Arabian Journal for Science and Engineering 41:381-391.
7. Morgan TA (2015) Code-Based design: seismic isolation of buildings. in encyclopedia of earthquake engineering, 419-440. Springer, Berlin, Heidelberg.
8. Öztürk H (2022) Sismik izolasyonlu yapıların tasarımında kullanılan analiz yöntemlerinin karşılaştırılması. Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Fen Bilimleri Dergisi 38(1):117-127.
9. Peng T, Yan B, Li F (2022) The hysteresis model of the friction pendulum bearing based on the moment balance theory. Ain Shams Engineering Journal 13(4), 101707.
10. Polat Hİ (2019) Betonarme bir yapıda geleneksel yöntem ve taban izolatörü kullanımının karşılaştırmalı analizi. Avrupa Bilim ve Teknoloji Dergisi (15):43-54.
11. Şengel H S, Erol H., Yavuz E (2009). Sismik izolasyon tekniği ve kullanılışına ilişkin örnek uygulama. Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi Dergisi 22(2):165-178.
12. TBDY (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara, Türkiye.
13. Vibhute AS, Bharti SD, Shrimali MK, Datta TK (2022) Performance evaluation of FPS and LRB isolated frames under main and aftershocks of an earthquake. Structures 44:1532–1545.
14. Yenidoğan C (2021) Karma Deprem Yalıtım Sistemlerinin Deneysel Performans Değerlendirmesi, *DEÜ FMD*, 23(69):767-779.
15. Wen PAN, Baifeng SUN (2008) Two step design method for base isolation structures. In The 14th World Conference on Earthquake Engineering October (12-17).

2023 Kahramanmaraş Depremleri Sonrası Hatay (Antakya–İskenderun): Yakın-Fay, Zemin Büyütmesi, Basen ve Topografik Etkilerin Değerlendirilmesi

İbrahim Can Beziklioğlu[1*], Eren Vuran[2], ve Abdullah Can Zülfikar[1]

[1] İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
[2] Yeditepe Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
beziklioglu18@itu.edu.tr

Özet. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremleri sonrasında Hatay ili özelinde gözlenen yer hareketleri, yalnızca büyüklüğün değil; kaynak özellikleri ve yerel koşulların bileşik etkisi nedeniyle çok bileşenli ve olağandışı nitelikler göstermiştir. Bu çalışmada, fay geometrisi ve kırılma yayılım hızıyla ilişkili supershear kırılma (S-dalgası hızını aşan yırtılma), yakın-fay direktivite/yönlülük etkisi ve buna bağlı hız darbeleri (velocity pulses) ile kalıcı atım (fling-step) incelenmiştir. Ayrıca, basen etkisi ile ilişkili dalga odaklanması ve tuzaklanma süreçleri ile topografik büyütme değerlendirilmiştir. Farklı fay uzaklıklarına ve zemin/topografik özelliklere sahip beş ivmeölçer istasyonundan elde edilen veriler üzerinden, bu etkilerin mühendislik açısından çeşitlenme biçimleri ve yapısal hasarın mekânsal dağılımındaki belirleyicilikleri tartışılmıştır. Bulgular, deprem yönetmeliklerinin yalnızca spektral ivme odaklı değerlendirmelerle sınırlı kalmayıp, çok bileşenli yer hareketi özellikleri ve bölgesel jeodinamik koşulları dikkate alan yaklaşımlarla güncellenmesi gereğine işaret etmektedir.

Anahtar Kelimeler: Kahramanmaraş Depremleri, Hatay, Supershear Kırılma, Yakın-Fay Etkisi, Zemin Büyütmesi, Basen Etkisi, Topografik Büyütme.

1 Giriş

6 Şubat 2023'te Türkiye'nin güneydoğusunda meydana gelen Mw 7.8 büyüklüğündeki Kahramanmaraş–Pazarcık depremi ve yaklaşık dokuz saat sonra gerçekleşen Mw 7.6 büyüklüğündeki Elbistan depremi, Doğu Anadolu Fay Zonu (DAFZ) boyunca çok segmentli ve karmaşık bir kırılma dizisiyle meydana gelmiştir (AFAD, 2023). İlk deprem Narlı segmenti civarında başlamış; güneybatıda Amanos segmenti boyunca ilerlerken aynı zamanda kuzeydoğuda Erkenek, Çardak ve Pazarcık segmentlerine doğru yayılım göstermiştir. Bu çift yönlü ve çok segmentli kırılma yapısı, 300 km'yi aşan uzunlukta bir yüzey kırığı oluşturarak Türkiye sismotektoniği açısından istisnai bir örnek sunmuştur (AFAD, 2023).

Pazarcık depremi yalnızca büyüklüğüyle değil, kırılma sırasında gözlemlenen olağandışı yer hareketi karakteristikleriyle de dikkat çekmiştir. Fayın bazı segmentlerinde kırılma hızı, yerel kayma dalgası (S-dalgası) hızını aşarak yaklaşık 4.8 km/s'ye varan değerlere ulaşmış; bu durum literatürde supershear kırılma olarak tanımlanan rejimin gelişmesine neden olmuştur (Aochi, 2025; Abdelmeguid vd., 2023). Supershear davranışı, kırık cephesi gerisinde yüksek enerjili bir Mach konisi oluşturarak sismik enerjinin sınırlı bir alanda yoğunlaşmasına ve belirli yönlerde olağanüstü düzeyde yer hareketlerinin ortaya çıkmasına yol açmıştır.

Bir diğer kritik kaynak etkisi, kırılmanın yönlü ilerlemesiyle ortaya çıkan direktivite/yönlülük etkisidir (rupture directivity). Fayın kırılma yönüne paralel konumlanan bölgelerde bu etki, uzun periyotlu ve büyük genlikli yer hareketlerinin oluşmasına neden olmuş; özellikle yaklaşık 1–3 s bandında hız darbeleri (velocity pulses) şeklinde kayıtlara yansımıştır (Aochi ve Cruz-Atienza, 2025; Jia vd., 2023). Bu impulsif sinyaller, rezonans periyodu bu aralıkta olan yapılarda yıkıcı dinamik talepler üretmiştir. Direktiviteye ek olarak, fay kırığına yakın alanlarda, yer kabuğunun yüzeye yakın kesiminde meydana gelen kalıcı yer değiştirme bileşenleriyle karakterize edilen kalıcı atım (fling-step) etkileri de gözlenmiştir (Aochi ve Cruz-Atienza, 2025; Abdelmeguid vd., 2023).

Depremin olağanüstü sonuçlarının bir diğer belirleyici bileşeni bölgesel zemin koşullarıdır. Kalın alüvyon tabakaları üzerinde yer alan, düşük kayma dalgası hızına sahip zeminlerde sismik dalgalar yavaşlamış; enerjinin yüzeye yakın bölgelerde birikmesiyle zemin büyütmesi etkisi ortaya çıkmıştır (İBB, 2023; Toprak vd., 2025). Bu durum, spektral ivmelerin artmasına ve sarsıntı süresinin uzamasına neden olmuştur. Ayrıca, derin sedimanter basenlerde dalgaların tuzaklanması ve kenarlardan yansıyarak odaklanması sonucunda ortaya çıkan basen etkisi, belirli bölgelerde enerjinin yerel ölçekte artmasına yol açmıştır. Bu tuzaklanma ve odaklanma, titreşim süresini uzatmış ve yapıların dinamik taleplerini önemli ölçüde artırmıştır (Toprak vd., 2025; DEÜ, 2023).

Topoğrafik özellikler de yer hareketlerinin şiddetinde belirleyici bir rol oynamıştır. Sırt ve yamaç gibi topoğrafik düzensizliklerin bulunduğu alanlarda dalga–yüzey etkileşimi ivme düzeylerini yükseltmiş; özellikle sırt hatlarında dalga enerjisinin tepelerde birikmesiyle yer hareketlerinin lokal olarak şiddetlendiği gözlenmiştir. Bu durum, eğimli yüzeylerde artmış dinamik talepler oluşturarak yapısal hasar potansiyelini belirgin şekilde artırmıştır (İBB, 2023).

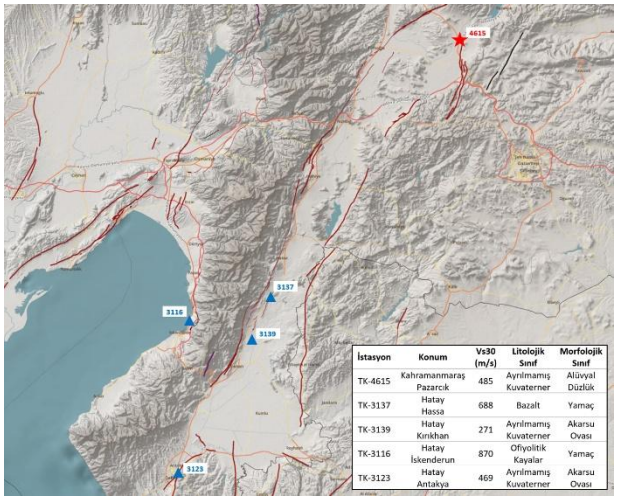
Bu çalışma, söz konusu kaynak ve zemin etkilerinin Hatay ili özelindeki yansımalarını kapsamlı biçimde irdelemeyi amaçlamaktadır. Antakya ve İskenderun gibi farklı jeomorfolojik özellikler taşıyan alanlarda, zemin yapısı, topoğrafya ve yerel jeolojinin yer hareketi üzerindeki katkıları ayrıntılı olarak incelenmiş; çok bileşenli sismik etkilerin yapısal hasarın mekânsal dağılımındaki belirleyiciliği bütüncül bir yaklaşımla ortaya konmuştur.

2 Çalışma Alanı

Bu çalışma, 6 Şubat 2023 deprem dizisinden ağır etkilenen Hatay'da yer hareketlerinin belirlenmesinde kırılma dinamikleri ile yerel zemin ve topoğrafya koşullarının göreli katkılarını karşılaştırmalı olarak irdelemektedir. Hatay, Doğu Anadolu Fay Zonu (DAFZ) ile Ölü Deniz Fay Zonu (ÖDFZ) arasındaki geçiş kuşağında, Anadolu–Arap levha etkileşimi altında yer alır; bu tektonik konum bölgeyi çok segmentli, yüksek enerjili kırılmalara duyarlı kılar (AFAD, 2023, Engin, 2010). Antakya–Samandağ grabeninde yaygın Kuvaterner alüvyonları ve akarsu çökelleri, düşük $V_{S,30}$ değerleriyle zemin büyütmesine elverişlidir; sediman kalınlığının yüzlerce metreyi bulduğu kesimlerde basen etkisine bağlı dalga odaklanması ve tuzaklanması düşük frekans bileşenlerini artırır (İBB, 2023; Toprak vd., 2025; DEÜ, 2023; Engin, 2010). İskenderun kıyı alüvyonlarında $V_{S,30} \approx 200–280$ m/s aralığı baskındır; Antakya'da doğuda daha yumuşak, batıda görece daha sıkı birimler görülür; eğimli sahalarda topoğrafik büyütme yer hareketini yükseltebilir (İBB, 2023; Toprak vd., 2025; DEÜ, 2023; Engin, 2010). Kaynak ölçeğinde, 6 Şubat 2023 kırılmasının bazı segmentlerinde S-dalgası hızını aşan yırtılma rejimi gelişmiş; bu durum Hatay'a ulaşan kayıtlarda yakın-fay direktivitesi, hız darbeleri ve kalıcı atım bileşenlerini güçlendirmiştir (Aochi, 2025; Abdelmeguid, 2023; Jia vd., 2023).

Bu etkileşimleri gözlemek amacıyla kırılma doğrultusu, fay uzaklığı, $V_{S,30}$ ve morfoloji çeşitliliği dikkate alınarak beş ivmeölçer istasyonu seçilmiştir. TK.4615–Pazarcık ($V_{S,30} \approx 485$ m/s) merkez üssüne yakın alüvyonal bir düzlükte konumlandırılmış olup, özellikle direktivite ve kalıcı atım bileşenlerinin yakın alandaki izdüşümlerini kayda geçirme amacı taşır. TK.3137–Hassa ($V_{S,30} \approx 688$ m/s) bazaltik birimler üzerinde, eğimli yamaçta ve kırılma yayılım doğrultusuna hizalı konumuyla, darbe niteliğindeki kaynak bileşenlerine topoğrafik katkının eşlik ettiği yer hareketlerinin elde edilmesi öngörülür. TK.3139–Kırıkhan ($V_{S,30} \approx 271$ m/s) alüvyon ovasında yumuşak zemin koşullarını örnekler; burada zemin büyütmesi ile basen etkisinin düşük frekans

bileşenlerini belirginleştirmesi beklenir. TK.3116–İskenderun ($V_{S,30}$ ≈ 870 m/s), bölgesel ölçekte yaygın zemin büyütmesi ve yer yer sıvılaşma potansiyeline karşın, görece rijit bir birim üzerinde bilinçli olarak tercih edilmiştir; böylece zemin kaynaklı büyütmenin baskısı azaltılarak kaynak ve topoğrafya kökenli bileşenlerin karşılaştırmalı olarak ayrıştırılmasına dayanak oluşturması amaçlanır. TK.3123–Antakya ($V_{S,30}$ ≈ 469 m/s) Amik Ovası'nın güney ucunda geniş bir sedimanter basen içinde yer alır; burada odaklanma/tuzaklanma süreçlerinin kayıtlara yansımasının ortaya konması hedeflenir. İstasyonların konumları ve temsil ettikleri zemin/topografya özellikleri Şekil 1'de özetlenmiştir.



İstasyon	Konum	Vs30 (m/s)	Litolojik Sınıf	Morfolojik Sınıf
TK-4615	Kahramanmaraş Pazarcık	485	Ayrılmamış Kuvaterner	Alüvyal Düzlük
TK-3137	Hatay Hassa	688	Bazalt	Yamaç
TK-3139	Hatay Kırıkhan	271	Ayrılmamış Kuvaterner	Akarsu Ovası
TK-3116	Hatay İskenderun	870	Ofiyolitik Kayalar	Yamaç
TK-3123	Hatay Antakya	469	Ayrılmamış Kuvaterner	Akarsu Ovası

Şekil 1. İvmeölçer istasyonlarının bölgesel dağılımı, jeolojik ve morfolojik özellikleri.

3 Bulgular ve Tartışma

Bu çalışmada, önceki bölümlerde ayrıntılı olarak açıklanan beş istasyona ait 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş–Pazarcık Depremi yer hareketi verileri kullanılmıştır. Her istasyonun Doğu–Batı ve Kuzey–Güney bileşenlerine ilişkin ham ivme kayıtları SismoSignal/SismoSignal 3D ile analiz edilmiş; verilerdeki gürültü ve eğilim (trend) kaynaklı sapmalar giderilmiş, gerekli düzeltme ve filtreleme adımları uygulanarak kayıtlar mühendislik açısından değerlendirilebilir hâle getirilmiştir. Düzenlenen bu verilerden türetilen parametreler bileşen-bazlı karşılaştırmalı grafiklerle sunulmakta ve aşağıda ayrıntılı biçimde yorumlanmaktadır. (Şekil 2–3).

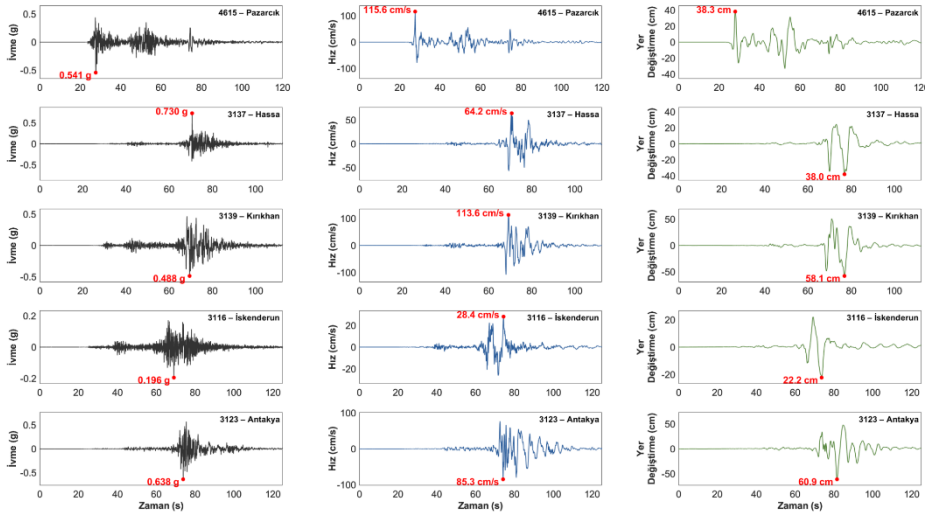
Depremin merkez üssüne en yakın konumda bulunan TK.4615 (Pazarcık) istasyonunda, her iki bileşende de yüksek genlikli ve geniş zamana yayılan bir titreşim örüntüsü gözlenmektedir. PGA 0,54 g düzeyinde, PGV ise Doğu–Batı bileşeninde 115,6 cm/s ile oldukça yüksektir; bu durum güçlü yer hareketinin bu noktada yoğunlaştığını göstermektedir. Özellikle ivme grafiğinde (yaklaşık 27–30. saniyeler

arası) art arda gelen yüksek genlikli salınımlar, dalga yığılmasına ve karmaşık bir çakışma (interferans) etkisine işaret etmektedir. Bu durum, kırılma cephesinin bu bölge yönünde ilerlemekte olduğunu düşündürür.
TK.3137 (Hassa) ve TK.3139 (Kırıkhan) istasyonlarında da benzer olmakla birlikte biraz daha ileri zamanlarda (yaklaşık 68–73 s) yoğunlaşan ve aniden yükselen ivme ve hız örüntüleri görülmektedir. Bu istasyonlarda ivme zaman serileri kısa sürede keskin bir yükseliş göstermekte, ardından kısa süreli yüksek genlikli salınımlar yer almaktadır. Bu örüntü, kırılmanın bu noktalara yönelerek ilerlediğine ve belirli frekans bileşenlerinin sönümlenmeden zemine iletildiğine işaret eder. Hız grafiklerinde bu salınımlar, yüksek frekans bileşenlerinin baskın olduğu kısa süreli ani tepe (spike) değerleri olarak görülmekte; bu da enerji yoğun bir kırılma segmentinin etkisini düşündürmektedir.

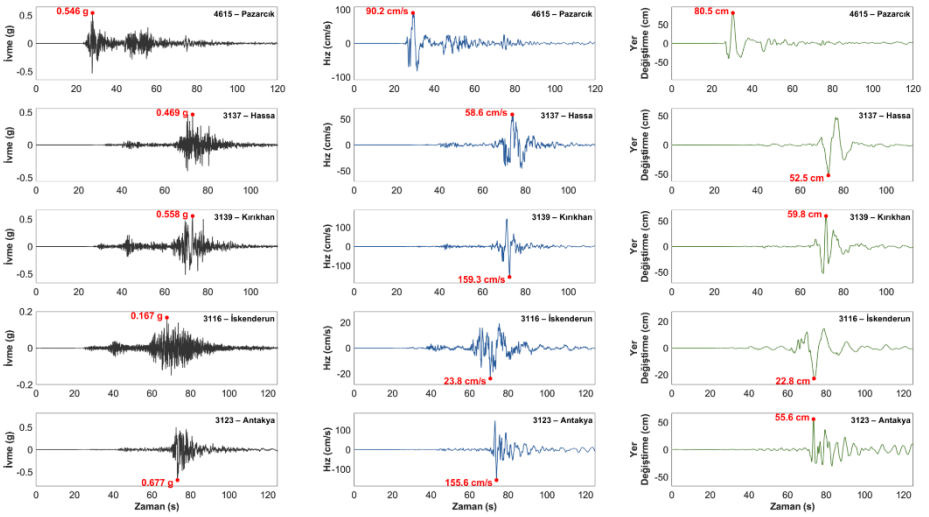
TK.3139'un Kuzey–Güney bileşeninde PGV 159,3 cm/s ile tüm istasyonlar arasında en yüksek seviyededir ve bu bileşende yer değiştirme grafiği de belirgin bir kalıcı yer değiştirme profili çizmektedir. TK.3116 (İskenderun) istasyonu ise en düşük ivme ve hız değerlerine sahiptir; PGA < 0,2 g ve PGV < 30 cm/s seviyelerinde kalmaktadır. İvme ve hız grafiklerinde enerji yoğun salınımlar yerine göreli olarak yayvan ve düşük genlikli dalgalar gözlemlenmektedir. Bu durum, istasyonun hem depremin spektral yoğunluğunun düşük kaldığı bir alanda yer aldığını hem de kırılma yönüyle ilişkili enerjinin sönümlenmiş biçimde ulaştığını göstermektedir.

TK.3123 (Antakya) istasyonunda ise özellikle Kuzey–Güney bileşeni dikkat çekmektedir. PGV ≈ 155,6 cm/s ve PGD ≈ 55,6 cm gibi yüksek değerlerin yanı sıra, yer değiştirme zaman serisinde süreklilik arz eden bir kalıcı yer değiştirme formu izlenmektedir. Bu bileşende ivme grafiğinde görülen kısa ancak kuvvetli yükselişler, ardışık dalgalar boyunca üst üste binme eğilimini göstermekte; bu da istasyon konumu, zemin profili ve kırılma doğrultusunun etkileşiminin bileşenler üzerindeki yön bağımlı etkilerini öne çıkarmaktadır. Kayıtların zaman tanım alanındaki ivme, hız ve yer değiştirme serileri; yakın-fay yönlülüğü ve darbe niteliği, kalıcı atım ile zemin/basen/topoğrafik katkıların göreli etkileri hakkında ön değerlendirme yapmaya olanak sağlamaktadır.

Zaman tanım alanında değerlendirilen ivme, hız ve yer değiştirme kayıtlarının frekans uzayındaki karşılıkları Fourier genlik spektrumu ile incelenmiş; spektrumun kendisi (mavi) ve Konno–Ohmachi yöntemiyle düzleştirilmiş Fourier genlik spektrumu (kırmızı) birlikte değerlendirilmiştir (Şekil 4). Düzleştirilmiş spektrum, frekans eksenindeki ince dalgalanmaları pürüzsüzleştirerek baskın bant merkezinin ve bant genişliğinin okunmasını kolaylaştırır; ancak yakın frekans aralıklarında kümelenmiş dar spektral tepeleri (yerel maksimumları) tek ve daha düşük genlikli, daha geniş bir tepe olarak temsil edebilir ve tepenin konumunda küçük kaymalar üretebilir.



Şekil 2. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş-Pazarcık depremine ait doğu-batı bileşeni kayıtlarının zaman tanım alanındaki davranışı: ivme (g), hız (cm/sn) ve yer değiştirme (cm) grafikleri.

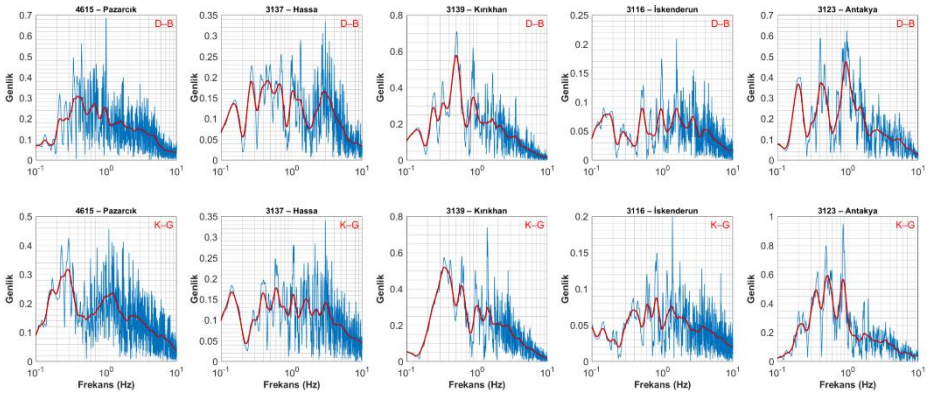


Şekil 3. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş-Pazarcık depremine ait kuzey-güney bileşeni kayıtlarının zaman tanım alanındaki davranışı: ivme (g), hız (cm/sn) ve yer değiştirme (cm) grafikleri.

Bu çerçevede Pazarcık (TK.4615)'te 0,9–1,2 Hz bandında belirgin ve dar bantlı bir spektral tepe ile bandın dışında hızlı genlik azalımı gözlenir; bu durum, kaynak yakını enerji yoğunlaşmasını ve uzun periyot bileşenlerinin göreli baskınlığını gösterir. Hassa

(TK.3137) ve Kırıkhan (TK.3139) spektrumları her iki yatay bileşende geniş bantlı/çok tepeli bir karakter sergiler; bu spektral yapı, kırılma yayılım doğrultusuna hizalanmanın etkisiyle ortaya çıkan direktivite ile tutarlıdır. Kırıkhan – Kuzey–Güney bileşeninde 1–3 Hz aralığında, spektrum üzerinde yakın aralıklı ve yüksek yerel maksimumlar seçilirken, düzleştirilmiş spektrumda bu dar tepelerin belirgin biçimde küçülüp genişlediği görülür; bu, enerjinin gerçekten dar bantlarda yoğunlaştığını, fakat düzleştirmenin tepe genliklerini olduğundan düşük yansıtabildiğini gösterir. Antakya (TK.3123)'ta Kuzey–Güney bileşeninde yaklaşık 1 Hz çevresindeki güçlü spektral tepe ve düşük frekans bileşenlerinin göreli yüksekliği, zaman alanında ölçülen yüksek yer değiştirme ile birlikte basen kaynaklı düşük frekanslı tuzaklanma/odaklanma olasılığını destekler. İskenderun (TK.3116)'da spektrum düşük genlikli ve yayvan olup seçik bir spektral tepe vermemektedir; düzleştirilmiş spektrumda da belirgin tepe oluşmaması, enerjinin geniş bir frekans bandına zayıf düzeyde dağılması ve baskın bir periyodun oluşmaması ile uyumludur. Bu tablo, istasyonun kırılma yayılım doğrultusunun dışında ve görece rijit bir zemin üzerinde konumlanması nedeniyle dalgaların sönümlenerek ulaşmasına bağlanabilir.

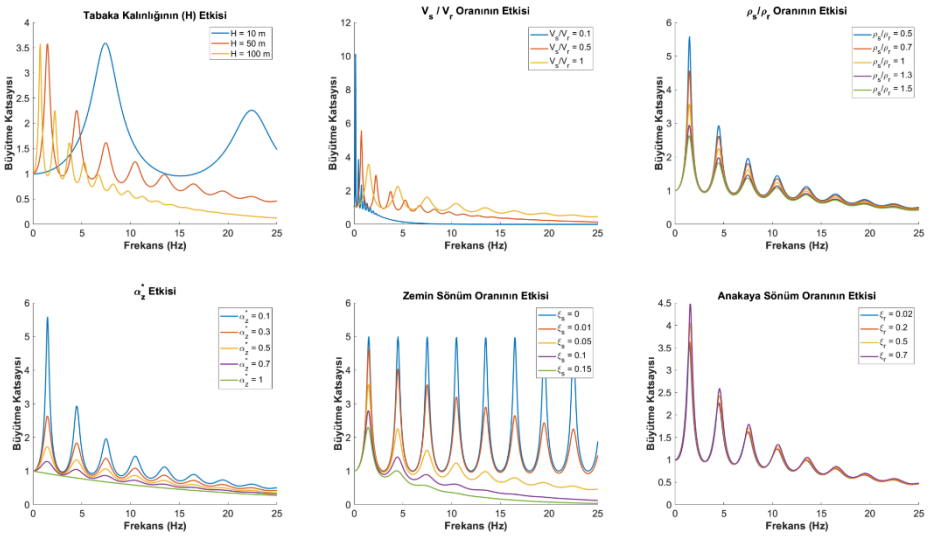
Özetle, tek spektral tepenin baskın olduğu dar bantlı spektrumlar çoğunlukla kaynak yakınlığı ya da yerel odaklanma koşullarını; çok tepeli/geniş bantlı spektrumlar ise özellikle direktivitenin etkin olduğu daha karmaşık alanları işaret eder.



Şekil 4. İstasyon bazlı fourier genlik spektrumları.

Deprem kayıtlarının frekans içeriğini analiz etmek amacıyla yapılan Fourier açılımları, yer hareketinin hangi frekans bantlarında yoğunlaştığını ve yapılarla etkileşime girebilecek kritik periyotları ortaya koymaktadır. Ancak bu frekans içeriğinin yerel zemin koşullarıyla etkileşime girerek ne ölçüde büyütüleceği, zemin profilinin dinamik özelliklerine bağlı olarak değişir. Bu bağlamda, idealize edilmiş tek tabakalı lineer elastik bir zemin profili kabulü altında tanımlanabilen zemin büyütme fonksiyonu, tabaka kalınlığı, zemin-kaya dalga hızı oranı, yoğunluk oranı, empedans oranı ve sönümleme parametreleri gibi etkenlerle belirlenmektedir (Şekil 5). Zemin kalınlığının arttığı durumlarda rezonans frekanslarının daha düşük frekanslara kaydığı ve büyütme

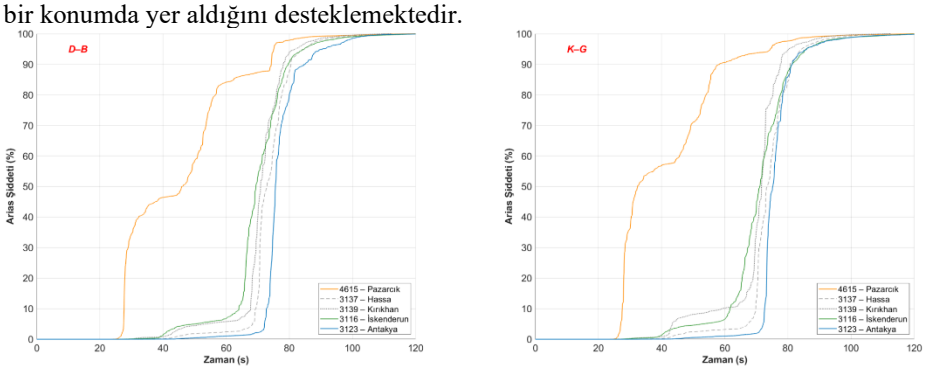
tepelerinin daha uzun periyotlarda ortaya çıktığı görülmektedir; örneğin H=10 m olan profiller yüksek frekanslarda rezonans üretirken, H=100 m'lik tabakalar düşük frekanslara kaymakta ve daha geniş tabanlı büyütme tepeleri oluşturmaktadır. Benzer şekilde, zemin ve anakayanın kayma dalgası hızı oranı (V_s/V_r) büyüdükçe rezonans frekansları yükselmekte, ancak büyütme katsayısı düşmektedir; bu da zayıf zeminlerin ($V_s/V_r \approx 0.1$) rezonansı artırma potansiyelinin çok daha yüksek olduğunu göstermektedir. Yoğunluk oranı (ρ_s/ρ_r) ve empedans oranı (α^*_z), büyütme üzerinde daha sınırlı ama tanımlı etkiler göstermektedir; özellikle düşük empedans oranları rezonansı kuvvetlendirerek sistemin enerjiye daha açık hale gelmesine neden olmaktadır. Öte yandan, sönüm oranları zemin–kaya sisteminin büyütme davranışını bastıran en etkin faktörlerden biridir; zemin sönümlemesi (ξ_s) arttıkça rezonans tepkileri hızla bastırılmakta, yüksek ξ_s değerlerinde rezonans neredeyse tamamen ortadan kalkmaktadır. Anakaya sönümlemesi (ξ_r) de benzer şekilde büyütme seviyesini azaltmakla birlikte, zemin sönümüne kıyasla etkisi daha zayıf ve sistemin rezonans yapısını değiştirmeyecek düzeydedir.Bu bulgular, Hatay ili için mikrotremor (HVSR) ve SPAC ölçümlerine dayalı $V_{S,30}$ dağılımı ile zemin büyütme haritalarında rapor edilen alan büyütmeleriyle yüksek düzeyde uyumludur (Toprak vd., 2025).



Şekil 5. Zemin büyütme katsayısının farklı parametreler altındaki davranışı.

Arias şiddetinin zamanla değişimini gösteren grafikler (Şekil 6), yer hareketi sırasında biriken enerjinin zamana bağlı yoğunlaşma ve yayılımını ortaya koyar. Özellikle %5–%95 birikim aralığı, yani etkin süre (D5–95), yer hareketinin yıkıcı enerji düzeyinin ne kadar süre taşındığını belirlemede kritiktir. Bu bağlamda TK.4615 (Pazarcık) istasyonu her iki bileşende de yüksek Arias şiddeti üretmiş ve enerjiyi yaklaşık 47 saniyelik geniş bir zaman aralığına yaymıştır. Bu uzun ve kademeli artış, merkez üssüne çok yakın konumda gerçekleşen kırılmanın çoklu segmentler hâlinde ve uzamış bir süreçle

geliştiğini düşündürür. Buna karşılık TK.3137 (Hassa) ve TK.3139 (Kırıkhan) istasyonlarında Arias şiddeti eğrilerinin dik olması, enerjinin çok kısa sürede yoğun biçimde aktarıldığını; bu durumun da yakın-fay koşulları, direktivite veya supershear türü hızlı kırılma davranışlarıyla uyumlu olduğunu gösterir. Bu iki istasyonda enerjinin birkaç saniyelik bir pencere içinde birikmesi, zaman tanım alanında gözlenen ani ivme ve hız yükselmeleriyle tutarlıdır. TK.3123 (Antakya) istasyonunda Arias şiddetinin düşük başlangıcın ardından geç zamanlarda tamamlanması, basen etkisiyle ilişkili gecikmiş dalga odaklanması ve tuzaklanmasına işaret edebilir. TK.3116 (İskenderun) istasyonunda ise hem enerji düzeyi hem de taşıma süresi sınırlı kalmış; bu durum, istasyonun kırılma yönünün dışında ve göreli olarak daha uzak ve daha az etkilenmiş bir konumda yer aldığını desteklemektedir.

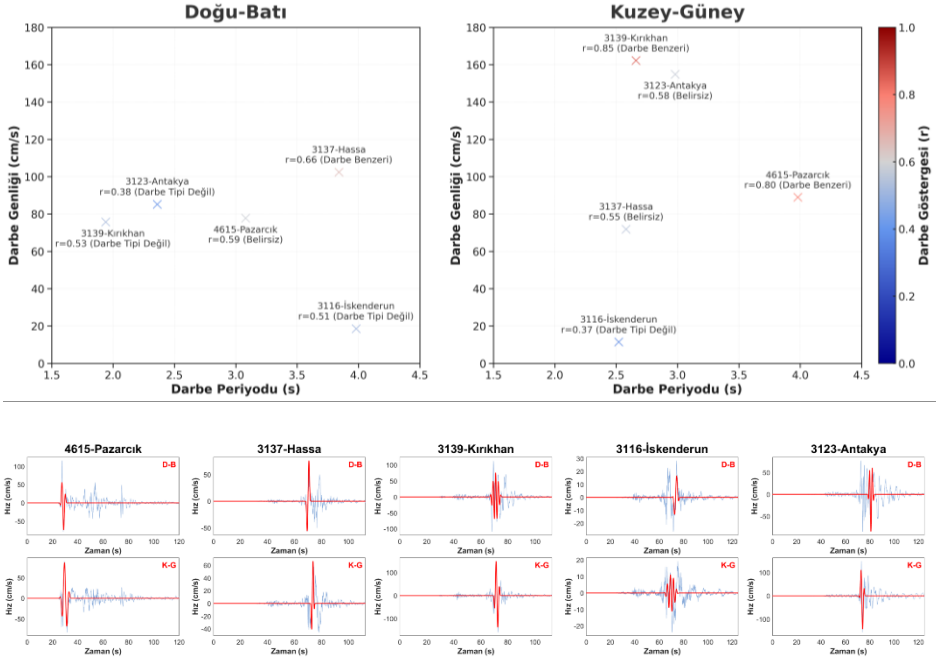


Şekil 6. Arias şiddeti (%) – zaman grafikleri (D-B ve K-G bileşenleri).

Zaman tanım alanında yapılan ivme, hız ve yer değiştirme analizleri sonucunda bazı istasyonlarda dar zaman aralığında yoğunlaşan, yüksek genlikli darbe karakterli salınımlar gözlenmiştir. Bu bulgular, Fourier genlik spektrumlarıyla frekans düzleminde doğrulanmış; enerjinin dar ya da geniş bantlarda ne ölçüde toplandığı değerlendirilmiştir. Ardından, Arias şiddeti–zaman eğrilerinden etkin süre (D5–95) hesaplanarak darbe karakterinin zamansal özellikleri nicel olarak ortaya konmuştur. Bu ön değerlendirmeler, özellikle kırılma ilerleme doğrultusuna göre konumlanan istasyonlarda darbe bileşeninin belirginleştiğini ve yer hareketinin yakın-fay direktivitesine bağlı yönlü bir darbe içerebileceğini göstermektedir. Bu nedenle, hız kayıtlarındaki direktivite kaynaklı darbe benzeri bileşenleri sayısal olarak tanımlamak için Kardoutsou vd. (2017) tarafından önerilen Darbe Göstergesi (Pulse Indicator) algoritması kullanılmıştır; yöntem, sinyal segmentlerinin idealize darbe modeliyle benzeşimini korelasyon katsayısı (r) ile değerlendirirken darbe periyodu ve genliği gibi karakteristikleri de çıkarmaktadır.

Elde edilen sonuçlara göre TK.4615 (Pazarcık), TK.3137 (Hassa) ve TK.3139 (Kırıkhan) istasyonlarının bazı yatay bileşenleri, korelasyon katsayısı (r), darbe periyodu ve genlik ölçütleri bakımından belirgin bir darbe karakteri sergilemektedir. Bu istasyonların kırılma yayılım doğrultusuna göre hizalı konumları, zaman tanım alanı ve frekans düzleminde gözlenen darbe özellikleriyle uyumludur. Buna karşılık

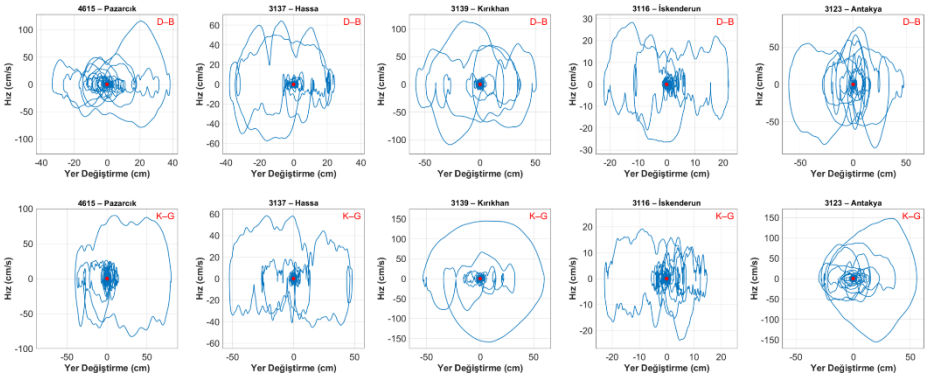
sınıflandırmada “belirsiz” kalan bazı bileşenlerde örn. TK.4615 Doğu–Batı, TK.3137 Kuzey–Güney darbe periyodunun 3,0–4,0s; genliğin ise >100 cm/s düzeylerine ulaştığı görülmüştür. Bu tablo, salt direktiviteyle değil; basen etkisi, topoğrafik odaklanma ve zemin büyütmesi gibi bölgesel süreçlerin bileşik etkileriyle de açıklanabilir. Bu tür katkılar darbe karakterini zayıflatabilir ya da maskeleyebilir; dolayısıyla yalnızca r ölçütüne dayalı sınıflandırma, darbe varlığını kesinleştirmede yetersiz kalabilir. TK.3123 (Antakya) istasyonunda Kuzey–Güney bileşeni için r ≈ 0,58 “belirsiz” sınıfa karşılık gelse de, geniş periyotlu ve yüksek yer değiştirmeli dalga formu darbe niteliğine işaret etmektedir; ancak istasyonun derin sedimanter basen içinde konumu nedeniyle bu özelliklerin basen kaynaklı tuzaklanma ve belirgin zemin büyütmesiyle karışmış olması olasıdır. Bu bileşenin mühendislik açısından daha sağlıklı sınıflandırılması için Darbe Göstergesi yaklaşımına ek olarak sinyal ayrıştırma ve çok ölçütlü değerlendirme yöntemlerinin uygulanması uygundur. TK.3116 (İskenderun) istasyonunda ise r, periyot ve genlik parametreleri düşük kalmış; incelemelerde darbe niteliğinde bir bileşen saptanmamıştır. Bu sonuç, istasyonun faydan ve kırılma yayılım doğrultusundan görece uzak konumuyla uyumludur (Şekil 7).



Şekil 7. Darbe periyodu, genliği ve dalga formları.

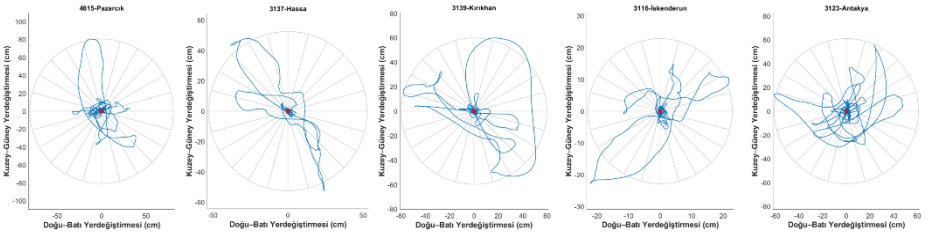
Şekil 8’de sunulan yer değiştirme–hız düzlemindeki izler, istasyonlardaki parçacık hareketinin yönlenme ve genlik özelliklerini birlikte göstererek darbe niteliği ile zemin/basen/topografya kaynaklı katkıların ayrıştırılmasına olanak tanır. TK.3139–

Kırıkhan'ın Kuzey–Güney bileşeninde görülen geniş eliptik yayılım ve tek baskın eksen boyunca belirgin uzama, yüksek genlikli, kısa süreli bir darbe bileşenine işaret eder ve direktiviteyle uyumlu yönlü kuvvetlenme olarak yorumlanır. TK.4615–Pazarcık ve TK.3137–Hassa kayıtlarında da bazı bileşenlerde asimetrik, uzamış eliptik izler seçilir; bu görünüm istasyonların yakın-fay konumu ve kaynak kökenli impulsif bileşenlerin baskınlığıyla açıklanabilir. TK.3116–İskenderun'da ise her iki bileşende küçük genlikli, daha dairesel ve merkezde toplanan izler baskındır; bu durum belirgin bir darbe ve direktivite etkisinin olmadığını ve kaynak etkilerinin zayıfladığını gösterir.



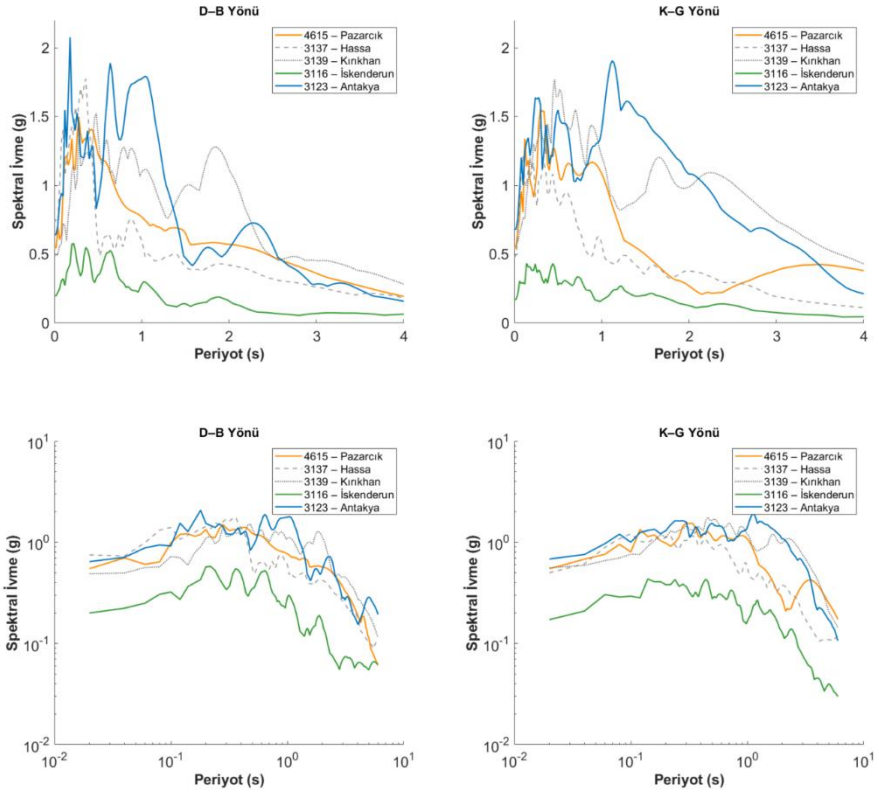
Şekil 8. Hız-yer değiştirme grafikleri.

Şekil 9'daki yörünge grafikleri, yatay yer hareketinin doğu–batı ve kuzey–güney bileşenleri arasındaki göreli ilişkiyi iki boyutlu düzlemde gösterir ve direktivite, impulsif darbe, zemin büyütmesi, topoğrafik ve basen etkileri ile kalıcı atım gibi olguların incelenmesine imkân verir. TK.3139–Kırıkhan ve TK.3137–Hassa için yörüngelerde tek eksen boyunca uzayan eliptik izler ve merkezden belirgin sapmalar görülür; bu desen, önceki darbe tespitlerini ve yer değiştirme-hız çözümlemelerini destekler ve istasyonların kırılma ilerleme doğrultusuna yakın konumlarıyla uyumlu direktivite etkisine işaret eder. TK.4615–Pazarcık'ta ise merkez çevresinde yoğunlaşan izlerin ani yön değiştirmesi dikkat çekmektedir; bu davranış, yer değiştirme yöneliminin sıçramalı değişimine ve olası bir kalıcı atım bileşenine işaret edebilir.



Şekil 9. Yörünge (orbit) grafikleri.

TK.3123–Antakya yörüngesinde izlerin geniş bir alana yayıldığı, sık yön değiştirdiği ve çok odaklı bir desen sergilediği görülmektedir. Bu yapı, dalga alanının tekil bir geliş doğrultusundan ziyade çoklu yansıma ve kırınımla farklı yönlerden ulaştığını düşündürür. Yörüngenin çevresinde gözlenen bükülme ve yayılmalar, basen etkisiyle ilişkili dalga odaklanması ve tuzaklanması ile zemin büyütmesinin görsel bir göstergesidir. Bu nedenle, bu istasyonda daha önce "belirsiz" olarak değerlendirilen darbe ölçütü sonucunun tam bir darbe sınıfına girmemesi anlaşılabilir; hareket tek yönlü bir impulsif karaktere indirgenemeyecek ölçüde bileşik süreçler içermektedir. Öte yandan TK.3116–İskenderun'da yörüngelerin daha simetrik, dairesel ve düşük genlikli olması; bu noktanın deprem kaynağına daha uzak, direktivite etkisinden büyük ölçüde arınmış ve zemin özelliklerinin daha homojen olduğu bir konumu yansıtmaktadır.



Şekil 10. Tepki spektrumları (%5 sönüm).

Tepki spektrumları, farklı doğal periyotlara sahip sistemler üzerindeki etkileri karşılaştırmak için temel bir araçtır. İncelenen istasyonlar için spektral ivme–periyot ilişkileri (Şekil 10), her kaydın farklı düzeylerde kaynak dinamikleri, dalga yayılımı ve zemin/topografya etkilerini taşıdığını göstermektedir. TK.3116–İskenderun'da her iki yatay bileşende düşük spektral ivmeler, bu noktanın kaynak etkilerinden görece

yalıtılmış bir uzak-alan kaydı niteliği taşıdığını düşündürür. TK.4615–Pazarcık'ta ise 2s sonrası spektral ivmenin yüksek düzeyini koruması, uzun periyot taleplerinin yüksekliğini ve kalıcı atım bileşenlerinin spektral izdüşümünü işaret eder. TK.3123–Antakya'nın kuzey–güney bileşeninde yaklaşık 1,5 s civarındaki belirgin spektral tepe, Amik Ovası'nın yumuşak zemin koşullarıyla uyumlu olup basen rezonansı ile dalga odaklanması/tuzaklanmasının etkinliğine işaret eder; kısa periyotlardan sonra orta periyotlarda görülen ikincil yükselmeler de bu bileşik süreci destekler. TK.3139–Kırıkhan ve TK.3137–Hassa'da çok tepeli spektral yapı, hem direktivite ile ilişkili impulsif bileşenleri hem de birden çok enerji paketinin istasyona ulaştığını düşündürür; 0,6–1,2 s aralığındaki yüksek tepkiler ise doğal periyodu bu bantta olan sistemler için artmış talep potansiyeline işaret eder.

4 Sonuçlar

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremleri, yalnızca büyüklükleriyle değil, kırılma dinamikleri ve yerel koşulların bileşik etkileriyle de olağandışı yer hareketi üretmiştir. İncelenen TK.4615 (Pazarcık), TK.3137 (Hassa), TK.3139 (Kırıkhan), TK.3116 (İskenderun) ve TK.3123 (Antakya) kayıtları; farklı fay uzaklıkları, $V_{S,30}$ değerleri ve morfolojik konumların, yer hareketi genliği ve süresi üzerinde belirleyici olduğunu göstermektedir. Özellikle kırılma yayılım doğrultusuna yakın istasyonlarda kısa süreli, yüksek genlikli impulsif davranışlar ve hız darbeleri gözlenmiş; bu bulgular yakın-fay direktivite etkileri ve bazı segmentlerdeki supershear kırılma ile uyumludur (Aochi, 2025; Abdelmeguid vd., 2023; DEÜ, 2023). İskenderun istasyonu, rijit zemin koşulları ve uzak konumu nedeniyle düşük genlikli ve sönümlü spektral yanıt sergilemiş; Antakya'da ise geniş sedimanter basen içinde dalga odaklanması ve tuzaklanma süreçleri düşük frekans bileşenlerini kuvvetlendirmiştir. Özellikle 1.0–1.5 s periyot aralığında büyütmeler yapısal talepleri artırmıştır (AFAD, 2023; Toprak vd., 2025; DEÜ, 2023). Kırıkhan ve Hassa'da ise çok tepeli ve geniş bantlı spektrumlar, impulsif bileşenler ile birden fazla enerji paketinin kayda geçmesine işaret etmiş, direktivite etkilerinin baskınlığını desteklemiştir.

Uzaktan algılama ve saha gözlemleri, Antakya kent merkezinde yoğun hasar kümelenmeleri göstermektedir (AFAD, 2023; Toprak vd., 2025). Bu dağılım yalnızca yapı kalitesiyle açıklanamayacak ölçüde düzenli olup, zemin büyütmesi, basen ve topoğrafya katkılarıyla birlikte direktivite ve hız darbelerinin eşzamanlı etkisini işaret etmektedir. Betonarme yapılarda raporlanan hasar örüntüsü de bu çok bileşenli süreci doğrulamaktadır (Vuran vd., 2025).

Sonuçlar, mühendislik tasarım ve değerlendirme süreçlerinde yalnızca spektral ivmelere dayalı yaklaşımların yetersiz kaldığını göstermektedir. Yakın-fay koşullarında ortaya çıkan direktivite, hız darbesi ve kalıcı atım bileşenleri; bölgesel ölçekte basen ve topoğrafik büyütme ile birleşerek Hatay'da yer hareketini olağanüstü karmaşık bir hâle getirmiştir. Bu nedenle, tasarım spektrumlarının ve yönetmeliklerin

yalnızca genel spektral ivme değerleriyle değil; bu çok bileşenli süreçlerin de parametre veya katsayılarla yansıtıldığı, senaryolara dayalı yaklaşımlarla desteklenmesi gerekmektedir. Böylece, bölgesel jeodinamik özelliklerin ve yerel zemin/topografya koşullarının mühendislik tasarımlarına aktarılması mümkün olacak; gelecekteki büyük depremler karşısında daha güvenilir performans hedefleri ve dayanıklı yapılar için daha gerçekçi bir çerçeve sağlanabilecektir (AFAD, 2023; Aochi ve Cruz-Atienza, 2025; Abdelmeguid vd., 2023; Jia vd., 2023; Vuran vd., 2025).

Referanslar

1. AFAD (2023). 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremleri Raporu. AFAD, Ankara.
2. Abdelmeguid M, Zhao C, Yalcinkaya E, Gazetas G, Elbanna A, Rosakis A (2023) Dynamics of episodic supershear in the 2023 M7.8 Kahramanmaraş/Pazarcık earthquake, revealed by near-field records and computational modeling. Communications Earth & Environment 4(1) 456.
3. Aochi H, Cruz-Atienza VM (2025) Rupture dynamics and near-fault ground motion of the Mw 7.8 Kahramanmaraş (Türkiye) earthquake of February 6, 2023. Seismica 4(1).
4. Dokuz Eylül Üniversitesi (DEÜ), Jeofizik Mühendisliği Bölümü (2023). 06 Şubat 2023 depremleri sonrası Hatay'da zemin özelliklerinin belirlenmesine yönelik jeofizik saha gözlemleri raporu.
5. Engin B (2010) Hatay İlinin Jeolojik ve Jeomorfolojik Özellikleri. Doktora Tezi, Ankara Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
6. İBB Deprem ve Zemin İnceleme Şube Müdürlüğü (2023). Gaziantep–Kahramanmaraş Depremleri: Teknik Değerlendirme Raporu.
7. Jia Z, Jin Z, Marchandon M, Ulrich T, Gabriel AA, Fan W, ... & Fialko Y (2023). The complex dynamics of the 2023 Kahramanmaraş, Türkiye, earthquake doublet. Science 381(6661):985–990.
8. Kardoutsou V, Taflampas I, Psycharis IN (2017) A new pulse indicator for the classification of ground motions. Bulletin of the Seismological Society of America, 107(3):1356–1364.
9. Stein RS, Toda S (2023) Stress-change calculations and interactions in the 2023 Türkiye earthquakes. Temblor.
10. Toprak S, Gülerce Z, Ulusay R, vd (2025) The aftermath of 2023 Kahramanmaraş earthquakes: Evaluation of strong motion data, geotechnical, building, and infrastructure issues. Natural Hazards 121:2155–2192.
11. Vuran E, Serhatoğlu C, Timurağaoğlu MÖ, Smyrou E, Bal İE, Livaoğlu R (2025) Damage observations of RC buildings from 2023 Kahramanmaraş earthquake sequence and discussion on the seismic code regulations. Bulletin of Earthquake Engineering 23(3):1153-1182.

Depremselliğin Yüksek Olduğu Bölgeler için Uygun Maliyetli Koruma Sistemlerinin Geliştirilmesi

Cem Yenidogan[1] [0000-0003-0219-6302] and Ryuta Enokida[2] [0000-0002-5178-893X]

[1] Yildiz Technical University, Istanbul, Turkiye
[2] IRIDeS, Tohoku University, Sendai, Japan
cem.yenidogan@yildiz.edu.tr

Özet. 6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen deprem çifti, Türkiye Bina Envanteri'nin geniş bir alanda farklı sismik yükleme koşulları altında ne derece kırılgan olduğunu değerlendirmek için önemli bir test olmuştur. Ağır hasar gözlemlenen şehirlerde yaygın yıkım ve can kaybı, performans değerlendirme çerçevesinin ve risk azaltım stratejilerinin etkinliğinin yeniden gözden geçirilmesi için bir uyarı niteliği taşımaktadır. Her ne kadar deprem yalıtım teknolojisi deprem dayanıklı şehirler için en iyi yöntem olarak kabul edilse de, Türkiye'de konut binalarının tamamında deprem yalıtım sistemlerinin kullanımı mümkün değil ve aranan sınırlayıcı koşullardan dolayı ağırlıklı olarak sağlık tesisleri ve veri merkezleri gibi özel yapılarda kullanılmaktadır. Bu çalışmada, depremselliğin yüksek olduğu bölgelerde alternatif uygun maliyetli deprem koruma sistemlerinin geliştirilmesine yönelik öneriler paylaşılmıştır. Deneysel süreçleri devam eden etkin ve uygun maliyetli sistemlerin genel davranışının ortaya çıkarılması için yazarlar tarafından geliştirilen araçlar kullanılarak önerilen uygun maliyetli deprem koruma sisteminin, geleneksel yöntemlere göre kazanımları kıyaslanmıştır. Sayısal analizler hareket denklemlerinin uygun düzenlenmesi sonucu sunulan diferansiyel denklem takımlarının zaman-tanım alanında çift serbestlik dereceli sistem için çözümünü içermektedir. Antakya il merkezinde yüksek deprem talep parametrelerine sahip bir kayıt esas alınarak ankastre temelli bir sistem ile uygun maliyetli deprem koruma sistemi üzerinde yer alan üstyapının performansı karşılaştırılmıştır. Olağan dışı kabul edilecek bir büyüklükte olan ve yakın saha depremlerin etkilerini içeren kayıtlar altında önerilen yeni sistemin yapısal sistemde hasarı önemli ölçüde sınırladığı ve ekonomik çözümler sunduğu ortaya koyulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Uygun Maliyeti Koruma Sistemleri, Deprem İzolatörü, Şubat 2023 Depremleri, Eğri Yüzeyli Sürtünmeli Deprem İzolatörleri, Performans Tabanlı Tasarım.

1 Giriş

Dünyanın önemli bir oranı ciddi bir deprem riski altındadır ve doğal afetler arasında depremler can kayıplarıyla birlikte ülke ekonomilerini olumsuz etkilemektedir. Deprem sonrası çöken altyapılar ve hayatın yeniden normale dönmesi için geçen toparlanma sürecinin azaltılması planlı bir şekilde ve ciddi bir yatırım gerektirmektedir. Deprem riskinin belirlenmesi ve doğru risk azaltım stratejileri için yapılacak yatırım ve planlamalar büyük depremlerden sonra gerekli olan harcamaları azaltırken toparlanma sürecinin kısaltılmasında önemli rol oynamaktadır. Bu açıdan bakıldığında afet yönetimi yerine risk azaltım stratejilerinin önceliklendirilmesi öngörülen hasarın boyutunu değiştirirken yaratacağı olumsuz ekonomik etkileri de düşürecektir. Sağlık tesislerinde risk azaltımı amacıyla kullanılan deprem yalıtım cihazlarının 6 Şubat 2023 depremlerinde göstermiş olduğu yüksek performans mühendislik camiası kadar toplumun çeşitli kesimlerinin de ilgisini çekmiş ve önemli bir alternatif tasarım ve güçlendirme yöntemi olarak değerlendirilmiştir.

Deprem yalıtım sistemleri yapısal hasarın azaltılması açısından etkin kullanılan risk azaltım stratejilerinden birisidir (Kelly, 1986; Yenidogan, 2021; Yenidogan ve Erdik, 2016; Yenidogan, 2025; Zayas vd., 1985; Mokha vd., 1991; Fenz vd., 2006). Deprem yalıtım birimleri üstyapı ve altyapı arasında tanıtılan yalıtım arayüzüne yerleştirilerek yaratılan ayrıştırma ve dinamik davranış değişikliği ile yapısal performansta iyileştirme ortaya çıkmaktadır. Günümüzde modern formlarda üretilen deprem yalıtım teknolojileri tarihsel açıdan incelendiğinde fikri olarak 1800'li yılların sonunda patentlendirilmesi yanında 1970'li yılların başlarında ilk formalarını almaya başlamıştır. Pratikte en yaygın kullanım alanı bulan deprem yalıtım sistemleri arasında elastomer ve sürtünme tipi kayıcı yalıtım birimleri yer almaktadır. Belirtilen cihazların performansı üretici firmaların ticari sırlarına bağlı olarak şekillendirilip deprem yalıtım cihazı katalogları ile mühendislerin kullanımlarına sunulmaktadır. Günümüzde kullanılan bu yalıtım birimlerine ek olarak benzer şekilde yüksek performans hedeflerini sağlamak amacıyla ileri teknoloji malzemeler ve/veya mekanik ekipmanlar kullanılarak deprem yalıtım birimleri gibi sönümleyici cihazlar da benzer şekilde özenle üretilmektedir (Zayas vd., 1985; Mokha vd., 1991; Fenz vd., 2006). Fakat bina envanterinde yer alan yüksek bina sayısı düşünüldüğünde pasif kontrol teknolojisinin olgunlaşmış olmasına rağmen deprem riskinin azaltılması için konut tipi yapılarda kullanımı halen ortaya çıkan ek maliyetlerden dolayı geleneksel yapı tasarımına göre oran olarak çok sınırlı kalmaktadır. Ayrıca endüstride çalışan mühendislerin bilgi birikimi ve insan kaynağı açısından yaşanan uzman personel eksikliği nedeniyle TBDY-2018'de 14. Bölüme göre tasarlanan deprem yalıtımlı yapıların Çevre Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı tarafından lisanslandırılmış proje gözetmenleri denetiminde yapılması öngörülmektedir.

Günümüzde taban yalıtımı veya TBDY-2018'de geçen ismiyle deprem yalıtım sistemlerinin başarısı, modern yalıtım elemanlarına bağlı kalmaksızın, büyük depremler sırasında benzer etkileri sağlayabilecek alternatif yapısal sistemlerin geliştirilmesine ilham kaynağı olmuştur. Bu amaçla, araştırmacılar tarafından

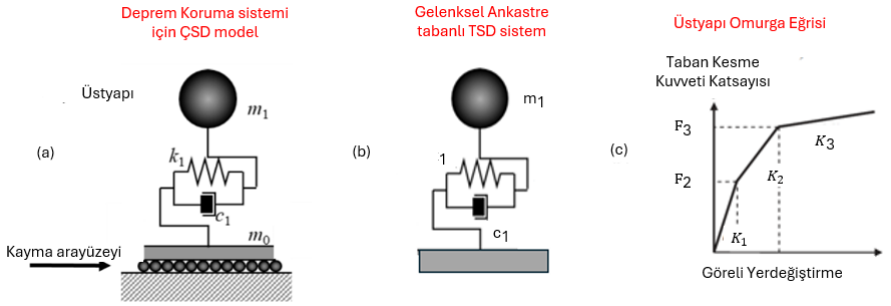
geleneksel yapı malzemeleri ve/veya alternatif ürünler kullanılarak çeşitli girişimler yapılmıştır (Turer ve Ozden, 2008; Spizzuoco vd., 2014; Calabrese vd., 2015; Tsiayos vd., 2019; Nanda vd., 2016; Enokida vd., 2018; Tassios vd., 1987). Bu bağlamda, geri dönüştürülmüş araba lastiklerinin ve lastik-kum karışımlarının kullanıldığı çeşitli çalışmalarda deprem yalıtım etkisi yaratılmaya çalışılmıştır (Tsiayos vd., 2019).

Benzer şekilde farklı türdeki malzemelerin özelliklerinden faydalanıp alternatif kayma yüzeyleri olarak değerlendirilerek, düşük sürtünme katsayısına sahip uygun malzeme kombinasyonlarını belirlemeye yönelik çeşitli denemeler yapılmıştır. Örneğin cilalanmış yüzeye sahip mermer, mermer, kauçuk ve polietilenin sürtünme katsayısının 0.08–0.18 aralığında olduğu görülmüştür (Enokida vd., 2018). Temel yapı malzemeleri çelik ve beton olan sistemler için sürtünme katsayısı değeri ise göreceli olarak daha yüksek değerlerler almaktadır: çelik–çelik teması 0.8, beton–beton teması 0.4–0.5 (Tassios vd., 1987) ve çelik–beton teması 0.6–0.8 (Enokida vd., 2018) olarak raporlanmıştır. Bununla birlikte elimizde mevcut olan sürtünme azaltmaya yarayan tribolojik teknikler ve malzemelerle sürtünme katsayısı değeri dörtte bir oranında azaltılabilmektedir. Bu çalışmada, herhangi özel ve yüksek teknoloji gerektirmeyen yapı malzemeleriyle oluşturulmuş kayma yüzeyleri, "**modern yalıtım birimlerinde kullanılmayan uygun maliyetli**" kayma yüzeyi olarak tanımlanacaktır. Hedeflenen sürtünme katsayısına ulaşılmasında ve malzemelerin karakterizasyonu ve doğrulanması için çeşitli test protokolleri gerçekleştirilmiştir. Bu çalışma kapsamında yürütülen deneysel çalışmaların devam etmesinden dolayı sadece uygun maliyetli deprem koruma sistemlerinin geliştirilmesinde temel alınacak modelleme teknikleri ve sayısal analizlerin nasıl yürütüleceği aktarılacaktır. Yapısal performans bazında elde edilen önemli kazanımlar ise geleneksel yöntemlere göre tasarlanmış bir yapının sonuçlarıyla kıyaslanacaktır.

2 Sürtünme Tipi Yalıtım Birimleri ve Uygun Maliyetli Koruma Sistemlerinin Modelleme Yaklaşımları

Çağdaş deprem yönetmeliklerinde yapısal sistemlerin deprem davranışları ve göçme olasılığı açısından değerlendirerek performans bazlı tasarım çerçevesinde şekillenip rasyonel yöntemler sunmaktadır. Yapısal sistemler için en doğru yaklaşımlar zaman tanım alanında elde edilmektedir. Deprem taleplerinin önemli bir oranının deprem koruma cihazları tarafından karşılandığı sistemlerde genel davranışının tespiti için eşdeğer doğrusal olmayan sistemler kullanımı yapısal sistem özelliklerine bağlı olarak üç boyutlu sonlu elemanlar programlarında benzer kabuller yapılması durumunda birbirine yakın sonuçlar vermektedir. Deprem koruma sistemleri arasında deprem yalıtım sistemleri ve daha uygun maliyetli çözümler sunan yüksek teknoloji gerektirmeyen yaklaşımlar için idealdir. Gerçekleştirilen analizlerde üstyapının eşdeğer

doğrusal olmayan tek serbestlik dereceli sistem ve uygun maliyetli deprem koruma sistemi de ayrı bir serbestlik dereceli sistem olarak toplamda Çift Serbestlik Dereceli (ÇSD) sistem olarak modellenerek önerilen yaklaşımlar ve yapısal performansta meydana gelen iyileştirme araştırılmıştır. Geleneksel ankastre temelli sistemlerle karşılaştırmanın yapılabilmesi için koruma sisteminin üzerinde yer alan üstyapı da üç doğrudan oluşan doğrusal olmayan tek serbestlik dereceli sistem olarak modellenmiştir (Şekil 1).



Şekil 1. (a) Uygun maliyetli deprem koruma sistemi ÇSD model (b) geleneksel ankastre tabanlı yapısal model (c) üstyapı modellemesi için omurga eğrisi.

Tek Serbestlik Dereceli (TSD) geleneksel ankastre tabanlı yapı sistemi ve deprem koruma sistemi kullanılan modelin kolaylıkla karşılaştırılması için ÇSD modelde yer alan üstyapı modeli için de aynı özellikler kullanılmıştır. Eşdeğer TSD sistem modelleri yardımıyla sistemin hâkim titreşim modunda dinamik sistem özellikleri, taban kesme kuvveti, en büyük yer değiştirme ve devrilme momenti talepleri hesaplanabilmektedir. Oluşturulan ÇSD sistem için üst yapının esnekliğinin dikkate alınması yanında üst yapının doğrusal olmayan davranışına bağlı süneklik düzeyi de belirlenebilmektedir. Uygun maliyetli deprem koruma sistemlerinde farklı performans hedeflerine yönelik deprem koruma sistemi arayüzeyinde yapılabilecek değişikliklerle amaçlanan çevrimsel davranışının hareket denklemine uyarlanması ile mümkündür. Örneğin ek bir mekanizmayla merkezlenme sistemine sahip sistemler ilerleyen süreçte okuyucuyla farklı yayınlarda paylaşılacaktır. Bu çalışma kapsamında en uygun maliyetli ve en basit yaklaşım temel alınarak, merkezlenme özelliğinin kullanılmadığı düz yüzeyli deprem yalıtım sistemlerine benzer sistemlerin performansı araştırılmıştır. Deprem yalıtım sistemlerine göre daha yüksek sürtünme katsayısına sahip modelleme yaklaşımlarında tutunma-kayma davranışı çerçevesinde tanımlanan differansiyel denklem takımları çözümlenmiştir.

2.1 Ankastre Temelli Yapısal Sistem ve Üstyapı Modeli

Çalışma kapsamında geleneksel yöntemlere göre tasarlanmış yapı ve deprem koruma sisteminin üzerinde yer alan üst yapı Şekil 1b.'de gösterildiği şekilde temsil edilmiştir.

Eşdeğer TSD sistemin doğrusal olmayan davranışı için üç doğrulu omurga eğrisi kullanılmıştır (Şekil 1c). Sürtünme tipi yalıtım birimlerinde tutunma-kayma ilişkisi dikkate alındığında düz yüzeylerde tribolojik yaklaşımlar kullanılarak düzenlenecek uygun maliyetli koruma sistemlerinin davranışı kolaylıkla hesaplanabilir.

2.2 Deprem Koruma Sistemi ile Üstyapının Birlikte Modellenmesi

Çift Serbestlik Dereceli sistem modelinin davranışının yansıtılmasında hareket denkleminin serbestlik derecesine göre yazılan differansiyel denklem takımlarının çözümüyle hesaplanmaktadır. Hem üst yapının hem de deprem koruma sisteminin dinamik yüklemeler altında çevrimsel davranışı seçilen yer hareketi altında incelenmiştir. Sürtünme modelleri arasından en basit yaklaşım, Coulomb sürtünme modelinde yer alan kinematik sürtünme katsayısının en büyük statik sürtünmeye eşit olacak şekilde kullanımıdır. Tutunma ve kayma adı verilen durumla birlikte yön değiştirme ve statik sürtünmenin aşıldığı durumların tespitinde iki durumun dikkate alınması gereklidir. Konunun daha iyi anlaşılabilmesi için öncelikle çift serbestlik dereceli sistemde üstyapının doğrusal olduğu kabulünün dikkate alınması kullanılan kavramları kolaylaştıracaktır. Tutunma ve kayma durumu Denklem takımı 1-2'de gösterilmiştir. Sırasıyla tutunma durumunda hareket denkleminde kullanılan m_1, c_1 ve k_1 üstyapının kütlesini, viskos sönüm oranını ve elastik sistem için rijitliğini m_0, μ ve *g* deprem koruma sistemi üzerinde yer alan kütleyi, sürtünme katsayısını ve yer çekimi ivmesini göstermektedir. Kayma durumunda benzer şekilde kurulan denklem takımlarında *ts0* hareketin başladığı anı temsil etmektedir. Denklem 1 ve Denklem 2'de anlık zaman değişimi sırasıyla *t* ve *ts*, tutunma ve kayma durumlarında kullanılırken Denklem 3 *ts0* dikkate alınarak *t* ve *ts* arasındaki ilişkiyi temsil etmektedir. Denklem 2'de yer alan Fs parametresi ise sürtünme katsayısı ve toplam kütleye bağlı olarak hesaplanan kayma kuvveti olarak adlandırılabilir.

$$m_1(\ddot{x}_1(t) + \ddot{x}_g(t)) + c_1\,(\dot{x}_1(t) - \dot{x}_0(t)) + k_1(x_1(t) - x_0(t)) = 0 \quad (1)$$
$$m_0(\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}_g(t)) - c_1\,(\dot{x}_1(t) - \dot{x}_0(t)) - k_1(x_1(t) - x_0(t)) = \mu(t)(m_1 + m_0)g$$

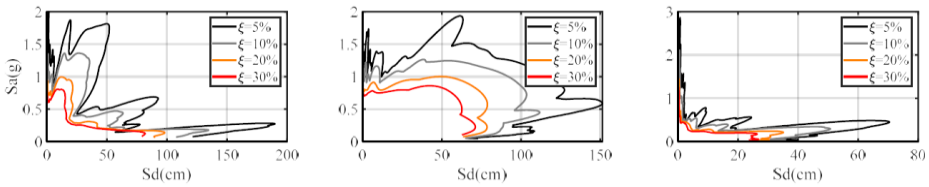
$$\ddot{x}_1(ts) + \ddot{x}_g(ts) + \frac{c_1}{m_1}\,(\dot{x}_1(ts) - \dot{x}_0(ts)) + \frac{k_1}{m_1}(x_1(ts) - x_0(ts)) = 0 \quad (2)$$
$$(\ddot{x}_0(ts) + \ddot{x}_g(ts)) - \frac{c_1}{m_0}\,(\dot{x}_1(ts) - \dot{x}_0(ts)) - \frac{k_1}{m_0}(x_1(ts) - x_0(ts)) = Fs/(m_0)sgn(\dot{x}_0(ts))$$

$$ts = t - ts0 \quad (3)$$

Belirtilen denklem takımlarının çözümü zaman-tanım alanında Matlab (2022) programında yazarlar tarafından hazırlanan subroutinler yardımıyla çözülmüştür. Bölüm 2.1'de aktarılan üç doğrulu sistemin uygun bir şekilde hareket denkleminin yapısal direnç bileşeninde dikkate alınmasıyla doğrusal olmayan davranış hesaplanmaktadır. Yapısal sistemin omurga eğrisinde kullanılan ikincil ve üçüncül rijitlik, elastik rijtilik değerinin oranları olarak belirlenmiştir.

3 Zaman-Tanım Alanında Sonuçların Değerlendirilmesi

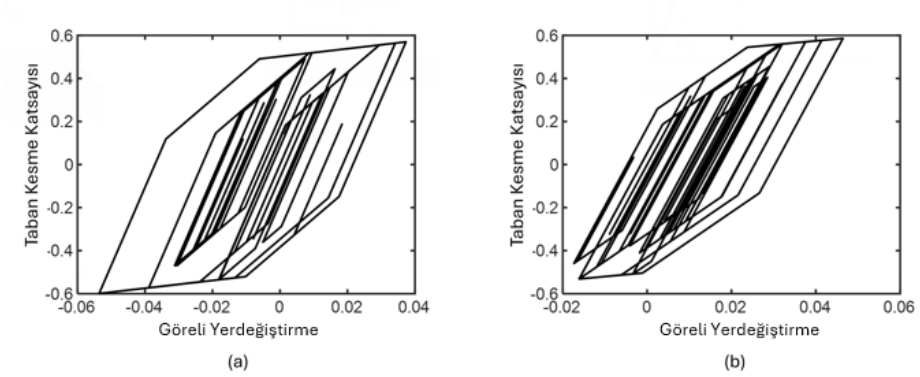
Doğu Anadolu Fayı'nın şehir merkezlerinden geçen segmentlerinin kaynak özellikleri ve karmaşık fay mekanizmalarına sahip olması 6 Şubat 2023'te meydana gelen depremlerde büyük çaplı bir yıkıma neden olmuştur (Yenidoğan, 2024; Hisada vd., 2024; Reitman vd., 2023). Yapısal sistemler için zararlı olabilecek yakın saha depremlerinin etkileri (Melgar vd., 2023; Barbot vd., 2023; Somerville vd., 2003; Spudich vd., 2004) Antakya şehir merkezinde alınan kayıtlara yakın olan yerlerde birçok binanın toptan göçmesine neden olmuştur. Türkiye'nin yaklaşık 1/7'sine karşılık gelen geniş bir bölgeyi etkileyen depremler dikkate alındığında Hatay ili sınırlarında hasarın yoğunlaştığı saha gezilerinde gözlemlenmiştir (Yenidoğan, 2024; Hisada vd., 2024). Bu yüzden Antakya merkezde yıkımın yoğunluştuğu yerde AFAD istasyonları tarafından kaydedilmiş depremler (AFAD, 2023) kullanılarak önerilen yaklaşımın kazanımları zaman tanım alanında gerçekleştirilen analizlerle tespit edilmiştir. Analizlerde 6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen Pazarcık depreminde geleneksel yapılarda yüksek talep parametreleri doğuran kayıtlardan birisi kullanılarak bu çalışma içerisinde sonuçlar kıyaslanmıştır. Deprem kaydının İvme-Deplasman-Davranış Spektrumu (İDDS) Şekil 2'de gösterilmiştir.



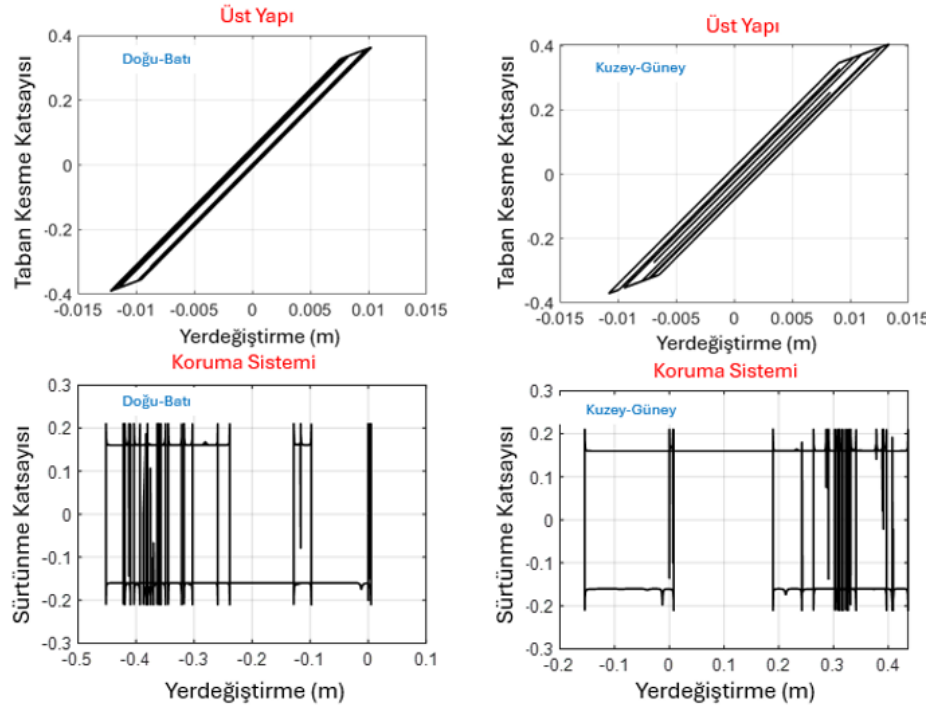
Şekil 2. Seçilen deprem kaydının yatay ve düşey bileşenlerinin değişen eşdeğer sönüm oranına (ξ) göre İDDS formatında gösterimi.

Geleneksel yöntemlere göre tasarlanmış ankastre temelli sistemin üç doğrulu doğrusal olmayan omurga eğrisi temel alınarak elde edilen çevrim eğrimleri ve ulaşılan göreli kat ötelemesi oranları seçilen kayıtlar için Şekil 3'te gösterilmiştir.

Deprem koruma sisteminin uygulandığı ve genel davranışı temsil etmek üzere Çift Serbestlik Dereceli taşıyıcı sistemin, üstyapının doğrusal olmayan davranışını da temsil edecek şekilde differansiyel denklem takımlarının çözümü tanımlanmaktadır. Çift Serbestlik Dereceli deprem koruma sistemi Antakya merkezde aynı istasyondan alınan iki yatay kayıt altında taban kesme kuvveti ve göreli kat ötelemesi oranına göre değişimini gösteren histeretik çevrimleri Şekil 4'te verilmiştir. Şekil 3 ve Şekil 4'te elde edilen analiz sonuçları kıyaslanmıştır ve çevrimlerden de görüleceği gibi üstyapı hasarlarında ciddi bir azalım gözlenmiştir.



Şekil 3. TSD olarak modellenen üstyapının Antakya merkezinden alınan kayıtlar altında taban kesme kuvveti ve göreli kat ötelemesi oranına göre değişimi.



Şekil 4. Deprem koruma sisteminin ve üstyapının Antakya merkezde bir istasyondan alınan yatay deprem altında davranışı.

4 Sonuç

Maliyeti uygun deprem koruma sisteminin uygulanabilirliği, sürtünme katsayısının değişiminin istenilen seviyelerde kontrol edilebilir değişimler göstermesi, tutarlı çözümler elde edilmesini sağlamıştır. DD-1 Deprem yer hareketi seviyesini aşan ve tasarımda olağan dışı depremler olarak tarif edilebilecek kayıtlar altında geleneksel yöntemlere göre binanın ankastre temelli olduğu ve yüksek sürtünme katsayısına sahip tutunma-kayma ilişkisini sağlayan uygun maliyetli deprem koruma sisteminin kıyaslanması durumunda üstyapı olağan dışı depremler altında kıyaslandığında elastik ötesi davranışın geleneksel yöntemlere göre tasarlanmış yapıya göre daha düşük düzeyde kaldığı gözlemlenmiştir. Bu çalışmada düz yüzeyli kayma arayüzeyinde uygun detaylandırmaların kullanılmasına rağmen merkezleme yeteneğinden yoksun olmasından dolayı deprem talep parametresinin artmasıyla birlikte kalıcı yerdeğiştirmelerin önemli seviyelere çıkabileceği gözlemlenmiştir. Bu durumun önlenmesi için yazarlar tarafından geliştirilen yaklaşımların modellenilmesi ve deneysel sonuçlarına yönelik alternatif çözümlerle ilgili irdelemeler yapılması gerekmektedir.

Kaynakça

1. AFAD. Turkish Accelerometric Database and Analysis System. 2023. Available online: https://tadas.afad.gov.tr/ (accessed on 10 February 2025).
2. Barbot S, Luo H, Wang T, Hamiel Y, Piatibratova O, Javed MT, Braitenberg C, Gurbuz G (2023) Slip distribution of the February 6, 2023 M_w 7.8 and M_w 7.6, Kahramanmaraş, Turkey earthquake sequence in the East Anatolian fault zone. Seismica 2(3).
3. Calabrese A, Spizzuoco M, Serino G, Della Corte G, Maddaloni G (2015) Shaking table investigation of a novel, low-cost, base isolation technology using recycled rubber. Struct Contr Health Monit 22:107–22, https://doi.org/10.1002/stc.1663.
4. Enokida R, Nagae T (2018) Seismic damage reduction of a structural system based on nontraditional sliding ınterfaces with graphite lubrication. J Earthq Eng 22:666–86.
5. Fenz DM, Constantinou MC (2006) Behaviour of the double concave Friction Pendulum bearing. Earthq Eng Struct Dynam, https://doi.org/10.1002/eqe.589.
6. Hisada Y, Tanaka S, Kurata M, Yenidogan HC, Fukui H, Kobayashi H, Nagae T (2024) Near-fault strong motion, surface rupture and building damage by the 2023 Kahramanmaraş earthquake. In Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy, 30 June–5 July, 1:1–10.
7. Kelly JM (1986) Aseismic base isolation: review and bibliography. Soil Dynam Earthq Eng 5(4):202–216, https://doi.org/10.1016/0267-7261(86)90006-0.
8. Melgar D, Taymaz T, Ganas A, Crowell B, Öcalan T, Kahraman M, Tsironi V, Yolsal-Çevikbil S, Valkaniotis S, Irmak TS et al (2023) Sub- and super-shear ruptures during the 2023 M_w 7.8 and M_w 7.6 earthquake doublet in SE Türkiye. Seismica 2:1–10.
9. Mokha A, Constantinou MC, Reinhorn AM, Zayas VA (1991) Experimental study of friction-pendulum isolation system. J Struct Eng 117:1201–17, https://doi. org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:4(1201-1217).

10. Nanda RP, Shrikhande M, Agarwal P (2016) Low-cost base-isolation system for seismic protection of rural buildings. Pract Period Struct Des Construct 21:04015001, https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000254.
11. Reitman NG, Reitman NG, Briggs RW, Barnhart WD, Hatem AE, Jobe JAT, DuRoss CB, Gold RD, Mejstrik JD, Collett C et al (2023) Rapid Surface Rupture Mapping from Satellite Data: The 2023 Kahramanmaraş, Turkey (Türkiye), Earthquake Sequence. Seism Rec 3:289–298
12. Somerville PG (2003) Magnitude scaling of the near fault rupture directivity pulse. Phys Earth Planet Inter 137(1-4):201-212.
13. Somerville PG, Smith NF, Graves RW, Abrahamson NA (1997) Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity. Seism Res Lett 68:199–222.
14. Spudich P, Chiou BS, Graves RW, Collins KR, Somerville PG (2004) A formulation of directivity for earthquake sources using ısochrone theory; U.S. Geological Survey Open-File Report 2004-1268, US Geological Survey: Reston, VA, USA.
15. Spizzuoco M, Calabrese A, Serino G (2014) Innovative low-cost recycled rubber–fiber reinforced isolator: experimental tests and Finite Element Analyses. Eng Struct;76:99–111, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.001.
16. Tassios TP, Vintzeleou EN (1987) Concrete-to-Concrete friction. J Struct Eng;113 (4): 832–849, https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:4(832).
17. The MathWorks, Inc. (2022). MATLAB version: 9.13.0 (R2022b). Accessed: January 01, 2023. Available
18. Tsiavos A, Alexander NA, Diambra A, Ibraim E, Vardanega PJ, Gonzalez-Buelga A, et al. (2019) A sand-rubber deformable granular layer as a low-cost seismic isolation strategy in developing countries: experimental investigation. Soil Dynam Earthq Eng 125:105731, https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105731.
19. Turer A, Ozden B (2008) Seismic base isolation using low-cost scrap tire pads (STP). Mater Struct 41:891–908. https://doi.org/10.1617/s11527-007-9292-3.
20. Türk Bina Deprem Yönetmeliği-2018 (TBDY-2018); AFAD: Ankara, Türkiye, 2018.
21. Yenidoğan C (2024) 6 Şubat 2023 Depremleri ve Saha Gözlemlerine Dayalı Bina Hasarları Hakkında Ön Değerlendirme. Turk J Civ Eng 35:75–113.
22. Yenidogan C (2021) Earthquake-resilient design of seismically isolated buildings: a review of technology. Vibration 4:602–47, https://doi.org/10.3390/vibration4030035.
23. Yenidogan C, Erdik M (2016) A comparative evaluation of design provisions for seismically isolated buildings. Soil Dyn Earthq Eng 90:265–86, https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.08.016.
24. Yenidogan C (2025) Evaluation of overall seismic performance of RC structures and effectiveness of seismic ısolation technology under extreme events: February 6, 2023, Earthquakes. Buildings 15:990, https://doi.org/10.3390/buildings15060990.
25. Zayas V, Low S, Mahin S (1987) The FPS earthquake resistant system. Experimental report UC Berkeley, Report No. UCB/EERC-87/01).

Yatay Deprem Etkilerinin Birleştirmesinde İnelastik Hız Spektrumunun Kullanılması: 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremleri Örneği (M_w 7.9, 7.8)

Oguz Koz[1][0000-0003-0124-3576] , Asma Yahioaui [2][0000-0001-8034-7079] ,
Oğuz Cem Çelik[1][0000-0001-9448-2562].

[1] İstanbul Teknik Üniversitesi, Mimarlık Fakültesi, Yapı ve Deprem Mühendisliği Birimi, Taşkışla, Taksim, 34437 İstanbul, Türkiye
[2] Houari Boumediene Bilim ve Teknoloji Üniversitesi (USTHB), İnşaat Mühendisliği Fakültesi, 16111, Cezayir, Cezayir
oguz.koz@itu.edu.tr

Özet. Deprem yönetmelikleri ve standartları, binalar ve köprüler için çok yönlü deprem etkileri altında basitleştirilmiş birleştirme kurallarının kullanılmasını öngörmektedir. Yapılardaki en elverişsiz iç kuvvetler ve göçmeye ulaşma genellikle deprem hareketinin bileşik etkileri nedeniyle oluşur. Bu çalışmanın amacı, deprem yönetmelikleri ve standartlarında binalar için %30, köprüler için ise %40 olarak belirtilen yatay deprem etkilerinin birleştirilmesinde kullanılan kombinasyon katsayılarının geçerliliğini yeniden incelemektir. Bu inceleme, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerine ilişkin ivme kayıtları kullanılarak, farklı süneklik (μ=1, 2, 4, 8) ve sönüm oranlarına (ξ = 0.0, 0.05, 0.20, 0.50) sahip yapılar için gerçekleştirilmiş, böylece ortaya çıkan yoğun hasar ve göçmelerde bu katsayının rolü açıklanmaya çalışılmıştır. Bu amaçla, Kahramanmaraş depremlerinde büyük hasarın gözlemlendiği bölgelerde bulunan 60 farklı istasyon seçilmiştir. Seçilen istasyonların yatay doğrultularındaki ivme kayıtları kullanılarak (Pseudo) inelastik hız spektrum eğrileri oluşturulmuş ve spektrum şiddeti (Housner şiddeti) değerleri sayısal olarak hesaplanmıştır. Yatay deprem etkilerinin birleştirmesinde kullanılan katsayılar, bileşke spektrum şiddetinin, asal doğrultudaki spektrum şiddetine ek olarak diğer doğrultunun katkısının asal bileşenin belirli bir yüzdesi ile hesaplanması, diğer bir deyişle, bileşke spektrum şiddetinin, asal doğrultu spektrum şiddetine diğer doğrultunun katkısının belirli bir yüzdesi eklenerek eşitlenmesi ile belirlenmiştir. Yapılan analizler doğrultusunda, dünyadaki mevcut yapı yönetmelikleri, öngörülen kombinasyon kuralları bağlamında ele alınmış ve değerlendirilmiştir. Elde edilen bulgular, yönetmeliklerde bulunan deprem kombinasyon katsayılarının belirli bölgelerde ve belirli bir yapı grubu için yetersiz kaldığını (örneğin, maksimum %44'lere ulaştığını) ve çok yıkıcı depremlerde farklı bina önem katsayısı ve yapı sönüm oranlarına sahip yapı türleri için bu değerlerin yeniden değerlendirilmesi gerektiğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: İnelastik Hız Spektrumu, Deprem Kombinasyon Katsayıları, Housner Şiddeti.

1 Giriş

Deprem sırasında yapıların maruz kaldığı yer hareketleri altı bileşenden oluşur; bunlar arasında yatay düzlemdeki iki bileşen ile düşey doğrultudaki bir bileşen, binalar üzerinde genellikle en yıkıcı etkileri gösterir (Khaled vd., 2011). Yapıların yatay doğrultudaki rijitlikleri, düşey doğrultuya göre genellikle daha az olup yatay bileşenlerde daha fazla yerdeğiştirmeler meydana gelir. Bu nedenle, çoğu deprem yönetmeliği tasarım aşamasında bu iki yatay /ortogonal bileşenin birlikte dikkate alınmasını zorunlu kılar. Bu kapsamda, deprem yönetmeliklerinde ortogonal deprem bileşenlerinin etkisini birleştirmek için yaygın olarak üç temel yöntem kabul edilmiştir: tam kuadratik kombinasyon (CQC3), kareler toplamının karekökü (SRSS) ve yüzde kuralı. Özellikle yüzde kuralı, çift doğrultulu etkileri hesaba katmada tasarımcılar tarafından standart uygulama olarak benimsenmiş yaygın bir yöntemdir (Wang vd., 2019); bu yöntem, ana deprem doğrultusundan %100 ve diğer doğrultudan ise %30 ya da %40 oranında katkı alınmasını öngörür.

Genel bir yaklaşık hesaplama yöntemi olarak bilinen ve literatürde "%30 kuralı" şeklinde anılan yaklaşım, ilk olarak Rosenblueth ve Contreras (1977) tarafından önerilmiş, ardından çoğu ulusal ve uluslararası tasarım yönetmeliği tarafından da benimsenmiştir. %30 birleşim kuralı, ana deprem doğrultusundaki toplam etkinin %100'ü ile bu doğrultuya dik olan yatay deprem etkisinin %30 katkısının birlikte değerlendirilmesini ifade etmektedir. Söz konusu kural, Eurocode 8 (2004), ASCE 7-22 (2022), Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018), Kanada Ulusal Bina Yönetmeliği (NBCC-2020), Uluslararası Bina Yönetmeliği (IBC 2018), GB50011 – Çin Deprem Yönetmeliği (2010), ATC 3-06 (1978), Kaliforniya Sismik Tasarım Kriterleri (CALTRANS, 2013), Yeni Zelanda Deprem Yönetmeliği (2005) ve İran Deprem Yönetmeliği gibi başlıca bina yönetmeliklerinde standart olarak kabul edilmiştir. Buna karşılık, %40 birleşim kuralı ise daha çok köprü tasarım ve güçlendirme yönetmeliklerinde benimsenmiş olup başlıca ATC-32 (1996) ve ABD Federal Karayolları İdaresi'nin (FHWA) "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges" (FHWA-HRT-06-032, 2006) belgelerinde önerilmektedir (ATC32, 1996; FHWA, 2006).

Depreme dayanıklı tasarımda süneklik, bir yapının elastik olmayan (inelastik) davranış bölgesinde önemli bir dayanım kaybı yaşamaksızın büyük genlikli çevrimsel şekildeğiştirmelere maruz kalabilme yeteneğini ifade eder. Bu çevrimsel şekildeğiştirmeler sırasında sünek yapılar önemli miktarda enerji sönümleyebilir (Park, 1999). Deprem yönetmeliklerinde inelastik davranış etkileri, bir taşıyıcı sistem davranış katsayısı aracılığıyla dikkate alınmaktadır; ancak, bu katsayının değeri farklı tasarım yönetmeliklerinde değişkenlik göstermektedir. TBDY-2018'de bu katsayı, seçilen süneklik düzeyine bağlı olarak 2.5 ile 8 arasında değişmektedir. Eurocode 8'de ise davranış katsayısı (q), düşük, orta ve yüksek süneklik sınıflarına göre 1.5 ile 5.85 aralığında tanımlanmaktadır. Öte yandan, ASCE 7-22 yönetmeliğinde davranış katsayısı değerleri ise 3 ile 8 arasında belirlenmiştir.

6 Şubat 2023 tarihli Kahramanmaraş depremleri, Doğu Anadolu Fayı'nın güneybatı segmentinde meydana gelmiş ve aralarında konutlar, köprüler, hastaneler ve tarihi yapılar da bulunan 2 milyonun üzerinde yapıda önemli hasara neden olmuştur (Celik vd., 2024). Ayrıca bu depremlerde 50.000'den fazla insan hayatını kaybetmiştir. Yapılan incelemelere göre, hasarın temel nedenleri olarak yapısal elemanlarda kullanılan yetersiz malzeme kalitesi, yapısal düzensizlikler ve zayıf zemin koşulları öncelikle gösterilmektedir. Bununla birlikte, ortogonal deprem bileşenlerinin yapısal davranış üzerindeki etkisi ise literatürde sınırlı sayıda çalışmada ele alınmıştır (Yahiaoui, 2025). Literatürdeki mevcut çalışmaların çoğunda, iki doğrultulu deprem etkisinin değerlendirilmesi amacıyla farklı deprem kayıtları analiz edilmiş ve yapı yönetmeliklerinde önerilen birleşim kurallarının genellikle güvenli tarafta (emniyetli) ve yeterli olduğu sonucuna varılmıştır (Khaled vd., 2011;Sesigur vd., 2004). Benzer şekilde, üç doğrultulu deprem etkilerinin elastik ve elastik olmayan sistemler üzerindeki etkisini irdeleyen çalışmalarda da mevcut birleşim kurallarının genellikle yeterli olduğu gözlenmiştir (Sesigur vd, 2007; Sesigur vd., 2009; Sesigur vd., 2011).

Mevcut yapı yönetmeliklerinde önerilen birleşim kurallarının güvenli olup olmadığının değerlendirilmesi amacıyla bu çalışma kapsamında, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinin çift yönlü etkileri farklı süneklik düzeylerine sahip (μ = 1, 2, 4, 8) ve sönümsüzden yüksek sönümlü sistemlere (örneğin sismik izolatörlü ya da sönümleyicili) kadar (ξ = 0, 5, 20, 50) farklı yapı tipleri için yeniden değerlendirilmiştir. Küçük süneklik değerleri yığma/kargir yapılar ve standart altı mevcut betonarme yapılar içindir. Elde edilen sayısal sonuçlar, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerine özgü olarak ortaya çıkan yoğun hasar ve göçmelerin bir nedeninin de ortogonal deprem etkilerinden kaynaklanabileceğini göstermektedir.

2 Veri seti

Analizlerde kullanılacak ivme kayıtlarının seçimi kapsamında, Kahramanmaraş Pazarcık ve Elbistan depremleri için en yüksek PGA (maksimum yer ivmesi) değerine sahip 30'ar adet ivme kaydı, TADAS-AFAD veri tabanından elde edilmiştir (AFAD, 2024). AFAD'da sunulan verilerin işlenmemiş olduğu ve işlenmiş verilerin kullanılmasının sonuçları bir miktar etkileyebileceği belirtilmelidir. Bu nedenle, belirlenen frekans bandı içinde kuvvetli yer hareketi karakteristikleri değiştirilmeden, veri setine filtreleme işlemi uygulanmıştır. Filtreleme yöntemi, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinin özelliklerini inceleyen Jinjun Hu ve arkadaşlarının (Hu vd., 2023) çalışmasından alınmıştır. Bu kapsamda, 0.07~30 Hz alt ve üst kesme frekanslarına sahip, dördüncü dereceden Butterworth non-causal filtre kullanılmıştır. Söz konusu çalışmada ayrıca, Pazarcık depremine ait 3146, 0201 ve 4632 kodlu, Elbistan depremine ait ise 4631, 0213 ve 4414 kodlu istasyonlardan elde edilen kayıtların, önemli miktarda gürültü içermeleri ve dalga formlarındaki bozukluklar nedeniyle düşük kaliteli olduğu belirtilmiştir. Benzer şekilde, Tang vd. (2024), 4630, 4629, 4632, 2707 ve 2709 kodlu istasyonların deprem sırasında hasar gördüğünü ve bu

nedenle kayıtlarının güvenilir olmadığını raporlamıştır. Bu türden nedenlerle, söz konusu istasyonlara ilişkin veriler analiz dışında tutulmuştur.

3 İzlenen Yöntem

Bu çalışmada, inelastik tepki spektrumlarının hesaplanmasında basitlik için ideal elastoplastik davranış modeli esas alınmıştır. Modelde, pekleşme oranı sıfır olarak kabul edilmiştir. Hesaplamalar, Chopra (2026) tarafından önerilen yöntem esas alınarak gerçekleştirilmiştir. Kuvvetli yer hareketi verilerinin işlenmesi ve analizlerin yürütülmesi amacıyla ise Matlab tabanlı OpenSeismoMatlab yazılımının (Papazafeiropoulos vd., 2024) Python ile yeniden düzenlenmiş durumu olan gmspy (2024) açık kaynak kodu kullanılmıştır. İnelastik tepki spektrumları dört farklı süneklik oranı (μ=1,2,4,8) ve buna ek olarak dört farklı sönüm oranı (0.0, 0.05, 0.2 ve 0.5) için oluşturulmuştur. Sonrasında, bir depremin hasar potansiyelini değerlendiren Housner şiddeti (SI) Denklem (1) kullanılarak hesaplanmıştır (Yahiaoui vd., 2025; Sesigur vd., 2004, 2007, 2009, 2011). Burada, PS_v pseudo hız spektrumunu, T tek serbestlik dereceli sistemin temel periyodunu, ζ ise sönüm oranını ifade etmektedir.

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} PS_v(\zeta, T, dt)dT \tag{1}$$

Yapı/deprem yönetmeliklerinde çift doğrultulu etkiler genellikle %30 ya da %40 katkı esasına dayanan birleşim kuralları yoluyla dikkate alınmaktadır. Bu durum, depremin ana doğrultusundaki etkinin %100'ü ile buna dik doğrultudaki etkinin %30 ya da %40 oranındaki katkısının birlikte değerlendirilmesi anlamına gelmektedir. Bu birleşim kuralları, Denklem (2) ve (3)'te belirtilen şekillerde ifade edilmektedir.

$$E_{XY} = E_X + \lambda_1 E_y \tag{2}$$

$$E_{XY} = \lambda_2 E_x + E_y \tag{3}$$

Burada λ_1 ve λ_2, iki ortogonal deprem kaydı dikkate alındığında diğer deprem doğrultusundaki katkı yüzdesini temsil etmektedir. Ancak, yapı yönetmeliklerinde önerilen %30 ya da %40 gibi birleşim katsayıları genellikle yalnızca ana doğrultudaki ivme kaydına dayalı olarak belirlenmektedir. Bu bağlamda, yapı yönetmeliklerinde kullanılan birleşim kurallarının uygunluğunu değerlendirmek amacıyla aşağıda tanımlanan α katsayısı özellikle önem taşımakta olup Denklem (4)'te verildiği şekilde hesaplanabilmektedir.

$$E_{xy} = E_x + \alpha E_x \tag{4}$$

λ_1, λ_2 ve α katsayıları sırasıyla Denklem (5), (6) ve (7)'de verildiği şekliyle yazılabilirler:

$$\lambda_1 = (SI^{xy} - SI^x)/SI^y \tag{5}$$

$$\lambda_2 = (SI^{xy} - SI^{y})/SI^{x} \quad (6)$$

$$\alpha = \frac{SI^{xy}}{SI^{x}} - 1 \quad (7)$$

Burada x, maksimum iç kuvvetleri oluşturan deprem doğrultusunu ifade etmektedir. SI^x, SI^y ve SI^{xy} ise sırasıyla iki dik doğrultudaki (x,y) ve bileşke (xy) doğrultudaki Housner şiddetlerini temsil etmektedir. Housner şiddeti önemli bir aralıktaki değişik türden yapıları temsil etmekte olup yapısal hasarla doğrudan ilişkilidir.

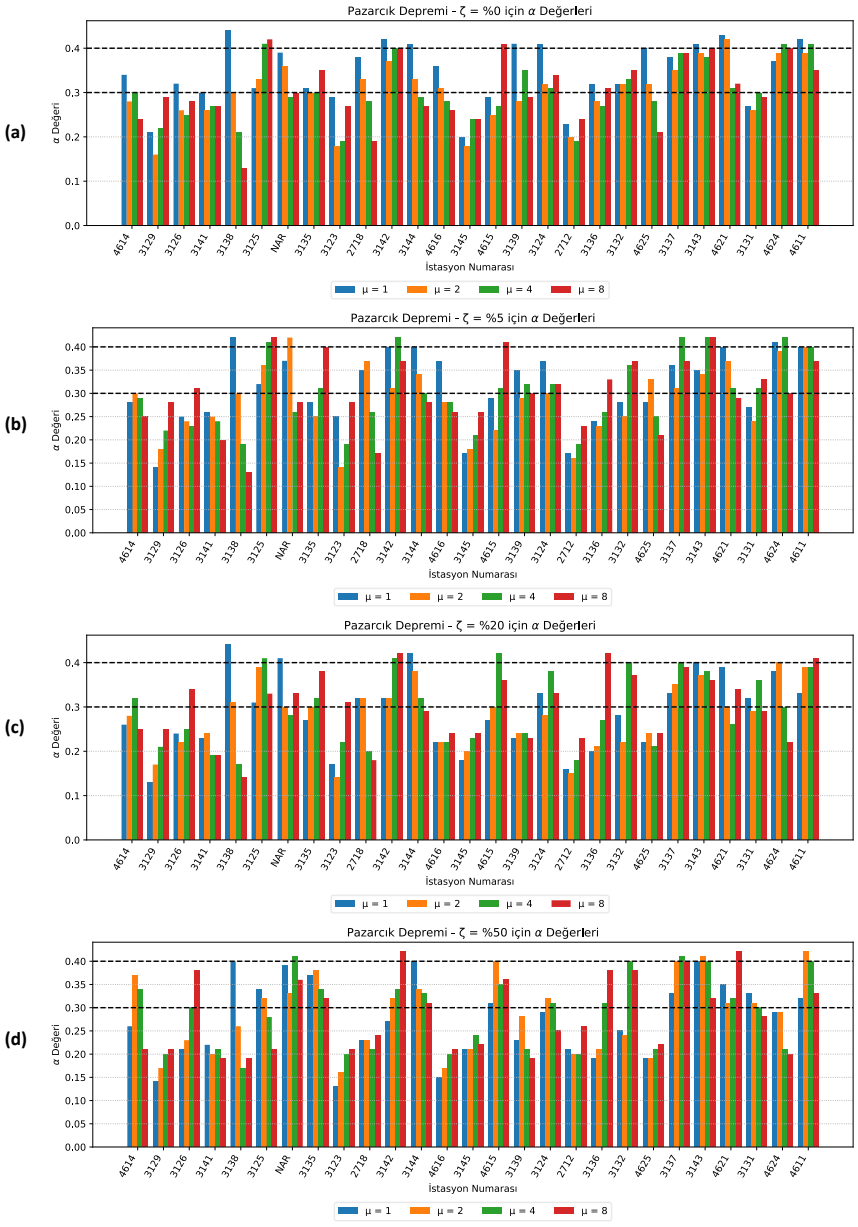
4 Sayısal Bulgular ve Değerlendirme

4.1 Pazarcık Depremi için Yatay Deprem Birleştirme Katsayıları

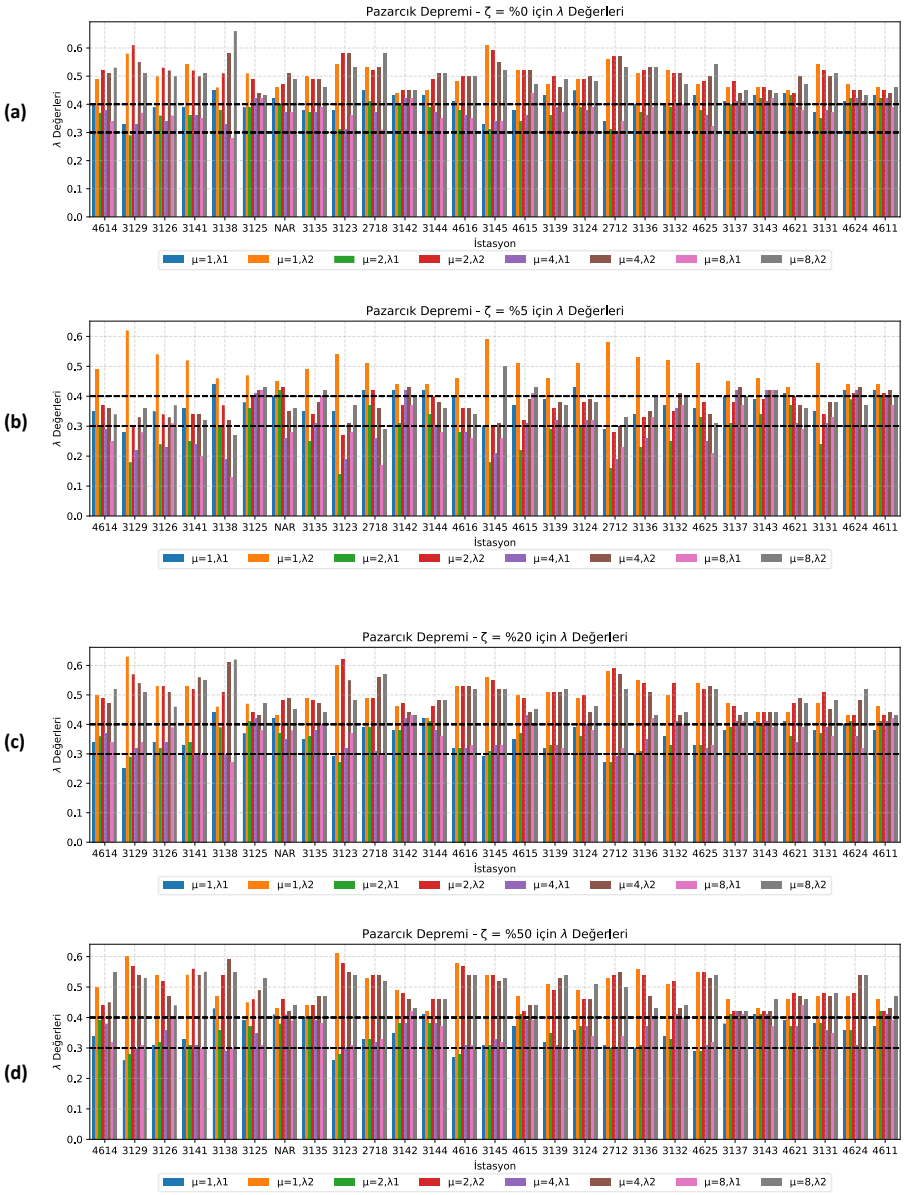
Pazarcık depremi için 27 istasyondan elde edilen verilerle yapılan analizler sonucunda elde edilen α değerleri Şekil 1'de, λ_1 ve λ_2 değerleri ise Şekil 2'de sunulmuştur. Bu sayısal sonuçlara göre aşağıda verilen değerlendirmeler mümkündür:

- Sönümsüz sistemlerde (ζ=0), süneklik katsayısı değeri (μ) 1 iken, 21 istasyonda α katsayısı %30 değerini aşmış, 9 istasyonda ise %40 değerine ulaşmış ya da bu değeri geçmiştir. Süneklik katsayısı 2 olduğunda, 16 istasyonda α katsayısı %30 ve üzeri değerler alırken, yalnızca bir istasyonda %40'ın üzerinde bir değer gözlenmiştir. μ=4 için ise 13 istasyonda α katsayısı %30 ve üzeri, dört istasyonda ise %40 ve üzerinde bulunmuştur. Son olarak, μ=8 olan sistemlerde 13 istasyonda α katsayısı %30 ve üzeri, beş istasyonda ise %40 değerini aşmış ya da bu değere ulaşmıştır.
- Binaların depreme göre tasarımında yaygın olarak kullanılan %5 sönüm oranı için elastik durumda (μ=1), 14 istasyon binalar için önerilen %30 eşik değerini aşmıştır. İncelenen inelastik bölgede ise μ=2 olduğunda 14 istasyon %30 değerini aşmıştır. μ=4 için, 14 istasyon %30 değerini aşmıştır. Son olarak, μ=8 olduğunda, 14 istasyon %30 değerini aşmıştır. Bu sonuçlar, yönetmeliklerde belirtilen %30 sınırını aşan istasyonların toplam istasyonların yaklaşık %50'sini oluşturduğunu ve bunun da oldukça yüksek bir oran olduğunu göstermektedir.
- %5 sönüm oranı ve tasarım yönetmeliklerindeki %40 sınırına göre bir değerlendirmede μ=1 için 6, μ=2 için 2, μ=4 için 6 ve μ=8 için ise 4 istasyon bu değere ulaşmış ya da üzerinde sonuç vermiştir.
- %20 sönüm oranı için, elastik durumda α değeri 13 kayıtta %30 sınırını, 4 kayıtta ise %40 değerine aşmıştır. Süneklik katsayısı 2 olduğunda, 13 istasyon %30 değerini aşmış, %40 sınırı ise μ=2 için 1, μ=4 için 5 kayıtta aşılmış ya da eşitlenmiştir. μ=8 için ise sırasıyla 14 ve 3 istasyon %30 ve %40 sınırlarını aşmıştır.
- %50 sönüm için, μ=1 durumunda 11 istasyon %30'u geçerken, 3 istasyon %40'a ulaşmıştır. μ=2 için 13 istasyon %30'u aşmış, 4 istasyon %40 sınırını geçmiştir. μ=4 durumunda 15 istasyon %30'u ve 5 istasyon %40'ı aşmıştır. μ=8 için ise 12 istasyon %30'u ve 3 istasyon %40'ı aşmıştır.

Bu bulgular doğrultusunda, tüm sönüm oranları ve μ = 1 ile 8 arasındaki süneklik katsayıları dikkate alındığında, incelenen istasyonların yaklaşık %50'sinde %30 kuralının aşıldığı sonucuna varılmıştır.



Şekil 1. Pazarcık Depremi için ζ= a) %0, b) %5, c) %20, d) %50 durumları için hesaplanan α değerleri.



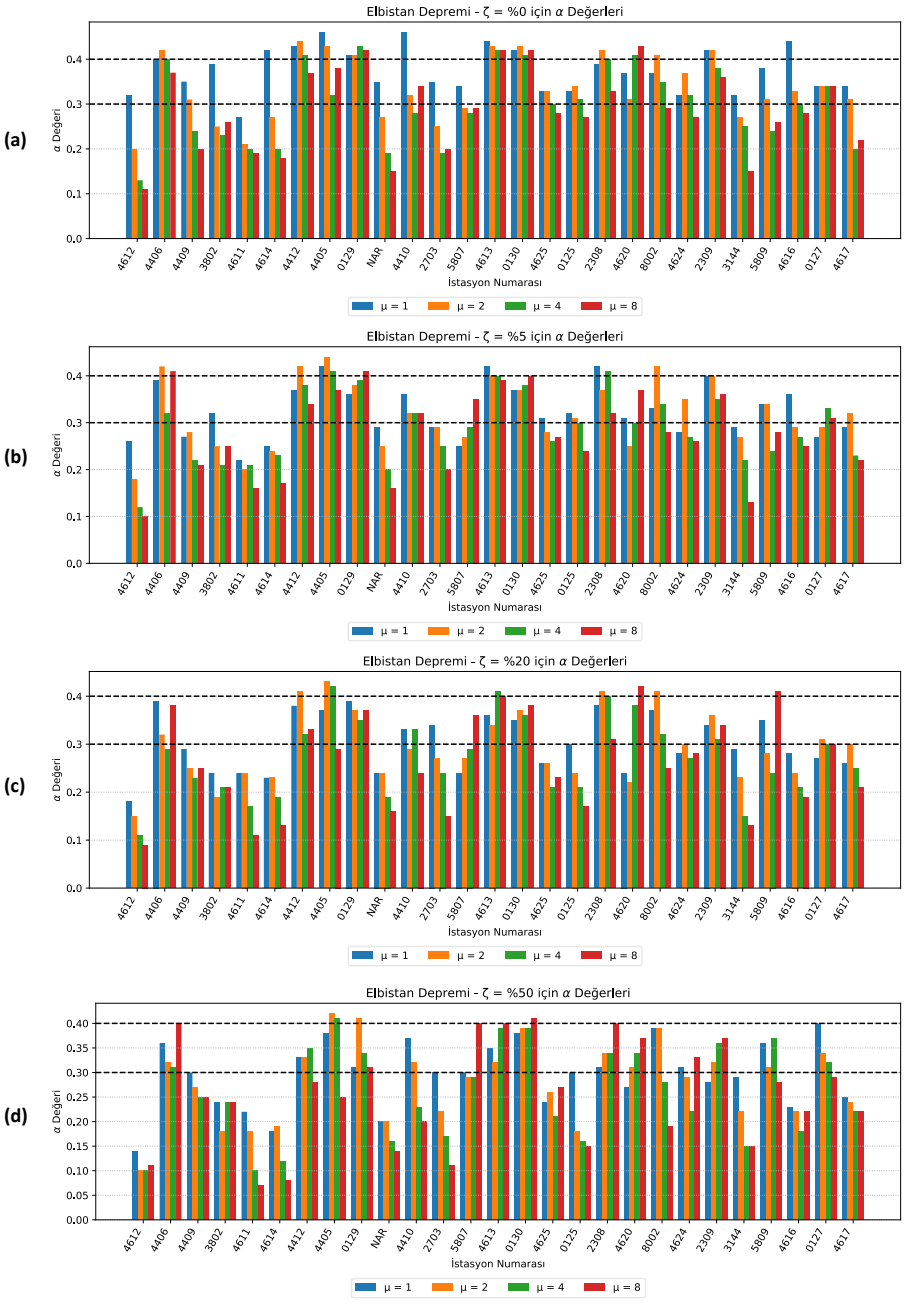
Şekil 2. Pazarcık Depremi için ζ= a) %0, b) %5, c) %20, d) %50 durumları için hesaplanan λ değerleri.

4.2 Elbistan Depremi için Yatay Deprem Birleştirme Katsayıları

Elbistan depremine ilişkin 27 istasyondan elde edilen veriler kullanılarak yapılan analizler sonucunda elde edilen α değerleri Şekil 3'te, λ_1 ve λ_2 değerleri ise Şekil 4'te sunulmuştur. Sayısal sonuçlara göre aşağıdaki değerlendirmeler mümkündür:

- Sönümsüz (ζ=0) sistemlerde, elastik durumda (μ=1) 16 kayıt %30 sınırını aşarken, 10 kayıt %40 sınırını geçmiştir. Süneklik katsayısı μ=2 olduğunda, %30 sınırını aşan kayıt sayısı 19'a çıkmış ve %40 sınırını aşan kayıt sayısı 9'dur. μ=4 için bu değerler sırasıyla 15 ve 6 olarak gözlemlenmiştir. Son olarak, μ=8 durumunda 11 kayıt %30 sınırını aşmış ve 4 kayıt %40 sınırını geçmiştir.
- %5 sönüm oranı için, μ=1 olduğunda, 16 kayıtta α değeri %30'u aşmış ve bu kayıtlar toplam kayıtların yaklaşık %60'ını oluşturmuştur; 4 kayıtta ise %40 değeri aşılmıştır ya da eşitlenmiştir. Süneklik katsayısı 2 ve 8 için, sırasıyla 14 ve 6 istasyon %30 ve %40 değerlerini aşmış ya da eşitlenmiştir. Süneklik katsayısı 4 için ise sırasıyla 13 istasyon %30 değerini, 3 istasyon ise %40 değerini aşmıştır.
- %5 sönüm oranı için, μ=1 olduğunda 16 kayıt α değerinin %30'u aşmasıyla toplam kayıtların yaklaşık %60'ına ulaşmıştır; 4 kayıt ise %40 değerini aşmış ya da bu değere eşitlenmiştir. Süneklik katsayıları μ=2 ve μ=8 için, sırasıyla 14 ve 6 istasyon %30 ve %40 değerlerini aşmış ya da eşitlenmiştir. μ=4 için ise 13 istasyon %30 değerini, 3 istasyon ise %40 değerini aşmıştır.
- %20 sönüm oranı için, elastik durumda 12 kayıtta α değeri %30'u aşmıştır. Süneklik katsayıları μ=2 ve μ=8 için, sırasıyla 12 ve 4 istasyonda α değeri %30 ve %40 sınırlarının üzerinde gözlenmiştir. μ=4 için ise sırasıyla 11 istasyon %30 ve 3 istasyon %40 sınırını aşmıştır.
- %50 sönüm oranı için, 9 kayıtta α değeri %30'u aşmıştır. Süneklik katsayısı μ=2 olanlarda 13 istasyon %30, 2 istasyon ise %40 sınırını aşmıştır. μ=4 için ise sırasıyla 11 ve 1 istasyon bu sınırları geçmiştir. Süneklik katsayısı μ=8 olduğunda ise 9 istasyon %30, 4 istasyon ise %40 değerine ulaşmış ya da aşmıştır.

Analiz sonuçları, hem 6 Şubat 2023 Elbistan hem de Pazarcık depremlerine ait tüm sönüm oranları ve μ = 1~8 arasındaki süneklik katsayıları için, istasyonların yaklaşık yarısından fazlasında %30 birleşim katsayısı sınırının aşıldığını göstermektedir. Buna karşılık, %40 birleşim katsayısı sınırının, istasyonların büyük çoğunluğunda aşılmadığı belirlenmiştir.

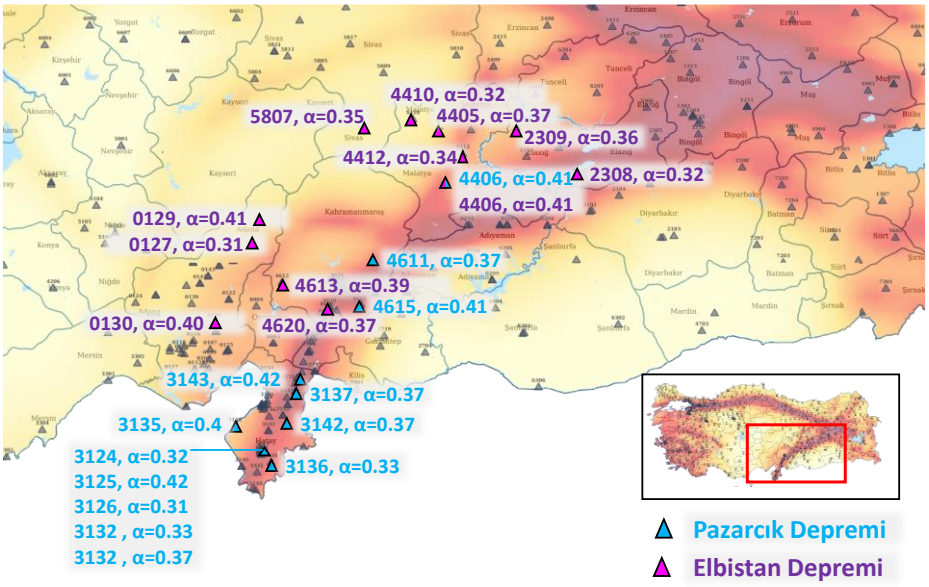


Şekil 3. Elbistan Depremi için ζ= a) %0, b) %5, c) %20, d) %50 durumları için hesaplanan α değerleri.



Şekil 4. Elbistan Depremi için ζ= a) %0, b) %5, c) %20, d) %50 durumları için hesaplanan λ değerleri.

AFAD veri tabanından elde edilen verilere göre, her iki deprem için toplam 54 istasyon baz alınarak, %5 sönüm oranı ve μ=8 dikkate alınarak doğrusal olmayan davranışa karşılık gelen ve α değerleri %30 birleşim sınırını aşan istasyonlara ait sonuçlar, Türkiye deprem tehlike haritası üzerinde 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinin etkilediği bölge için Şekil 5'te işaretlenerek gösterilmiştir. Yapısal hasarların/göçmelerin yoğunlaştığı yerlerde α değerlerinin arttığı dikkati çekmektedir.



Şekil 5. ζ=%5 ve μ=8 koşulunda, seçili istasyonlardaki α dağılımı.

5 Sonuçlar ve Öneriler

Bu çalışma depremlerin yapılar üzerindeki çift doğrultulu etkileri, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremleri örneğinde yeniden değerlendirilmiştir. Yapı hasarını daha doğru temsil ettiği bilinen Housner Spektrum Şiddeti (SI) değerleri esas alınarak, X, Y ve XY doğrultularındaki SI değerleri sayısal olarak hesaplanmıştır. Yönetmeliklerde yatay deprem etkilerinin birleştirmesinde yaygın olarak kullanılan α birleşim katsayısı, farklı süneklik düzeylerine ve sönüm oranlarına sahip yapısal sistemler için hesaplanmıştır. Sonuçlar, incelenen istasyonların yaklaşık yarısında α değerinin %30'un üzerinde olduğunu göstermiştir. Özellikle, %5 sönüm oranı için istasyonların yarısından fazlasında, diğer/ortogonal doğrultudan gelen katkının %30'u aştığı belirlenmiş ve bu durumun konut tipi binalarda gözlenen ağır hasara diğer etkilerin yanında katkıda bulunduğu değerlendirilmiştir. Fay mekaniği ve geometrisi, yakın fay etkisi, deprem süresi ve fay kırılma dinamiği gibi etkenler, Kahramanmaraş depremlerinde gözlenen yüksek çift doğrultulu etkiler üzerinde etkili olmuştur. Ayrıca, analiz sonuçları %40 kuralının çoğu durumda aşılmadığı ve genel olarak bu değerin

daha uygun bir sınır olarak kabul edilebileceğini ortaya koymuştur. Bu bulgular doğrultusunda, birleşim katsayılarının yapı önem katsayısı ile ilişkilendirilmesi anlamlı görünmektedir. Ayrıca, 6 Şubat 2023 Elbistan/Ekinözü depremi sırasında yüksek PGA değerleri kaydeden bazı istasyon konumlarının, mevcut deprem tehlike haritalarında düşük ya da orta seviyede tehlikeli bölge olarak sınıflandırıldığı gözlemlenmiştir. Bu durum, tasarım aşamasında belirlenen deprem etkilerinin ve buna bağlı yapısal taleplerin yanıltıcı biçimde oldukça düşük düzeylerde hesaplanmasına yol açabileceğinden mevcut tehlike haritalarının yeniden ele alınması gereğini de sorgulatmaktadır.

Kaynaklar

1. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, AFAD (2024), Türkiye ivme veri tabanı ve analiz sistemi (TADAS), son erişim tarihi: Aralık 2024, https://tadas.afad.gov.tr
2. Applied Technology Council (1978) ATC3-06, Applied technology council associated with the structural engineers Association of Califorina.
3. Applied Technology Council (1996) ATC32, Improved seismic design criteria for California bridges: Provisional recommendations.
4. ASCE/SEI 7-22 (2022) Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers.
5. Building and Housing Research Center (BHRC) (2008) Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800, Third Edition), Tehran, Iran
6. California Department of Transportation (Caltrans) (2013). Seismic Design Criteria, Version 1.7. Sacramento, CA.
7. Celik OC, Ulker MBC, Gocer C, Guntepe S, Koz O, Eyupgiller MM, Aksu M, Yaz A.
8. Yahiaoui A, Koz O, Çelik OC (2025) Computed bi-directional combination coefficients for structures using the Feb. 6th, 2023 Kahramanmaras earthquakes' ground motion data. In 3rd Croatian Conference on Earthquake Engineering, Split, Croatia. https://doi.org/10.5592/CO/3CroCEE.2025.13.
9. Chopra AK (2020) Dynamics of Structures Theory and applications to earthquake Engineering, 5th ed. Pearson.
10. Eurocode8 (2004) Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance—Part 1: General Rules. Seismic Actions and Rules for Buildings.
11. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation (2006) Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures : Part 1 – Bridges. FHWA-HRT-06-032.
12. gmspy (t.y.) A quick introduction — gmspy 0.0.6 documentation. https://gmspy.readthedocs.io/en/latest/src/intro.html, son erişim tarihi: Ağustos 2024.
13. Hu J, Liu M, Taymaz T, Ding L, Irmak TS (2023) Characteristics of strong

ground motion from the 2023 Mw 7.8 and Mw 7.6 Kahramanmaraş earthquake sequence. Bull Earthq Eng 1–30.
14. International Code Council (2018) International Building Code (IBC).
15. Khaled A, Tremblay R, Massicotte B (2011) Effectiveness of the 30%-rule at predicting the elastic seismic demand on bridge columns subjected to bi-directional earthquake motions. Eng Struct; 33:2357–70.
16. Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China (2010) Code for Seismic Design of Buildings (GB 50011-2010) 2010:1–171.
17. National Building Code of Canada Volume 1 (2020) National Research Council of Canada.
18. Rosenblueth E & Contreras H (1977) Approximate design for multicomponent earthquakes. J Eng Mech Div;103:881–93.
19. Papazafeiropoulos G, Plevris V (2024) OpenSeismoMatlab: New Features, Verification and Charting Future Endeavors. Buildings 14. https://doi.org/10.3390/buildings14010304.
20. Park R (1989) Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. Bull New Zeal Soc Earthq Eng 22:155–66.
21. Sesigur H, Celik OC, Cili F (2004) Review and Evaluation of Combination Rules for Structures under Bi-directional Earthquake Excitations. 13th World Conf Earthq Eng.
22. Sesigur H, Celik OC, Cili F (2007) Analysis of Code-Defined Combination Rules under Tri-Directional Earthquake Excitation. ECCOMAS Themat Conf Comput Methods Struct Dyn Earthq Eng 13–6.
23. Sesigur H, Celik OC, Cili F (2009) Determination of orthogonal combination coefficients using inelastic velocity response spectra. ECCOMAS Themat. Conf. Comput. Methods Struct. Dyn. Earthq. Eng.
24. Sesigur H, Celik OC, Cili F (2011) Combination coefficients for yielding structures under tri-directional earthquake excitations. ECCOMAS Themat. Conf. Comput. Methods Struct. Dyn. Earthq. Eng.
25. Standards New Zealand (2004) NZS 1170.5. Structural Design Actions Part 5: Earthquake actions – New Zealand.
26. Tang Y, Şeşetyan K, Mai PM (2024) Comprehensive ground-motion characterization of the 6 February 2023 MW 7.8 Pazarcık earthquake in Kahramanmaraş, Türkiye: insights into attenuation effects, site responses and source properties. Bull Earthq Eng 22:6829–57.
27. T.C. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı [AFAD]. (2018). Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018).
28. Wang J, Burton HV, Dai K (2019) Combination rules used to account for orthogonal seismic effects: State-of-the-art review. J Struct Eng 145, 03119001.

Balıkesir'de İnşa Edilecek Bir Üretim Tesisi Özelinde Sahaya Özel İvme Spektrumlarının Oluşturulması

Sema Tetik[1], Emel Hacıalioğlu Sıkıcı[2], Serdar Soyöz[3], Emre Aytulun[4]

[1] Zemin Etüd ve Tasarım A.Ş., İstanbul
[2] Zemin Etüd ve Tasarım A.Ş., İstanbul
[3] Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul
[4] Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul
sema.kurban@zeminas.com.tr

Özet. Bu çalışmada, Balıkesir ilinde inşası planlanan üretim tesisi özelinde bölgenin aktif deprem kaynakları ve sismik parametreleri ile sahaya özel deprem tehlike analizi gerçekleştirilmiştir. Balıkesir ili ve çevresi dünyanın sismik olarak en aktif yapılarından birisi olan Kuzey Anadolu Fayı'nın koluna ait fay segmentleri üzerinden konumlanmıştır. Sığ derinliklerde inşa edilecek silo, kule ve tank yapılarının, köprü bağlantılarının ve üretim bantlarının yer alacağı yaklaşık 300,000m^2'lık alanda kurulacak bu tesiste yapısal tasarımlarda olası deprem anında yüzeye etkiyen sismik dalgaların yaratacağı sönümleme veya büyütme etkileri de göz önüne alınmalıdır. Bu amaçla, sahaya özel deprem tehlike analizi sonucu elde edilen deprem ivmelerinin zemin yüzeyinde yaratacağı davranışın tespiti için ise zemin davranış analizi gerçekleştirilmiştir. Proje sahası için deprem tehlike analizi ile elde edilen Eşit Tehlike Spektrumu ile Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2018) uyarınca elde edilen Tasarım Spektrumu karşılaştırılmış ve Hedef İvme Spektrumu elde edilmiştir. Bu spektrum baz alınarak 11 adet deprem kaydı seçilmiş ve uygun ölçeklendirme katsayıları ile ölçeklendirilmiştir. Böylece, mevcut zemin etüd verileri ile idealize zemin profili ve dinamik durum parametreleri belirlenerek bir boyutlu zemin davranış analizinin gerçekleştirilmesi ve temel zemininin olası sismik davranışlarının tespit edilmesi amaçlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Deprem Tehlike Analizi, Sismik Davranış, Eşit Tehlike Spektrumu, Zemin Davranış Analizi.

1 Giriş

Deprem sırasında yapısal hasarları ve şiddetini belirleyen etkenler, yapısal özellikler, sismik kaynakların özellikleri ve yerel zemin koşulları olmak üzere üç başlık altında toplanabilmektedir. Bölgenin tektonik yapısı ve deprem aktivitesi ile zemin-kaya tabakalarının dinamik koşullar altındaki davranışları, olası bir depremde yapıya etki edecek deprem kuvvetleri üzerinde farklı olasılıklar oluşturmaktadır. Sahaya özel deprem tehlike analizi ve zemin davranış analizleri bu olasılıkların doğru ve kapsamlı tespit edilmesini mümkün kılmaktadır. Özellikle, deprem kaynaklı yapısal hasarların kontrollü düzeyde tutulması ve üretim süreçlerinin aksamaması gereken büyük ölçekli endüstriyel tesislerde, yüzeydeki zeminin sismik etki altındaki davranışlarının tespiti kritik önem arz etmektedir.

Ülkemizin jeolojik-jeomorfolojik yapısı ve iklim özelliklerine göre beklenebilecek en büyük doğal afetlerden biri depremdir. Türkiye, Anadolu Levhası üzerinde oturan bir coğrafya olup Arap Levhası, Avrasya Levhası ve Afrika Levhası ile de çevrelenmiştir. Aktif tektonik levha sınırları içerisinde kalan ülkemiz deprem aktivitesi yoğun olarak yaşama potansiyeline sahiptir.

Bu çalışmada dikkate alınan Marmara Bölgesi, Türkiye'nin en yoğun nüfuslu ve sanayileşmiş bölgelerinden biri olup aktif tektonik yapısı ile yüksek düzeyde sismik tehlike barındırmaktadır. Bölge, Kuzey Anadolu Fay Zonunun kolları üzerinde konumlanarak tarihsel ve aletsel dönemler içerisinde birden fazla yıkıcı depremin etkisi altında kalmıştır. Bölgede planlanan üretim tesisleri için sahaya özgü deprem parametrelerinin, yer hareketi büyüklüklerinin ve yerel zemin koşullarının dikkate alındığı analizler, yapıların sismik tasarımına doğrudan etki eden hedef ivme spektrumlarının elde edilmesine olanak sağlar. Özellikle karmaşık zemin koşullarının ve yapısal çeşitliliğin söz konusu olduğu büyük ölçekli sanayi tesislerinde, bu analizler olası yapısal hasarları minimize etmek ve üretim sürekliliğini güvence altına almak açısından kritik rol oynamaktadır.

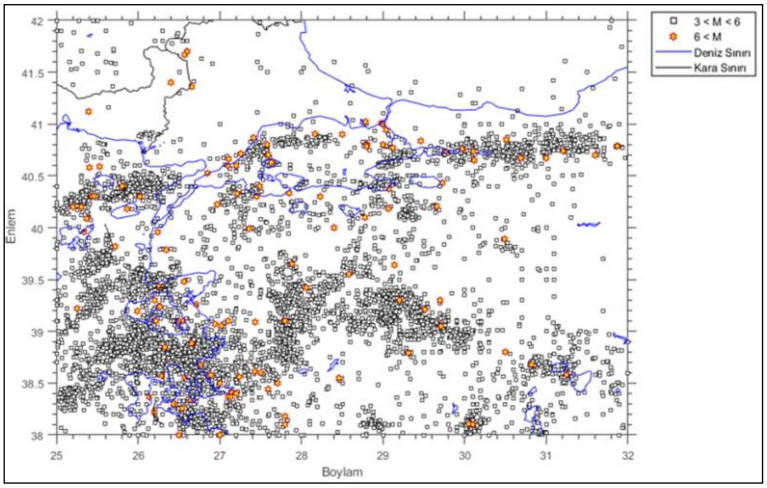
Bu kapsamda, Balıkesir ilinde inşa edilmesi planlanan üretim tesisi için bölgenin aktif sismik kaynakları dikkate alınarak sahaya özel bir deprem tehlike analizi gerçekleştirilmiştir. İnceleme sahasına özgü sismik parametreler detaylı biçimde değerlendirilmiş ve olası yer hareketlerinin mevcut zemin koşulları altındaki davranışları bir boyutlu analizler ile elde edilmiştir.

2 Bölgenin Depremselliği

Bu çalışmada, bölgenin depremselliği belirlenirken iki sismik kaynak modeli dikkate alınmıştır. Birincisi arka plan sismisitesi; geçmişte oluşmuş depremlerin kataloğu ve bu katalogdan Gutenberg ve Richter (1954) ilişkisi kullanılarak elde edilmiş her bir magnitüddeki depremin yıllık ortalama oluşma oranı olarak ifade edilmektedir.

Çalışma kapsamında arka plan sismisitesinin belirlenmesinde kullanılan depremler, 1000-1900 yılları için The SHARE European Earthquake Catalogue, 1900-2021 yılları için Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü katalogları taranarak elde edilmiştir. Marmara ve Ege Bölgesinde 1000 yılından 2021 yılına kadar gerçekleşen magnitüdleri 3.0'ten büyük olan depremlerin dağılımı Şekil 1'de sunulmuştur.

Kullanılan katalogda değişik zaman periyotlarında bulunan depremler, deprem büyüklükleri açısından homojen değildir. Bu deprem kataloğunun homojen hale getirilmesi için katalogdaki depremlerin her birinin tek bir magnitüd türüne dönüştürülmesi gerekmektedir. Bu amaçla, ampirik bağıntılar kullanılarak tüm katalog tek bir magnitüd türüne dönüştürülmüş ve homojen hale getirilmiştir.



Şekil 1. Marmara ve Ege Bölgesi sismik aktivite (M>3.0,1000-2021).

Sismik tehlike analizinde her bir sismik kaynağın bağımsız olduğu kabul edilmektedir. Bu nedenle, arka plan sismisitesinin doğru olarak belirlenmesi için ana depremlerin ön ve artçı sarsıntılarından ayrıştırılması (kümesizleştirilmesi) gerekmektedir. Kümesizleştirme işlemi için literatürde birden fazla istatiksel yöntem bulunmaktadır. Bu çalışmada ayrıştırma analizi, Gardner ve Knopoff (1954) çalışmasında önerilen metot ile yapılmıştır. Bölgede 1000 yılından 2021 yılına kadar meydana gelmiş büyüklüğü 3.0'den büyük ana sarsıntılar ve bağımsız depremler belirlenmiştir.

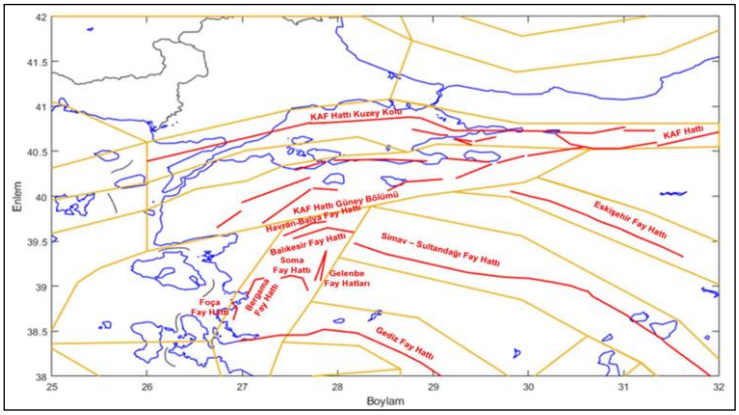
Bölge depremselliğinin belirlenmesi aşamasında, sismik kaynak modellerine ait istatistiksel parametrelerin belirlenmesi gerekmektedir. Bu sebeple, verileri sürekli ve homojen olarak derlenen deprem kataloğunun hangi magnitüd seviyeleri için hangi zamanlarda bütün depremleri içerdiği tespit edilmelidir (Şeşetyan vd., 2015). Tamamlılık analizi ile inceleme alanında belirlenen kaynaklar için magnitüd-frekans

ilişkisi çıkarılarak deprem tekerrür parametreleri belirlenmektedir. Bu parametrelerin belirlenmesi için kullanılan çeşitli yöntemlerin temeli, Gutenberg-Richter (1954) ilişkisine dayanmaktadır. Gutenberg-Richter ilişkisine göre deprem oluşumları, magnitüd büyüklüklerine göre üstel dağılım göstermektedir yani küçük magnitüdlü depremler sık oluşurken büyük magnitüdlü depremler ise seyrek oluşmaktadır (Şeşetyan vd., 2015).

Buna göre; en önemli sismik parametrelerden biri olan M_c (cut-off magnitude veya magnitude completeness), deprem verilerinin %90-%95'inin Gutenberg-Richter güç yasası yardımıyla modellenebildiği magnitüd değeridir ve magnitüd-frekans grafiğinde dağılımın linear kaldığı en küçük magnitüd değeri olarak da ifade edilir. Bu çalışmada kullanılan deprem kataloğu için analiz sonucunda, tamamlılık magnitüdü M_c 4.0 olarak elde edilmiştir.

Depremselliğin belirlenmesindeki ikinci kaynak ise kayıtlı herhangi bir deprem oluşturmamış olsa da aktif faylanma haritalarında belirlenmiş olan fayların fiziksel ilişkiler kullanılarak elde edilen karakteristik modellerdir. Böylece, magnitüd değerleri büyük olan ve seyrek oluşan depremlerin katalogda kaydedilmemiş olsa da modellenmesi sağlanmaktadır. Bu kapsamda, çizgisel kaynaklar (aktif fay sistemleri) ile alansal kaynaklar bir arada kullanılarak kompozit kaynak modeli oluşturulmuştur. Bir veya daha fazla tektonik birimi (diri faylar ve fay zonları) ya da belli bir deprem topluluğunu içeren alansal kaynaklar için de tamamlılık analizleri yapılmıştır. Bu her bir arka plan sismisitesi için Gutenberg ve Richter (1954) ilişkisi, tamamlılık analizi sonuçları kullanılarak maksimum olabilirlik yöntemi Weichert (1980) ile elde edilmiştir.

Çizgisel kaynak modelinde ise; McGuire (2004) tarafından önerilen yöntemler baz alınarak, Şekil 2'de sunulan faylara ait karakteristik magnitüd, ortalama yıllık oluşum ve tekrarlama süreleri değerleri belirlenmiş olup bu ilgili sismik parametreler ile çizgisel kaynak modelleri oluşturulmuştur. Böylece kompozit kaynakların modellenmesinde; bu çizgisel kaynak modelleri ile Gutenberg ve Richter (1954) ilişkilerine göre oluşturulan alansal kaynak modelleri bir arada kullanılmış ve magnitüd-frekans ilişkisi çıkarılmıştır.



Şekil 2. Marmara ve Ege Bölgesi aktif fay haritası ve alansal kaynaklar.

3 Olasılıksal Deprem Tehlike Analizi

Olasılıksal deprem tehlike analizi, kullanılacak sismik kaynaklar ve ilgili istatiksel parametreler belirlendikten sonra analiz gerçekleştirilmiştir. Olasılıksal sismik tehlike analizi, her bir fayın magnitüd ve mesafe belirsizliklerini göz önüne alarak çalışma yapılmasına olanak sağlamaktadır. Farklı deprem büyüklük ve uzaklık çiftleri azalım ilişkilerinde kullanılarak herhangi bir lokasyon için beklenen en büyük spektral ivme gibi talep değerlerinin, verilen bir değerden büyük olma olasılığı belirlenebilmektedir. Daha sonra tüm magnitüd ve uzaklık değerleri için bu hesaplama yapılır ve olasılıkların toplamı o saha için o talep değerindeki yıllık aşılma olasılığını vermektedir.

Olasılıksal sismik tehlike analizini gerçekleştirmek için kullanılan olan R-Crisis programı kendi içinde birçok aşamadan oluşmaktadır. Bu aşamalardan en önemlisi, uygun yer hareketi tahmin modellerinin (GMPM) yani azalım ilişkilerinin eklenmesi ve bunların sismik kaynaklara atanmasıdır. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER Center) tarafından geliştirilen NGA modelleri, Türkiye ve çevresi için de kullanılabilir özelliktedir. Bu yeni nesil azalım ilişkileri, güncel kuvvetli yer hareketlerini içeren bir veri tabanına göre oluşturulmuştur. Bu çalışma kapsamında, Abrahamson, Silva ve Kamai (ASK2014), Campbell ve Bozorgnia (CB2014) ve Chiou ve Youngs (CB2014) tahmin ilişkileri kullanılmış ve eşit ağırlıklar verilerek sonuçları birleştirilmiştir.

R-Crisis programı yardımıyla olasılıksal sismik tehlike analizi, bu çalışmada DD-2 (475 yıl) deprem yer hareketi düzeyi ve mühendislik ana kayası kayma dalgası hızı değeri $V_{s,30}$ =760m/s esas alınarak gerçekleştirilmiştir.

İlgili sahada yapılan mevcut zemin etüd ve jeofizik ölçümler ile sahanın yerel zemin sınıfı ZC olarak belirlenmiştir. Bu yapı grubu için elde edilen Eşit Tehlike Spektrumları

(ETS) ve ZC zemin sınıfına göre oluşturulan Tasarım Spektrumları karşılaştırılmış olup Şekil 3'te göstermektedir. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2018) Bölüm 2.4'teki ifadeye göre sahaya özel hesaplanan elastik spektrumlarının ivme değerleri tasarım spektrumlarının ivme değerlerinin %90'ından küçük olmaması gerekmektedir. Ancak, özellikle ETS'nin, düşük periyotlarda 0.90*TBDY'nin altında kalması ve yüksek periyotlarda ise 0.90*TBDY'nin üzerinde kalması nedeniyle, hedef spektrumun (zarf eğrisi) kullanılması gerekmiştir. Bu spektrum, TBDY uyarınca elde edilen Tasarım Spektrumu ve sismik tehlike analizi sonucu bulunan ETS birleştirilerek oluşturulmuştur (Şekil 4).

4 Deprem Kayıtlarının Seçimi

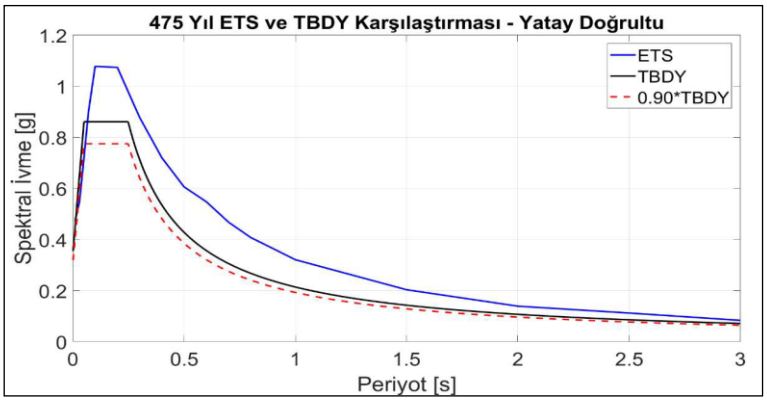
Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2018), Bölüm 2.5.1'de yer alan ifadelere göre zaman tanım alanında gerçekleştirilecek deprem hesaplarında kullanılmak üzere deprem kayıtları seçilirken inceleme alanının yerel zemin koşulları, uygun deprem büyüklükleri, faya olan uzaklık ve kaynak mekanizmaları gibi özellikler dikkate alınacaktır. Ayrıca, deprem kaydı takımlarının sayısı en az on bir (11) olmalı ve aynı depremden en fazla üç (3) adet deprem kaydı takımı seçilebilmektedir.

Yapıların zaman tanım alanında analizlerinin yapılabilmesi için seçilen depremlerin iki bileşenine ait spektrumların kareleri toplamının karekökü alınarak elde edilen spektrumun 0.2T ve 1.5T (T: binanın hakim doğal titreşim periyodu) aralığında kalan genlikleri, hedef spektrumun aynı periyod aralığındaki genliklerinin 1.3 katından daha az olmayacak şekilde deprem kayıtları ölçeklendirilecektir.

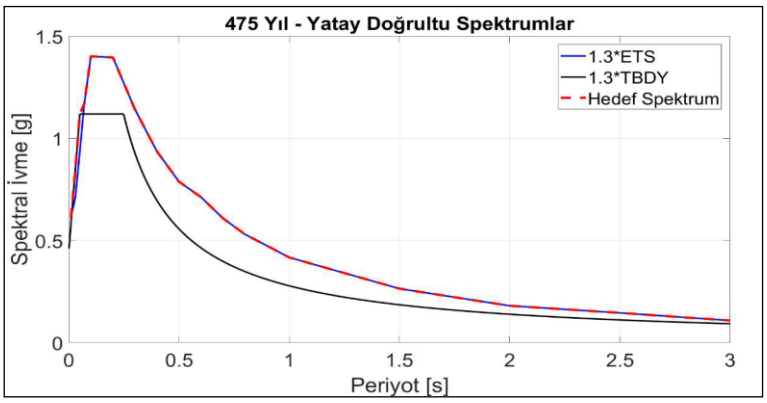
Hedef spektrumla uyumlu deprem kayıtları seçilirken magnitüd ve sahaya olan uzaklığın gerçekçi seçilmesi gerekmektedir. Bu çalışmada deprem kaydı seçimleri, magnitüd olarak 5.5 ve 7.0, uzaklık olarak ise 10-80 km arası ağırlıkta olacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Hedef spektrumla uyumlu ve aynı zamanda bu magnitüd ve uzaklıktaki deprem kaydı sayısı kısıtlı olduğundan bu büyüklük ve uzaklık değerlerine yakın değerlere sahip deprem kayıtları ortalama hata karesi kuralıyla ölçeklendirilmiş ve hedef spektruma uyumlu hale getirilmiştir. Sahaya özel gerçek deprem kayıtlarına erişim için PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) NGA West2 veri tabanı kullanılmıştır (PEER, 2020). Belirtilen kriterler göz önüne alınarak seçilen 11 tane deprem kaydı Tablo 1'de verilmiştir. Her bir depremin davranış spektrumu, tüm depremlerin ortalama davranış spektrumu ve hedef spektrumu karşılaştırması ise Şekil 5'te verilmiştir.

Tablo 1. Seçilen deprem kayıtları (0.2*T=0.23s ve 1.5*T=2.79s).

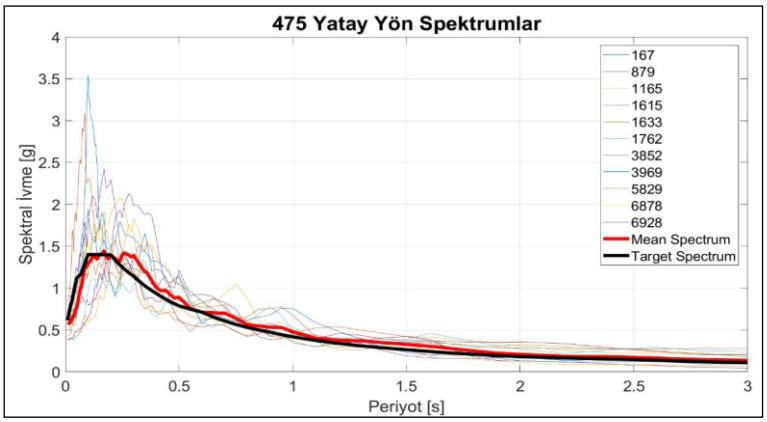
ID	Deprem Kaydı	M	Mesafe (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	En Düşük Frekans (Hz)	Örnekleme Aralığı (s)	Ölçeklendirme Katsayıları
							475 Yıl
167	Imperial Valley-06	6.53	13.52	259.86	0.150	0.010	3.04
879	Landers	7.28	2.19	1369.00	0.000	0.005	0.82
1165	Kocaeli Turkey	7.51	3.62	811.00	0.125	0.005	1.34
1615	Duzce Turkey	7.14	9.14	338.00	0.063	0.010	1.99
1633	Manjil Iran	7.37	12.55	723.95	0.130	0.020	0.68
1762	Hector Mine	7.13	41.81	382.93	0.080	0.020	1.57
3852	Chi-Chi Taiwan-04	6.20	24.58	438.19	0.031	0.004	2.56
3969	Tottori Japan	6.61	32.75	254.26	0.035	0.005	2.84
5829	El Mayor-Cucapah_Mexico	7.20	13.70	242.02	0.050	0.005	0.77
6878	Joshua Tree	6.10	21.40	367.84	0.125	0.005	2.92
6928	Darfield New Zealand	7.00	25.21	649.67	0.125	0.005	1.93



Şekil 3. Mühendislik kayası ($V_{s,30}$=760m/s) için eşit tehlike ve tasarım spektrumu.



Şekil 4. Mühendislik kayası ($V_{s,30}$ =760m/s) için hedef spektrumu.



Şekil 5. Hedef spektrum, depremlerin davranış ve ortalama davranış spektrumları – 475 yıl.

5 Sahaya Özel Zemin Davranış Analizi

5.1 Yerel Zemin Koşulları

İnceleme sahası zeminin mekanik-dinamik özellikleri ve tesis içerisinde inşa edilecek yapı nitelikleri göz önüne alınarak dokuz (9) farklı yapı zonlarına ayrılmıştır. Bu çalışma kapsamında ise yüksek ve ağır silo yapılarını içeren Zon-2 isimli yapı grubu dikkate alınmıştır.

Zon-2 yapı grubu için gerçekleştirilen sondajlar incelendiğinde, genel olarak tüm kuyularda mevcut zemin yüzeyinden itibaren kalınlığı 5.0m ile 9.0m arasında değişen killi siltli kum-çakıl tabakası bulunmakta, SPT/N değerleri 30 ile Refü (N>50) arası değişmekte olup ortalama SPT/N_{ort}: 36 olarak kabul edilmiştir.

Killi siltli kum-çakıl tabakasından sonra kalınlıkları noktadan noktaya değişen karbonatlı kumtaşı birimler ile karşılaşılmıştır. Bu birim genel olarak zayıf-orta dayanımlı, çok-orta ayrışmış, orta-sık kırıklı, yer yer parçalı, zayıf-iyi kaya kalitelidir. Bu kumtaşı tabakası arasında kalınlıkları 2.5m ila 9.5m aralığında değişen çok zayıf-zayıf kaya kaliteli konglomera birimler ile karşılaşılmıştır. Karşılaşılan bu birimlerde gerçekleştirilen SPT/N değerlerinin Refü (N>50) olduğu görülmüştür.

Tüm kuyularda karbonatlı kumtaşı tabakasından sonra kalınlıkları 5.0m ila 14.5m aralığında değişen kalınlıkta killi kireçtaşı birimler ile karşılaşılmıştır. Bu birim genel olarak zayıf-orta dayanımlı, çok-orta ayrışmış, sık kırıklı, yer yer parçalı, yoğun killeşme gözlenen, zayıf kaya kalitelidir. Karşılaşılan birimlerde gerçekleştirilen SPT/N değerlerinin Refü (N>50) olduğu görülmüştür. Buna göre, bu yapı grubu için idealize edilen zemin profili Şekil 6'da sunulmaktadır.

Zemin Davranış Analizi

Bir yer hareketi kaynağından çıktıktan sonra yüzeye ulaşana kadar izlediği yol boyunca karşılaştığı zemin koşullarından etkilenmektedir. Kaynağından yayılmaya başlayan deprem dalgaları, zemin tabakaları arasında geçişi sırasında frekans içeriğine bağlı olarak bazı deprem dalgalarını büyütebilirken bazılarını sönümlendirebilir. Yer hareketinin yerel zemin koşullarında uğradığı bu değişimi belirlemek için zemin davranış analizleri gerçekleştirilir.

Uygulamada sıklıkla tercih edilen bir boyutlu zemin davranış analizlerinin temelinde bazı kabuller yapılır. Bu kabullere göre, zemin birimleri birbirlerine paralel ve yatay olarak tabakalanmıştır. Deprem dalgaları ana kayadan yayılmaya başlayarak düşey yönde ilerler. Ayrıca, tüm zemin tabakaları ve ana kaya tabakası üçüncü boyutta doğrultusu sonsuzdur (Saraçoğlu, 2017). Bu çalışma kapsamında bir boyutlu zemin davranış analizlerini gerçekleştiren Deepsoil v7 programı kullanılmıştır.

Programın ilk aşamasında analiz yöntemi ve çözüm tipi seçilmektedir. Bu çalışmada bir boyutlu doğrusal olmayan analiz, zaman tanım alanında gerçekleştirilmiştir. Doğrusal olmayan analiz yönteminde kayma birim şekil değiştirme değerleri ile değişen kayma modülü ve sönüm oranları dikkate alınmaktadır.

Programın ikinci aşamasında zemin profili ve parametreleri tanımlanmaktadır. Bu kapsamda, yer altı su seviyesi de dikkate alınarak Zon-2 yapı gurubu için idealize profilin mekanik ve dinamik zemin parametreleri belirlenmiştir (Şekil 8). Zemin dinamik davranış analizleri, doğrusal olmayan Generalized Quadratic/Hyperbolic (GQ/H) zemin modeli ile gerçekleştirilmiştir. Programda, referans eğrisi ise Darendeli (2001) olarak seçilmiş olup G/Gmax azalım grafiklerine uyuşum sağlayan doğrusal olmayan model zemin dinamik parametreleri hesaplanmıştır (Tablo 2). Darendeli (2001) geniş laboratuvar veri setine dayanan ve çeşitli zemin tipleri için uygun olması

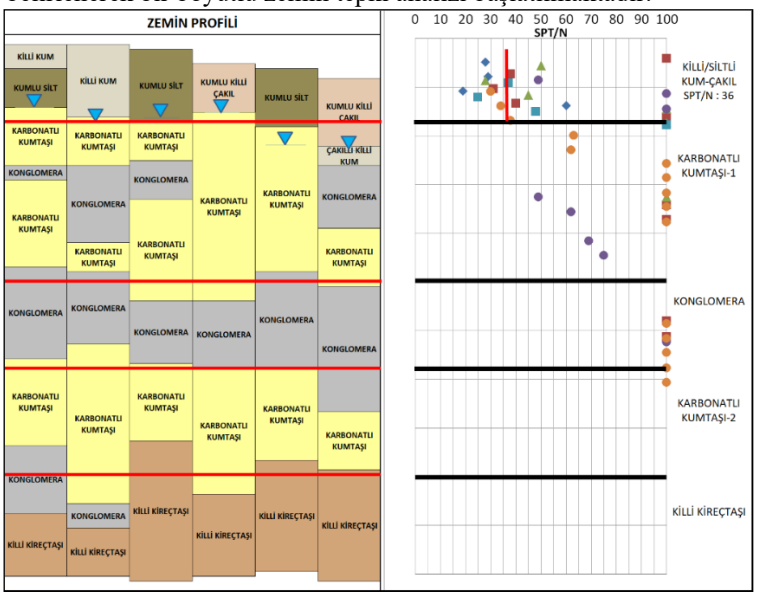
sebebiyle yaygın olarak kullanılan bir yöntemdir. İlgili yazılımda ayrışmış kaya birimlerin azalım grafikleri, düşük permeabilite özelliğini temsilen kil tipi için önerilen modül azalımı ve sönüm oranı eğrileriyle uyumlu olacak şekilde seçilmiştir (Şekil 7).

Programda zemin modeli alt sınır koşulu (ana kaya) elastik yarı-uzay (elastic half-space) olarak tanımlanmış ve kayma dalgası hızı 760 m/s ile sönüm oranı %5 kabul edilmiştir.

Bir sonraki aşamada zaman tanım alanında 11 depremin iki yönündeki ölçeklendirilmiş toplam 22 kayıtları (doğu-batı yönü:1 ve kuzey-güney yönü: 2 olarak adlandırılmıştır) programa tanıtılmıştır.

Dördüncü adım program arayüzü yalnızca zaman tanım alanında gerçekleştirilen analizler için görünür. Deepsoil'e özgü olan bu adım kullanıcının analiz için en uygun viskos sönümleme formülasyonu seçmesine olanak sağlamaktadır. Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen analiz için Deepsoil programının da önerdiği frekans bağımsız sönümleme formülasyonu seçilmiştir. Bu formülasyon kısaca sönümleme matrisinin özdeğerlerini ve özvektörlerini çözmektedir. Ayrıca, bu yöntemle Rayleigh sönümleme formülasyonundaki birçok sınırlamayı ortadan kaldırır ve çoğu durumda gerekli analiz süresini daha da arttırmamaktadır (Hashash, 2019).

Tüm deprem kayıtları için tek tek frekans bağımsız viskos sönümle formülasyonu çıktı ayarları belirlenerek bir boyutlu zemin tepki analizi başlatılmaktadır.

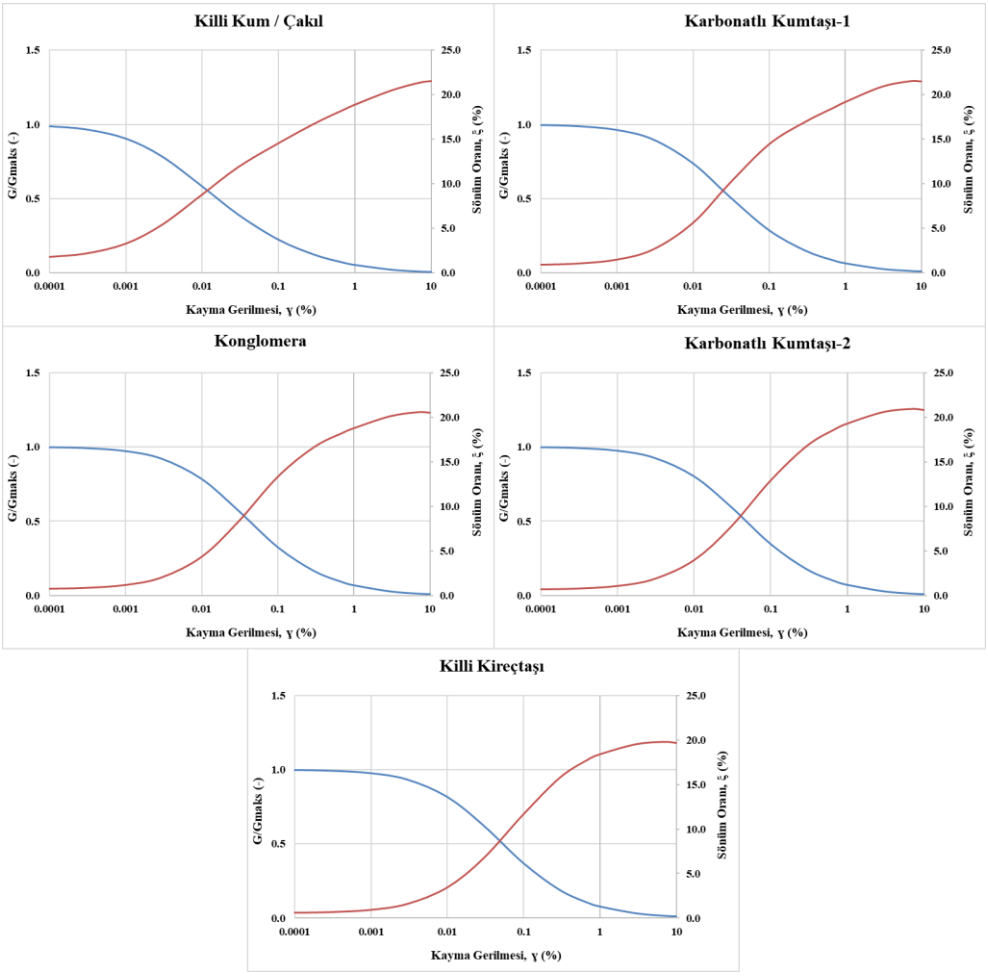


Şekil 6. Zon-2 yapı grubu için idealize zemin profili.

Tablo 2. Sahaya özel dinamik zemin davranış analizi model parametreleri (Zon-2).

Zemin Birimi	Tabaka Kalınlığı (m)	Birim Hacim Ağırlık (kN/m^3)	İçsel Sürtünme Açısı, $\phi°$	$\sigma v'$ (kPa)	ρ	V_s (m/s)	Kayma Mukavemeti (hedef) (kPa)
Killi Kum / Çakıl	1.45	19.0	34.0	13.8	1.94	542	465
Karbonatlı Kumtaşı-1	16.50	20.0	30.0	110.1	2.04	587	626
Konglomera	9.00	20.0	30.0	237.6	2.04	631	786
Karbonatlı Kumtaşı-2	11.00	21.0	32.0	343.1	2.14	726	1117
Killi Kireçtaşı	11.00	21.0	32.0	464.1	2.1	730	1203

Referans Eğrisi (Darendeli, 2001)						Zemin Davranış Analizi Model Parametreleri (Darendeli, 2001)								
Eğri Tipi	OCR	K_0	N	Frekans	PI	D_{min}(%)	θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	θ_5	A	P_1	P_2
Sand	1	0.44	36	1	0	1.57	-8.24	2.84	15.49	1	0.99	1	0.87	0.15
Clay	1	0.50	100	1	0	0.87	-2.46	-2.70	0.54	1	0.99	1	0.82	0.15
Clay	1	0.50	100	1	0	0.70	-1.93	-2.75	1.41	1	0.99	1	0.78	0.15
Clay	1	0.47	100	1	0	0.63	-1.68	-2.39	2.00	1	0.99	1	0.78	0.15
Clay	1	0.47	100	1	0	0.58	-1.59	-2.50	3.02	1	0.99	1	0.73	0.15

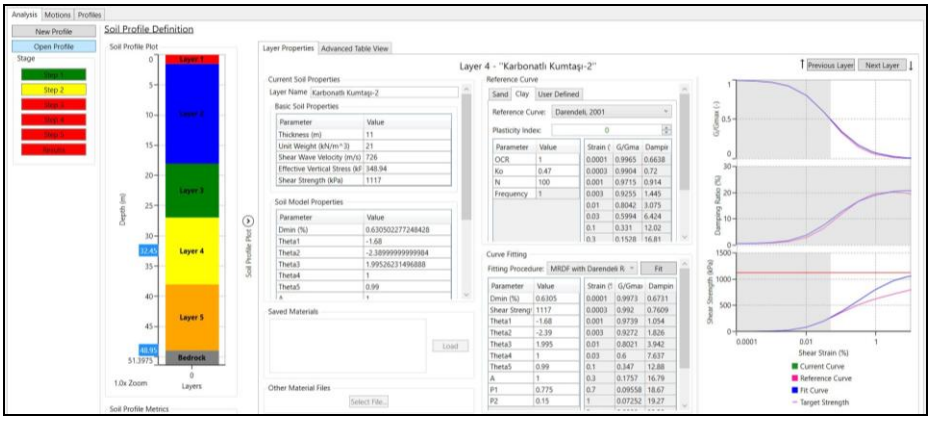


Şekil 7. Birimlerin modül azalım ve sönüm oranı eğrileri.

5.2 Analiz Sonuçları ve Değerlendirilmesi

İnceleme sahasındaki Zon-2 yapı grubu için belirlenen idealize zemin profili ve dinamik parametreleri dikkate alınarak bir boyutlu zemin davranış analizi Deepsoil yardımıyla gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda, DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için mühendislik ana kayası ($V_{s,30}$: 760 m/s) seviyesi için olasılıksal sismik analiz sonucu elde edilen hedef spektruma uygun olarak ölçeklendirilen 11 adet deprem kaydı kullanılmıştır. Böylece, mühendislik ana kaya seviyesinden yayılmaya başlayan her bir deprem yer hareketinin mevcut yüzeydeki temel zemininde sergilediği davranışın belirlenmesi amaçlanmıştır. Buna göre, Şekil 8'de zemin yüzeyi için elde edilen sahaya

özel deprem spektrumu gösterilmiştir. Elde edilen sahaya özel ivme spektrumundan en büyük yer ivmesi (PGA), kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı (S_{DS}) ve 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı (S_{D1}) değerleri belirlenmiştir. Bu katsayıların hesabında kullanılan yerel zemin etki katsayıları (F_1 ve F_S), TBDY (2018)'de ZC yerel zemin sınıfı için sunulan değerler olarak alınmıştır (Tablo 3).



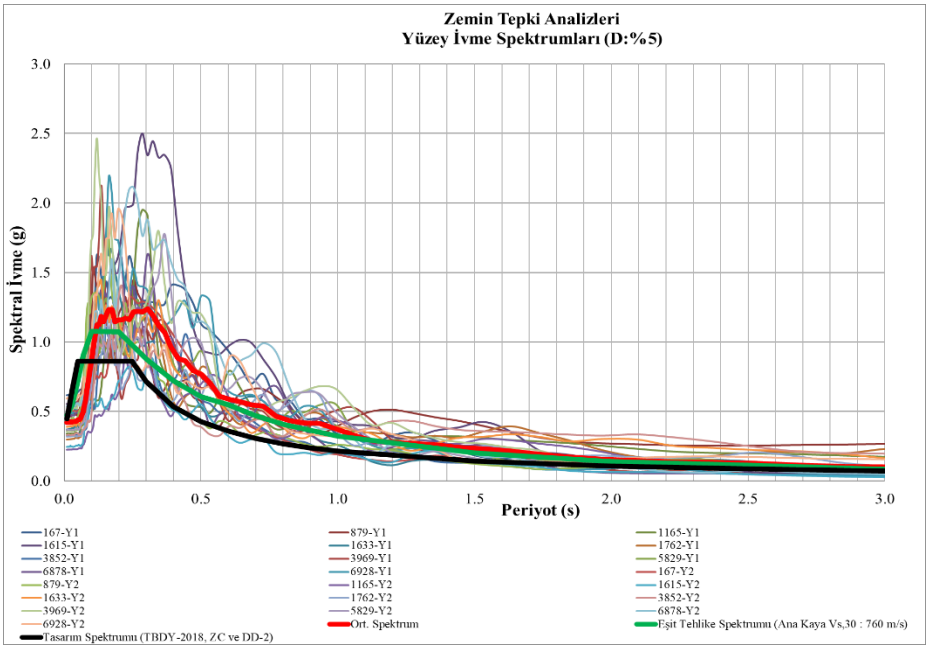
Şekil 8. İdealize zemin profili (Zon-2), dinamik zemin parametreleri program girdisi.

Ayrıca, hesaplanan zemin yüzeyi için sahaya özel ivme spektrumu, Türkiye Deprem Tehlike Haritalarından ZC yerel zemin sınıfı için (DD-2 deprem yer hareketi düzeyi) elde edilen yatay elastik tasarım ivme spektrumu ve mühendislik ana kayası $V_{s,30}$: 760 m/s için sahaya özel ivme spektrumu (ETS) ile karşılaştırılmıştır.

Şekil 9'da farklı deprem kayıtları ile yapılan analizler sonucuna göre spektral büyütmeler açısından farklılıklar gözlenmiştir. Bu depremlerin frekans içeriğinden kaynaklı olarak sahada büyütmeler daha fazla ya da daha az olabilmektedir. Her halükârda, sahaya özel olarak belirlenen ivme spektrumunda 0s - 0.1s arası kısa periyotlar hariç tüm periyotlarda temel zemini olan killi siltli kum-çakıl birimlerin varlığı sebebiyle ivme değerlerinin büyüdüğü tespit edilmiştir. 2.0s'den büyük periyotlarda ise yerel zemin davranışının tasarım spektrumuna yaklaşan değerler verdiği tespit edilmiştir.

Tablo 3. Zon-2 yapı grubu için temel zemin yüzeyi tasarım spektral ivme katsayıları.

Açıklama	475 Yıl Tekrarlanma Periyodu (DD-2)		
	En büyük yer ivmesi, PGA (g)	Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, S_{DS} (g)	Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, S_{DS} (g)
TBDY - ZC	0.42	1.488	0.492
Zemin Davranış Analizi	0.448	1.033	0.321



Şekil 9. Zemin tepki analizleri sonucu yüzey ivme spektrumları (Zon-2).

6 Özet ve Sonuçlar

Bu çalışma kapsamında, Balıkesir ilinde inşası planlanan büyük ölçekli bir üretim tesisi özelinde gerçekleştirilen saha özel deprem tehlike analizi ve zemin davranış analizleri ile, yapısal tasarıma esas teşkil edecek sismik parametrelerin güvenilir biçimde belirlenmesi hedeflenmiştir. Bölgenin aktif tektonik yapısı ve Kuzey Anadolu Fayı'na ait segmentler üzerinde konumlanması, sismik tehlikenin büyüklüğünü artırmakta ve bu doğrultuda yer hareketi parametrelerinin yerel zemin koşullarıyla birlikte değerlendirilmesini zorunlu kılmaktadır.

Proje sahası için sahaya özel olasılıksal sismik tehlike analizi sonucu hedef ivme spektrumu oluşturulmuş; bu spektrum üzerinden uygun özellikte ve ölçeklendirilmiş yer hareketi kayıtları seçilmiştir. Ardından gerçekleştirilen bir boyutlu zemin davranış analizleri ile proje sahasında yer alan zemin birimlerinin dinamik özellikleri ortaya konulmuştur. Buna göre, temel zemini için sahaya özel olarak belirlenen ivme spektrumunda 0s-0.1s arası kısa periyotlar hariç tüm periyotlarda temel zemini olan heterojen yapılı kaya birimlere oranla daha düşük rijitli orta sıkı killi siltli kum-çakıl birimlerin varlığı sebebiyle ivme değerlerinin büyüdüğü belirlenmiştir. 2.0s'den büyük periyotlarda ise yerel zemin davranışının tasarım spektrumuna yaklaşan değerler verdiği tespit edilmiştir.

Saha özel spektrumun uzun periyot bölgesinde büyütmenin mevcut olması, proje sahasında planlanan yüksek ve ağır silo yapılarının doğrudan daha büyük spektral ivmelere maruz kalmasına sebep olmaktadır. Spektral ivmelerin büyümesi, yapı üzerine gelen kesit tesirlerini (moment, kesme, eksenel kuvvet) arttırmaktadır. Bu durum, taşıyıcı sistemin elemanlarının daha büyük boyutlarda ve/veya daha fazla donatıyla tasarlanmasını da gerektirmektedir. Ayrıca, olası deprem etkisi altında bu tarz silo yapılarının üretim ve lojistik zincirinde devamlığı kritik önemdedir. Buna göre sismik etkilerin yaratacağı olası hasarların servis kriterlerine uygun olarak minimum düzeyde tutulması gerekmektedir. Bu nedenle, herhangi bir sıvılaşma riski olmasa dahi deprem açısından riski ve kritik önem yapılar içeren sahalar özelinde sahaya özel deprem tehlike analizi ve bununla uyum zemin davranış analizleri gerçekleştirilmesi oldukça önemlidir.

Kaynaklar

1. Abrahamson NA, Silva WJ, Kamai R (2014) Summary of the ASK14 ground motion relation for active crustal regions. Earthquake Spectra 30(3) 1025–1055.
2. Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi Deprem Sorgulama Sistemi, http://www.koeri.boun.edu.tr/sismo/zeqdb/, son erişim: Eylül 2020.
3. Campbell KW, Bozorgnia Y (2014) NGA West-2 for the average horizontal components of PGA, PGV, and 5% damped linear acceleration response spectra. Earthquake Spectra 30(3):139-171.
4. Chiou B S-J, Youngs RR (2014) Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra, Earthquake Spectra 30(3):1117-1153.
5. Gardner J, Knopoff L (1974) Is the sequence of earthquakes in Southern California, with aftershocks removed, Poissonian? Bulletin of Seismological Society of America, 64(5):1363-1367.
6. Gutenberg B, Richter CF (1954) Seismicity of the earth and associated phenomena, Princeton University Press, Princeton, New Jersey.
7. Hashash Y (2019) Deepsoil User Manual Version 7.0. Nonlinear and Equivalent Linear Seismic Site Response of One-Dimensional Soil Columns, Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois at Urbana-Champaign, ABD.
8. Maden Tetkik Araştırma, http://yerbilimleri.mta.gov.tr/anasayfa.aspx, son erişim: Eylül 2020.
9. McGuire RK (2004) Seismic hazard and risk analysis, EERI Monograph Series.
10. Ordaz M, Salgado-Gálvez MA (2020) R-CRISIS validation and verification document. ERN Technical Report, Mexico City, Mexico.
11. PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) NGA West2 Veri Tabanı Sistemi, https://ngawest2.berkeley.edu, son erişim: Eylül 2020.
12. Saraçoğlu F (2017). Farklı zeminlerde üst yapıya etkiyen deprem yükü hesabı için normalize davranış spektrumu örneği, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Türkiye.

13. Şeşetyan K, Demircioğlu MB, Duman T, Çan T, Tekin S, Eroğlu Azak T, Akkar S (2015) Türkiye için alansal kaynak modeline dayalı olasılıksal deprem tehlike analizi. 3. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı: 1-10, İzmir.
14. The Share European Earthquake Catalogue (SHEEC) 1000-1899, https://www.emidius.eu/SHEEC/catalogue/, son erişim: Eylül 2020.
15. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2019).
16. Weichert DH (1980) Estimation of the earthquake recurrence parameters for unequal observation periods for different magnitudes. Bulletin of Seismological Society of America 70(4):1337-1346.

Türkiye Bölgeselleştirilmiş Omurga Yer Hareketi Modelleri

Baran Güryuva[1][0000-0003-3160-7860], Özkan Kale[2][0000-0003-3997-4008], M. Abdullah Sandıkkaya[3][0000-0001-5071-0121]

[1] Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
[2] TED Üniversitesi, Ankara, Türkiye
[3] Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
baran.guryuva.ted@gmail.com

Özet. Bu çalışmada, Türkiye'deki aktif sığ depremler için epistemik belirsizliği nicel olarak temsil eden bir omurga model (GMM_B) geliştirilmiştir. Çalışmada, güncel Türkiye kuvvetli yer hareketi veritabanı (SMD-TR) kullanılarak 23383 kayıt üzerinden yer hareketi tahmin denklemleri (YHTD) performans testlerinden geçirilmiş ve 11 model, omurga modelin oluşturulması için seçilmiştir. Merkez model olarak logaritmik artık dağılımı simetrik ve düşük çarpıklığa sahip CY14 denklemi belirlenmiştir. Rastgele etkiler, magnitüd ve mesafe bağımlı korelasyonlu dağılımlarla modellenmiş ve mantık ağacı yaklaşımı ile epistemik belirsizlik aralıkları üretilmiştir. Bölgeselleştirme çalışmaları, SMD-TR kayıtlarının alt bölgelerde kümelenmesi ve artık değerlerinin hesaplanması ile gerçekleştirilmiş; Marmara, Ege ve Doğu Anadolu başta olmak üzere Türkiye için farklı bölgesel faktörler tanımlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Omurga model yaklaşımı, Yer hareketi tahmin modeli, Epistemik belirsizlik, Bölgeselleştirme.

1 Giriş

Depremselliğin doğru şekilde modellenmesi, olasılıksal deprem tehlike analizlerinin en kritik bileşenlerinden birini oluşturmaktadır. Yer hareketi tahmin denklemleri (YHTD), deprem büyüklüğü, kaynak-saha mesafesi ve zemin koşulları gibi parametrelerin bir fonksiyonu olarak yer sarsıntısının genliğini tanımlamaktadır. Bu modeller, logaritmik ölçekte medyan değer ve buna karşılık gelen standart sapma ile tanımlanmakta olup hem yer hareketi tahminini hem de buna eşlik eden rassal değişkenliği birlikte ifade etmektedir. Ancak deprem kaynakları, zemin yapıları ve bölgesel özellikler arasındaki doğal farklılıklar nedeniyle tek bir modelin tüm koşullar için güvenilir sonuçlar sağlaması mümkün değildir. Bu noktada epistemik belirsizlik, yani mevcut bilgi eksikliğinden kaynaklanan modelleme belirsizliği, sismik tehlike analizlerinde dikkate alınması gereken temel unsurlardan biri olmaktadır.

Omurga model yaklaşımı, konvansiyonel çoklu denklem yaklaşımının zayıf noktalarını tolere etmekte ve epistemik belirsizliği şeffaf biçimde temsil etmektedir. Bu yöntemde tek bir referans (omurga) denklemi seçilmekte ve yukarı-aşağı yönde ölçeklendirilerek alternatif senaryolar üretilmektedir. Böylece mantık ağacının kolları, olası yer hareketi varyasyonlarını bir dağılım şeklinde yansıtmaktadır. Bu yaklaşımda bölgeselleştirme çalışmaları kritik öneme sahiptir; çünkü farklı bölgelerdeki deprem kaynak özellikleri, mesafe sönümlenmesi ve zemin koşullarındaki değişkenlikler yer hareketi genliğinde belirgin farklılıklara yol açmaktadır. Bölgesel özelliklerin modele dâhil edilmesi, epistemik belirsizliğin azaltılmasına ve sismik tehlike tahminlerinin güvenilirliğinin artırılmasına önemli katkılar sağlamaktadır.

2 Deprem Yer Hareketi Veritabanı

Omurga model denkleminde kullanılacak YHDT performans testleri ve oluşturulan modelin bölgeselleştirme çalışmaları için "Türkiye Güncel Kuvvetli Yer Hareketi Veritabanı" (SMD-TR; Sandıkkaya vd. 2024) kullanılmıştır. Veri tabanı, 9244 depremden ve 1022 istasyondan elde edilen toplam 95890 güçlü yer hareketi kaydını içermektedir. Veritabanında yer alan $M_w \geq 5.0$ deprem kayıtları manuel, diğerleri ise çalışmada önerilen APAR otomatik veri işleme yöntemi kullanılarak filtrelenmiştir.

Fay geometrisi ile magnitüd bilgileri için, önceki veri tabanı projelerinde toplanan bilgiler (TNSMP, Akkar vd., 2010; SHARE, Yenier vd., 2010; RESORCE, Akkar vd., 2014; EMME, Danciu vd., 2018; TSTHG, Akkar vd., 2018) dikkate alınmıştır. $M \geq 5.5$ depremler için literatür taraması yapılmış, kalan olaylar ise yerel, bölgesel ve küresel ajanslardan temin edilmiştir. Kullanılan veritabanında toplamda 4069 depremin moment magnitüd ve 1535 depremin fay geometrisi belirlenmiştir. Deprem çözümleri kullanılarak, olayların fay ve deprem tipi sınıflandırılmıştır. Fay geometrisi bilinen olayların çoğunluğu normal (%41) ve doğrultu atımlı (%49), kalanı ters atımlı (%10)

depremlerden oluşmaktadır. Omurga model kapsamında kullanılacak aktif sığ deprem tektoniğine ait 1452 deprem belirlenmiştir.
Tüm kayıtlar için R_{epi} ve derinliği bilinmeyen bazı depremler haricinde R_{hypo} hesaplanmıştır. Fay geometrisi tanımlanmış olan depremler için ayrıca R_{rup} ve R_{JB} mesafeleri (41512 kayıt) hesaplanmıştır. Farklı fay tiplerine göre magnitüd-mesafe dağılımları incelendiğinde normal ve doğrultu atımlı faylarda sırasıyla M_w 3.0-7.0 ve 3.0-7.8 arasında sağlıklı bir dağılım bulunmaktadır. Ters atımlı faylarda yüksek magnitüdlü (M_w > 6.1) kayıtlarda eksikler bulunmasıyla beraber çalışmanın amacı açısından sorun teşkil etmemektedir. Kullanılacak veri tabanının detayları için Sandıkkaya vd. (2024) çalışmasında bulunmaktadır.

YHTD testleri ve bölgeselleştirme çalışmaları için yalnızca belirli kriterleri karşılayan kayıtlar dikkate alınmıştır. Bu kapsamda, PGA, PGV ve T = 0.01–10 s aralığında spektral ivme (SA) bilgisi bulunan, iki yatay bileşene sahip filtrelenmiş, moment magnitüd ve fay tipi bilgisi belirlenmiş kayıtlar kullanılmıştır. Ayrıca istasyonların V_{s30} değerlerinin bilinmesi ve R_{rup} mesafesinin hesaplanabilmesi koşulu aranmıştır. Veritabanında kullanılan 679 istasyonun V_{s30} değeri bulunmaktadır. Toplamda 2 yatay bileşeni filtrelenmiş 48372 kayıt bulunmaktadır. Veritabanı içinden aktif sığ deprem tektoniğine ait olan kayıtlar seçilmiş ve bu kriterleri sağlayan toplam 23383 kayıt (955 deprem) performans testleri ve omurga modelinin bölgeselleştirilmesi için seçilmiştir.

3 Omurga Model İçin Kullanılan Yer Hareketi Tahmin Denklemlerin Seçilmesi ve Performans Testleri

3.1 Yer Hareketi Tahmin Denklemlerinin Seçilmesi

Bu bölümde, omurga modelin geliştirilmesinde kullanılacak yer hareketi tahmin denklemlerinin (YHTD) seçimi ile ilgili işlem adımları sunulmaktadır. Douglas (2022) esas alınarak 2012 yılı sonrası yayımlanan güncel aktif sığ deprem tektoniği (ASDT) denklemleri derlenmiş, toplamda 64 denklem değerlendirilmek üzere derlenmiştir. Denklemler; deprem veri sayısı, magnitüd–mesafe aralığı ve aktif sığ deprem tektoniği yapısına uygunluk gibi temel özellikler açısından incelenmiştir. Kriterler arasında denklemlerin güncelliği, regresyon yönteminin uygunluğu (maksimum olabilirlik veya karmaşık etkiler), zemin etkilerinin V_{s30} ile modellenmesi ve periyot aralığının genişliği yer almaktadır.

Literatürden derlenen bu denklemler, Cotton vd. (2006) ve Bommer vd. (2010) çalışmalarında önerilen kriterler dikkate alınarak ön değerlendirmeye tabi tutulmuştur. Denklemlerin değerlendirilmesinde fonksiyon yapısının kullanılabilirliği, geniş magnitüd ve mesafe aralığı, V_{s30}, M_w, R_{rup} ya da R_{JB} temelli olması ve güncelliği başta olmak üzere 12 kritere tabi tutulmuştur. Eleme ve seçim işlemleri sonucunda, ASDT için uygun görülen 14 (Tablo 1) yer hareketi tahmin denklemi belirlenmiştir. Bu

modellerden yalnızca KAAH15 Türkiye deprem verisiyle geliştirilmiş, diğerleri ise benzer sismotektonik özelliklere sahip bölgelerin verilerine dayanmaktadır.

Tablo 1. Seçilen yer hareketi tahmin denklemleri ve özellikleri.

YHTD	Kısaltma	Bölge	Periyot Aralığı	M_W Aralığı	Mesafe Aralığı (km)
Abrahamson vd. (2014)	ASK14	Küresel	PGA, PGV, PSA 10s	3.0-8.5	300 R_{rup}
Boore vd. (2014)	BSSA14	Küresel	PGA, PGV, PSA 10s	3.0-8.5	400 R_{JB}
Campbell and Bozorgnia (2014)	CB14	Küresel	PGA, PGV, PSA 10s	3.3-8.5	300 R_{rup}
Chiou and Youngs (2014)	CY14	Küresel	PGA, PGV, PSA 10s	3.5-8.5	300 R_{rup}
Akkar vd. (2014)	ASB14	Avrupa ve Ortadoğu	PGA, PGV, PSA 4s	4.0-8.0	200 R_{JB}
Bindi vd. (2014)	Bnd14	Avrupa ve Ortadoğu	PGA, PGV, PSA 3s	4.0-7.6	200 R_{JB}
Cauzzi vd. (2015)	CFVB15	Küresel	PGA, PGV, PSA 10s	4.5-7.9	150 R_{rup}
Kale vd. (2015)	KAAH15	Türkiye ve İran	PGA, PGV, PSA 4s	4.0-8.0	200 R_{JB}
Zhao vd. (2016)	Zh16	Japonya	PGA, PSA 5s	4.9-7.2	280 R_{rup}
Bindi vd. (2017)	Bnd17	Küresel	PSA 4s	3.0-7.9	300 R_{JB}
Lanzano vd. (2019)	Lzn19	İtalya	PGA, PGV, PSA 10s	4.0-6.9	200 R_{JB}
Kotha vd. (2022)	Kth22	Avrupa ve Ortadoğu	PGA, PGV, PSA 8s	3.1-7.4	500 R_{JB}
Phung vd. (2020)	PLCCH20	Tayvan ve diğerleri	PGA, PSA 10s	3.5-7.6	200 R_{rup}
Boore vd. (2021)	Boo21	Yunanistan	PGA, PGV, PSA 10s	4.0-7.0	300 R_{JB}

3.2 YHTD Performans Testleri

Bu bölümde, omurga model için seçilecek YHTD'lere yönelik veriye dayalı performans testleri uygulanmıştır. Scherbaum vd. (2004, 2009) ve Kale ve Akkar (2013) tarafından önerilen istatistiksel test yöntemleri olan LH (olabilirlik), LLH (logaritmik olabilirlik) ve EDR (öklid uzaklığına dayalı sıralama) testleri uygulanmış, EDR yöntemi için MDE ve EDR indisleri ayrıca hesaplanmıştır. Bu yöntemlere ek olarak NSE (Nash-Sutcliffe etkinlik katsayısı) ve AM (alan ölçüsü) kriterleri de değerlendirmeye dahil edilmiştir. Elde edilen sıralama indislerinin farklı ölçütler nedeniyle karşılaştırılabilirliğini artırmak amacıyla, tüm sonuçlar Kale (2019)

çalışmasında önerilen yöntem doğrultusunda normalize edilmiştir. Normalize edilmiş birleşik sıralama indeksi 1'e en yakın olan denklemler en başarılı modeller olarak değerlendirilmiştir.

Testler, PGA, PGV ve T = 0.01 s ile 10 s arasındaki spektral ivme değerleri dikkate alınarak yapılmıştır (Tablo 2). Periyota bağlı performans farklarının değerlendirilmesi için veriler kısa, orta, uzun ve çok uzun periyot gruplarına ayrılmış ve her grup için ortalama sıralama değerleri hesaplanmıştır. Analizlerde, hiposantr derinliği 30 km'den küçük depremler dikkate alınmış, ayrıca veri seti $M_w \geq 5.5$ ve $R_{JB} \leq 80$ km koşullarına göre filtrelenmiştir.

Tablo 2. YHTD denklemlerin normalize performans testi sonuçları.

YHTD	PGA, T = 0.01-0.3s	T = 0.3s-1s	T = 1.0-5.0s	T = 5-10s	PGV
ASK14*	1.317	1.165	1.148	1.222	1.164
BSSA14*	1.587	1.190	1.090	1.066	1.284
CB14*	1.479	1.243	1.107	1.112	1.275
CY14*	1.112	1.074	1.114	1.638	1.175
ASB14*	1.027	1.033	1.092	-	1.113
Bnd14	1.052	1.052	1.050	-	1.081
CFVB15*	1.143	1.049	1.026	1.033	1.072
KAAH15*	1.030	1.038	1.085	-	1.126
Zh16	2.237	1.097	1.243	-	-
Bnd17	1.329	1.099	1.079	-	-
Lzn19*	1.021	1.009	1.011	1.012	1.000
Kth22*	1.144	1.096	1.067	1.089	1.170
PLCCH20*	1.093	1.075	1.026	1.039	-
Boo21*	1.045	1.062	1.096	1.232	1.128

ASB14, Bnd14, KAAH15, Lzn19 ve PLCCH20 denklemlerin SMD-TR verisini bütün periyotlarda iyi temsil ettikleri görünmektedir. Test sonuçları, kısa periyotlarda özellikle BSSA14 ve Zh16 gibi modellerin Türkiye verisi ile düşük performans sonuçları verdiğini, orta periyotlarda CFVB15 ve Boo21 modellerinin öne çıktığını, uzun ve çok uzun periyotlarda ise ASK14 ve CY14 modellerinin daha dengeli sonuçlar verdiğini göstermektedir. Omurga modelin oluşturulması için yapılan değerlendirmeler sonucunda toplam 11 yer hareketi modeli seçilmiştir. Periyot aralığı T = 3s ile sınırlı Bnd14 ve SMD-TR ile düşük performans gösteren Bnd17 ve Zh16 modelleri değerlendirme dışında bırakılmıştır. Son aşamada, testlerden geçen ve Türkiye veri tabanı ile uyumlu performans sergileyen nihai YHTD'ler Tablo 2 içeriğinde yıldız (*) ile işaretlenmiştir.

4 Omurga Modelin geliştirilmesi

4.1 Omurga Model Yöntemi

Akkar, Kale vd. (2021) tarafından geliştirilen omurga model yaklaşımı, aday yer hareketi tahmin denklemleri (YHTD) arasındaki epistemik belirsizliği nicel ve sistematik biçimde temsil etmektedir. Yöntem, öncelikle belirlenen magnitüd–mesafe senaryoları için aday YHTD'lerin medyan spektral ivme tahminlerinin hesaplanmasıyla başlamaktadır; bu tahminlerin geometrik ortalaması merkez referans yüzeyi olarak alınmaktadır. Aday modellerin bu yüzey etrafındaki logaritmik farkları (artıklar) analiz edilmekte ve dağılımı en iyi temsil eden, simetrisi yüksek ve düşük çarpıklığa sahip model omurga modelin baz denklemi olarak seçilmektedir.

Takip eden aşamada, epistemik belirsizliği modellemek amacıyla aday YHTD'lerin baz modelden sapmaları büyüklük ve mesafe bağımlı karmaşık etkiler regresyonu kullanılarak tanımlanmaktadır. Regresyondaki sabit etkiler, omurga modeli geometrik ortalama tahmin yüzeyine oturtmakta ve M–R düzleminde ortalama artık davranışını temsil etmektedir. Rassal etkiler ise aday YHTD'lerin baz modelden sapmalarını istatistiksel olarak modelleyerek epistemik belirsizliğin limitlerini ortaya çıkarmaktadır. Bu yapı, varyans–kovaryans ilişkilerini koruyarak, farklı periyotlar ve M–R koşullarında güvenilir bir dağılım sunmaktadır.

Son aşamada, elde edilen rassal etkiler bileşeni, omurga modelin yukarı ve aşağı yönde ölçeklendirilmesinde kullanılmakta ve epistemik belirsizlik aralıklarını temsil eden mantık ağacı kolları oluşturulmaktadır. Çok değişkenli normal dağılımdan örnekleme yapılmakta ve korelasyon yapısı korunarak alternatif medyan tahmin yüzeyleri üretilebilmektedir. Bu sayede, merkez model etrafındaki dağılımlar, magnitüd ve mesafe bağımlı varyasyonları güvenilir biçimde yansıtarak, farklı YHTD'lerin doğrudan kullanımından kaynaklanabilecek tutarsızlıkları minimize etmektedir.

4.2 Omurga Model Uygulanması

Omurga modelin uygulanmasında, aday YHTD'lerin SA_{GM} etrafındaki artık dağılımları incelenmiş; ortalaması sıfır civarında, simetrik ve düşük çarpıklığa sahip olan ve en düşük standart sapmaya sahip denklem, merkez modeli temsil edecek biçimde ölçeklendirilerek merkez model seçilmiştir. Bu seçim sonucunda merkez davranışı en iyi temsil eden modelin CY14 olduğu belirlenmiştir.

Rastgele etkiler bileşeni, GMM_B ile merkezlenmiş aday modeller arasındaki medyan tahmin farklarının çok değişkenli normal dağılım olarak modellenmesiyle tanımlanmıştır. GMM_B'nin modellenmesinde kullanılan fonksiyon yapısı Denk. 1'de verilmiştir. Bu dağılımda sabit terim ile magnitüd ve mesafe bağımlı katsayılar (c1–c6) için varyanslar (σ) ve terimler arası korelasyonlar (ρ) tanımlanmış; korelasyonlu örnekleme için Cholesky dekompozisyonu uygulanmıştır. Standart normal değişken

vektörlerinden yapılan çoklu örneklemeyle, merkez model etrafında magnitüd ve mesafeye bağlı varyasyonları yansıtan korelasyonlu değişkenler bulutu elde edilmiştir. Bahsi geçen işlemler sonucunda PGA, PGV ve $0.01\ s \leq T \leq 10\ s$ aralığındaki 22 farklı periyot değeri için regresyon katsayıları hesaplanmıştır.

Oluşturulan model, medyan tahminler ve epistemik belirsizlik aralıklarını temsil etmek amacıyla Miller ve Rice (1983) yöntemiyle ayrıklaştırılmıştır. Her senaryo için yapılan simülasyonlardan alt aralık, alt gövde, merkez, üst gövde ve üst aralık olmak üzere beş model türetilmiş; mantık ağacı ağırlıkları sırasıyla %10.1, %24.4, %31.0, %24.4 ve %10.1 olarak atanmıştır. Böylece merkez omurga modelin etrafında, epistemik belirsizliği dengeli biçimde kapsayan bir model seti elde edilmiştir.

Rastgele etkiler bileşeninin tanımlanmasının ardından, omurga modelin (GMM_B) farklı periyotlar ve mesafe–magnitüd kombinasyonlarında SA_{GM} ile tam uyum sağlaması amacıyla model yapısında ek düzenlemeler yapılmıştır. Özellikle kısa mesafelerde ($R_{rup} \leq 25$ km) bazı aday denklemlerin merkez modelden sistematik sapmalar gösterdiği belirlenmiş ve bu durum, Denk. (1)'de tanımlanan fonksiyon yapısına mesafe düzeltme teriminin (R_{mod}; Denk. 3) eklenmesiyle giderilmiştir. Bu ekleme sayesinde, yakın kaynak koşullarında medyan tahminlerin dengelenmesi ve modelin genel ölçeklendirme tutarlılığının korunması sağlanmıştır.

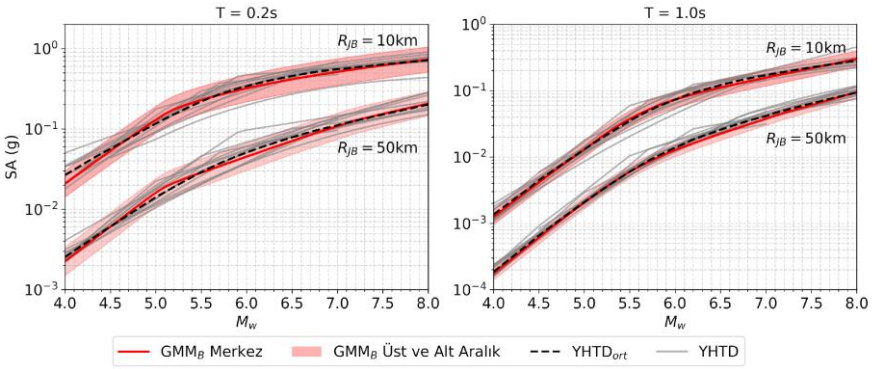
$$\Delta \ln(Y) = c_1 + c_2 (M_w - M_{ref}) + c_3 (M_w - M_{ref})^2 + c_4 \ln(D) + c_5 \ln(D)^2 + c_6 (M_w - M_{ref}) \ln(D) + R_{mod} \quad (1)$$

$$D = ((R_{rup}^{\ 2} + h_{fict}^{\ 2})^{0.5}) / R_{ref} \quad (2)$$

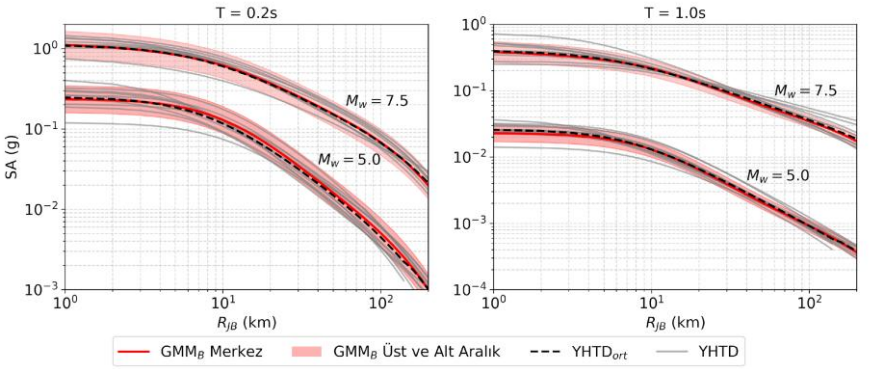
$$R_{mod} = dc_1 + dc_2 (M_w - dM_{ref}) + dc_3 (M_w - dM_{ref})^2 + dc_4 \ln(R_{rup}) \quad R_{rup} \leq 25\ \text{km} \quad (3)$$

4.3 Omurga Model Sonuçları

Geliştirilen omurga model setleri, farklı magnitüd, mesafe ve periyot senaryolarında test edilmiş; merkez modelin SA_{GM} ile uyumlu olduğu (Şekil 1 - Şekil 2), gövde ve aralık modellerin ise dikkate alınan YHTD'lerin büyük çoğunluğunu kapsadığı görülmüştür. Bazı senaryolarda belirli denklemler GMM_B üst ve alt aralığının dışında kalmıştır (Şekil 1: M_w 5.0, T = 1.0 s, R_{rup} = 50 km; Şekil 2: M_w 7.5, T = 1.0 s, R_{rup} = 100 km); ancak aralıklar, aşırı genişlemeyi önlemek üzere bilinçli olarak sınırlı tutulmuştur. Sonuçlar, GMM_B'nin M_w = 4.0–8.0, R_{rup} = 0–300 km, PGA, PGV ve T = 0.01–10 s aralıklarında merkez dağılımla tutarlı ve epistemik belirsizliği temsil etmede yeterli doğrulukta olduğunu göstermektedir.



Şekil 1. R_{JB} = 10 km ve 50 km için magnitüd ölçeklendirmesi: T = 0.2 s (sol panel) ve 1.0 s (sağ panel).



Şekil 2. M_W = 5.0 ve 7.5 için mesafe ölçeklendirmesi: T = 0.2 s (sol panel) ve 1.0 s (sağ panel).

5 Omurga Modelin Bölgeselleştirilmesi

5.1 Bölgelerin Belirlenmesi

Proje kapsamında ASDT için Türkiye ölçeğinde kullanılacak alt bölgeler, güncel sismotektonik bölgeleme çalışmaları incelenerek belirlenmiştir. Bu çalışmaların uygulanabilirliğini test etmek için SMD-TR üzerinde kümeleştirme analizleri yapılmıştır. Veri tabanındaki tüm kayıtlar İçen ve Sandıkkaya (2023) tarafından önerilen doğrusal (F_{ln}) ve doğrusal olmayan (F_{nl}) zemin etkisi terimlerini içeren denklemler kullanılarak referans kaya koşuluna (V_{S30} = 760 m/s) dönüştürülmüştür. Karmaşık etkiler algoritması (Linear Mixed-Effects Regression, LMER) ile depremler-arası (δB_e), deprem-içi (δW_{es}) ve istasyonlar-arası ($\delta S2S_s$) artık değerleri ayrıştırılmıştır. SMD-TR veritabanında bulunan depremlerin artık değerlerine göre

kümelenmesi DBSCAN (Density-Based Spatial Clustering of Applications with Noise) algoritmasıyla incelenmiştir.

Sonuçlar, ESHM20 (Danciu vd., 2021) alt bölgelerinin kümelerle yüksek uyum gösterdiğini ortaya koymuştur. Marmara, Kuzey Anadolu ve Doğu Anadolu bölgeleri küme sınırlarında net olarak ayrılmış; batı bölgelerinde ise parametre seçimine bağlı olarak Marmara+Ege birleşik veya Marmara, Ege ve Akdeniz ayrı kümeler şeklinde tanımlanmıştır. GMM_B kapsamında aktif sığ deprem tektoniği için ESHM20 alt bölgeleri nihai bölgeleme olarak seçilmiştir.

5.2 Bölgesel Faktörlerin Belirlenmesi

Omurga model (GMM_B) kapsamında, alt bölgelerdeki artık değerlerden yararlanılarak periyoda bağlı düzeltme katsayıları hesaplanmıştır. Anelastik azalımın modellenmesinde, δW_{es} değerleri yalnızca R_{rup} > 80 km kayıtlar üzerinden değerlendirilmiştir; çünkü literatürde (örn. Kale vd., 2015) bu mesafe eşiğinin üzerinde anelastik azalım etkisinin belirgin olduğu gösterilmiştir. Deprem dalgalarının doğrusal yol izlediği varsayımıyla her kayıt için yolun hangi bölgelerden geçtiği hesaplanmış; R_{rup} mesafesinin %50'sinden fazlası bir bölgede geçen kayıtlar o bölgeye atanmıştır. Bölge başına düşen deprem ve kayıt sayıları Tablo 3'de özetlenmiştir ve bölgesel faktörlerin hesaplanacağı bölgeler işaretlenmiştir. Veri yetersizliği bulunan bölgeler Türkiye ortalaması değerleriyle temsil edilmiş; küçük bölgeler (ROTC004, GRTC006, SETC002) ise birleştirilmiştir.

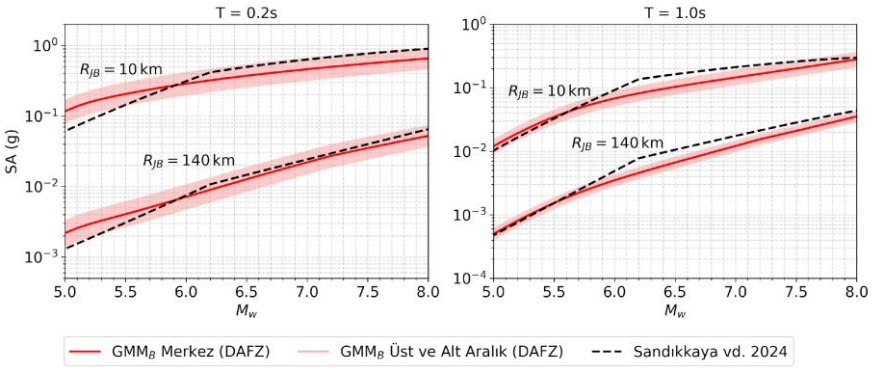
Seçilen bölgeler için δB_e ve δW_{es} değerleri PGV, PGA ve T = 0.01–10 s arası 22 periyot için hesaplanmıştır. δB_e analizlerinde magnitüde bağlı küçük değişimler görülmüş, ancak anlamlılık testleri bu etkinin ihmal edilebileceğini göstermiştir. δB_e ortalamaları, spektrumda süreksizlik oluşmaması için PGA değerinin (T = 0.01 s) referans alınması ve T = 0.01–10 s aralığında yumuşatma uygulanmasıyla düzenlenmiştir. Sonuçlar, literatürle uyumlu olarak Marmara, Ege ve Ege Denizi bölgelerinde kaynak etkilerinin farklılaştığını; Ege'nin diğer iki bölgeye göre daha yüksek δB_e değerlerine sahip olduğunu göstermiştir (Sandıkkaya vd., 2023).
Anelastik azalım etkisini modellemek için R_{rup} değerleri, kaynak-saha mesafesinden 80 km çıkarılarak yeniden tanımlanmış; bu sayede uzak mesafelerdeki δW_{es} değişimleri daha belirgin hale getirilmiştir. R_{rup} > 80 km olan kayıtlar için δW_{es} ile azaltılmış R_{RUP} değerleri arasındaki doğrusal ilişki her periyot için hesaplanmış, elde edilen regresyon eğimleri Denk. 4'te tanımlanan mesafe temelli bölgesel düzeltme katsayıları olarak kullanılmıştır. Eğriler üzerinde spektral düzgünleştirme yapılmış; fiziksel olarak anlamlı olmayan pozitif eğimler sıfıra çekilmiş, ancak temel model (CY14) katsayılarından düşük kaldığı durumlarda düzeltme yapılmamıştır. Hesaplanan bölgesel δB_e ve δW_{es} etkileri Denk 4'te gösterildiği gibi kullanılmaktadır.

$$\text{Bölgesel Faktör}_{e,j} = \delta B_e + R_{rup,j} * \delta W_{es} \quad (4)$$

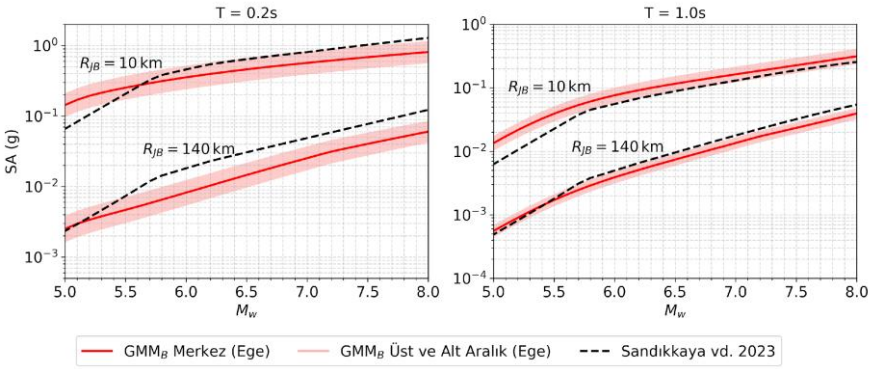
Tablo 3. ESHM alt bölgelerine göre düşen kayıt ve deprem sayıları.

Bölge Kodu	Bölge İsmi	Deprem Sayısı	Kayıt Sayısı	Bölge Kodu	Bölge İsmi	Deprem Sayısı	Kayıt Sayısı
1	SETC001*	164	4966	10	AMTC001*	49	411
2	SETC003*	153	2734	11	AMTC002	6	69
3	ESTC004*	142	1849	12	ATTC001	4	2
4	ROTC004*	34	245	13	BATC001	3	0
5	GRTC006*	35	212	14	DETC012	10	239
6	SETC002*	9	155	15	DETC013	1	24
7	TRTC001*	56	1279	16	DKTC001	1	60
8	TRTC002	27	131	17	FRTC007*	23	262
9	TRTC004*	237	4279	18	MATC002	1	0

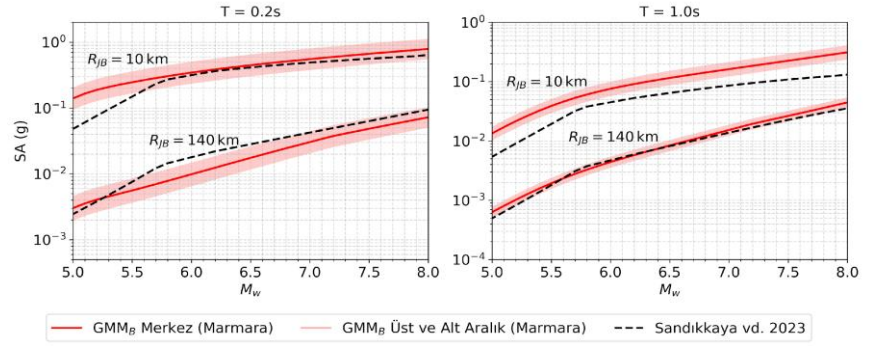
Bölgesel faktörlerin eklenmesiyle elde edilen omurga model şekilleri, GMM_B yapısında bozulma olmadığını ve sonuçların güncel literatürle uyumlu olduğunu göstermiştir. Doğu Anadolu Fay Zonu (DAFZ), Marmara ve Ege bölgeleri için δW_{es} ve δB_e katsayılarının eklenmiş halleriyle yapılan karşılaştırmalar (Şekil 3 - Şekil 5), genel davranışın beklendiği şekilde korunduğunu göstermektedir. DAFZ'de, T = 0.2 s ve 1.0 s periyotlarında kısa ve uzun mesafelerde magnitüde bağlı davranışın diğer bölgelere kıyasla daha düşük kaldığı; Ege'nin ise hem DAFZ hem Marmara'ya göre daha yüksek sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir. Bu eğilimler, Sandıkkaya vd. (2023, 2024) çalışmalarıyla genel anlamda uyumludur ve özellikle Batı Türkiye'nin bölgesel ayrımlarını desteklemektedir. Şekil 4, R_{JB} = 140 km ve T = 0.2 s periyodu, Şekil 5, R_{JB} = 10 km ve T = 1.0 s periyodu için GMM_B ile Sandıkkaya vd. (2023) arasında belirgin bir ayrışma gözlenmektedir. Her iki modelin de aynı veri tabanına dayanmasına rağmen farklı modelleme yaklaşımlarının kullanılması bu ayrışmayı açıklamaktadır. Kalan senaryolarda benzer bir farklılık görülmemesi, söz konusu farkın kabul edilebilir düzeyde olduğunu göstermektedir. Genel olarak, eklenen bölgesel etkilerin modelin bütünlüğünü bozmadığı, öngörülerin literatürle örtüştüğü ve farklı bölgelerdeki yer hareketi özelliklerini güvenilir biçimde yansıttığı sonucuna varılmıştır.



Şekil 3. Bölgesel katsayıların eklenmesiyle GMM$_B$ DAFZ modeli T = 0.2 s ve 1.0 s, R$_{JB}$ = 10 ve 140 km için aralığı ve Sandıkkaya vd. 2024 DAFZ modeli.



Şekil 4. Bölgesel katsayıların eklenmesiyle GMM$_B$ Ege modeli T = 0.2 s ve 1.0 s, R$_{JB}$ = 10 ve 140 km için aralığı ve Sandıkkaya vd. 2023 Ege modeli.



Şekil 5. Bölgesel katsayıların eklenmesiyle GMM$_B$ Marmara modeli T = 0.2 s ve 1.0 s, R$_{JB}$ = 10 ve 140 km için aralığı ve Sandıkkaya vd. 2023 Marmara modeli.

6 Sonuçlar

Bu çalışma kapsamında, Türkiye'nin aktif sığ deprem tektoniğine (ASDT) özgü yer hareketi tahmin denklemleri derlenmiş ve omurga model yaklaşımı çerçevesinde uyarlanmıştır. Aday YHTD'ler, medyan davranışı en iyi temsil eden CY14 modeli etrafında normalize edilmiş ve rastgele etkiler ile epistemik belirsizlik korelasyonlu dağılımlarla tanımlanmıştır. Belirlenen alt bölgeler için hem depremler-arası (δB_e) hem de deprem-içi (δW_{es}) bileşenlerden türetilen bölgesel düzeltme katsayıları, medyan omurga trendini bozmadan modele entegre edilmiştir. Elde edilen bölgeselleştirilmiş omurga modelleri, PGA, PGV ve 0.01–10 s aralığındaki spektral ivmelerde magnitüd ve mesafe bağımlı tahminler sunmakta; merkez-gövde-aralık tanımı ile epistemik belirsizlik şeffaf biçimde temsil edilmektedir. Bölgesel faktörler, Marmara, Ege ve Doğu Anadolu bölgelerindeki farklı yer hareketi davranışlarını başarıyla yakalamış; özellikle Ege Bölgesi'nin yüksek spektral ivme değerleri ve Doğu Anadolu'nun kısa ve uzun mesafelerde daha düşük magnitüde etkisi model tarafından doğru şekilde yansıtılmıştır. Ayrıca, yakın mesafelerde ($R_{rup} \leq 25$ km) bazı aday denklemlerde gözlenen sistematik sapmalar, mesafe düzeltme terimleri ile giderilmiş ve modelin ölçeklendirme tutarlılığı korunmuştur. Sonuç olarak, omurga model yöntemi epistemik belirsizliği tutarlı ve dengeli biçimde yansıtmakta, bölgeselleştirme uygulamaları model bütünlüğünü bozmadığı gibi, Türkiye verisiyle uyumlu ve literatürde raporlanan eğilimlerle tutarlı sonuçlar sağlamaktadır. Bu çalışma, Türkiye'de olasılıksal sismik tehlike değerlendirmeleri için güvenilir, şeffaf ve bölgesel farklılıkları kapsayan bir temel sunmaktadır.

Kaynaklar

1. Abrahamson N, Silva W, Kamai R (2014) Summary of the ASK14 ground-motion relation for active crustal regions. Earthquake Spectra 30:1025-1055.
2. Akkar S, Çagnan Z, Yenier E, Erdogan Ö, Sandıkkaya MA, Gülkan P (2010) The recently compiled Turkish strong-motion database: preliminary investigation for seismological parameters. J Seismol 14:457–479.
3. Akkar S, Sandıkkaya MA, Şenyurt M, Sisi Azari A, Ay BÖ, Traversa P, Douglas J, Cotton F, Luzi L, Hernandez B, Godey S (2014) Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE). Bulletin of Earthquake Engineering 12(1), 359-387.
4. Akkar S, Eroğlu Azak T, Çan T, Çeken U, Demircioğlu MB, Duman T, Erdik M, Ergintav S, Kadirioğlu FT, Kalafat D, Kale Ö, Kartal RF, Kekovalı K, Kılıç T, Özalp S, Altuncu Poyraz S, Şeşetyan K, Tekin S, Yakut A, Yılmaz MT, Yücemen MS, Zülfikar Ö (2018) A brief review on seismic hazard maps in Turkey. Bulletin of Earthquake Engineering 16:3197-3228.
5. Akkar S, Kale Ö, Sandıkkaya MA, Yenier E (2021) A Procedure to develop backbone ground-motion model: A case study for its implementation. Earthquake Spectra 37(4):2523-2544.
6. Akkar S, Kale Ö, Yakut A, Ceken U (2018) Ground-motion characterization for the probabilistic seismic hazard assessment in Turkey. Bulletin of Earthquake Engineering 16(8):3439-3463.

7. Akkar S, Sandıkkaya MA, Bommer JJ (2014) Empirical ground-motion models for point- and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East. Bulletin of Earthquake Engineering 12:359-387.
8. Bates D, Mächler M, Bolker B, Walker S (2015) Fitting linear mixed-effects models using lme4. Journal of Statistical Software 67(1):1–48, https://doi.org/10.18637/jss.v067.i01
9. Bindi D, Cotton F, Kotha SR, Bosse C, Stromeyer D, Grünthal G (2017) Application-driven ground motion prediction equation for seismic hazard assessments in non-cratonic moderate-seismicity areas. Journal of Seismology 21:1201–1218.
10. Bindi D, Massa M, Luzi L, Ameri G, Pacor F, Puglia R, Augliera P (2014) Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5 %-damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset. Bulletin of Earthquake Engineering 12:391–430.
11. Bommer JJ, Douglas J, Scherbaum F, Cotton F, Bungum H, Fäh D (2010) On the selection of ground-motion prediction equations for seismic hazard analysis. Seismological Research Letters 81:783-793.
12. Boore DM, Stewart JP, Seyhan E, Atkinson GM (2014) NGA-West 2 equations for predicting PGA, PGV, and 5%-damped PSA for shallow crustal earthquakes. Earthquake Spectra 30:1057-1085.
13. Boore DM, Stewart JP, Skarlatoudis AA, Seyhan E, Margaris B, Theodoulidis N, Scordilis E, Kalogeras I, Klimis N, Melis NS (2021) A ground-motion prediction model for shallow crustal earthquakes in Greece. Bulletin of the Seismological Society of America 111(2):857–874.
14. Campbell KW, Bozorgnia Y (2014) NGA-West2 ground motion model for the average horizontal components of PGA, PGV, and 5%-damped linear acceleration response spectra. Earthquake Spectra 30:1087-1115.
15. Cauzzi C, Faccioli E, Vanini M, Bianchini A (2015) Updated predictive equations for broadband (0.01–10 s) horizontal response spectra and peak ground motions, based on a global dataset of digital acceleration records. Bulletin of Earthquake Engineering 13: 1587–1612.
16. Chiou BSJ, Youngs RR (2014) Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. Earthquake Spectra, 30, 1117-1153.
17. Cotton F, Scherbaum F, Bommer JJ, Bungum H (2006) Criteria for selecting and adjusting ground-motion models for specific target applications: Applications to Central Europe and rock sites. Journal of Seismology, 10(2), 137–156.
18. Danciu L, Kale Ö, Akkar S (2018) The 2014 earthquake model of the Middle East: ground motion model and uncertainties. Bulletin of Earthquake Engineering, doi 10.1007/s10518-016-9989-1.
19. İçen A, Sandikkaya MA (2023) Region specific ground-motion predictive models for shallow active regions. Journal of Earthquake Engineering, doi: 10.1080/13632469.2023.2167890
20. Kale Ö (2017) Some discussions on data-driven testing of ground-motion prediction equations under the Turkish ground-motion database. Journal of Earthquake Engineering, DOI 10.1080/13632469.2017.1323047.
21. Kale Ö, Akkar S (2013) A new procedure for selecting and ranking ground-motion prediction equations (GMPEs): The Euclidean distance-based ranking (EDR) Method. Bulletin of the Seismological Society of America 103:1069-1084.
22. Kale Ö, Akkar S, Anooshiravan A, Hamzehloo H (2015) A ground-motion predictive model for Iran and Turkey for horizontal PGA, PGV and 5%-damped response

spectrum: Investigation of possible regional effects. Bulletin of the Seismological Society of America 105:963-980.
23. Kotha SR, Weatherill G, Bindi D, Cotton F (2022) Near-source magnitude scaling of spectral accelerations: analysis and update of Kotha vd. (2020) model. Bulletin of Earthquake Engineering, 20, 1343–1370.
24. Lanzano G, Luzi L, Pacor F, Felicetta C, Puglia R, Sgobba S, D'Amico M (2019) A revised ground-motion prediction model for shallow crustal earthquakes in Italy, Bulletin of the Seismological Society of America 109(2): 525–540.
25. Miller AC, Rice TR (1983) Discrete approximations of probability distributions. Management Science 29:352−362.
26. Phung V-B, Loh CH, Chao SH, Chiou BS, Huang B-S (2020) Ground motion prediction equation for crustal earthquakes in Taiwan. Earthquake Spectra 36(4):2129-2164.
27. Sandıkkaya, A., Yenier, E., Akkar, S. (2019) Observed regional differences in ground-motions recorded in the Marmara and Aegean regions. 5th International Conference on Earthquake Engineering and Seismology (5ICEES), Ankara, 8-11 Ekim 2019.
28. Sandıkkaya MA, Güryuva B, Kale Ö, Okçu O, İçen A, Yenier E, Akkar S (2023) An updated strong-motion database of Türkiye (SMD-TR). Earthquake Spectra 40(1):847–870.
29. Sandıkkaya MA, Akkar S, Kale Ö, Yenier E (2023) A simulation-based regional ground-motion model for Western Türkiye. Bulletin of Earthquake Engineering 21(7): 3221–3249.
30. Sandıkkaya MA, Kale Ö, Akkar S, Yenier E (2024) A simulation-based regional ground-motion model for Eastern Türkiye. Bulletin of Earthquake Engineering 23(3): 1001–1015.
31. Scherbaum F, Cotton F, Smit P (2004) On the use of response spectral-reference data for the selection and ranking of ground-motion models for seismic-hazard analysis in regions of moderate seismicity: The case of rock motion, Bulletin of the Seismological Society of America 94(6):2164–2185.
32. Scherbaum F, Delavaud E, Riggelsen C (2009) Model selection in seismic hazard analysis: An information-theoretic perspective. Bulletin of the Seismological Society of America 99(6):3234–3247.
33. Zhao JX, Zhou S, Zhou J, Zhao C, Zhang H, Zhang Y, Gao P, Lan X, Rhoades D, Fukushima Y, Somerville PG, Irikura K (2016) Ground-motion prediction equations for shallow crustal and upper-mantle earthquakes in Japan using site class and simple geometric attenuation functions. Bulletin of the Seismological Society of America 106 (4):1552–1569.

Yakın Fay Yönelim Etkilerinin Gözlemsel ve Ampirik Değerlendirmeleri ve Sismik Tehlike Uygulama Önerileri

Özkan Kale[1][0000-0003-3997-4008] ve M. Abdullah Sandıkkaya[2][0000-0001-5071-0121]

[1] TED Üniversitesi, Ankara, Türkiye
[2] Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
ozkankale@gmail.com

Özet. Bu çalışmada, yakın fay yönelim etkilerinin deprem yer hareketleri ve mühendislik tasarımları üzerindeki rolü kapsamlı biçimde incelenmiştir. İlk olarak Türkiye ve NGA-West2 deprem veri tabanlarından derlenen hız darbeli kayıtlar kullanılarak büyüklük (M_w), mesafe (R_{JB}) ve baskın hız darbesi periyodu (T_P) arasındaki ilişkiler değerlendirilmiştir. Bu veriler kullanılarak ayrıca dönmeden bağımsız RotD050 ve RotD100 yatay yer hareketi bileşen tanımları için amplifikasyon oranları hesaplanmış, büyüklük ve mesafeye bağlı olarak incelenmiştir. Analizler, magnitüd ve T_P arasında doğrusal bir ilişki olduğunu, orta büyüklük ve göreli olarak uzak mesafe kayıtlarında gözlemlenen hız darbelerinin de etkili olabileceğini göstermektedir. Daha sonra gözlemsel bulgular, literatürdeki ampirik yöntemler ve uluslararası yönetmeliklerde yer alan yaklaşımlar ile karşılaştırılmıştır. Bulgular, küçük ve orta büyüklükteki depremlerde gözlemsel amplifikasyonların ampirik modellere kıyasla daha yüksek olduğunu, büyük magnitüdlü depremlerde ise daha uyumlu sonuçlar verdiğini göstermiştir. Çalışmanın son aşamasında İstanbul'da yer alan bir saha için olasılıksal deprem tehlike analizi yapılmıştır. Bu kapsamda fay yönelim etkilerinin eş tehlike spektrumları üzerindeki katkısı deterministik kompozit dağılım yaklaşımı kullanılarak hesaplanmıştır. Yapısal tasarım açısından deplasman artışlarının kritik önemde olduğu belirlenmiştir. Sonuçlar, sahaya özel deprem tehlike değerlendirmeleri ve kayıt seçimi süreçlerinde yönelim etkilerinin dikkate alınmasının gerekliliğini vurgulamaktadır.

Anahtar Kelimeler: Yakın fay yönelim etkisi, hız darbesi, hız darbe periyodu, olasılıksal deprem tehlikesi, eş tehlike spektrumu, deprem kaydı

1 Giriş

Deprem yer hareketlerinin özellikleri, sadece büyüklük ve mesafe gibi klasik parametrelerden değil, aynı zamanda fayın kırılma yönü ve kaynak mekanizmasından da etkilenmektedir. Özellikle doğrultu atımlı faylarda, fay yırtılma yönünde yayılan dalgaların belirgin hız darbeleri üretmesi, literatürde "yönelim etkisi" olarak tanımlanmıştır. Somerville vd. (1997), Abrahamson (2000) ve Bayless ve Somerville (2013) gibi çalışmalar bu etkiyi ayrıntılı biçimde incelemiş; ASCE 7-22 (2022), CALTRANS (2019; 2025) ve Yeni Zelanda Deprem Standardı (NZS, 2004; NZS 1170.5) gibi uluslararası standartlarda yönelim etkilerinin belirli koşullarda dikkate alınması gerektiği açıkça vurgulanmıştır. Bu bağlamda, çalışmanın amacı hem gözlemsel verilerden türetilen eğilimleri hem de yönetmeliklerde yer alan ampirik yaklaşımları karşılaştırmalı olarak değerlendirmek ve sahaya özel sismik tehlike analizlerine entegre etmektir.

Çalışma kapsamında ilk önce güncel Türkiye Sandıkkaya vd. (2024) ve NGA-West2 Ancheta vd. (2014) deprem veri tabanlarından derlenen hız darbeli kayıtlar seçilerek bir veri seti oluşturulmuştur. Toplam 206 deprem kaydı içeren bu veri setinin baskın hız darbesi periyodu (T_P), deprem büyüklüğü (M_w) ve kırılan fay kırığının yüzey izdüşümüne en yakın mesafe (R_{JB}) arasındaki ilişkiler değerlendirilmiştir. Bu veriler kullanılarak ayrıca dönmeden bağımsız RotD050 ve RotD100 (Boore, 2010) yatay yer hareketi bileşen tanımları için amplifikasyon oranları hesaplanmış ve büyüklük ve mesafeye bağlı olarak amplifikasyon oranlarının değişimi incelenmiştir. Elde edilen gözlemsel bulgular, literatürde yer edinmiş olan Bayless vd. (2020) ampirik yöntemi ile CALTRANS (2019; 2025) ve Yeni Zelanda (2004)'te yer alan yaklaşımlarla karşılaştırılmıştır.

Çalışmanın ikinci etabında ise İstanbul'da yer alan bir saha için olasılıksal deprem tehlike analizi yapılmıştır. Seçilen sahanın Marmara Denizinde yer alan Kumburgaz-Avcılar segmentinin doğrultusunda seçilmiştir. Sahanın bu faya yaklaşık 10 km mesafede olması sebebiyle fay yönelim etkilerinin de belirlenmesi gerekmektedir. Özellikle yüksek katlı veya deprem yalıtımlı binaların doğrusal olmayan zaman tanım alanında yapılacak analizlerinde kullanılan 2475 yıllık tekrarlanma periyodu (T_R) için eş tehlike spektrumları hesaplanmıştır. Daha sonra hesaplanan fay yönelim etkileri deterministik kompozit dağılım yaklaşımı (Donahue vd., 2019) kullanılarak spektrumlara aktarılmıştır. Bu hesaplamalar sırasında özellikle fayların eş tehlike eğrilerine olan katkıları olasılıksal olarak belirlenerek bu sayede yönelim etkileri de tam olarak olasılıksal yaklaşımla değerlendirilmiştir. Çalışmanın son bölümünde, zaman tanım alanında yapılacak analizler için gerekli deprem kayıt seçimine yönelik olasılıksal bir yaklaşım önerilmiştir. Bu yöntem, yönelim etkilerinin yapısal tasarımda gerçekçi ve dengeli bir şekilde temsil edilmesini sağlamayı amaçlamaktadır.

2 Yakın Fay Yönelim (Direktivite) Etkileri

Depremler sırasında oluşan yer hareketlerinin karakterizasyonunda fayın yırtılma yönü kritik bir parametre olarak öne çıkmaktadır. Fay boyunca gerçekleşen kırılmanın ilerleme yönünde yayılan sismik dalgaların, fay yırtılma hızına yakın bir hızla ilerleyerek sahaya ulaşması sonucunda, özellikle faya dik bileşende belirgin bir hız darbesi ortaya çıkabilmektedir. Bu olgu fay yönelim etkisi olarak tanımlanmakta olup, karakteristik hız darbeleri en çok fay kırığına yakın sahalarda kaydedilmektedir. Literatürde, bu yönelim etkilerinin hesaplanabilmesi için farklı yöntemler geliştirilmiş ve önerilmiştir (Somerville vd., 1997; Abrahamson, 2000; Bayless ve Somerville, 2013). Nitekim, ASCE 7-22 (ASCE-SEI, 2022) deprem standardında, proje sahasının bir fay yüzey projeksiyonuna 15 km'den daha yakın olması durumunda yönelim etkilerinin deprem tehlikesi hesabında dikkate alınması gerektiği açıkça belirtilmektedir. Benzer şekilde, CALTRANS (2019) kılavuzunda da 25 km'den daha yakın (fay kırığına en kısa olasılıksal mesafe) mesafelerde bu etkinin hesaba katılması gerektiği vurgulanmaktadır. Bununla birlikte, son yıllarda yapılan çalışmalar yönelim etkilerinin sadece yakın faylarda değil, daha uzak mesafelerde de görülebileceğini göstermektedir (Bayless ve Somerville, 2013; Chiou ve Youngs, 2014; Shahi ve Baker, 2014; Bayless vd., 2020; Bayless vd., 2024).

Yönetmelik bazında yakın fay etkileri için CALTRANS (2019) dokümanında fay düzlemine olan en yakın olasılıksal mesafe (ayrıştırma analizi sonucu elde edilen ortalama ve mod mesafen küçük olanı) baz alınarak spektral ordinatların artırımı için ampirik yaklaşık bir yöntem önerilmektedir. Bu yönteme göre T = 0.5 s'den sonraki spektral değerler için faya olan mesafeye bağlı olarak iki doğrulu bir amplifikasyon şeması uygulanmaktadır. Bu bağlamda 15 km'nin altındaki mesafeler için T = 0.5 s'den T = 1 s'ye kadar doğrusal artan ve T = 1 s'den sonra sabit %20 artış olacak şekilde yakın fay etkisi spektral değerler üzerine yansıtılabilmektedir. 25 km'nin üzerinde ise herhangi bir artış önerilmemektedir. Mevcut saha konumu ile faya olan olasılıksal mesafe 15 km üzerinde olduğu durumlarda ise CALTRANS (2019)'a göre artış miktarı %20'nin daha altında olmaktadır.

Yeni Zelanda Deprem Standardı (NZS, 2004; NZS 1170.5), fayların kırılması sırasında ortaya çıkan yakın-fay etkilerini kuvvetli yer hareketleri üzerinde dikkate alabilmek amacıyla elastik tepki spektrumlarının tanımında yakın-fay katsayısı (N(T,D)) kullanmaktadır. Bu katsayının uygulanması, büyük faylara 20 km'den daha yakın mesafede bulunan sahalar için ve 250 yıldan daha uzun tekrarlanma periyotlarına karşılık gelen tasarım durumlarında zorunlu kılınmaktadır.

Bu proje kapsamında, CALTRANS (2019; 2025) ve Yeni Zelanda (2004) yaklaşık yöntemleri; Shahi ve Baker (2013) ve Bayless vd. (2020) yöntemlerine göre yakın fay yönelim etkilerinin hesabı yapılmıştır. Bu hesaplamalar sonucu elde edilen katsayılar deprem tehlike spektrumları ile deterministik olarak çarpılarak nihai spektrumlara ulaşılacaktır. CALTRANS (2019) ve Yeni Zelanda (2004)'te önerilen katsayılar

doğrudan hesaplarda kullanılabilirken Shahi ve Baker (2013) ve Bayless vd. (2020) çalışmalarına göre hesaplanan değerler Donahue vd. (2019)'da tanımlanan yönteme göre nihai formlarının elde edilmeleri sonucu kullanılacaklardır. Donahue vd. (2019) çalışmasında önerilen kompozit dağılım yaklaşımı deterministik yönteminde spektrum modifikasyon katsayısı (δ_F), Denklem (1) dikkate alınarak hesaplanmaktadır. Denklem (1)'de σ_{ln} tehlike hesabında kullanılan denklemlere ait toplam rassal değişkenliği, ε deprem tehlike ayrıştırma analizlerinden elde edilen standart sapma sayısını, $\Delta\mu$ yönelim etkisi dikkate alınmayan yer hareketi tahmin denklemine göre ortalama değişimi, φ_{dir} ise deprem-içi rassal değişkenliği ve RC de yönelim etkilerinin dikkate alınabileceği fayların toplam tehlikeye katkı oranlarını temsil etmektedir. Yönelim etkilerine katkıda bulunan fay sayısı birden fazla olduğunda δ_F terimi her bir fay için hesaplanan değerin toplamı olarak dikkate alınması önerilmektedir.

$$\ln(\delta_F) = RC\left[\Delta\mu + \varepsilon\left(\sqrt{\sigma_{ln}^2 + \varphi_{dir}^2} - \sigma_{ln}\right)\right] \quad (1)$$

Bayless vd. (2020) yönteminde faylar çoklu segmentler halinde de modellenebilmektedir. Bu yöntem literatürde kullanılan en eski yöntemlerden olan Somerville vd. (1997) çalışması ile bu çalışmanın güncel hali olan Bayless ve Somerville (2013)'ün literatüre göre en gelişmiş halidir. Darbant model yapısındaki bu yöntem sonlu elemanlar fay simülasyonları da kullanılarak geliştirilmiştir ve yöntemin ana fonksiyon yapısı Denklem (2)'de verilmiştir. Bu denklem ile magnitüd (M), periyot (T), saha konumu vektörü (x) ve fay türüne (SOF) bağlı olarak a ve b regresyon katsayıları olmak üzere mesafe (f_{dist}) ve geometrik yönelim (f_G) fonksiyonları yardımıyla nihai yönelim etki faktörü hesaplanabilmektedir. Daha sonra bu faktör Denklem (1)'de $\Delta\mu$ olarak dikkate alınarak hesaba katılmaktadır.

$$f_D(M,T,x,SOF) = \{a(M,T) + b(M,T)f_G(x,SOF)\}f_{dist}(M,SOF) \quad (2)$$

Shahi ve Baker (2013) yönteminde doğal logaritmik amplifikasyon Denklem (3)'e göre periyottan bağımsız $b_0 = 0.72$, $b_1 = -1.10$ ve $b_2 = -0.19$ katsayıları dikkate alınarak hesaplanmaktadır. Bu denklemde T periyodu ve T_P de puls periyodunu temsil etmektedir. Denklem (4)'te T_P'nin magnitüde bağlı (M_w) medyan değerini hesaplamak için gerekli bağıntı ve standart sapması (σ_{lnTp}) verilmiştir. Dikkate alınan fay için puls oluşma olasılığı P(direktivite) ise fay türü başta olmak üzere fay kırığına en yakın mesafe ve fay kırığı saha arası mesafe (s ve d) ve açı (θ ve φ) parametreleri belirlenerek Denklem (5)'e göre hesaplanmaktadır. Direktivite etkisine bağlı nihai amplifikasyonlar ise lnAmp(T,T_P) ile P(direktivite) değerlerinin çarpımından elde edilmektedir. Yine bu yöntemde de birden fazla puls yaratma potansiyeli olan fay olması durumunda bu etkiler Denklem (1) dikkate alınarak birleştirilebilmektedir.

$$\ln \mathrm{Amp}(\mathrm{T},T_P) = b_0 \exp\left(b_1(ln(T/T_P) - b_2)^2\right) \quad (3)$$

$$\mu_{lnTp} = -6.207 + 1.075M_w, \sigma_{lnTp} = 0.61 \quad (4)$$

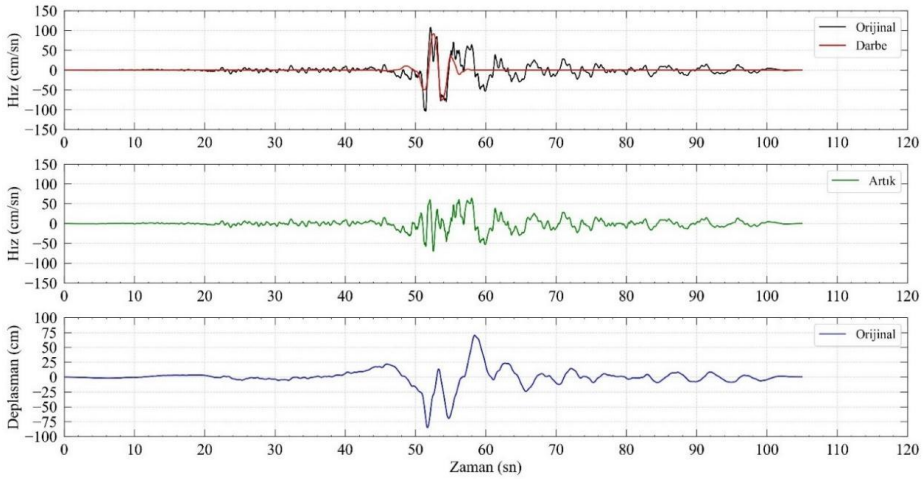
$$P(direktivite) = \begin{cases} \dfrac{1}{1+\exp\left(0.790+0.138R_{RUP}-0.353\sqrt{s}+0.020\theta\right)} & Doğrultu\ atımlı\ fay \\ \dfrac{1}{1+\exp\left(1.483+0.124R_{RUP}-0.688\sqrt{d}+0.022\varphi\right)} & Diğer\ faylar \end{cases} \quad (5)$$

3 Hız Darbeli Deprem Kayıt Veri Tabanı

Bu çalışmada, Sandıkkaya vd. (2024) ve Ancheta vd. (2014) tarafından derlenen Türkiye ve NGA-West2 deprem veri tabanları kullanılmıştır. Bu veri tabanlarında hız darbesi içeriği saptanmış deprem kayıtları V_{S30} değerlerine bakılmaksızın çalışma kapsamına dahil edilmiştir. Veri tabanında kaliteli olarak tanımlanan tüm kayıtlar, Shahi ve Baker (2014) çalışmasında önerilen algoritmanın revize edilmiş hali kullanılarak hız darbesi içerikleri açısından incelenmiştir.

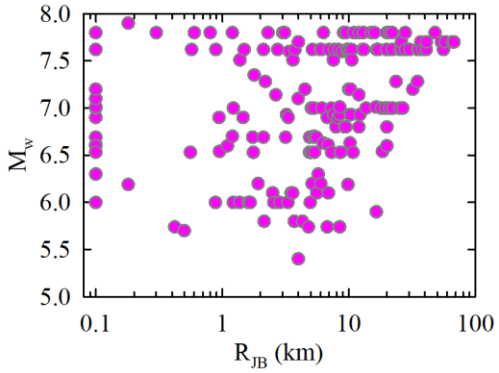
Söz konusu algoritma, literatürdeki önceki çalışmaların (Baker, 2007; Shahi ve Baker, 2011 vb.) bazı sınırlılıklarını gidermek üzere geliştirilmiştir. Daha önceki algoritmalar, hız darbesi benzeri yer hareketlerini yalnızca tek bir yönde inceleyerek rastgele yönlerde ortaya çıkan hız darbelerinin tespitini zorlaştırmaktaydı. Shahi ve Baker (2014) ise çok bileşenli yer hareketlerini dikkate alarak, rastgele yönlerde oluşabilen hız darbelerini yakalayabilen ve ek hesaplama maliyeti oldukça düşük bir yöntem önermiştir. Algoritma, yer hareketinin iki dik bileşenini sürekli dalgacık dönüşümü yöntemiyle inceleyerek hız darbesi içermesi en muhtemel yönleri belirlemektedir. Bu dönüşüm sonuçları kullanılarak, seçilen yönlerdeki darbeler destek vektör makinelerine dayalı bir sınıflandırma yaklaşımıyla tanımlanmaktadır. Ayrıca, daha çok yer hareketi zaman serilerinde erken evrede ortaya çıkan ileri yönlülük hız darbelerinin odaklanma konusu olması nedeniyle, hız zaman serilerinde daha geç gözlenen darbeleri hariç tutacak ek bir kriter de geliştirilmiştir. Bu prosedür, NGA-West2 deprem veri tabanındaki (Ancheta vd., 2014) kayıtların sınıflandırılmasında da yaygın biçimde uygulanmıştır.

Bu çalışmada Shahi ve Baker (2014) prosedürü kullanılırken, hız darbeli kayıtlarda ileri yönlülük etkisinin olup olmadığına dair ayrı bir sınıflandırmaya gidilmemiştir. Yöntemin uygulanması sonucunda hem darbe benzeri hem de ileri yönlülük etkisi içeren yer hareketleri için hız darbelerinin periyotları (T_P) ile darbelerin en baskın olduğu yönler tanımlanmıştır. Şekil 1'de, örnek olarak Hatay-Antakya istasyonuna (Kod: 3124) ait kayıtlar sunulmuştur. Bu şekilde, orijinal sinyal, darbe bileşeni ve orijinal sinyalden darbe bileşeninin çıkarılması ile elde edilen artık sinyalin hız zaman serileri gösterilmektedir. Hız darbesinin varlığı bu karşılaştırmada açık bir şekilde gözlenebilmektedir. Ayrıca, aynı kayıt için deplasman zaman serisi de verilerek analizler desteklenmiştir.

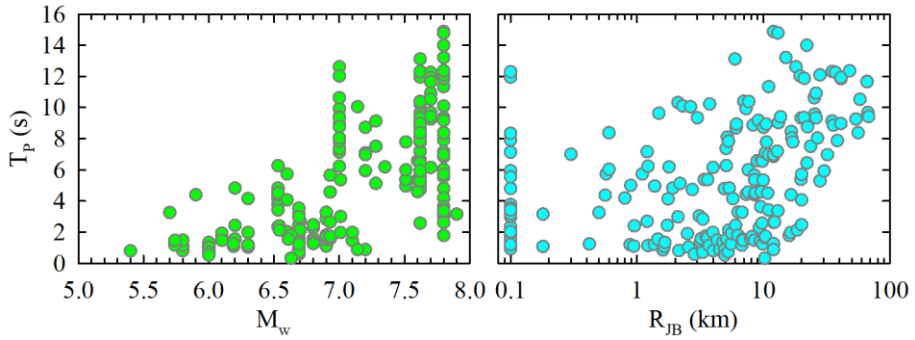


Şekil 1. Hatay-Antakya (Kod: 3124) istasyonu için hız (orijinal ve hız darbesi, üst panel; artık, orta panel) ve deplasman (alt panel) zaman serileri.

Nihai veri tabanına ait magnitüd (M veya M_w) ve Joyner-Boore mesafesi (R_{JB}) dağılımları Şekil 2'de sunulmuştur. Buna ek olarak, Şekil 3'te baskın hız darbesi periyodu (T_P) ile magnitüd ve R_{JB} mesafesi arasındaki ilişkiler gösterilmektedir. Toplam 206 kayıttan oluşan veri tabanında, büyüklüğe bağlı olarak T_P değerlerinin artma eğiliminde olduğu görülmektedir. Ayrıca, göreceli olarak uzak mesafelerdeki kayıtların sayısı sınırlı olmakla birlikte, bu kayıtların T_P değerleri genellikle yüksek çıkmaktadır. Bunun temel nedeni, söz konusu kayıtların büyük magnitüdlü depremlerden elde edilmiş olmasıdır.



Şekil 2. Deprem veri tabanının mesafeye karşılık magnitüd dağılımları.

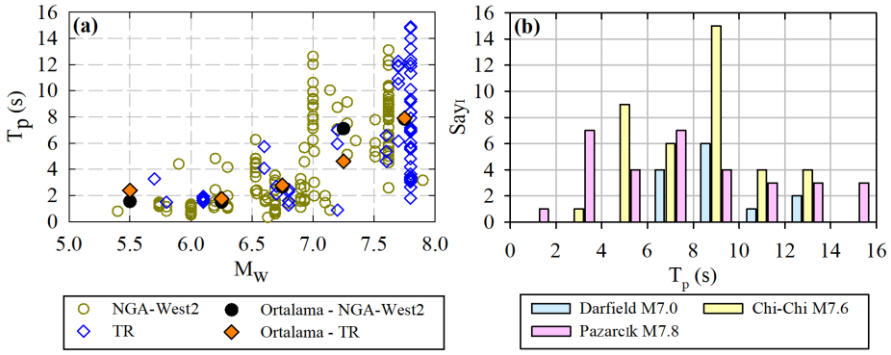


Şekil 3. Deprem veri tabanında bulunan kayıtların magnitüd ve mesafeye karşılık T_p dağılımları.

Çalışma kapsamında, Türkiye (TR) veri tabanında (Sandıkkaya vd., 2024) tanımlanan hız darbeli kayıtlara ait T_P değerleri, NGA-West2 veri tabanındaki (Ancheta vd., 2014) hız darbeli kayıtların periyotları ile karşılaştırılmış ve sonuçlar Şekil 4.a'da sunulmuştur. Daha genel bir değerlendirme yapılabilmesi amacıyla farklı magnitüd aralıkları için ortalama T_P değerleri de hesaplanarak aynı şekil üzerinde gösterilmiştir. Bu karşılaştırmalar, iki farklı veri tabanındaki hız darbeli kayıtlara ait T_P değerlerinin benzer eğilimler sergilediğini ortaya koymaktadır. Özellikle, magnitüdün artmasıyla birlikte T_P değerlerinde de artış gözlenmesi her iki veri seti için ortak bir bulgu olarak belirlenmiştir.

Şekil 4.b'de ise, 6 Şubat 2023 tarihli Pazarcık depremi (M_w 7.8) sırasında kaydedilen hız darbeli kayıtların T_P dağılımları, Yeni Zelanda'daki Darfield depremi (04 Ekim 2010; M_w 7.0) ve Tayvan'daki Chi-Chi depremi (21 Eylül 1999; M_w 7.6) için elde edilen hız darbeli kayıtların dağılımları ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma sonucunda elde edilen ilk bulgu, Pazarcık depremine ait T_P değerlerinin diğer iki depremle kıyaslandığında hem daha düşük hem de daha yüksek değerler gösterebilmesidir. Darfield depreminde hız darbeli olarak sınıflandırılan kayıtların görece daha yüksek T_P değerlerine sahip olduğu, Chi-Chi depremine ait T_P dağılımının ise Pazarcık depremi ile daha uyumlu olduğu gözlemlenmiştir.

Genel olarak, farklı deprem veri tabanlarından elde edilen karşılaştırmalar, hız darbeli kayıtların benzer karakteristik özellikler sergilediğini göstermektedir. Ancak burada dikkat edilmesi gereken önemli bir husus, veri tabanlarındaki hız darbeli kayıt sayılarının oldukça sınırlı olmasıdır. Bu sınırlı örneklem büyüklüğü, T_P değerlerinin magnitüd dışında başka parametrelerle ilişkili olup olmadığının araştırılmasını kısıtlayıcı bir faktör olarak değerlendirilmektedir.



Şekil 4. Hız darbe periyotlarının karşılaştırmaları: a) TR ve NGA-West2 veri setleri için T_P'nin magnitüde göre değişimleri, b) Pazarcık, Darfield ve Chi-Chi depremleri özelinde T_P karşılaştırmaları.

4 Hız Darbesi Amplifikasyonlarının Değerlendirilmesi

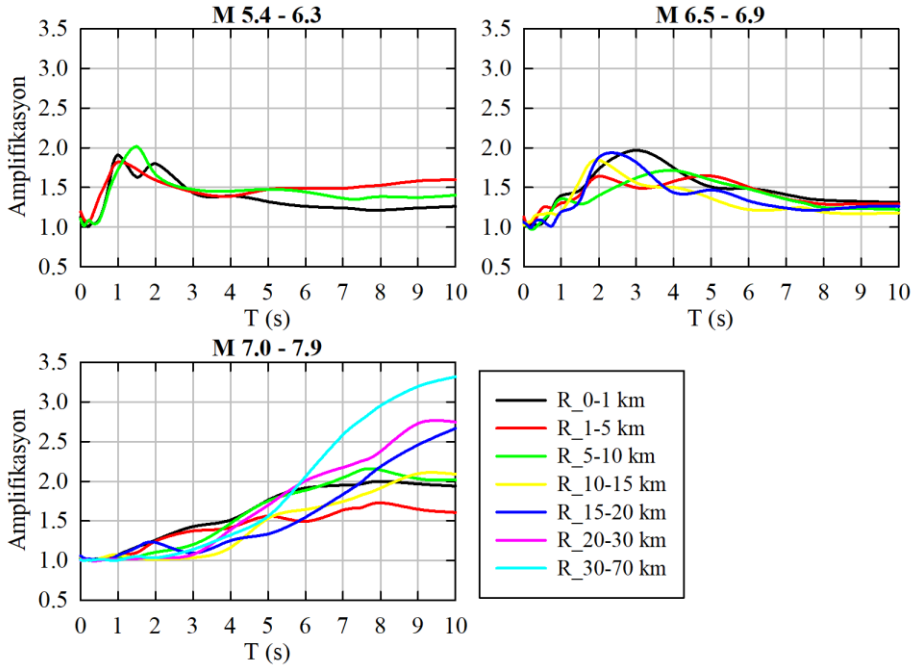
Bu bölümde, orijinal hız darbeli kayıtlar ile hız darbesinden arındırılmış artık kayıtların spektrumları arasındaki her bir spektral periyottaki oranı temsil eden hız darbesi amplifikasyonlarının magnitüd ve mesafeye bağlı değişimleri incelenmiştir. Gözlemsel verilerden hesaplanan amplifikasyon değerleri, literatürde ve sismik tasarım yönetmeliklerinde yer alan ampirik yöntemlerle karşılaştırılmıştır.

Şekil 5'te üç farklı magnitüd (M) aralığına (M5.4–6.3, M6.5–6.9 ve M7.0–7.9) karşılık gelen farklı mesafe aralıklarındaki ortalama amplifikasyonların periyoda göre değişimleri sunulmaktadır. Sonuçlar, hız darbesi periyotlarına bağlı olarak maksimum amplifikasyonun gerçekleştiği periyotların magnitüd artışıyla birlikte orta periyotlardan uzun periyotlara doğru kaydığını göstermektedir.

Düşük ve orta magnitüdler için mesafe etkisinin ihmal edilebilir düzeyde olduğu söylenebilir. Ancak büyük magnitüdlü depremler için, özellikle 15 km'nin üzerindeki kayıtlarda, yüksek darbe periyotları ile ilişkili olarak uzun periyotlarda belirgin amplifikasyon artışları gözlenmiştir. Buna karşılık 15 km'nin altındaki kayıtlarda amplifikasyonlar yaklaşık 1 s civarında yükselmeye başlamış ve uzun periyotlara doğru daha tutarlı bir artış sergilemiştir. 15 km'nin üzerindeki kayıtlarda ise amplifikasyonların yaklaşık 3 s civarında artmaya başladığı ve yakın mesafe davranışına kıyasla daha keskin bir yükseliş gösterdiği tespit edilmiştir.

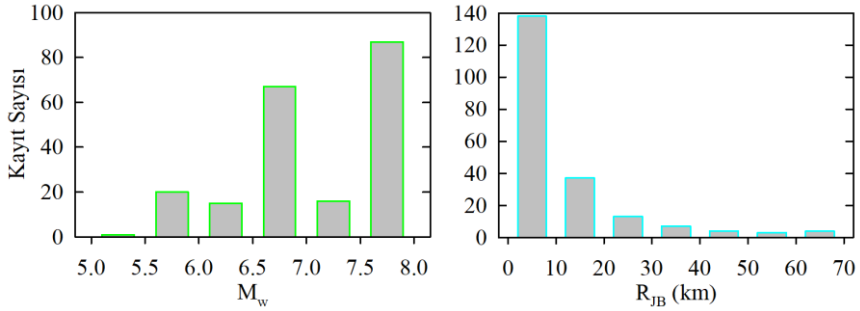
15 km'nin altındaki kayıtlarda amplifikasyonlar 1 s civarında artmaya başlayıp uzun periyotlara doğru tutarlı bir artış devam etmektedir. 15 km'nin üzerindeki kayıtlarda ise

amplifikasyonların yaklaşık 3 s seviyesinde başladığı ve yakın mesafe davranışına göre çok daha keskin ve dik bir artışla devam ettiği gözlemlenmiştir.



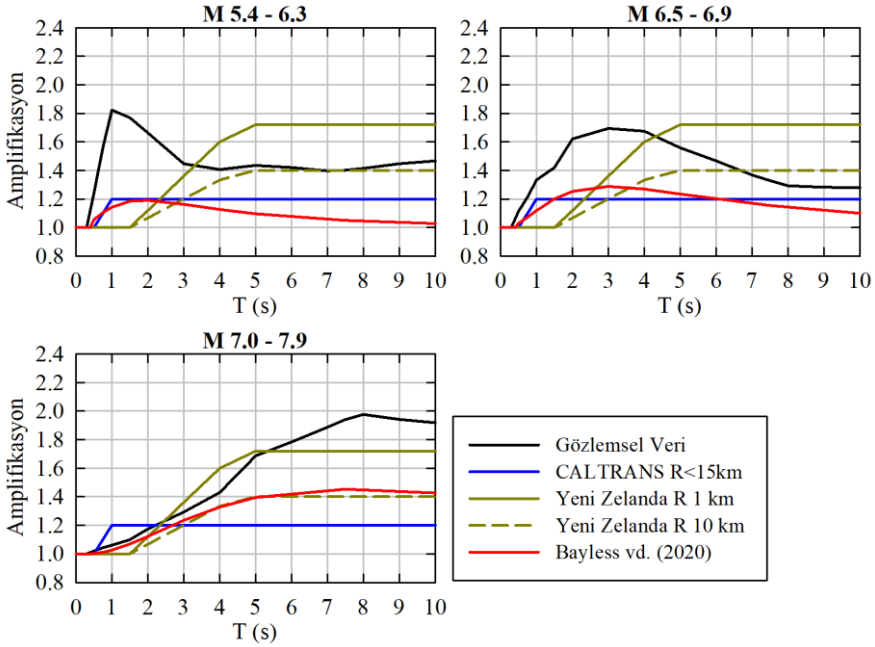
Şekil 5. Farklı magnitüd aralıklarında (M5.4–6.3, M6.5–6.9, M7.0–7.9) ve mesafe gruplarında elde edilen hız darbesi amplifikasyonlarının periyoda bağlı ortalama değişimleri.

Yapılan incelemeler, hız darbesi etkisinin görece uzak mesafelerde de ortaya çıkabildiğini göstermektedir. Bu tür etkiler, genellikle büyük magnitüdlü depremler sırasında uzak mesafelerde gözlemlenebilmektedir. Yönelim etkilerine ilişkin veri tabanının Şekil 6'da sunulan magnitüd–mesafe histogramları incelendiğinde, bu etkilerin çoğunlukla büyük magnitüdlü depremlerin faya yakın istasyonlarında ortaya çıktığı görülmektedir. Bununla birlikte, orta magnitüdlü depremler ile görece uzak mesafelerde de düşük olasılıkla da olsa yakın fay yönelim etkilerinin gözlemlenebildiği anlaşılmaktadır.



Şekil 6. Deprem veri tabanında bulunan kayıtların magnitüd ve mesafe histogramları.

Şekil 7'de, önceki paragraflarda dikkate alınan magnitüd aralıkları için R < 15 km kayıtlarının ortalama amplifikasyonlarının CALTRANS, Yeni Zelanda ve Bayless vd. (2020; BEA20) yöntemleriyle hesaplanan amplifikasyonlarla karşılaştırmaları sunulmaktadır.

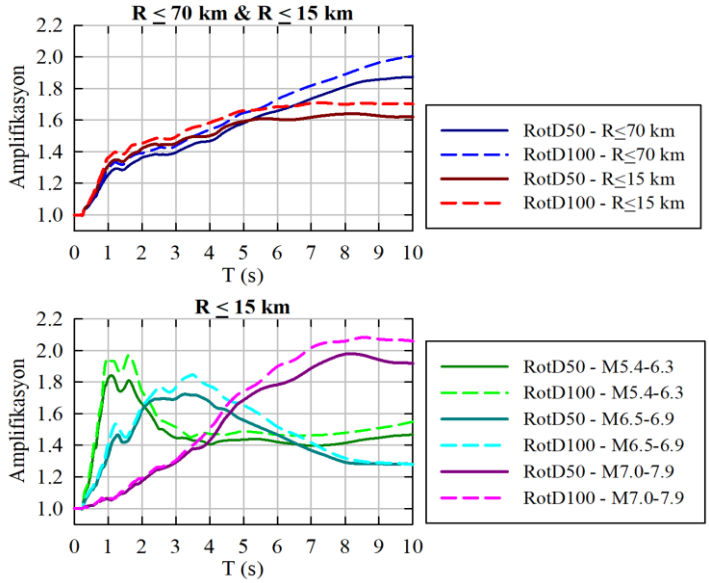


Şekil 7. R < 15 km kayıtlarının ortalama hız darbesi amplifikasyonlarının CALTRANS, Yeni Zelanda ve Bayless vd. (2020) yöntemleriyle karşılaştırmaları.

İlk gözlem olarak, M5.4–6.3 ve M6.5–6.9 aralıklarında deprem kayıtlarından elde edilen amplifikasyonların, ampirik modellere kıyasla belirgin biçimde daha yüksek değerlere ulaştığı görülmektedir. M7.0–7.9 aralığındaki amplifikasyonlar ise dikkate alınan ampirik yöntemlerle daha tutarlı bir davranış sergilemiştir. Özellikle Yeni

Zelanda modeli ile Bayless vd. (2020) yöntemi, gözlemsel amplifikasyonlarla daha benzer trendler göstermektedir. Bununla birlikte, Yeni Zelanda modeli 2 s öncesinde düşük sonuçlar üretirken, Bayless vd. (2020) yöntemi uzun periyotlarda nispeten düşük amplifikasyonlar vermektedir. Bu farklılıkların, seçilen doğrultu atımlı senaryo kaynaklı ve episantr (merkez üssü) belirsizlikleriyle ilişkili olabileceği göz önünde bulundurulmalıdır.

CALTRANS yöntemi ise diğer ampirik modellere kıyasla daha tutarsız sonuçlar vermiştir. Özellikle büyük magnitüdlü depremlerde 2 s periyot seviyesine kadar oldukça muhafazakâr değerler üretmiştir. Buna ek olarak, daha düşük magnitüd seviyelerinde hız darbesi olasılığı düşük olmasına rağmen ara periyotlarda yüksek amplifikasyonların oluşabildiği, ampirik modellerin ise bu değerleri tahmin etmede kısmen güvenilirliğini yitirdiği görülmektedir.
Bu aşamaya kadar yapılan değerlendirmeler dönmeden bağımsız yatay yer hareketi bileşen tanımı olan ve geometrik ortalamaya yakın olan RotD50 (Boore, 2010) ile yapılmıştır. Buna ek olarak maksimum yön spektral ordinatları olarak tanımlanan RotD100 dikkate alındığında hesaplanan amplifikasyon değerlerindeki değişim de incelenmiş ve Şekil 8'de veri tabanının tamamı ve R<15 km için farklı magnitüd aralıklarında karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir. Burada dikkate alınan bütün senaryolarda RotD100 için elde edilen amplifikasyon değerlerinin RotD50'ye göre çok az da olsa (ortalamada %3) yüksek olduğu gözlemlenmiştir. Dikkate alınan veri tabanı ve yapılan değerlendirmeler çerçevesinde yakın fay yönelim etkilerine dayalı amplifikasyonların RotD50 ve RotD100 açısından farklı olmadığı söylenebilir.



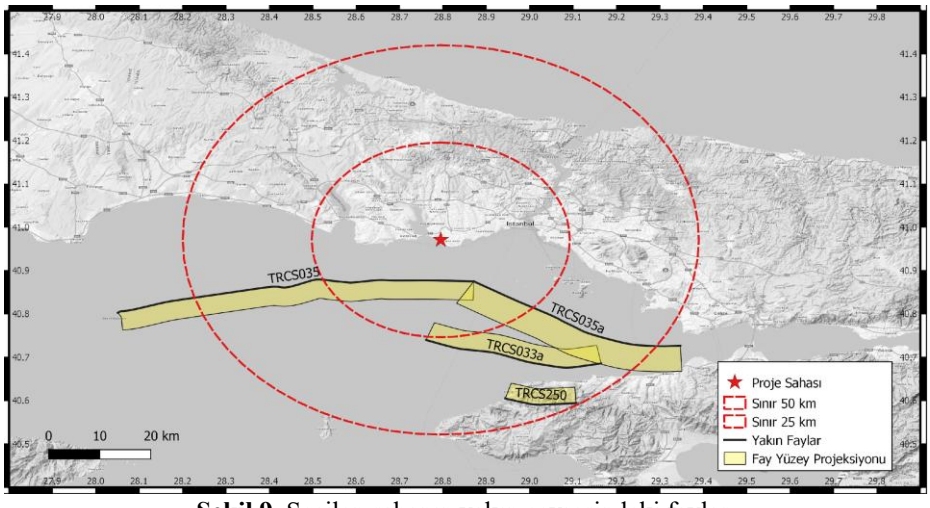
Şekil 8. RotD50 ve RotD100 yatay bileşen tanımlarına göre elde edilen hız darbesi amplifikasyonlarının tüm veri tabanı ve R<15 km koşulları için karşılaştırmaları.

5 Olasılıksal Sismik Tehlike Uygulaması

Çalışmada olasılıksal yöntemle deprem tehlikesi hesaplamaları OpenQuake yazılımı ile yapılmıştır (Pagani vd, 2014). Olasılıksal yöntem sonucu hesaplanan sahaya özel eş tehlike spektrumları 2475 yıl tekrarlanma periyodu ve temsili V_{S30} = 500 m/s değeri için hesaplanmıştır. Olasılıksal deprem tehlike analizlerinde sismik kaynaklar olarak çizgisel (fay) + mekânsal düzleştirilmiş arka plan kaynak modelleri (Demircioğlu vd., 2018) dikkate alınmıştır.

Yer hareketi karakterizasyonunda Türkiye deprem yer hareketi veri tabanı kullanılarak geliştirilmiş Kale vd. (2015); en son Avrupa veri tabanı kullanılarak üretilmiş Kotha vd. (2022); global NGA-West2 veri tabanından geliştirilmiş Abrahamson vd. (2014), Chiou ve Youngs (2014) ile Boore vd. (2014) yer hareketi denklemleri sırasıyla %10, %10, %20, %30 ve %30 ağırlık atanarak kullanılmıştır. Mantık ağacı ağırlıklarının belirlenmesinde ön hassaslık analizlerine başvurulmuş ve denklemlerin genel trendleri değerlendirilerek epistemik belirsizlik modellenmeye çalışılmıştır. Ayrıca Danciu vd. (2018) çalışmasına paralel olarak da yerel, bölgesel ve global modellerin de epistemik belirsizlik modellemesinde yer almasına özen gösterilmiştir.

Deprem tehlikesine katkı yapan yakın faylar ile dikkate alınan saha Şekil 9'da gösterilmektedir. Seçilen saha yakın fay yönelim etkilerinin daha iyi gözlemlenebilmesi adına Kuzey Anadolu Fay hattının Marmara Denizi'nde uzanan Kumburgaz-Avcılar segmentinin (TRCS035) yakın doğrultusunda seçilmiştir. Saha ile faylar arasındaki en yakın mesafe 10 km civarındadır. Şekil 9'da ayrıca saha etrafındaki 25 km ve 50 km yarıçaplı sınırlar ve bu sınırlar etrafında kalan diğer faylar gösterilmektedir.



Şekil 9. Seçilen sahanın yakın çevresindeki faylar.

Proje sahası yakın çevresindeki faylardan TRCS033a, TRCS035, TRCS035a, TRCS250 ve TRCS9035 (TRCS035 ve TRCS035a birleşimi) kodlu fayların fay kaynak modeli dikkate alınarak hesaplanan deprem tehlikesine katkı oranları Tablo 1'de listelenmiştir. TRCS033a ve TRCS250'nin katkıları çok düşük (sıfır seviyesinde) kaldığı için bu tabloya eklenmemiştir. Burada hesaplanan katkı oranları 2475 yıl tekrarlanma periyoduna karşılık gelmektedir. Farklı tekrarlanma periyotları için bu oranlar değişeceğinden hesaplanacak yönelim etki faktörleri de tekrarlanma periyotlarına bağlı olarak değişiklik göstermektedir.

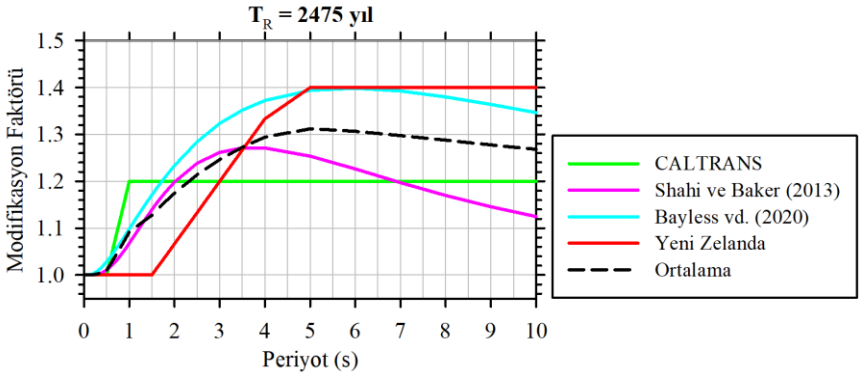
Tablo 1. Yakın fayların seçilen sahadaki toplam tehlikeye katkı oranları.

T (s)	TRCS035	TRCS035a	TRCS9035
0	0.56	0.21	0.05
0.05	0.52	0.22	0.05
0.1	0.51	0.22	0.05
0.15	0.55	0.22	0.06
0.2	0.59	0.23	0.06
0.3	0.63	0.23	0.06
0.4	0.64	0.24	0.05
0.5	0.64	0.25	0.05
0.75	0.65	0.25	0.05
1	0.65	0.25	0.04
1.5	0.65	0.25	0.04
2	0.66	0.25	0.04
3	0.66	0.24	0.04
4	0.66	0.23	0.04
5	0.66	0.23	0.04
7.5	0.66	0.23	0.04
10	0.66	0.21	0.04

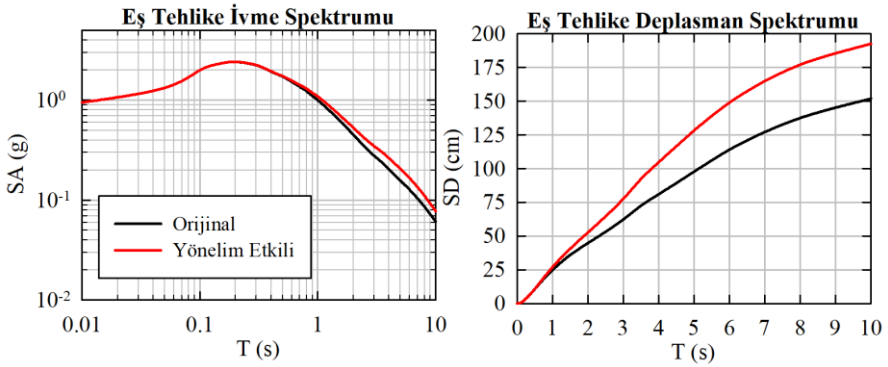
Şekil 9 ve Tablo 1'de gösterilen faylar için Shahi ve Baker (2013) ve Bayless vd. (2020) yöntemlerine göre elde edilen yönelim faktörleri Denklem (1)'e göre birleştirilerek nihai katsayılar elde edilmiştir. Yönetmelik bazında uygulama önerisi verilen CALTRANS (2019; 2025) ve Yeni Zelanda (2004) şartnamelerine göre modifikasyon katsayıları da hesaplanmıştır. Seçilen saha için CALTRANS (2019; 2025) yöntemine göre T = 1.0 s periyodundaki olasılıksal mesafenin belirlenmesi gerekirken Yeni Zelanda (2004) yönteminde doğrudan en yakın fay ile saha arasındaki en kısa mesafe dikkate alınmaktadır. Bu bağlamda olasılıksal mesafe 13 km hesaplanırken en kısa mesafede 10 km olarak ölçülmüştür.

Şekil 10'da çalışma kapsamında dikkate alınan yöntemlere göre 2475 yıl tekrarlanma periyodu için elde edilen amplifikasyonların periyoda bağlı değişimleri gösterilmektedir. Bu gözlemler, yöntemler arasındaki farklılıkların yanı sıra yönelim etkilerinin hesaplanmasında ortaya çıkan epistemik belirsizliğin de bir göstergesi olarak değerlendirilebilir.

Dikkate alınan yöntemlere göre periyoda bağlı ortalama hesaplanarak elde edilen değerlerin çalışma kapsamında kullanılması uygun bulunmuştur. Detayları önceki bölümde açıklanan Donahue vd. (2019) çalışmasında önerilen yöntemlerden biri olan deterministik yaklaşımla orijinal eş tehlike spektrumlarına hesaplanan faktörler uygulanmış ve nihai yakın fay yönelim etkilerini içeren eş tehlike spektrumları Şekil 11'de gösterilmiştir. Görüldüğü üzere yakın fay yönelim etkilerine bağlı deplasman artışları oldukça kritik düzeylere ulaşmış ve yapısal tasarım açısından dikkate değer sonuçlar ortaya koymuştur.



Şekil 10. Yakın fay yönelim etki faktörlerinin periyoda göre değişimleri.



Şekil 11. Seçilen sahada hesaplanan orijinal ve yönelim etkisi dahil edilmiş eş tehlike ivme ve deplasman spektrumları.

Yakın fay yönelim etkisine maruz kalabilecek sahalar için bir diğer önemli husus, yapısal analizlerde kullanılacak hız darbesi içeren deprem kayıtlarının nihai kayıt setine eklenmesidir. Bu konuda literatürde (örn., NIST, 2011) genel olarak deprem tehlike ayrıştırma analizlerine dayalı bazı yaklaşımlar bulunmakla birlikte, bu çalışmada Denklem (6) ile verilen hesaplama yöntemi önerilmiştir. Bu denklemde, nihai sette yer alabilecek hız darbeli toplam kayıt sayısı $N_{kayıt}$ ile gösterilirken, N nihai setteki gerekli toplam kayıt sayısını; $P(dir)$ ve δ_{fay} ise sırasıyla her bir fay için yakın fay yönelim olasılığını ve ilgili fayın toplam tehlikeye katkısını temsil etmektedir.

$$N_{kayıt} = N \sum_{i=1}^{n} P(Dir)_i * \delta_{fay,i} \quad (6)$$

Örnek olarak dikkate alınan saha için T = 3.0 s periyodu baz alınarak bir hesaplama yapılırsa, TRCS035, TRCS035a ve TRCS9035 fayları için $P(dir)$ değerleri Denklem (5)'e göre sırasıyla 0.455, 0.299 ve 0.405 olarak hesaplanmıştır. Tablo 1'de T = 3.0 s için listelenen δ_{fay} değerleri ve gerekli toplam kayıt sayısı 11 olarak kabul edilerek Denklem (6)'ya uygulandığında, gerekli $N_{kayıt}$ 4 olarak hesaplanmaktadır.

6 Sonuçlar

Bu çalışmada, Türkiye ve NGA-West2 veri tabanlarından elde edilen toplam 206 hız darbeli kayıt analiz edilmiştir. Bulgular, deprem büyüklüğü arttıkça baskın darbe periyotlarının (T_P) uzadığını, özellikle büyük magnitüdlü depremlerden elde edilen uzak mesafe kayıtlarında da hız darbesi gözlemlenebildiğini ve yüksek T_P değerlerinin öne çıktığını göstermiştir. Türkiye ve NGA-West2 veri tabanlarından hesaplanan T_P eğilimlerinin ortalamada tutarlı olması, gözlemsel bulguların güvenilirliğini desteklemiştir. Bununla birlikte Pazarcık 2023, Darfield 2010 ve Chi-Chi 1999 depremlerine ait hız darbeli kayıtların T_P dağılımlarının karşılaştırılması, farklı kaynak ve fay özelliklerinin yönelim etkilerinde farklı rol oynayabileceğini de göstermektedir.

Gözlemsel veriler ile ampirik yöntemler karşılaştırıldığında, düşük ve orta büyüklüklerdeki depremlerde gözlemsel amplifikasyonların ampirik modellerden daha yüksek olduğu görülmüştür. Buna karşılık, büyük magnitüdlü depremlerde literatürdeki yöntemlerle daha uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. RotD50 ve RotD100 yatay bileşen tanımları üzerinden yapılan analizler ise yönelim etkilerine dayalı amplifikasyonların bileşen tanımına çok düşük duyarlılıkta olduğunu göstermiştir.

Olasılıksal sismik tehlike analizleri kapsamında, Donahue vd. (2019) tarafından önerilen deterministik kompozit dağılım yaklaşımı uygulanarak yönelim etkileri eş tehlike spektrumlarına yansıtılmıştır. Bu kapsamda, özellikle deplasman taleplerinde kritik artışların ortaya çıktığı belirlenmiş; bu sonuçlar, yüksek katlı ve özel öneme sahip uzun periyotlu yapıların tasarımında yönelim etkilerinin mutlaka dikkate alınması gerektiğini vurgulamaktadır. Ayrıca, veri tabanında orta büyüklükteki (M_w 5–6 aralığı) depremlere ait daha kısa periyotlu hız darbelerinin de yer aldığı görülmektedir. Bu durum, yönelim etkilerinin düşük olasılıkla da olsa bu büyüklükteki depremler

sırasında gözlemlenebileceğini; gözlemlendiğinde ise özellikle 1–2 saniye civarındaki yapılar açısından kritik sonuçlar doğurabileceğini göstermektedir. Dolayısıyla hem uzun periyotlu hem de orta periyot aralığındaki yapıların tasarımında yönelim etkilerinin göz ardı edilmemesi gerekmektedir.

Kayıt seçimi açısından, çalışmada önerilen olasılıksal yaklaşım ile belirli periyotlarda veri setine dahil edilmesi gereken hız darbeli kayıt sayıları hesaplanmıştır. Bu yöntem, kayıt seçimi sürecine sistematik bir bakış açısı kazandırmakta ve sahaya özel analizlerde olasılıksal tabana dayalı karar verme olanağı sunmaktadır.

Genel olarak, bulgular yakın fay yönelim etkilerinin gerek tehlike analizlerinde gerekse tasarım spektrumlarının oluşturulmasında göz ardı edilmemesi gerektiğini ortaya koymuştur. Veri tabanlarının yeni büyük depremlerden elde edilecek kayıtlarla zenginleştirilmesi ve yöntemler arasındaki epistemik belirsizliklerin mantık ağacı yaklaşımlarıyla modellenmesi gelecekteki çalışmalar için kritik önemdedir.

Kaynaklar

1. Abrahamson NA (2000) Effects of rupture directivity on probabilistic seismic hazard analysis, in 6th Int. Conf. on Seismic Zonation, Proceedings: Earthq Eng Res Inst CD-2000-01
2. Abrahamson NA, Silva WJ, Kamai R (2014) Summary of the ASK14 ground-motion relation for active crustal regions. Earthquake Spectra 30:1025–1055
3. Ancheta TD, Darragh RB, Stewart JP, Seyhan E, Silva WJ, Chiou BSJ, Wooddell KE, Graves RW, Kottke AR, Boore DM, Kishida T, Donahue JL (2014) NGA-West2 database. Earthquake Spectra 30:989–1005.
4. ASCE/SEI (2022) Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-22. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
5. Baker JW (2007) Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. Bulletin of the Seismological Society of America 97:1486–1501.
6. Bayless J, Somerville P (2013) Bayless-Somerville Directivity Model, Chapter 3 of PEER Report No. 2013/09, Spudich P (Editor), Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
7. Bayless J, Somerville P, Skarlatoudis A (2020) A rupture directivity adjustment model applicable to the NGA-West2 Ground Motion Models and Complex Fault Geometries, U.S. Geological Survey (USGS), G18AP00092.
8. Bayless J, Abrahamson NA, Somerville PG (2024) A rupture directivity adjustment model and its application in seismic hazard. Earthquake Spectra 41(1):753–781.
9. Boore DM (2010) Orientation-independent, nongeometric-mean measures of seismic intensity from two horizontal components of motion. Bulletin of the Seismological Society of America 100(4):1830–1835.
10. Boore DM, Stewart JP, Seyhan E, Atkinson GM (2014) NGA-West2 equations for predicting PGA, PGV, and 5% damped PSA for shallow crustal earthquakes. Earthquake Spectra 30:1057–1085.
11. CALTRANS (2019) Seismic design criteria version 2.0. California Department of Transportation, Sacramento, CA.

12. CALTRANS (2025) Seismic design criteria, revised edition. California Department of Transportation, Sacramento, CA.
13. Chiou BSJ, Youngs RR (2014) Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. Earthquake Spectra 30:1117–1153.
14. Danciu L, Kale Ö, Akkar S (2018) The 2014 Earthquake Model of the Middle East: ground motion model and uncertainties, Bulletin of Earthquake Engineering 16:3497-3533.
15. Demircioğlu MB, Sesetyan K, Duman T, Çan T, Tekin S, Ergintav S (2018) Source zonation model for the seismic hazard assessment of The Turkish Territory: part II: fault source and background seismicity model, Bull Earthquake Eng 16:3399–3438.
16. Donahue JL, Stewart JP, Gregor N, Bozorgina Y (2019) Ground-Motion Directivity Modeling for Seismic Hazard Applications, PEER-2019/03.
17. Kale Ö, Akkar S, Anooshiravan A, Hamzehloo H (2015) A ground-motion predictive model for Iran and Turkey for horizontal PGA, PGV and 5%-damped response spectrum: Investigation of possible regional effects. Bull Seismol Soc Am 105(2A):963-980.
18. Kotha SR, Weatherill G, Bindi D, Cotton F (2022) Near-source magnitude scaling of spectral accelerations: analysis and update of Kotha et al. (2020) model. Bull Earthquake Eng 20(3): 1343–1370.
19. NIST (2011) Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses. NIST GCR 11-917-15, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
20. NZS (2004) Structural design actions – Part 5: Earthquake actions – New Zealand (NZS 1170.5:2004). Standards New Zealand, Wellington.
21. Pagani M vd. (2014) OpenQuake engine: An open hazard (and risk) software for the global earthquake model. Seismological Research Letters 85:692–702.
22. Sandıkkaya MA, Güryuva B, Kale Ö, Okçu O, İçen A, Yenier E, Akkar S (2024) An updated strong-motion database of Türkiye (SMD-TR). Earthquake Spectra 40(1):847-870.
23. Shahi SK, Baker JW (2011) An empirically calibrated framework for including the effects of near-fault directivity in probabilistic seismic hazard analysis. Bulletin of the Seismological Society of America 101:742–755.
24. Shahi SK, Baker JW (2013) NGA-West2 directivity models for average horizontal ground motion. Pacific Earthquake Engineering Research Center Report, University of California, Berkeley.
25. Shahi SK, Baker JW (2014) An efficient algorithm to identify strong-velocity pulses in multicomponent ground motions. Bulletin of the Seismological Society of America 104:2456–2466.
26. Somerville P, Smith N, Graves R, Abrahamson N (1997) Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity. Seismological Research Letters 68:199–222.

Sıvılaşma Tehlike Analizi ve Potansiyel Haritalarının Oluşturulması: Yalova İl Merkezi

Selçuk Toprak[1][0000-0002-6704-9752], Furkan Çiçek[2][0009-0009-9764-9765], Şeyhmus Can Tunç[2][0009-0006-6360-8269], Erdal Emirhan Övünç[3], Merve Bingöl[3] ve Fatma Betül Karakoç[3]

[1] Profesör Dr., Gebze Teknik Üniversitesi, MARTEST-Marmara Afetlerle Baş Edebilir Yapılar için Uygulama ve Araştırma Merkezi, Kocaeli, Türkiye

[2] Lisansüstü Öğrencisi, Gebze Teknik Üniversitesi, Lisanüstü Eğitim Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli, Türkiye

[3] Lisans Öğrencisi, Gebze Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli, Türkiye

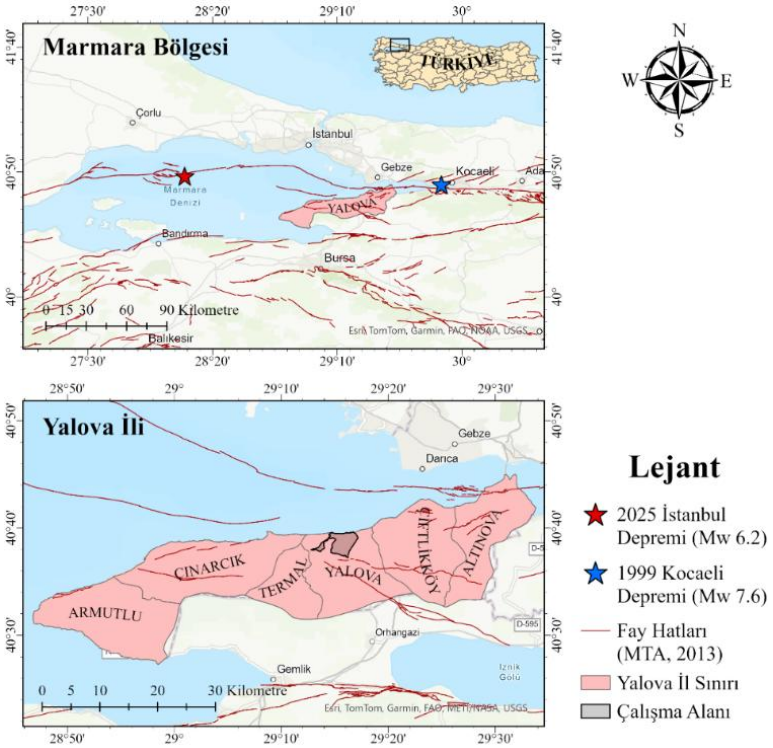
stoprak@gtu.edu.tr

Özet. Türkiye, tarih boyunca birçok yıkıcı deprem yaşamış ve bu depremler ciddi can ve mal kayıplarına yol açmıştır. Türkiye'deki büyük depremlerden olan 1999 Kocaeli-Düzce ve 2023 Kahramanmaraş depremleri sonrasında yapılan saha incelemeleri, sıvılaşma kaynaklı zemin tepkilerinin yapısal hasarları arttırdığını ortaya koymuştur. Sıvılaşma yüzeydeki yapılarla sınırlı kalmayıp, yanal yayılmalar ve zemin yer değiştirmeleriyle altyapı sistemlerinde de ciddi hasarlara neden olmaktadır. Sıvılaşma sonucu oluşan oturmalar ve taşıma gücü kayıpları sonucu bina temellerinde bozulmalar, ulaşım yapılarında deformasyonlar, altyapı sistemlerinde ise kırılma ve işlev kayıpları ortaya çıkmaktadır. Bu tür etkilerin önlenebilmesi için deprem öncesinde tehlike ve risk analizlerinin yapılması büyük önem taşımaktadır. Marmara Bölgesi, yoğun nüfusu ve ekonomik faaliyetleri nedeniyle Türkiye'nin en kritik bölgelerinden biridir. Bölgedeki olası büyük bir depremin etkilerini azaltmak için geçmiş depremlerden elde edilen bilimsel verilerin, yerel zemin koşullarının ve mühendislik analizlerinin birlikte değerlendirilmesi gereklidir. Bu kapsamda, Yalova ili SATREPS-MARTEST projesi kapsamında pilot bölge olarak belirlenmiş ve sıvılaşma riskine yönelik analizler yürütülmüştür. SATREPS-MARTEST, Türkiye ve Japonya arasında yürütülen bir bilimsel iş birliği projesi olup, Marmara Bölgesi'nde deprem riskinin azaltılmasına yönelik çalışmalar gerçekleştirmektedir. Hazırlanan haritalar, sadece mevcut altyapının değerlendirilmesi için değil, aynı zamanda gelecekteki yapılaşmalarda yer seçimi kararları için de önem arz etmektedir. Standart Penetrasyon Testi (SPT) ve Koni Penetrasyon Testi (CPT) verileri kullanılarak oluşturulan Sıvılaşma Potansiyel İndeksi (LPI), Sıvılaşma Şiddet Katsayısı (LSN) ve Sıvılaşma Şiddet İndeksi (LSI) haritaları, afetlere karşı alınacak önlemler için yol gösterici niteliktedir.

Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, Deprem, Yalova, SPT, CPT, MASW, Coğrafi Bilgi Sistemleri.

1 Giriş

Yalova ili, Türkiye'nin kuzeybatısında, Marmara Bölgesi'nde yer almakta olup yaklaşık 276.050 kişilik nüfusu ve 799 km² yüzölçümüne sahiptir. Stratejik konumu sayesinde bulunduğu bölge içerisinde öne çıkan yerleşim alanlarından biridir. Kent, Kuzey Anadolu Fay Zonu'nun kuzey kolu üzerinde bulunması nedeniyle aktif tektonik hareketlerden doğrudan etkilenmektedir (Şekil 1).



Şekil 1. Yalova ili ve çevresinin konumu, ilçeleri, aktif fay hatları ve çalışma alanı.

Özellikle 17 Ağustos ve 12 Kasım 1999 tarihlerinde meydana gelen depremler, Yalova'da ciddi can ve mal kayıplarına yol açmıştır. 17 Ağustos depreminde 2,504 kişi yaşamını yitirirken, 8,585 konut ve 764 iş yerinde orta düzeyde, 9,570 konut ve 565 iş yerinde ise ağır düzeyde hasar meydana gelmiştir (Yalova Valiliği, 2019). Zemin özelliklerine bağlı olarak sıvılaşma, yerel zemin büyütmesi ve rezonans gibi etkiler, yapı hasarlarının artmasında önemli rol oynamıştır. Örneğin, 1999 Kocaeli Depremi sonrasında GEER (Geotechnical Extreme Events Reconnaissance) ekibi tarafından Yalova'da, sahil kesimine yakın bir bölgede yapılan incelemelerde, bir apartman binasının önündeki istinat duvarının temel zemininin sıvılaşması nedeniyle oturduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center)

tarafından yürütülen Geotechnical Site Investigation at Selected Lateral Spread Sites başlıklı çalışma kapsamında, ekip Yalova Limanı'nda yüzey çatlaklarını gözlemlemiş ve ardından yaklaşık 14–20 m derinliğe kadar CPT ve CPTU testleri gerçekleştirmiştir. Bu saha çalışmaları, Yalova Limanı sahil bölgesinde sıvılaşmaya bağlı yanal yayılmaların meydana geldiğini ve kıyıda yaklaşık 0.3 m'ye varan yer değiştirme değerlerinin gözlemlendiğini ortaya koymuştur (GEER, 1999; PEER 2000; Çetin 2004).

Bu durum göz önüne alındığında, Marmara Bölgesi'nde gelecekte meydana gelmesi beklenen büyük depremlerden doğrudan etkilenme riski bulunan Yalova'da, nüfus yoğunluğu, hızlı kentleşme ve bunlara bağlı artan altyapı yükü nedeniyle zemin koşullarının ayrıntılı olarak incelenmesi, kentteki yapı güvenliği ve afet risk yönetimi açısından kritik öneme sahiptir. Bu kapsamda, bölgenin sıvılaşma potansiyelinin doğru şekilde belirlenmesi ve zemin kaynaklı tehlike haritalarının oluşturulması hem mühendislik uygulamaları hem de afet öncesi planlamalar için önemli bir altyapı sağlamaktadır.

Literatürde Yalova üzerine yapılan birçok çalışma mevcuttur. Örneğin, Yılmaz ve Yavuzer (2005) çalışmasında 118 adet SPT sondajından elde edilen verilerle sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmiş ve hazırlanan haritalar, bölgenin M=7.4 büyüklüğündeki bir deprem için orta ile yüksek düzeyde sıvılaşma duyarlılığına sahip olduğunu göstermiştir. Bölgede bir diğer çalışma ise Özçep ve Zarif (2009) tarafından gerçekleştirilmiş; 200'den fazla sondaj verisi kullanılarak farklı tasarım deprem senaryoları için deterministik ve olasılıksal yaklaşımlarla sıvılaşma güvenlik katsayılarının değişimi incelenmiştir. Çalışma sonucunda, özellikle 7.5 büyüklüğündeki depremler ve 0.3 g üzeri ivmeler altında kıyı kesimlerinin riskli bölgeler olarak öne çıktığı belirlenmiştir. Bu çalışmalara ek olarak, Çapadağ (2017) tarafından gerçekleştirilen analizlerde, farklı büyüklükteki deprem senaryoları altında Yalova ili zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli incelenmiş; 6.5 büyüklüğündeki depremde belirli zemin tabakalarının, 7.0 büyüklüğünde birçok tabakanın ve 7.5 büyüklüğünde ise neredeyse tüm zemin tabakalarının yüksek sıvılaşma potansiyeline sahip olduğu belirlenmiştir. Özellikle SPT-N değeri 15'ten düşük olan zemin birimlerinde sıvılaşma riski önemli ölçüde artmıştır.

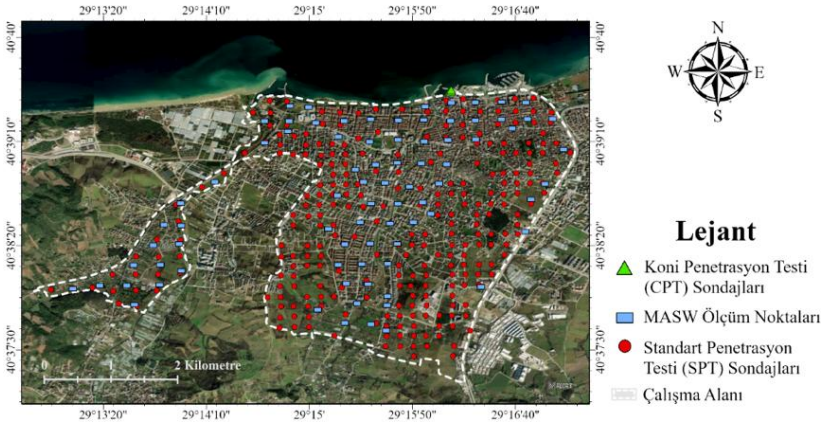
Bu çalışmalara ek olarak, mevcut araştırmada Yalova il merkezi sınırları içerisinde sıvılaşma tehlikesi değerlendirilmiştir. Arazi deneylerinden elde edilen SPT ve CPT verileri kullanılarak sıvılaşma potansiyeli analizi gerçekleştirilmiştir. Analizlerde, LPI için SPT verilerine dayalı geliştirilen Iwasaki vd. (1984) yöntemi kullanılmış; CPT verileri için ise Toprak ve Holzer (2003) tarafından uyarlanan yaklaşım tercih edilmiştir. Buna ek olarak, LSI için Sönmez ve Gökçeoğlu (2005) ve LSN için ise Tonkin & Taylor (2013) tarafından geliştirilen yaklaşımlar kullanılmıştır. Elde edilen veriler, Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) ortamında mekansal olarak analiz edilmiş ve potansiyel haritalar oluşturulmuştur. Bu analizler, kentsel planlamada zemin kaynaklı risklerin azaltılmasına katkı sağlamayı amaçlamaktadır.

2 Kullanılan Veri Seti

Yalova Belediyesi (2016) tarafından yürütülen mikrobölgeleme kapsamında, zemin özelliklerinin belirlenmesi ve bölgesel zemin kaynaklı risklerin azaltılması amacıyla detaylı geoteknik araştırmalar gerçekleştirilmiştir. 2014 yılı içerisinde yürütülen bu çalışmalar kapsamında, 3 Nisan – 20 Eylül tarihleri arasında, 20.00 ile 54.00 metre derinlik aralığında toplam 273 sondaj yapılmış ve toplam sondaj derinliği 6.353,93 metreye ulaşmıştır. Sondaj işlemlerinde hidrolik sistemle çalışan D-500 tipi sondaj makineleri kullanılmıştır.

Bu sondajlar sırasında zemin davranışının anlaşılması ve sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi amacıyla, toplam 3.793 adet Standart Penetrasyon Testi (SPT) gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, yüzey dalgalarının çok kanallı analizi yöntemi olan MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) testleri de 80 farklı lokasyonda uygulanmıştır. Bu testler sonucunda kayma dalgası hızı (Vs) profilleri elde edilmiştir.

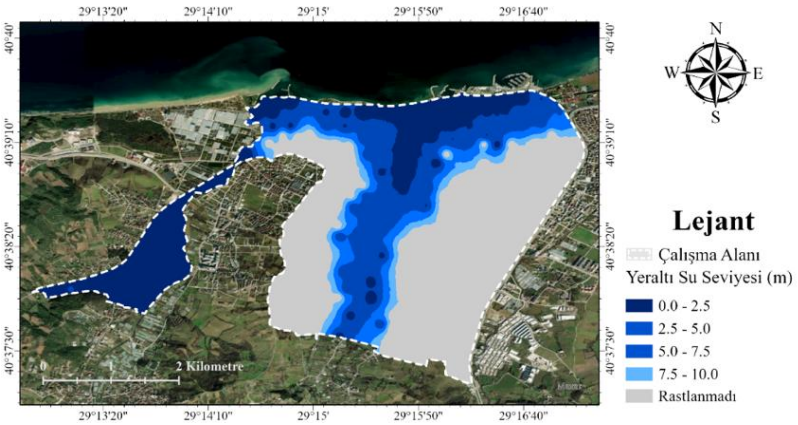
Bölgedeki zemin davranışının farklı yöntemlerle desteklenmesi amacıyla, mikrobölgeleme çalışmasına ek olarak, Yalova Limanı (Yalova Harbor) bölgesinde yer alan ve PEER veri tabanından temin edilen 4 adet Konik Penetrasyon Testi (CPT) verisi de değerlendirmeye alınmıştır. Bu veriler mikrobölgeleme kapsamında yer almamakla birlikte, farklı bir lokasyonda zemin davranışının daha kapsamlı incelenmesi açısından tamamlayıcı niteliktedir ve CPT tabanlı sıvılaşma analizlerinde kullanılmıştır. Çalışmada kullanılan tüm SPT, MASW ve CPT noktalarının konumsal dağılımı Şekil 2'de sunulmuştur.



Şekil 2. Çalışma alanındaki tüm SPT, MASW ve CPT noktalarının konumsal dağılımı.

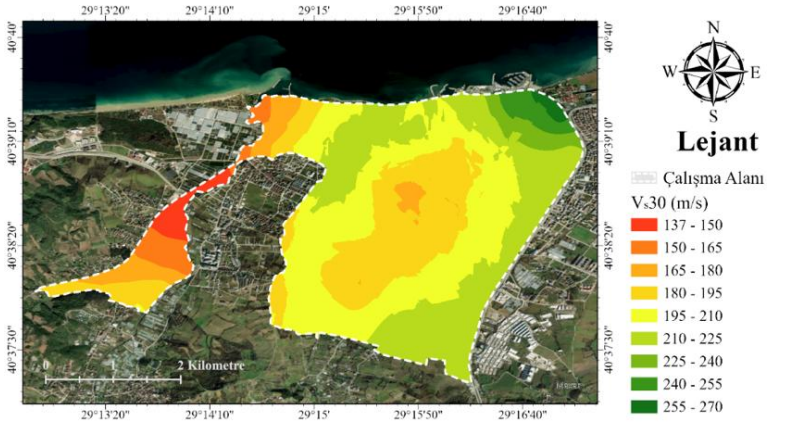
Yer altı su seviyesi (YASS), sıvılaşma analizlerinde belirleyici unsurlardan biridir ve bu çalışmada ayrıntılı biçimde ele alınmıştır. İnceleme alanında yer altı su seviyesi 0.10 ile 5.37 metre arasında değişmektedir. Bu kapsamda, yalnızca SPT sondajlarından elde edilen yer altı suyu bilgileri kullanılarak bir YASS haritası oluşturulmuş ve Şekil 3'te sunulmuştur. YASS haritası incelendiğinde, Kılıç Formasyonu olarak tanımlanan

birim içinde gerçekleştirilen SPT sondajlarında yer altı su seviyesine rastlanmadığı görülmektedir. Bu birim, Yalova ili ve güney kesimlerinde yüzeylenen; sıkı tutturulmuş kil, silttaşı, marn ve yer yer kumtaşı-çamurtaşı mercekleri içeren litolojik özelliklere sahiptir.



Şekil 3. Çalışma alanının yer altı su seviyesi (YASS) dağılım haritası.

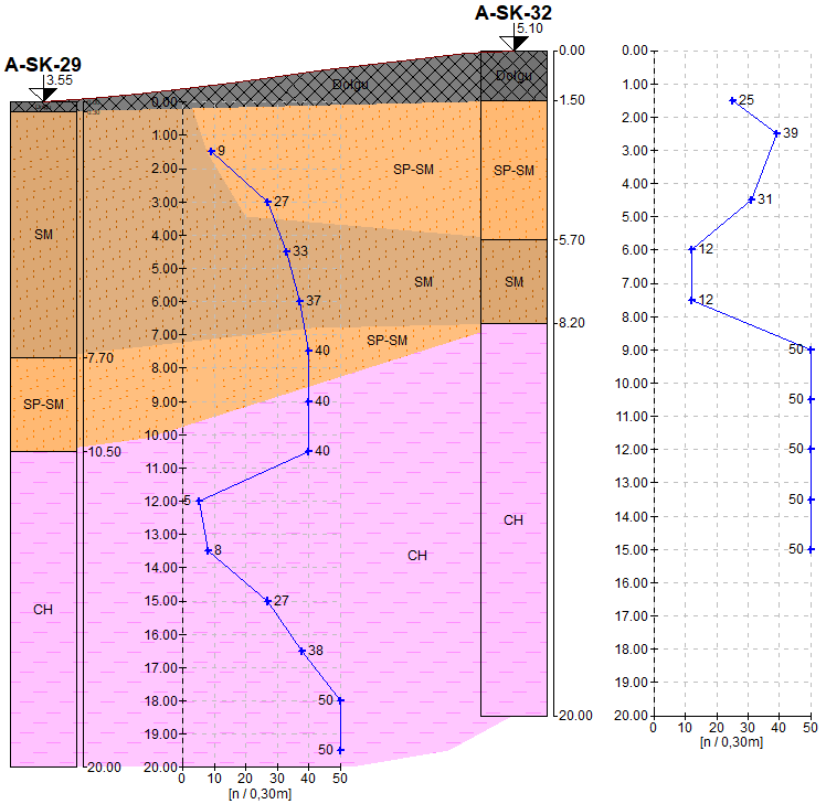
Çalışma alanındaki yer altı su seviyesinin yanı sıra, zeminlerin sismik davranışının belirlenmesinde önemli bir parametre olan Vs_{30} (ilk 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı) değerleri de incelenmiştir. MASW yöntemi ile elde edilen veriler kullanılarak Vs_{30} dağılım haritası oluşturulmuş ve bu harita, AFAD istasyonlarında kaydedilen Vs_{30} değerleri ile karşılaştırılarak doğrulanmıştır. AFAD verileriyle yapılan karşılaştırmalar, haritanın güvenilirliğini ve doğruluğunu desteklemektedir.



Şekil 4. MASW verileri kullanılarak oluşturulan Vs_{30} dağılım haritası.

Şekil 4 çalışma bölgesi için CBS'de oluşturulan V_{S30} haritasını sunmaktadır. Bölgede elde edilen değerler 137 m/s ile 270 m/s arasında değişmektedir. Bu değerler, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'ne (TBDY, 2018) göre yerel zemin sınıflarına göre değerlendirilmiştir. Yapılan sınıflandırmaya göre çalışma alanı, ZD ve ZE yerel zemin sınıfları içerisinde yer almakta olup, bu durum bölgenin sıvılaşma potansiyeli açısından riskli bir zemin yapısına sahip olduğunu göstermektedir.

Bölgedeki yüzey jeomorfolojisi incelendiğinde, alüvyon birimlerinin dere yatakları, denize döküldükleri alanlar ve kıyı şeridi boyunca yer alan düzlüklerde yayılım gösterdiği görülmektedir. Bu alanlar genellikle %0–10 aralığında düşük eğim değerlerine sahiptir. Buna karşılık, Kılıç Formasyonu'nun bulunduğu kesimlerde eğim değerleri %0–10 ile %10–60 arasında değişkenlik göstermektedir. Fikir vermesi amacıyla seçilen A-SK-29 ve A-SK-32 sondaj noktalarına ait SPT-N değerleri ve zemin profillerini birlikte gösteren jeolojik kesit Şekil 5'te sunulmuştur.



Şekil 5. A-SK-29 ve A-SK-32 sondajlarının SPT-N değerleri ve zemin profillerini gösteren jeolojik kesit.

3 Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi

Bu çalışmada sıvılaşma potansiyeli, literatürde yaygın olarak kullanılan iki farklı yöntemle değerlendirilmiştir: Youd vd. (2001) ve Boulanger ve Idriss (2014). Bu yöntemler, zemin özellikleri ile sismik parametrelere dayanarak, deprem sırasında oluşabilecek sıvılaşma riskini belirlemek amacıyla kullanılmaktadır. Yapılan analizler sonucunda, sıvılaşma güvenlik katsayısı (FS), Denklem (1) ile hesaplanmakta ve elde edilen bu değer doğrultusunda bölgenin sıvılaşma riski değerlendirilmektedir. Bu hesaplamada, depreme bağlı olarak zeminde gelişen çevrimsel gerilme oranı (CSR) ile zeminin sıvılaşmaya karşı direncini ifade eden çevrimsel direnç oranı (CRR) karşılaştırılmaktadır.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \tag{1}$$

3.1 Youd vd. (2001) Yöntemi

Youd vd. (2001) yönteminde çevrimsel gerilme oranı ($\boldsymbol{CSR}$), maksimum yer ivmesi ($\boldsymbol{a_{max}}$), toplam ve efektif dikey gerilme (σ_o ve $\boldsymbol{\sigma'_o}$) ile derinliğe bağlı azalma katsayısı ($\boldsymbol{r_d}$) dikkate alınarak Denklem (2) ile hesaplanmıştır. Bu çalışmada, her bir SPT kuyusu için maksimum yer ivmesi ($\boldsymbol{a_{max}}$) değerleri, ilgili koordinatlara karşılık gelen yer ivmesi bilgileri esas alınarak AFAD tarafından yayımlanan Türkiye Deprem Tehlike Haritası (TDTH) üzerinden elde edilmiştir. Saha genelinde yapılan değerlendirmeler sonucunda, sondaj noktalarında $\boldsymbol{a_{max}}$ değerinin minimum 0.298 g, maksimum 0.612 g aralığında değiştiği belirlenmiştir. Ayrıca, tüm sıvılaşma analizlerinde kullanılan senaryo deprem büyüklüğü olarak moment magnitüdü (Mw) 7.5 alınmıştır.

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} r_d \tag{2}$$

Zeminin sıvılaşma direncini temsil eden $CRR_{7.5}$ değeri, SPT vuruş sayılarına çeşitli düzeltmeler uygulanarak elde edilen $(N_1)_{60}$ değerine bağlı olarak hesaplanmıştır. Bu çalışmada, $(N_1)_{60}$ değeri, Youd vd. (2001) çalışmasında detaylı şekilde tanımlanan düzeltme katsayıları (enerji oranı, çubuk uzunluğu, delik çapı, örnekleyici tipi ve derinlik) dikkate alınarak belirlenmiştir. Temiz kumlar için önerilen yaklaşık $CRR_{7.5}$ bağıntısı Denklem (3) ile tanımlanmıştır.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \tag{3}$$

Elde edilen $CRR_{7.5}$ değeri, analizde kullanılan depremin büyüklüğüne uyarlanmak üzere büyüklük düzeltme katsayısı (MSF) ile çarpılmıştır. Bu çalışmada, MSF değeri Denklem (4) ile hesaplanmıştır.

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (4)$$

Burada, Mw değeri depremin büyüklüğünü temsil etmektedir. Sonuç olarak nihai CRR değeri $CRR_{7.5}$ ile MSF değerleri çarpılarak elde edilmiş ve FS değeri Denklem (1) ile hesaplanmıştır.

3.2 Boulanger ve Idriss (2014) Yöntemi

Boulanger ve Idriss (2014) yönteminde çevrimsel gerilme oranı (CSR), Denklem (2) ile aynı şekilde hesaplanmıştır. Ancak CRR hesaplamasında daha gelişmiş bir prosedür izlenmiştir. İlk olarak, SPT verilerine çeşitli düzeltmeler uygulanarak $(N_1)_{60cs}$ değeri elde edilmiştir. Bu değer, ince taneli zeminlerin davranışı da dikkate alınarak Boulanger ve Idriss (2014) çalışmasında detaylı şekilde tanımlanan yöntem takip edilerek hesaplanmıştır. $(N_1)_{60cs}$ değerine karşılık gelen $CRR_{7.5}$ değeri, Denklem (5)'te verilen ampirik denklemle hesaplanmıştır.

$$CRR_{7.5} = exp\left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right] \quad (5)$$

Bu değer, yalnızca deprem büyüklüğüne değil, aynı zamanda efektif gerilmeye bağlı olarak da düzeltilmiştir. Boulanger ve Idriss (2014) çalışmasında kapsamlı bir şekilde yer verilen MSF ve K_σ katsayısı uygulanarak nihai CRR değeri Denklem (6) ile elde edilmiştir. Son olarak, FS değeri Denklem (1) ile hesaplanmıştır.

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad (6)$$

Elde edilen FS değerleri doğrultusunda, plastisitesi yüksek ince taneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini değerlendirebilmek amacıyla Bray ve Sancio (2006) kriteri uygulanmıştır. Bu kriter kapsamında plastisite indeksi (PI) ve su muhtevası gibi parametrelere bağlı olarak yapılan değerlendirme sonucunda, filtreleme koşullarını sağlayan (plastisitesi yüksek olduğu belirlenen) zeminlerin sıvılaşma eğiliminde olmadığı kabul edilmiştir. İlgili hesaplama yöntemi Tablo 1'de sunulmuştur.

Tablo 1. Bray ve Sancio (2006) kriterine göre plastisitesi yüksek ince taneli zeminlerin sıvılaşma değerlendirmesi

Sıvılaşmaya Yatkın	Sıvılaşmaya Orta Dercede Yatkın	Sıvılaşmaz (FS=2)
$PI < 12\%$ $\frac{w_c}{LL} > 0.85$	$12\% \leq PI < 18\%$ $\frac{w_c}{LL} > 0.80$	$PI > 18\%$

4 Sıvılaşma Potansiyelinin Haritalanması

Hesaplanan sıvılaşma profilleri kullanılarak, zeminin sıvılaşmaya karşı gösterdiği davranış daha iyi yorumlanabilmesi amacıyla her sondaj noktası için Sıvılaşma Potansiyel İndeksi (LPI), Sıvılaşma Şiddet İndeksi (LSI) ve Sıvılaşma Şiddet Katsayısı (LSN) hesaplanmıştır. Bu endeksler, yalnızca FS değerlerinin derinliğe göre dağılımını değil, aynı zamanda sıvılaşabilir tabakaların derinliklerini ve kalınlıklarını da dikkate alarak sıvılaşmanın yüzeyde etki potansiyelini sayısal olarak değerlendirmeyi amaçlamaktadır.

4.1 Sıvılaşma Potansiyel İndeksi (LPI)

LPI, Iwasaki vd. (1984) tarafından önerilen yönteme göre 20 metre derinliğe kadar olan zemin profili boyunca hesaplanmıştır. Bu çalışmada, FS değeri 1.0'dan küçük olan katmanlar sıvılaşma riski taşıyan tabakalar olarak değerlendirilmiştir. İlgili katmanlara ait FS değeri, derinliği ve kalınlığı dikkate alınarak LPI değeri Denklem (7) yardımıyla hesaplanmıştır.

$$LPI = \int_{0}^{20\,m} F(z)W(z)dz \tag{7}$$

Burada, $F(z)$ değeri 1.0'dan büyük eşit olduğu durumda 0'a eşit olurken, 1.0'dan küçük olduğu durumda $1 - FS$ olarak hesaplanmaktadır. Ayrıca $W(z)$ terimi ise Denklem (8) ile hesaplanmıştır.

$$W(z) = 10 - 0.5z \tag{8}$$

Yukarıdaki eşitliklerde, z metre cinsinden derinliği ifade ederken dz ise katman kalınlığını temsil etmektedir. LPI ilk önerildiğinde SPT testleri üzerinden değerlendirilmesine rağmen sonraki araştırmacılar CPT testleri ile kalibrasyonunu gerçekleştirmişlerdir (örneğin, Toprak ve Holzer, 2003). LPI ilk olarak SPT testleri üzerinden değerlendirilmek üzere önerilmiş olsa da, sonraki araştırmacılar tarafından CPT verileriyle kalibrasyonu gerçekleştirilmiştir (Toprak ve Holzer, 2003) ve farklı alanlarda uygulamaları gerçekleştirilmiştir (Holzer vd. 2002; Jinguuji ve Toprak, 2017, Nacaroğlu vd., 2022).

4.2 Sıvılaşma Şiddet İndeksi (LSI)

Bu çalışmada LSI, Sönmez ve Gökçeoğlu (2005) tarafından önerilen yönteme göre, 20 metre derinliğe kadar olan zemin profili boyunca hesaplanmıştır. Sıvılaşan katmanlara ait FS değeri ve kalınlığı dikkate alınarak, sıvılaşmanın şiddetini nicel olarak ifade eden LSI değeri Denklem (9) yardımıyla hesaplanmıştır.

$$LSI = \int_0^{20\,m} P_L(z)W(z)dz \tag{9}$$

Burada, $P_L(z)$ belirli bir derinlikteki sıvılaşma olasılığını ifade eden ve FS ile ilişkili bir fonksiyondur. Bu çalışmada, $FS \leq 1.411$ olduğu durumlar için sıvılaşma olasılığı Denklem (10) kullanılarak hesaplanmıştır; FS değerinin bu eşik değerin üzerinde olduğu durumlarda ise sıvılaşma olasılığı sıfır olarak kabul edilmiştir.

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{0.96}\right)^{4.5}} \tag{10}$$

4.3 Sıvılaşma Şiddet Katsayısı (LSN)

Ek olarak, zemin profilinde oluşabilecek sıvılaşma kaynaklı deformasyonların büyüklüğünü değerlendirmek üzere, Tonkin & Taylor (2013) tarafından geliştirilen LSN yöntemi uygulanmıştır. LSN hesaplamaları, 20 metre derinliğe kadar olan zemin profili boyunca gerçekleştirilmiş ve her bir katmandaki hacimsel şekil değiştirme oranı (ε_v) ile derinlik bilgisi dikkate alınarak Denklem (11) yardımıyla hesaplanmıştır.

$$LSN = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz \tag{11}$$

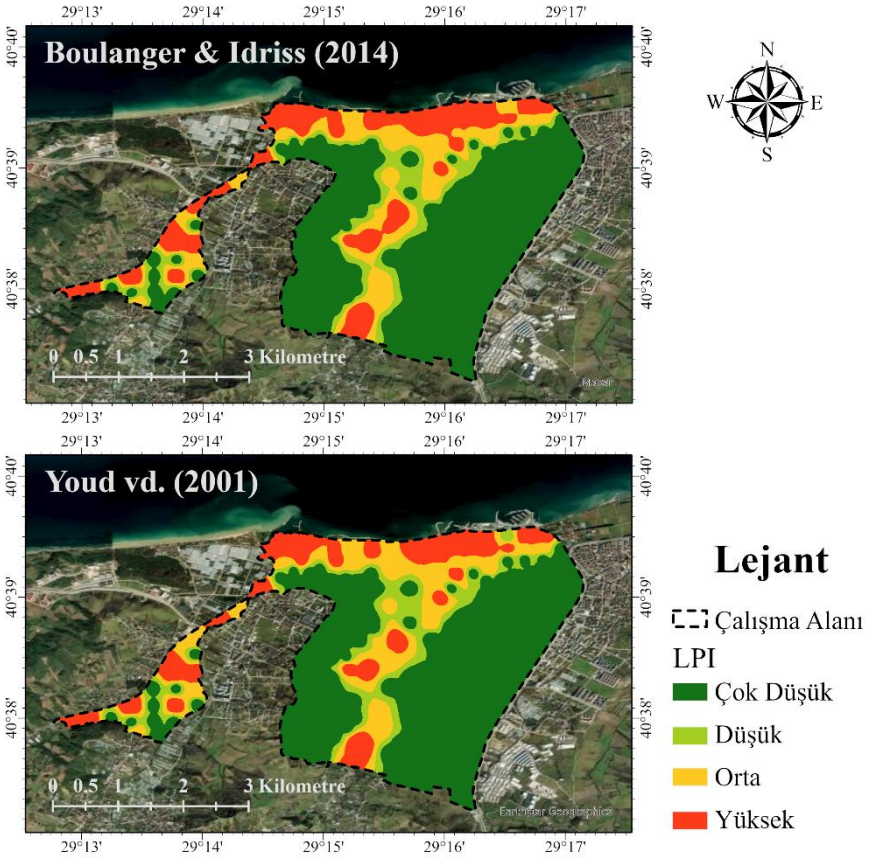
Yukarıdaki denklemde, hacimsel şekil değiştirme oranı (ε_v), Zhang vd. (2002) tarafından önerilen ampirik bağıntılar doğrultusunda hesaplanmıştır. Bu hesaplamalarda, FS değerleri doğrudan kullanılmış; SPT vuruş sayıları ise $(q_{c1N})_{cs}$ değerlerine dönüştürülerek değerlendirmeye alınmıştır. Çünkü ε_v, doğrudan FS ve $(q_{c1N})_{cs}$ parametrelerine bağlı olarak tanımlanmakta ve bu iki değişkenin kombinasyonu ile ε_v değeri belirlenmektedir. LSN, yaygın parametreler içerisinde en son önerilen olmasına rağmen günümüzde farklı şekillerde kullanım bulmuştur (Örneğin, Toprak vd., 2019).

5 Sonuç ve Bulgular

Yapılan sıvılaşma analizleri sonucunda, Yalova ilinin belirli bölgelerinin sıvılaşma riski taşıdığı ortaya konmuştur. Bu kapsamda, LPI, LSI ve LSN değerlerinin mekansal dağılımları sırasıyla Şekil 6, 7 ve 8'de sunulmuştur. Güvenlik katsayıları Boulanger ve Idriss (2014) ile Youd vd. (2001) yaklaşımları kullanılarak hesaplanmış, LPI, LSI ve LSN değerleri sırasıyla Iwasaki vd. (1984), Sönmez & Gökçeoğlu (2005) ve Tonkin ve Taylor (2013) yöntemlerine göre belirlenmiştir.

Yöntemler karşılaştırıldığında, Boulanger ve Idriss (2014) yaklaşımı ile gerçekleştirilen analizlerde, Youd vd. (2001) yöntemine kıyasla daha yüksek düzeyde

sıvılaşma potansiyeli öngörüldüğü görülmüştür. Bu durumun temel nedeni, söz konusu yöntemde elde edilen güvenlik katsayılarının görece daha düşük çıkmasıdır.

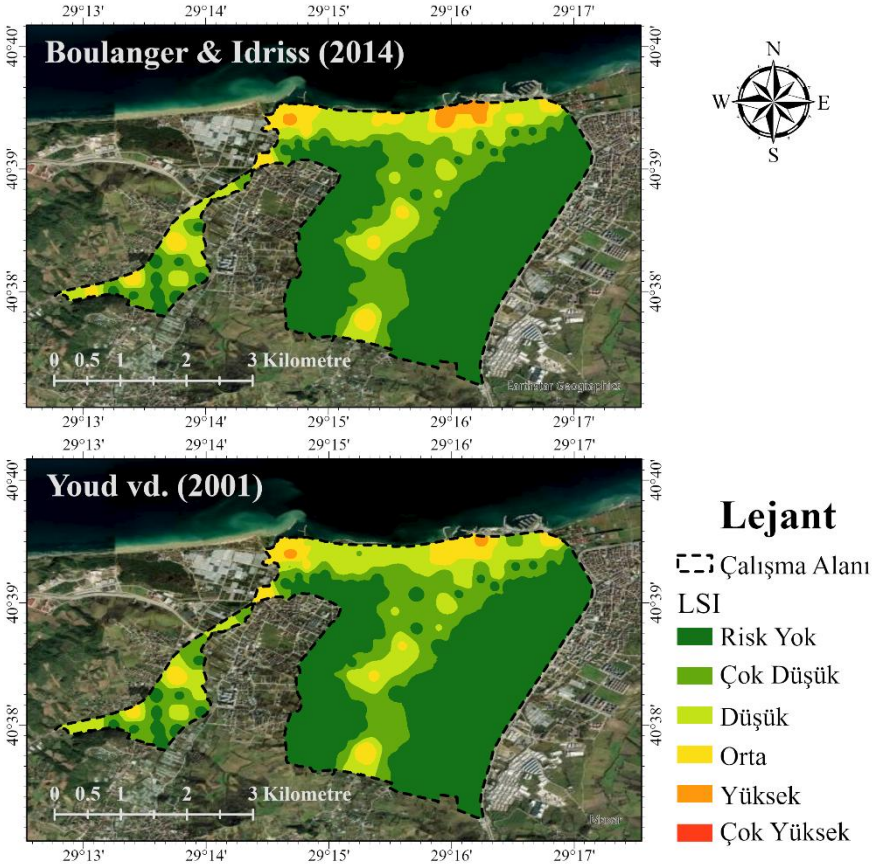


Şekil 6. Çalışma alanında hesaplanan Sıvılaşma Potansiyel İndeksi (LPI) değerlerinin mekansal dağılımı.

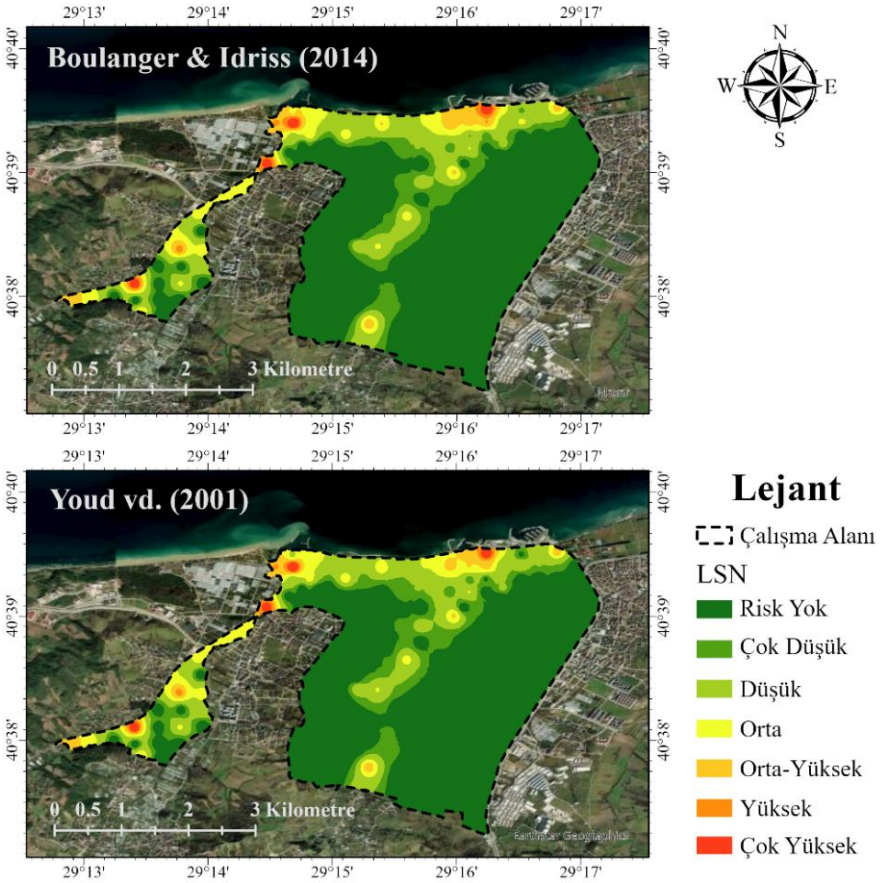
LPI ve LSI sonuçları (Şekil 6 ve 7) karşılaştırıldığında, her iki indeksin de Yalova ili sınırları içerisindeki sıvılaşma potansiyelini belirlemede benzer mekansal eğilimler gösterdiği, ancak sınıflandırma detayları ve hassasiyet açısından farklılıklar sunduğu gözlemlenmiştir. LPI haritalarında "Çok Düşük", "Düşük", "Orta" ve "Yüksek" olmak üzere dört ana sınıf kullanılmıştır. Bu sınıflandırma, genel bir sıvılaşma potansiyelini yansıtarak daha sade bir değerlendirme sunmaktadır. Buna karşılık, LSI haritalarında risk düzeyleri "Risk Yok", "Çok Düşük", "Düşük", "Orta", "Yüksek" ve "Çok Yüksek" olmak üzere altı kategoriye ayrılmıştır. Bu daha ayrıntılı sınıflandırma, özellikle düşük ve orta risk seviyeleri arasındaki geçiş bölgelerini tanımlamada daha duyarlı bir yapı sunmaktadır. Örneğin, LPI haritasında "Orta" olarak sınıflandırılan bir alan, LSI

haritasında "Orta" ile "Yüksek" arasında farklılık gösterebilmekte ve potansiyel riskin derecesi hakkında daha detaylı bir görünüm sağlamaktadır.

LSN sonuçları (Şekil 8) ise, genel olarak düşük ile çok yüksek arasında değişen bir yayılım göstermektedir. Özellikle kuzey kıyı kesimleri ile batı ve merkez bölgelerde LSN değerlerinin görece yüksek olduğu dikkat çekmektedir. LPI ve LSI haritalarıyla karşılaştırıldığında, LSN yöntemi de benzer alanlarda sıvılaşma potansiyeline işaret etmekte, ancak bazı bölgelerde sınıflandırma detayları ve risk yoğunluğu açısından farklılıklar sunmaktadır.



Şekil 7. Çalışma alanında hesaplanan Sıvılaşma Şiddet İndeksi (LSI) değerlerinin mekansal dağılımı.



Şekil 8. Çalışma alanında hesaplanan Sıvılaşma Şiddet Katsayısı (LSN) değerlerinin mekansal dağılımı.

Sonuç olarak, yapılan analizlerin çıktıları incelendiğinde, Yalova il merkezinin çalışma alanı içerisindeki sahil kesimlerinde, Safran Deresi çevresinde ve çalışma alanının batı bölgesinin bazı kesimlerinde sıvılaşma tehlikesinin yüksek olduğu belirlenmiştir. Bu durum, söz konusu bölgelerde yer alan mevcut yapıların ve gelecekte inşa edilecek altyapıların, özellikle olası bir deprem anında ciddi hasar görme riskiyle karşı karşıya kalabileceğini göstermektedir. İlave olarak, çalışma bölgesine yakın fay hatlarının üretebileceği farklı büyüklüklerdeki depremlere yönelik senaryolar için, SATREPS-MARTEST proje ekiplerinin gerçekleştireceği fiziksel modellemelerden elde edilecek kuvvetli yer hareketleri kullanılarak ek değerlendirmeler yapılması planlanmaktadır. Sıvılaşma sonucu oluşabilecek zemin taşıma gücü kayıpları, oturma problemleri ve yatay yer değiştirmeler, yapıların güvenliğini doğrudan tehdit etmektedir. Bu nedenle, bu bölgelerde olası sıvılaşma riskine karşı gerekli önlemlerin alınması büyük önem taşımaktadır. Başta zemin iyileştirme teknikleri olmak üzere, mühendislik önlemlerinin

uygulanması, yapıların dayanıklılığının artırılması ve can ve mal kayıplarının en aza indirilmesi açısından kritik bir öneme sahiptir.

Teşekkür

Bu çalışma, SATREPS-MARTEST projesi kapsamında yapılan protokol ile Yalova Belediyesi tarafından desteklenmektedir. Yalova Belediyesi çalışanlarına veri paylaşımı ve destekleri için teşekkür ederiz.

Kaynaklar

1. Boulanger RW, Idriss IM (2014) CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis (Report No. UCD/CGM-14/01).
2. Bray JD, Sancio RB (2006) Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. J Geotech Geoenviron Eng 132(9):1165–1177, https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:9(1165).
3. Çapadağ E (2017) Yalova ili ve çevresinin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi. Yüksek lisans tezi, Atatürk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Erzurum, Türkiye.
4. Çetin KÖ, Youd TL, Seed RB, Bray JD, Stewart JP, Durgunoğlu HT, Lettis W ve Yılmaz MT (2004) Liquefaction-induced lateral spreading at Izmit Bay during the Kocaeli (Izmit)-Turkey earthquake. J Geotech Geoenviron Eng 130(12):1300–1313. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:12(1300).
5. GEER (1999) Initial geotechnical observations of the August 17, 1999, Kocaeli earthquake: A report of the Turkey–US geotechnical earthquake engineering reconnaissance team (Yayın No. 3.1). Geotechnical Extreme Events Reconnaissance Association. https://geerassociation.org/components/com_geer_reports/geerfiles/Kocaeli_1999/Report3.1Kocaeli.pdf.
6. Holzer TL, Toprak S, Bennett MJ (2002) Liquefaction Potential Index and seismic hazard mapping in the San Francisco Bay Area, California. In: Proc 7th US National Conference on Earthquake Engineering, Theme: Urban Earthquake Hazard, Boston, MA, 21–25 July 2002.
7. Iwasaki T, Arakawa T, Tokida K (1984) Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. Int J Soil Dyn Earthq Eng 3(1):49–58.
8. Jinguuji M, Toprak S (2017) A case study of liquefaction risk analysis based on the thickness and depth of the liquefaction layer using CPT and electric resistivity data in the Hinode area, Itako City, Ibaraki Prefecture, Japan. Exploration Geophysics 48(Special Section: Geophysical Surveys After the Great Eastern Japan Earthquake):28–36.
9. Nacaroğlu E, Toprak S, Ataman E ve Yağcıoğlu B (2022) Sıvılaşma risk haritaları ve karşılaştırılması: Afyonkarahisar merkezi örneği. In: Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 18. Ulusal Konferansı, Kayseri, 855–864.
10. Özçep F, Zarif H (2009) Variations of soil liquefaction safety factors depending on several design earthquakes in the city of Yalova (Turkey). Sci Res Essays 4(6):594–604.
11. PEER (2000a) Documenting incidents of ground failure resulting from the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake.

https://apps.peer.berkeley.edu/publications/turkey/adapazari/index.html, son erişim: 08.06.2025.
12. PEER (2000b) Geotechnical site investigation at selected lateral spread sites (Phase 4: Yalova). Pacific Earthquake Engineering Research Center. https://apps.peer.berkeley.edu/publications/turkey/adapazari/phase4/yalova/index.html, son erişim: 08.06.2025.
13. Sönmez H, Gökçeoğlu C (2005) A liquefaction severity index suggested for engineering practice. Environ Earth Sci 48(1):81–91. https://doi.org/10.1007/s00254-005-1263-9
14. TBDY (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD), Ankara.
15. Tonkin & Taylor (2013) Liquefaction Vulnerability Study for the Earthquake Commission. Technical Report, Ref 52020.0200 v1.0, February 2013.
16. Toprak S ve Holzer TL (2003) Liquefaction Potential Index: Field Assessment. J Geotech Geoenviron Eng 129(4):315–322, https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:4(315).
17. Toprak S, Nacaroglu E, van Ballegooy S, Koc AC, Jacka M, Manav Y, Torvelainen E ve O'Rourke TD (2019) Segmented pipeline damage predictions using liquefaction vulnerability parameters. Soil Dyn Earthq Eng 125, 105758.
18. Yalova Belediyesi (2016) Yalova Belediyesine ait 1170 hektar sahanın imar planına esas mikrobölgeleme etüt raporu. Sönmez Mühendislik, Şubat.
19. Yalova Valiliği (2019) 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi'nin 20. Yıldönümünün Anma Etkinlikleri Düzenlendi. Yalova Valiliği Resmî Web Sitesi. https://www.yalova.gov.tr/17-agustos-1999-marmara-depreminin-20-yildonumunun-anma-etkinlikleri-duzelendi
20. Yılmaz I ve Yavuzer D (2005) Liquefaction potential and susceptibility mapping in the city of Yalova, Turkey. Environ Geol 47(2):175–184.
21. Youd TL, Idriss IM, Andrus RD, Arango I, Castro G, Christian JT, Dobry R, Finn WDL, Harder LF Jr, Hynes ME, Ishihara K, Koester JP, Liao SSC, Marcuson WF III, Martin GR, Mitchell JK, Moriwaki Y, Power MS, Robertson PK, Seed RB ve Stokoe KH II (2001) Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J Geotech Geoenviron Eng 127(10):817–833.
22. Zhang G, Robertson PK, Brachman RWI (2002) Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. Can Geotech J 39(5):1168–1180. https://doi.org/10.1139/t02-047.

Deprem Yükleri Altında Kum Zeminlerin Sıvılaşma Davranışı: Üst Tabaka Kalınlığının Etkisi

Burak OKUR[1[0009-0007-6678-2454]], Merve AKBAŞ[1[0000-0001-8466-2463],] Recep İYİSAN[1[0000-0002-0887-9983]]

[1] İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
okurb23@itu.edu.tr

Özet. Geoteknik deprem mühendisliği konularından birisi olan sıvılaşma, dinamik yükleme koşulları altında boşluk suyu basıncının ani artışı nedeniyle zemin tabakalarının rijitlik ve mukavemet özelliklerini kaybederek viskoz bir sıvı gibi davranış göstermesi olarak tanımlanmaktadır. Suya doygun gevşek kumlu zeminlerde kuvvetli yer hareketi esnasında meydana gelen sıvılaşma kaynaklı oturmalar mühendislik yapılarının tasarım kriterlerine uygun olarak projelendirilmiş olmalarına rağmen işlevsel bütünlüklerini kaybetmelerine yol açabilmektedir. Literatürde sıvılaşma sonrasında zemin yüzeyinde meydana gelebilecek hasarları tahmin edebilmek amacıyla grafiksel bir çözüm yöntemi bulunmaktadır. Bu yöntem, Nihonkai-Chube (M_w = 7.7) ve Tangshan (M_w = 7.8) depremleri sonrasında elde edilen saha verileri temel alınarak geliştirilmiş ve Ishihara kriteri olarak adlandırılmıştır. Bu çalışmada, Ishihara kriteri esas alınarak zemin modelleri oluşturulmuş ve farklı deprem kaynak özelliklerine sahip toplam 7 adet ivme-zaman kaydı 0.2g, 0.3g, 0.4gve 0.5g ivme değerlerine ölçeklenerek iki boyutlu sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kum zemin tabakalarının davranışı Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness ve PM4Sand bünye denklemleriyle modellenerek farklı deprem yükleri altında kum zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyeli ve sıvılaşma kaynaklı yüzeyde meydana gelen oturma miktarları incelenmiştir. Çalışma sonucunda, üst tabaka kalınlığının sıvılaşabilir kum tabakası üzerindeki etkileri incelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Ishihara kriteri, PM4Sand bünye modeli, Sayısal analiz, Sıvılaşma.

1 Giriş

Depremlerin neden olduğu hasarların temel sebeplerinden biri, kuvvetli yer hareketi sırasında zemin tabakalarında meydana gelen deformasyonlardır. Bu deformasyonların büyüklüğü, zemin tabakalarının mühendislik özellikleri ile birlikte zeminin maruz kaldığı sismik enerjinin şiddetine ve etki süresine bağlı olarak farklılıklar gösterebilmektedir. Özellikle kuvvetli yer hareketi altında suya doygun kumlu zeminlerde meydana gelen deformasyonlar, yapı-zemin etkileşimini olumsuz yönde etkileyerek taşıyıcı sistemlerde ciddi yapısal hasarların oluşmasına neden olan bir risk faktörüdür. Kuvvetli yer hareketi sırasında gerçekleşen hızlı yüklemeler, drenajın mümkün olamayacağı kısa zaman aralıklarında zemin içerisinde boşluk suyu basıncının ani ve aşırı şekilde artmasına yol açmaktadır. Bu artış, zeminin efektif gerilmesinde ve kayma mukavemetinde azalmalara neden olmaktadır. Bu durum özellikle suya doygun kumlu zemin tabakalarında sıvılaşma olarak bilinen bir davranışın ortaya çıkmasına yol açmaktadır (Kokusho, 2020).

Kuvvetli yer hareketi sırasında zemin tabakalarında meydana gelen sıvılaşma, yalnızca yapıların doğrudan hasar görmesine yol açmakla kalmayıp aynı zamanda altyapı sistemleri, boru hatları, ulaşım ağları ve köprüler üzerinde de olumsuz etkiler oluşturabilmektedir. Bu nedenle zeminlerin sıvılaşma davranışının anlaşılması ve bu davranışın kontrol altına alınması amacıyla yöntemlerin geliştirilmesi geoteknik mühendisliğinin temel araştırma alanlarından biri olarak öne çıkmaktadır. Özellikle 1964 yılında gerçekleşen Alaska'daki Good Friday (M_w = 9.2) ve Japonya'nın Niigata (M_s = 7.5) depremleri sonrasında sıvılaşma davranışına yönelik bilimsel çalışmaların sayısında kayda değer bir artış olmuştur. Bu depremler, sıvılaşma sonucu meydana gelen yamaç yenilmeleri ile gömülü yapıların yüzeye çıkması gibi saha örneklerini ortaya koymuştur. Söz konusu örnekler, sıvılaşmanın kuvvetli yer hareketi sırasında zemin davranışı üzerindeki rolünü göstermiş ve birçok araştırmacının bu konuya yönelmesine zemin hazırlamıştır (Kramer ve Stewart, 2024).

Sıvılaşmanın etkileri, kuvvetli yer hareketi sırasında zemin tabakalarında ortaya çıkan ani rijitlik ve kayma mukavemeti kaybı ile doğrudan ilişkilidir. Bu durum, zeminlerde sıvılaşma kaynaklı oturmaların oluşmasına ve buna bağlı olarak mühendislik yapılarında ciddi hasarların meydana gelmesine yol açmaktadır. Sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerin dinamik davranışının anlaşılması, sıvılaşma kaynaklı oturmaların tahmin edilmesi ve bu oturmaların yapılar üzerindeki etkilerinin ortaya konulması geoteknik mühendisliği açısından bir araştırma alanı olarak öne çıkmaktadır.

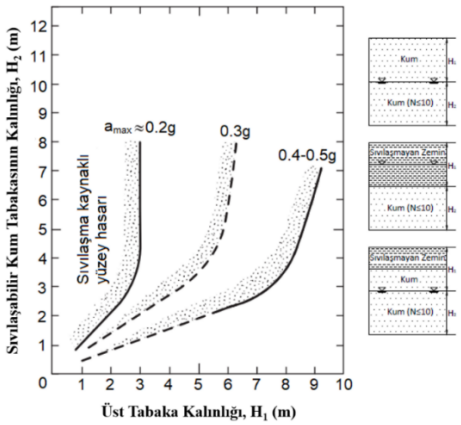
Bu çalışmada, literatürde sıvılaşma sonucu yüzeyde meydana gelebilecek hasarların öngörülmesinde kullanılan ampirik yöntemlerden biri olan Ishihara (1985) kriteri esas alınarak serbest saha koşullarında zemin kesitleri oluşturulmuştur. Oluşturulan zemin kesitlerine farklı deprem kaynak özelliklerine sahip toplam 7 adet kuvvetli yer hareketi kaydı kullanılarak iki boyutlu sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda pik yüzey ivmesine (PGA), rölatif sıkılığa (D_r), üst tabaka kalınlığına ve sıvılaşabilir kum

tabakası kalınlığına bağlı olarak zemin tabakalarının kuvvetli yer hareketi altındaki dinamik davranışı ve yüzeyde meydana gelen oturma miktarları incelenmiştir. Kum zeminlerin davranışı, Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (Benz, 2007) ve PM4Sand (Boulanger ve Ziotopoulou, 2017) bünye modelleri kullanılarak temsil edilmiş, analizler ise sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis2D aracılığıyla gerçekleştirilmiştir. Analiz sonuçları doğrultusunda, üst tabaka kalınlığının sıvılaşabilir kum tabakası kalınlığı üzerindeki etkileri incelenmiştir.

2 Ishihara Kriteri

Ishihara kriteri, sıvılaşabilir kum tabakasının üzerinde sıvılaşma potansiyeli bulunmayan bir üst tabakanın varlığı halinde sıvılaşma kaynaklı yüzey hasarlarını tahmin etmeye yönelik olarak geliştirilmiştir. Bu kriter, farklı pik yüzey ivmesi (PGA) değerlerine, üst tabaka kalınlığına (H_1) ve sıvılaşabilir kum tabakası kalınlığına (H_2) dayanmaktadır (Akbaş vd., 2023).

Şekil 1'de sunulan Ishihara (1985) kriteri, başlangıçta 1983 Nihonkai-Chube depremi (M_w = 7.7) sırasında yaklaşık 200 gal (≈0.2g) yer ivmesine maruz kalan sahalardan elde edilen veriler kullanılarak tek bir eğri şeklinde önerilmiştir. Daha sonra, Gao vd. (1983) tarafından 1976 Tangshan Depremi (M_w = 7.8) sonrası derlenen saha verileri yeniden değerlendirilmiş ve bu kapsamda 400–500 gal (≈0.4–0.5g) değerleri için ikinci bir eğri eklenmiştir. Müteakiben Ishihara, interpolasyon yöntemi ile 300 gal (≈0.3g) değerine karşılık gelen üçüncü bir eğriyi tanımlamıştır. Bu eğriler toplu olarak değerlendirildiğinde, belirli bir PGA değeri için üst tabaka kalınlığının bir sınır değeri bulunduğu, bu değerin üzerinde ise sıvılaşabilir kum tabakası kalınlığından bağımsız olarak sıvılaşma kaynaklı yüzey hasarının beklenmediği sonucuna ulaşılmaktadır (Rateria ve Maurer, 2022).



Şekil 1. Sıvılaşma kaynaklı meydana gelebilecek yüzey hasarlarının tahmininde kullanılan Ishihara (1985) kriteri.

3 İki Boyutlu Sayısal Analizler

Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen iki boyutlu sayısal analizler, sonlu elemanlar yöntemine dayalı Plaxis2D yazılımı kullanılarak yürütülmüştür. Analizlerde oluşturulan zemin modeli, kullanılan kuvvetli yer hareketlerinin özellikleri ve bünye modelleri aşağıda sunulmaktadır.

3.1 İvme-Zaman Kayıtları

Bu çalışma kapsamında, dünyanın farklı bölgelerinde meydana gelmiş depremlerden seçilen ve anakaya üzerinde kaydedilmiş farklı deprem kaynak özelliklerine sahip toplam 7 adet kuvvetli yer hareketi kaydı kullanılmıştır. Bu ivme-zaman kayıtları, 0.2g, 0.3g, 0.4g ve 0.5g değerlerine ölçeklendirilerek analizlere dahil edilmiştir. Kullanılan ivme kayıtlarına öncelikle baseline düzeltmesi uygulanmış, ardından Butterworth yöntemi ile 0.5–15 Hz aralığında bandpass filtreleme gerçekleştirilmiştir. Kuvvetli yer hareketi, sonlu elemanlar metoduyla oluşturulan sayısal modelin tabanından etki ettirilerek x ekseninde 0.5 m büyüklüğünde tanımlı deplasman olarak uygulanmış, y eksenindeki bileşeni ise fixed olarak seçilmiştir. Analizlerde kullanılan 7 farklı kuvvetli yer hareketinin karakteristik özellikleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Kuvvetli yer hareketi özellikleri.

No	Deprem	Yıl	Kırılma Mekanizması	M_w	Süre (sn)	f_{eq} (Hz)
1	Chi Chi	1999	Ters Oblik	7.62	52.5	1.32
2	Hector Mine	1999	Doğrultu Atımlı	7.13	45.0	1.82
3	Iwate	2008	Ters	6.90	65.0	0.59
4	Loma Prieta	1989	Ters Oblik	6.93	40.0	2.67
5	Morgan	1984	Doğrultu Atımlı	6.19	30.0	6.74
6	Northridge	1994	Ters	6.69	60.0	4.25
7	Parkfield	2004	Doğrultu Atımlı	6.00	30.0	1.59

3.2 Bünye Modelleri

Sayısal analizlerde kullanılan kum tabakalarının zemin parametreleri, Plaxis2D sonlu elemanlar yazılımı el kitabında yer alan ve Boulanger ve Ziotopoulou (2017) tarafından önerilen, %35 ve %75 rölatif sıkılığa sahip Ottawa kumu üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar deneylerinden elde edilen verilere dayanmaktadır. Bu kapsamda, Ishihara kriteri dikkate alınarak sıvılaşabilir kum tabakası için %35 rölatif sıkılığa sahip Ottawa kumu özellikleri, üst tabaka için ise %75 rölatif sıkılığa sahip Ottawa kumu özellikleri seçilmiştir.

Kum tabakalarının dinamik davranışını temsil edebilmek amacıyla analizlerde PM4Sand bünye modeli (Boulanger ve Ziotopoulou, 2017) kullanılmıştır. Bununla birlikte başlangıç gerilme koşullarının tanımlanmasında PM4Sand modelinin yetersiz kalması nedeniyle kum zeminlerin dinamik yükleme öncesi davranışını modelleyebilmek için Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HSsmall) (Benz, 2007) bünye modeli tercih edilmiştir. Analizlerde kullanılan sıvılaşabilir (D_r = %35) ve üst tabakaya (D_r = %75) ait parametreler ve bu parametrelerin değerleri Tablo 2'de sunulmaktadır.

Tablo 2. Sayısal analizlerde kullanılan bünye modelleri parametreleri.

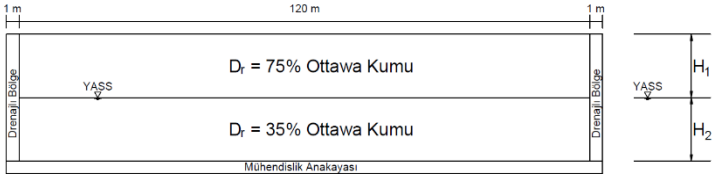
	HS Small			**PM4Sand**	
Sembol	**D_r = %35**	**D_r = %75**	**Sembol**	**D_r = %35**	**D_r = %75**
γ_k (kN/m^3)	15.34	16.52	γ_k (kN/m^3)	15.34	16.52
γ_d (kN/m^3)	19.36	20.10	γ_d (kN/m^3)	19.36	20.10
e	0.695	0.575	e	0.695	0.575
E_{50ref} (MPa)	21	45	D_{R0}	0.35	0.75
E_{oedref} (MPa)	21	45	G_0	476	890
E_{urref} (MPa)	63	135	h_{p0}	0.53	0.63
m	0.59	0.47	e_{max}	0.80	0.80
c' (MPa)	0	0	e_{min}	0.50	0.50
ϕ' (°)	33	33	P_a (MPa)	0.101	0.101
$\gamma_{0.7}$	0.00017	0.00013	n^b	0.50	0.50
G_{0ref} (MPa)	83.80	111.00	n^d	0.10	0.10
μ	0.30	0.30	ϕ_{cv} (°)	33	33
P_{ref} (MPa)	0.10	0.10	μ	0.30	0.30
R_f	0.956	0.906	Q	10	10
k (m/s)	0.00019	0.00017	R	1.50	1.50

3.2 İki Boyutlu Sayısal Model

Çalışma kapsamında, serbest saha koşullarını temsil etmek üzere rölatif sıkılığı %35 ve %75 olan Ottawa kumu kullanılarak 20 m kalınlığa sahip zemin profilleri oluşturulmuştur. Ishihara kriteri dikkate alınarak üst tabaka kalınlığının sıvılaşma davranışı üzerindeki etkilerini incelemek amacıyla sıvılaşma potansiyeli bulunmayan ve yeraltı su seviyesinin üzerinde yer alan üst tabaka (H_1) için %75 rölatif sıkılığa sahip, sıvılaşabilir alt tabaka (H_2) için ise %35 rölatif sıkılığa sahip Ottawa kumu özellikleri tanımlanmıştır.

Yedi farklı kuvvetli yer hareketi kaydının modele etki ettirebilmesi amacıyla zemin modelinin tabanına 1 m kalınlığında anakaya tabakası eklenmiştir. Zemin profilinin

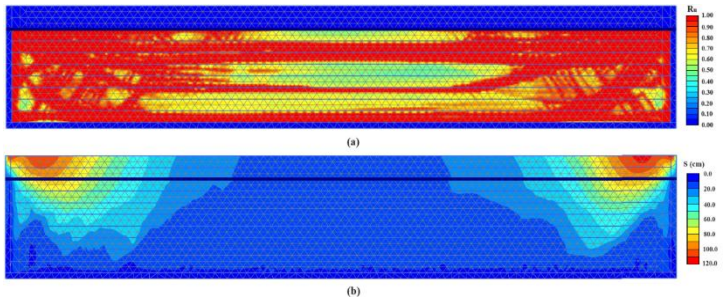
yatay uzunluğu 120 m olarak belirlenmiş, sınır koşullarının uygunluğunu sağlamak üzere modelin her iki tarafına 1 m kalınlığında kum tabakası ile benzer özelliklere sahip drenajlı sınır tabakaları tanımlanmıştır. İki boyutlu sayısal analizlerde kuvvetli yer hareketlerinin doğru şekilde modellenebilmesi için sınır koşulları üst ve yan yüzeylerde serbest, taban kısmında ise compliant base olarak seçilmiştir. Nümerik analizlerde kullanılan örnek iki boyutlu zemin modeli Şekil 2'de sunulmaktadır.



Şekil 2. İki boyutlu sayısal analizlerde kullanılan temsili zemin modeli.

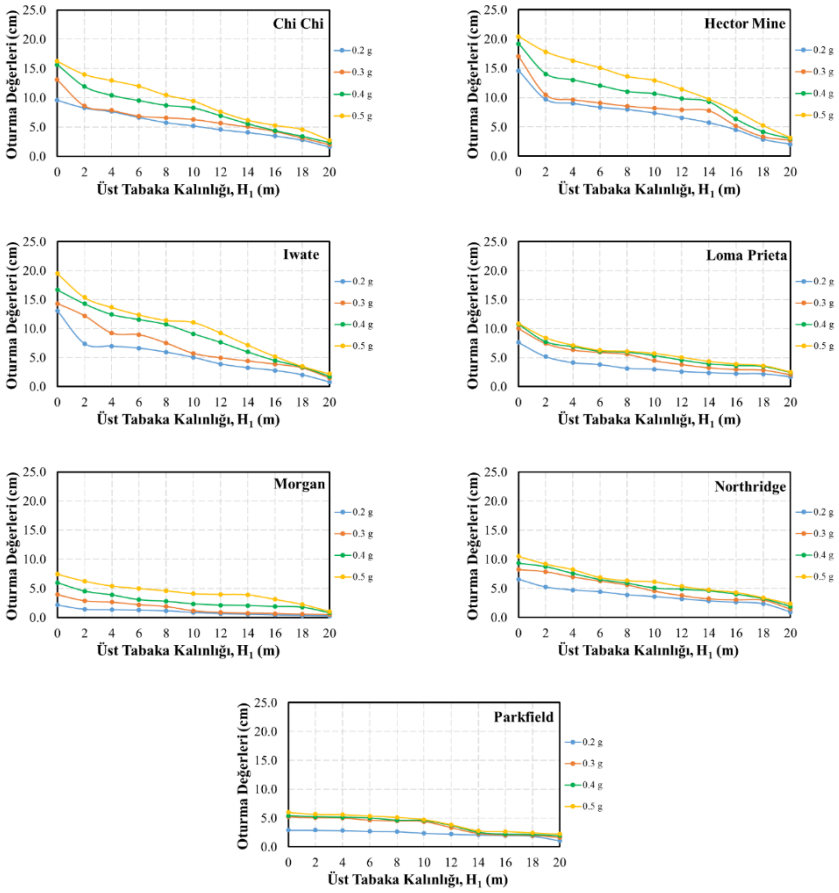
4 Sonuçlar

Bu çalışma kapsamında, farklı deprem kaynak özelliklerine sahip toplam yedi adet kuvvetli yer hareketi kaydı ve PM4Sand bünye modeli kullanılarak gerçekleştirilen iki boyutlu sayısal analizlerde pik yüzey ivmesi (PGA), rölatif sıkılık (D_r), üst tabaka kalınlığı ve sıvılaşabilir kum tabakası kalınlığına bağlı olarak zemin tabakalarının kuvvetli yer hareketi altındaki dinamik davranışı ile sıvılaşma sonrasındaki nihai oturma miktarları incelenmiştir. Bu kapsamda, üst tabaka kalınlığının sıvılaşma davranışına etkisi irdelenmiştir. Sayısal analizlerden elde edilen sonuçlar doğrultusunda, örnek teşkil etmesi amacıyla üst tabaka kalınlığının (H_1) 4 m, sıvılaşabilir kum tabakası kalınlığının (H_2) 16 m ve pik yüzey ivmesinin (PGA) 0.3g olduğu durumda, Iwate Depremi (M_w = 6.90) için elde edilen maksimum aşırı boşluk suyu basıncı oranı ($R_{u,max}$) ile sıvılaşma sonrasındaki nihai oturma miktarları Şekil 3'te sunulmuştur.

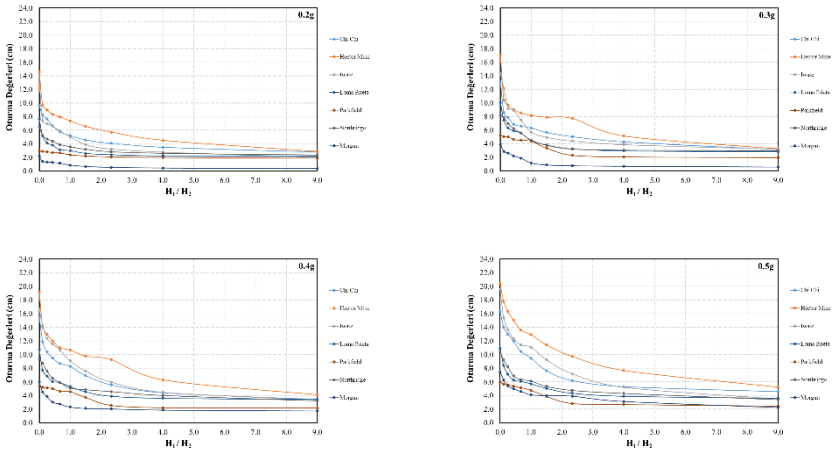


Şekil 3. Sayısal analizler sonucunda Iwate depremi için elde edilen a) $R_{u,max}$ değerleri b) Sıvılaşma sonrası nihai oturma miktarları.

Analizler sonucunda, farklı kalınlıklara sahip üst tabaka ve sıvılaşabilir kum tabakasına bağlı olarak 0.2g, 0.3g, 0.4g ve 0.5g'ye ölçeklenmiş yedi farklı kuvvetli yer hareketi altında elde edilen nihai oturma değerleri, üst tabaka kalınlığının sıvılaşabilir tabaka kalınlığına oranı (H_1/H_2) ile ilişkilendirilerek değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlar Şekil 4 ve Şekil 5'te sunulmaktadır.



Şekil 4. Üst tabaka kalınlığına bağlı olarak maksimum yüzey ivmesi ile nihai oturma değerleri arasındaki ilişki.



Şekil 5. H_1/H_2 oranı ile nihai oturma değerleri arasındaki ilişki.

Şekil 4 ve Şekil 5'te görüldüğü üzere, kuvvetli yer hareketi kayıtlarının karakteristik özelliklerindeki farklılıklar nedeniyle en büyük oturma değerleri Hector-Mine Depremi altında elde edilirken, en düşük oturma değerleri ise Morgan depremi sonucunda meydana gelmiştir. Ayrıca, sıvılaşabilir kum tabakasının üzerinde yer alan üst tabakanın kalınlığının artmasıyla, yani H_1/H_2 oranının yükselmesiyle, kuvvetli yer hareketleri sonucunda yüzeyde meydana gelen oturma değerlerinin belirgin şekilde azaldığı tespit edilmiştir. Özellikle H_1/H_2 oranının 1'den büyük olduğu durumlarda, oturma miktarlarında kayda değer bir azalma meydana gelmektedir

Bununla birlikte elde edilen bulguların genel sonuçlar sağlayabilmesi için ilerleyen çalışmalarda, kullanılan kuvvetli yer hareketi kayıtlarının çeşitliliğinin artırılması, farklı zemin modellerinin dikkate alınması ve sayısal modellerin laboratuvar ile arazi verileriyle desteklenmesi gerekmektedir.

Kaynaklar

1. Akbaş M, Subaşı O, Kaygusuz Z, İyisan R (2023) Sıvılaşma kaynaklı oturmaların azaltılmasında üst dolgu tabakasının etkisi: bir vaka analizi. Mühendislik Bilimleri ve Tasarım Dergisi 11(1):126-144, doi: 10.21923/jesd.1174506.
2. Benz T (2007) Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. PhD thesis. Geotechnical Institute – University of Stuttgart.
3. Boulanger RW, Ziotopoulou K (2017) PM4Sand (version 3.1): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Report No. UCD/CGM-17/01, March.
4. Gao H, Hu B, Chang D (1983) Some geological considerations for the damage during the Tangshan earthquake. North China Earthquake Sciences 1:64-72.

5. Ishihara K (1985) Stability of natural deposits during earthquakes. In: Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, CA, USA, 1:321-376.
6. Kokusho T (2020) Earthquake-induced flow liquefaction in fines-containing sands under initial shear stress by lab tests and its implication in case histories. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 130, 105984, https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105984
7. Kramer SL, Stewart JP (2024) Geotechnical earthquake engineering (2nd ed.). CRC Press.

2023 Kahramanmaraş Depremleri Sonrası Su Sistemi Hasarları ve İyileştirme Çalışmaları

Selçuk Toprak[1][0000-0002-6704-9752], Engin Nacaroğlu[2][0000-0002-0693-6534], Oğuz Dal[3][0000-0003-2173-5623], Muhammet Ceylan[4][0000-0001-6258-9314], Adem Eren Şentürk[5][0000-0002-0024-9872], Şeyhmus Can Tunç[5][0009-0006-6360-8269] ve Mehdil Buğra İnce[5][0009-0006-7768-8386]

[1] Profesör Dr., Gebze Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
[2] Doktor Öğretim Üyesi, Pamukkale Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
[3] Araştırma Görevlisi, Gebze Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
[4] Doktora Sonrası Araştırmacı, Colorado Boulder Üniversitesi
[5] Lisansüstü Öğrencisi, Gebze Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
stoprak@gtu.edu.tr

Özet. Deprem sonrasında toplumun yeme-içme gibi temel ihtiyaçlarını karşılayabilmesi, psikolojik olarak hızlı bir şekilde normale dönebilmesi, meydana gelebilecek yangınların söndürülebilmesi ve hijyen kaynaklı sağlık sorunlarının önlenmesi için su boru hatlarının güvenilirliği kritik öneme sahiptir. Bu çalışma, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinin (Mw 7.7 ve Mw 7.6) ardından su temini altyapısının sismik, geoteknik ve jeolojik tehditler karşısında maruz kaldığı geniş çaplı etkileri incelemektedir. Kahramanmaraş depremleri sonucunda 50000'den fazla insan yaşamını yitirmiş, yüz binlerce yapı hasar görmüştür. Bunun yanı sıra, Türkiye ve Kuzey Suriye'nin birçok bölgesinde altyapı sistemleri ciddi şekilde etkilenmiş ve yaklaşık 14 milyon kişinin su ve atık su hizmetlerinde kesintiler yaşanmıştır. Çalışma, özellikle Gaziantep, Hatay, Kahramanmaraş ve Adıyaman gibi en çok etkilenen illerde su sistemlerinde meydana gelen hasar türlerini ve bu hasarların onarım ile iyileştirme süreçlerini incelemektedir.Çalışmanın önemli bir yönü, sıvılaşma, fay hareketleri ve toprak kaymaları gibi tehditlerin su sistemlerindeki arızalar üzerindeki rolüne odaklanmasıdır. Su kaynakları, tesisler, isale hatları ve şebekelerde oluşan hasarlar detaylı olarak değerlendirilmiştir. Gerçekleştirilen saha gözlemleri ve yetkililerle yapılan görüşmeler, afetin su altyapısı üzerindeki hem kısa hem de uzun vadeli etkileri hakkında kritik bilgiler sağlamıştır. Bu analizler, depremin yol açtığı boru hattı arızaları ve hizmetin yeniden sağlanmasında karşılaşılan zorlukları ele alarak, sismik açıdan aktif bölgelerdeki kırılganlıkların anlaşılmasına önemli katkılar sunmaktadır.Ayrıca çalışma, su altyapısına yönelik yalnızca hasar tespitinin değil, aynı zamanda dirençliliği artıracak önleyici adımların da gerekliliğini vurgulamaktadır. Bulgular, yedek su kaynaklarının oluşturulması, dirençli şebeke tasarımı, kurumsal koordinasyonun güçlendirilmesi ve kurumlar ile halk arasında etkin iletişim mekanizmalarının geliştirilmesinin önemini ortaya koymaktadır. Bu bağlamda çalışma, gelecekteki sismik olaylara karşı su sistemlerinin güçlendirilmesine yönelik örnekler sunmakta ve etkilenen topluluklar için daha dirençli ve sürdürülebilir bir hizmetin sağlanmasına katkı sağlamayı amaçlamaktadır.

Anahtar Kelimeler: Boru Hatları, Deprem, Fay Hareketleri, Sıvılaşma, Su Sistemleri, Toprak Kaymaları.

1 Giriş

Doğal afetler, özellikle depremler, altyapı sistemlerine verdikleri ağır hasarlarla modern yaşamın sürdürülebilirliğini tehdit eder; tarihsel veriler bu hasarların insan yaşamı açısından kritik önemini göstermektedir. 6 Şubat 2023'te Kahramanmaraş merkezli, Mw 7.7 (Pazarcık, 04:17) ve Mw 7.6 (Elbistan, 13:24) büyüklüğünde iki ana şoktan oluşan bir deprem serisi; başta Kahramanmaraş, Gaziantep, Hatay ve Adıyaman olmak üzere toplam 11 ilde ağır can ve mal kayıplarına yol açmıştır. Bu iki ana şok arasında, Mw 6.6 (Nurdağı, 04:28) büyüklüğünde bir deprem daha meydana gelmiştir. Sarsıntılar; içme suyu iletim ve şebeke hatları, su depoları ve arıtma tesisleri gibi su temini altyapısında farklı düzeylerde hasara neden olmuş, özellikle Kahramanmaraş, Hatay, Adıyaman, Malatya ve Gaziantep'te temiz suya erişimde farklı sürelerde kesintiler yaşanmıştır.

Depremin hemen ardından, aynı hafta içinde Gebze Teknik Üniversitesi bünyesinde oluşturulan geniş bir ekip tarafından saha incelemelerine başlanmış (Toprak vd., 2025a) ve sonraki aylarda farklı kurumlardan ekiplerin katılımıyla çalışmalar genişletilmiştir. Bu çalışma, Kahramanmaraş, Adıyaman, Gaziantep ve Hatay illerinde depremler sonrasında su temini altyapısında gözlemlenen hasarları; sismik, geoteknik ve jeolojik tehlikeler temelinde kapsamlı şekilde analiz etmektedir. Saha incelemeleri, Gebze Teknik Üniversitesi, EERI ve SATREPS-MARTEST ekiplerinin gözlemleri ile yerel su ve kanalizasyon idareleri (GASKİ, HATSU, KASKİ ve ASKİM) ile yürütülen iş birlikleri çerçevesinde desteklenmiştir. Bu sayede su kaynakları, iletim hatları, arıtma tesisleri, su depoları ve dağıtım şebekelerinde meydana gelen hasarların nedenleri daha net biçimde ortaya konmuştur. Ayrıca, geçen süre içerisinde yürütülen arazi çalışmalarında elde edilen bilgilerin bir kısmı, erişildikçe akademik yayınlar aracılığıyla topluma aktarılmaya özen gösterilmiştir (Toprak vd., 2024a; 2024b; 2025b). Bu çalışmada yalnızca yapısal hasarlar değil, aynı zamanda jeo-tehlikelerin içme suyu kalitesi üzerindeki potansiyel etkileri de değerlendirilmiştir. Elde edilen bulgular, su temini sistemlerinin gelecekte benzer afetlere karşı daha dirençli ve hazırlıklı hale getirilmesine katkı sağlamayı hedeflemekte olup, ilerleyen araştırmalarda yeni verilerle bu değerlendirmelerin derinleştirilmesi planlanmaktadır.

2 Kahramanmaraş İli Su Sistemi ve Meydana Gelen Hasarlar

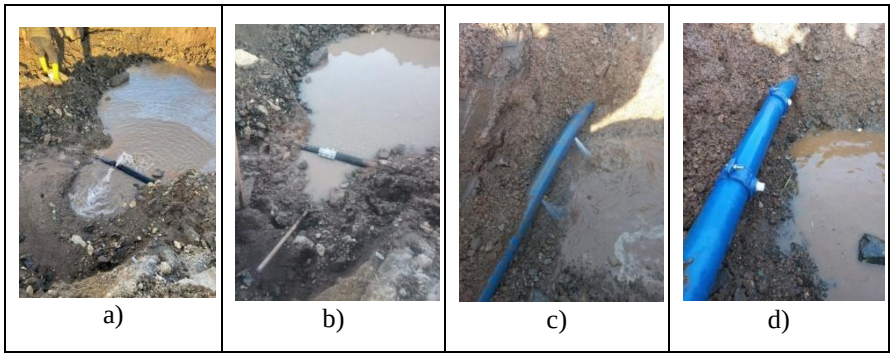
Kahramanmaraş Su ve Kanalizasyon İdaresi (KASKİ), 14.525 km²'lik bir alanda 1.177.360 kişiye kesintisiz su hizmeti sağlamaktadır. 6 Şubat 2023 depremleri, Kahramanmaraş ilinin su altyapısını hem yapısal hem de işlevsel açıdan ciddi şekilde etkilemiştir. Deprem sonrasında kayıp-kaçak oranı %55 seviyelerinden %75'e yükselmiş, günlük arıza sayısı ise yaklaşık %400 oranında artmıştır (KASKİ, 2024). İl merkezi, Dulkadiroğlu ve Onikişubat ilçelerinden oluşmakta olup; başlıca içme suyu kaynakları arasında Güney Kuyuları, Ayvalı Barajı, Pınarbaşı ve Karasu yer almakta, şehir merkezine suyun iletimi ise büyük ölçüde çelik isale hatları aracılığıyla

sağlanmaktadır. Örneğin, Karasu kaynağından çıkan su 46,4 km'lik çelik borularla iletilmekte; Ayvalı Barajı suyu ise 10 km'lik, 1400 mm çapında çelik bir hat ile Ayvalı İçme Suyu Arıtma Tesisi'ne gönderilmektedir. Yapılan incelemelerde isale hatlarında herhangi bir hasar tespit edilmemiş ve bu hatların deprem sonrasında işlevlerini sorunsuz bir şekilde sürdürdüğü belirlenmiştir. Kahramanmaraş'ın önemli içme suyu kaynaklarından biri olan Ayvalı Barajı da deprem sırasında iyi bir performans göstermiş ve herhangi bir yapısal hasara uğramamıştır. Şehir merkezine 90.000 m^3/gün kapasiteli içme suyu sağlayan Ayvalı İçme Suyu Arıtma Tesisi de faaliyetini sürdürmüş ve kente su teminine devam etmiştir. Tesisin kendisi yapısal bir hasar almamış, ancak dinlendirme havuzu içerisindeki küçük çaplı (3 bar basınç dayanımına sahip) boruların kırıldığı tespit edilmiş; bu borular 10 bar basınca dayanabilen 125 mm çapındaki borularla değiştirilmiştir.

Şehrin şebeke sistemi, isale hatlarına kıyasla çok daha fazla zarar görmüştür. Özellikle şehir genelinde en fazla hasarın meydana geldiği Dulkadiroğlu ilçesinde; Kanlıdere Caddesi, Azerbaycan Bulvarı ve Trabzon Bulvarı gibi kentin eski yerleşim bölgelerinde hasarın yoğunlaştığı tespit edilmiştir. Yıllar içerisinde eskiyen altyapı sistemleri, meydana gelen korozyon, malzeme kalitesi gibi etkiler boruların dayanım kapasitesini önemli ölçüde etkilemektedir (Ceylan vd., 2024). Deprem sonrasında KASKİ, farklı ölçeklerde çok yönlü müdahalelerde bulunmuş; yıkılan yapıların su bağlantılarının körlenmesi, konteyner yerleşim alanlarına geçici su temini sağlanması ve şehir genelinde şebeke arızalarının giderilmesi gibi faaliyetleri eşzamanlı olarak yürütmüştür. Bu kapsamda, şebeke sisteminde meydana gelen hasarların örnekleri Şekil 1'de sunulmaktadır. Şekilde sırasıyla 140 mm çapındaki polietilen (PE) boruda deprem nedeniyle oluşan su sızıntısı ve onarım sonrası durumu ile 100 mm çapındaki polivinil klorür (PVC) boruda gözlenen sızıntı ve onarım sonrası durumu yer almaktadır.

Deprem yalnızca şebeke altyapısına değil, su kaynaklarının kalitesine de olumsuz etki etmiştir. Özellikle Karasu kaynağında, depremin ardından yaklaşık bir hafta boyunca bulanık su akışı gözlenmiş ve bu süreçte suyun içme suyu olarak kullanılması tavsiye edilmemiştir. Bir haftalık iyileşme sürecinin ardından Karasu kaynağındaki su berraklaşmış ve yeniden içme suyu olarak kullanılabilir hale gelmiştir. Ancak sonraki dönemlerde meydana gelen yağışlar nedeniyle bu kaynak zaman zaman tekrar bulanmış ve su kalitesi geçici olarak düşmüştür. Öte yandan, Afşin ve Göksun ilçelerinde depremler öncesinde dağıtım şebekesi yenilenmiş ve polietilen borular kullanılmış olması sayesinde bu bölgelerde sadece küçük çaplı lokal arızalar görülmüş; genel olarak şebekenin iyi performans gösterdiği rapor edilmiştir. Buna karşılık, Pazarcık ilçesinde altyapı yenileme çalışmaları depremler sırasında hâlâ devam etmekte olduğundan, burada önemli aksaklıklar yaşanmıştır. Su kesintisinin yaşandığı mahallelerde, KASKİ tankerler aracılığıyla geçici su temini sağlamış ve böylece halkın acil su ihtiyacı karşılanmıştır. Ayrıca, depremin hemen ardından diğer illerden gelen su ve kanalizasyon idareleri ekipleri (KASKİ (Kayseri), BASKİ (Balıkesir), BUSKİ

(Bursa) ve SASKİ (Sakarya) de KASKİ'ye destek vererek hasarların giderilmesine katkıda bulunmuştur.



Şekil 1. Deprem sonrası şebekede meydana gelen hasarlar ve yapılan onarımlar: a) 140 mm PE boruda su sızıntısı, b) aynı borunun onarım sonrası durumu, c) 100 mm PVC boruda su sızıntısı, d) aynı borunun onarım sonrası durumu (KASKİ'nin izniyle).

Depremler sonrasında şehrin su ve kanalizasyon altyapısının iyileştirilmesi için iki büyük proje Dünya Bankası tarafından finanse edilmiştir: FRIT II ve Türkiye Deprem İyileştirme ve Yeniden Yapılandırma Projesi (TERRP). FRIT II projesi 2021 yılında imzalanmış olsa da, depremler nedeniyle projenin başlaması gecikmiş; ancak 2024 yılında ihale süreçleri tamamlanarak proje hayata geçirilmiştir. Benzer şekilde TERRP kapsamında da 2024 yılında tedarik süreçleri yürütülmüştür. FRIT II kapsamında şehir merkezinde iki proje yürütülürken, TERRP kapsamında altı ek proje ile birlikte şehir merkezindeki toplam altyapı rehabilitasyon proje sayısı sekize ulaşmıştır. Kanalizasyon ve yağmur suyu şebekelerinde ağırlıklı olarak beton borular kullanılırken, içme suyu sistemlerinde polietilen esaslı sünek borular tercih edilmiştir. Kahramanmaraş şehir merkezinde toplam 671 km uzunluğunda ve büyük ölçüde PE borulardan oluşan bir içme suyu hattı inşa edilmesi planlanmıştır.

Kahramanmaraş ilinde yapılan bu gözlemler, depreme dayanıklı altyapı sistemlerinin şehirlerin dirençliliğini artırmada kritik bir rol oynadığını ortaya koymaktadır. Afşin, Göksun ve Ekinözü gibi ilçelerde esnek ve dayanıklı malzemelerle yenilenmiş şebekelerin, deprem sırasında daha az hasar gördüğü belirlenmiştir. Ayrıca bu çalışmalar, altyapı sistemlerinin düzenli olarak izlenmesi, bakımı ve gerektiğinde yenilenmesinin olası afetlerin etkilerini en aza indirmek için hayati öneme sahip olduğunu göstermektedir.

3 Adıyaman İli Su Sistemi ve Meydana Gelen Hasarlar

6 Şubat Kahramanmaraş depremleri sebebiyle altyapı ve üstyapısı en fazla hasar gören şehirlerin başında Adıyaman gelmektedir. Özellikle Adıyaman şehir merkezi ve

Gölbaşı ilçesinin alt ve üstyapı sistemleri depremden oldukça etkilenmiştir. Deprem sonrası yapılan incelemelerle Adıyaman şehir merkezine hizmet veren isale ve şebeke hatlarında meydana gelen pek çok hasar tespit edilmiştir. 1814 km^2'lik hizmet alanına sahip olan ASKİM (Adıyaman Su ve Kanalizasyon İşleri Müdürlüğü), 6 Şubat Kahramanmaraş depremleri esnasında toplam 82.000 abone ve 316.140 kişiye su temin etmekteydi. Su temin hizmeti, 191 km uzunluğundaki isale ve yaklaşık 550 km uzunluğundaki şebeke hatları ile sağlanmaktaydı. Özellikle, Adıyaman şehir merkezinin su arzının yaklaşık %85'ini sağlayan Havşeri (%60) ve Gürlevik (%25) isale hatlarında ciddi hasarlar meydana gelmiştir (Şekil 2). Bu hasarlar neticesinde şehir merkezinde kısa süreli su kesintileri meydana gelmiştir. Bu hasar onarım çalışmaları depremin ardından bir buçuk yıla kadar yayılmıştır. Örneğin şehre en fazla su arzını sağlayan isale hattı olan Havşeri isale hattında 2024 yılı Ekim ayında yapılan kapsamlı hasar tespit çalışmalarında yeni hasar noktaları tespit edilip hat boyu gerekli onarımlar yapılmıştır.



a b c

Şekil 2. Gürlevik isale hattı boyunca meydana gelen hasarlar: a) Burkulma hasarı b) Çekme hasarı c) Eğilme hasarı (Toprak vd., 2024a).

Şehir merkezinin su arzının en büyük bölümünü karşılayan Havşeri isale hattı tamamen çelik malzemeden inşa edilmiş olup 40 km uzunluğa sahiptir. Hat boyunca hem fay bölgelerinden hem de engebeli heyelan potansiyeli yüksek arazilerden geçen Havşeri isale hattında farklı tipte hasarlar meydana gelmiştir. Meydana gelen hasarlar, ilk olarak depremin hemen akabindeki periyot içerisinde su debisinin yaklaşık olarak yarıya düşmesi üzerine gerçekleştirilen hasar tespit çalışmaları ile tespit edilmiştir. Hat üzerine fay etkisi ile meydana gelen hasarlar tespit edilmiştir. Şehir merkezine en çok su sağlayan ikinci hat olan Gürlevik isale hattı 3 koldan oluşmaktadır (Toprak vd., 2025b). Bu kollardan ikisi deprem esnasında kullanımda olan ve sırasıyla depremden 50 ve 42 yıl önce inşa edilmiş olan Gürlevik-1 ve Gürlevik-2 isimli isale hatlarıdır. Üçüncü kol ise depremden hemen önce inşası bitirilmiş ve hazır durumdaki henüz kullanılmayan düktil demir malzemeden yapılmış Gürlevik Düktil Demir hattıdır. Gürlevik hattı boyunca pek çok hasar meydana gelmiştir. Bu hasarlar genel anlamda deprem kaynaklı

meydana gelen kaya düşmeleri ve heyelanlar sebebiyle oluşmuştur. Yaklaşık 27 km'lik Gürlevik-1 hattı, çelik ve asbest çimento (AC) tip malzemeden oluşan 2 kısma sahiptir. İlk 15 km'lik çelik kısmında söz konusu deprem etkilerinden ötürü 82 adet hasar meydana gelmiş ve bu hasarlar ASKİM bünyesindeki saha ekipleri tarafından giderilmiştir. Ancak hattın kalan 12 km'lik ikinci bölümünü oluşturan AC kısmı meydana gelen sayısız hasardan ötürü onarılamamış ve Gürlevik-1 hattı bundan ötürü kullanıma kapanmıştır. Tamamen çelik malzemeden oluşan Gürlevik-2 hattı, yaklaşık 29 km uzunluğa sahiptir. Farklı jeolojik formasyonlar ve engebeli arazileri kat eden bu hatta, deprem kaynaklı kütle hareketleri sonucunda meydana gelen 25 adet hasar noktası belirlenmiş ve bu hasar noktaları deprem sonrasında kısa sürede onarılmış, böylece söz konusu kol kullanıma hazır hale getirilmiştir. Gürlevik Düktil Demir hattı ise depremden önce inşası hazır olmasına rağmen kullanılmazken, Gürlevik-1 hattının depremden sonra kullanım dışı kalmasından ötürü en hızlı şekilde kullanıma açılmıştır. Bu kol diğer 2 kol ile benzer hat yerleşimine sahip olsa da kullanılan malzeme etkisi ile düktil demirden oluşan kolda hasar meydana gelmemiştir.

Adıyaman şehir merkezi; deprem esnasında genel olarak eskimiş, yıpranmış ve ölçülemeyen yüksek kayıp kaçak oranına sahip bir şebeke sistemine sahipti. Söz konusu eskiyen şebeke sistemi uluslararası kuruluşlarca desteklenen FRIT projesi kapsamında PE tip borularla değiştirilme işlemi depremden önce başlamıştır. Söz konusu proje ile 550 km'lik şebeke hattının tamamen yenilenerek tamamı PE malzemeden oluşan 700 km uzunluğa sahip yeni bir şebeke elde edilmesi amaçlanmaktadır. Depremden önce PE tip boru ile yenilenen kısıtlı sayıdaki bölgede altyapıda problem meydana gelmezken, söz konusu eskimiş şebeke hattı kısımları depremde hasar almış olup, onarımlara rağmen bu eski şebeke sistemine ait su hatlarında halihazırda yer yer hasarlara rastlanmaktadır.

Adıyaman'ın Gölbaşı ilçesine bakıldığında, ilçenin faylanma ve sıvılaşma etkisi altında olduğu gözlemlenmektedir. Faylanma ve sıvılaşmanın altyapılar üzerinde olumsuz etkileri geçmiş pek çok depremde gözlemlenmiştir (O'Rourke et al., 2014; Toprak vd., 2015; Toprak vd., 2019, Toprak vd., 2021). Gölbaşı ilçesine dağıtım görevi gören su şebekesi depremden önce oldukça eskimiş durumda idi. Söz konusu su sisteminin günümüz teknolojisinin gerisinde bir tasarıma sahip olması, ilçe boyunca etkili olan faylanma problemleri ve mevcut zemin özelliklerinin geoteknik açıdan problem teşkil etmesi sebebiyle deprem esnasında mevcut su şebeke sistemi kullanılamaz hale gelmiştir. Depremi takip eden ilk aylarda ilçenin su şebeke sistemi tamamen PE tip borularla yenilenmiştir.

Gölbaşı ilçesine su getiren isale hattı boyunca faylanma ve heyelan bölgeleri mevcuttur. Hem deprem boyunca meydana gelen kütle hareketleri hem de faylanma sebebiyle söz konusu isale hattında hasarlar meydana gelmiştir. Hattın bir kısmı onarılırken, büyük bir kısmı ise hazır durumda olan yeni inşa edilmiş başka bir isale hattına entegre edilmiştir.

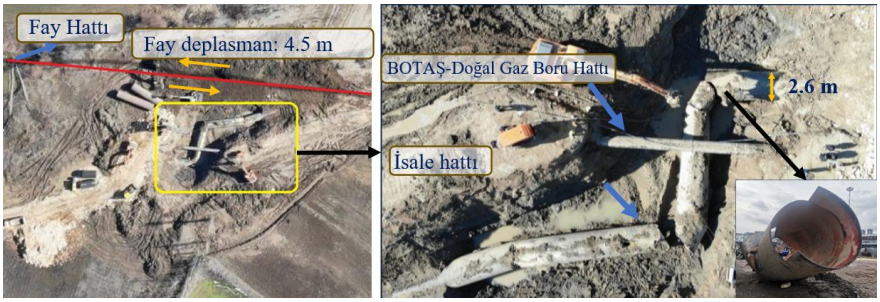
6 Şubat Kahramanmaraş depremleri, Adıyaman şehir merkezi ve Gölbaşı ilçesinde su altyapısına büyük zarar vermiş, özellikle Havşeri ve Gürlevik isale hatları ile Gölbaşı ilçesi şebeke hattında ciddi hasarlar meydana gelmiştir. Deprem sonrası yapılan onarım ve yenileme çalışmalarıyla eski ve tahrip olmuş hatlar kısmen veya tamamen devre dışı bırakılmış, PE ve düktil demir hatlar devreye alınarak su arzı yeniden sağlanmıştır. Bu hususta, Adıyaman şehir merkezinin alternatifli su hatlarına ve farklı su kaynaklarına sahip olması deprem sonrasında susuz kalınmaması hususunda şehre avantaj sağlamıştır.

4 Gaziantep İli Su Sistemi ve Meydana Gelen Hasarlar

Gaziantep Su ve Kanalizasyon İdaresi (GASKİ), 2024 yılında 6.887 km² (su havzaları ile birlikte görev alanı 9478 km²)'lik bir alanda 2.193.363 kişiye hizmet vermektedir (GASKİ, 2025). 6 Şubat 2023 depremleri, Gaziantep su sistemini de etkilemiştir. 2022 yılında %27,9 olan kayıp-kaçak oranının 2023'te %25'e kadar azaltılmasını amaçlamışlardır. Ancak, 2023 Kahramanmaraş depremlerinin etkisiyle birlikte 2023 yılında kayıp-kaçak oranı %32,55'e yükselmiş, yaklaşık kayıp-kaçak oranında %5'lik bir artış olmuştur (GASKİ, 2024). Gaziantep şehir merkezini Şahinbey ve Şehitkamil ilçeleri oluşturmaktadır. Bu merkezi besleyen 3 önemli su kaynağı mevcuttur. Bunlar Düzbağ, Kartalkaya ve Mizmilli içme suyu kaynaklarıdır. 2023 yılında şehir merkezinin %43'ü Düzbağ, %37'si Kartalkaya ve %19'u Mizmilli su kaynaklarından beslenmiştir. Ayrıca şehir içi kuyular da mevcuttur ama bunlar şehir merkezinin su ihtiyacının yaklaşık %1'lik kısmını karşılamaktadır. Kartalkaya ve Düzbağ isale hatlarından gelen sular, günde 400000 m3 su arıtma kapasitesi olan Hacıbaba İçme Suyu Arıtma Tesisi'ne ulaşarak arıtılırlar. Hacıbaba İçme Suyu Arıtma Tesisi'nde deprem sonucu oluşan bir problem bildirilmemiştir ancak Düzbağ hattından gelen suyun bulanıklığından dolayı kısmi problemler gözlemlenmiştir.

2,6 metre çapındaki ve yaklaşık 82 km uzunluğundaki Düzbağ çelik isale hattında Kahramanmaraş depremlerinin sonucunda 21 farklı noktada hasar meydana gelmiştir (Toprak vd., 2025b). Bu hasarların en önemlilerinden biri Düzbağ hattının fayla kesiştiği yerde, fay hareketi yüzünden meydana gelen borudaki kırılmadır. Şekil 3'te fayın geçtiği bölge, Düzbağ isale hattı, BOTAŞ doğalgaz boru hattı ve isale hattındaki kırılma görülmektedir. Aynı hasar bölgesinden faya paralel olarak geçen BOTAŞ'a ait çelik doğalgaz boru hattında ise herhangi bir hasar meydana gelmemiştir (Uckan vd., 2024; Toprak vd., 2024a). Fay hareketinden kaynaklanan hasarın ardından arıza bölgesine ulaşım için yol düzenlenmiş, borudaki su tahliye edilmiş ve hasarlı kısım kazılarak deforme parçalar çıkarılmıştır. Zemin iyileştirilmiş, 2,6 m çapında toplam 36 m yeni boru ile iki adet Ø2600–Ø2500 redüksiyon temin edilerek montajı yapılmıştır. Boruların kaynak işlemleri tamamlanıp UT kontrolleri sonrası izolasyon ve epoksi boya uygulanmış, geçiş noktası betonla kaplanıp izole edilmiştir. Katodik koruma kontrollerinin ardından boru üzeri kapatılarak güvenlik önlemleri alınmıştır.

Düzbağ isale hattının yaklaşık 3,5 km'lik tünel kısmı depremde yedi noktadan hasar almasına rağmen, tünel içteki boruyu deprem kaynaklı kalıcı deformasyondan koruma görevini büyük ölçüde yerine getirmiştir (Toprak vd., 2025b). Deprem sonrasında ilk 4–5 gün enerji iletim hatlarındaki arızalar nedeniyle sisteme elektrik verilememiş, sorunların giderilmesiyle enerji sağlanmış ve hasarlar onarılarak Düzbağ su kaynağı yaklaşık bir ay sonra yeniden hizmete alınmıştır.



Şekil 3. Düzbağ isale hattı - BOTAŞ Doğalgaz Boru hattı kesişiminde fay hareketi sebebiyle meydana gelen kırılma (Toprak vd., 2024a).

Kartalkaya Barajı'ndan başlayan yaklaşık 54 km uzunluğundaki 1,4 m çapındaki ön germeli beton (ÖGB) hattı ile 1,8 m çapındaki çelik hat genellikle birbirine birkaç metre mesafede ilerlemektedir (Toprak vd., 2025b). Deprem sonrası barajda sınırlı hasar oluşmuş, çelik hatta bağlı pompa istasyonlarında ise işleyişi engelleyecek bir durum tespit edilmemiştir. Yalnızca bazı sanat yapılarında hasar meydana gelmiş ve bu hasarlar hızla onarılarak hat yaklaşık iki gün içinde yeniden devreye alınmıştır. Ancak sağlanabilen su miktarının yetersiz olması nedeniyle şehrin farklı bölgelerine su 12 saatte bir dönüşümlü olarak verilmiştir. ÖGB hattında ise bağlantı noktalarında sızıntılar meydana gelmiş, hasarlı kısımlarda su tahliye edilerek borular sökülüp yerine çelik boru döşenmiş ve kaynak işlemleri yapılmıştır. Hattaki betonarme pompa tesislerinin ağır hasar alması ve yapılan kontrollerde yeni hasarların ortaya çıkması üzerine hat deprem sonrası devre dışı bırakılmıştır. Günümüzde bu hattın yenilenmesi gündemdedir.

Yuvalı Dere vadisindeki 30 Mizmilli kuyusundan gelen su, bulanıklık sorunu nedeniyle 21 Şubat'a kadar yalnızca kullanma suyu olarak verilmiş ve halka çeşitli kanallar üzerinden bilgilendirme yapılmıştır. Depremde Pompa-1 istasyonu binası ağır, Pompa-2 ve Pompa-3 istasyonları ise orta hasar almıştır. Onarım kapsamında hasarlı vana değiştirilmiş, pompa ve dalgıç motor yenilenmiş, çıkış vanası contaları ile çek-hidrolik vana onarılmıştır (GASKİ, 2024). Mizmilli su kaynağı, depremden 2–3 gün sonra yeniden devreye alınmış ancak su bir süre yalnızca kullanma amacıyla sağlanmıştır.

Gaziantep'te deprem sonrası yaşanan hasar ve sorunlar, önceden alınabilecek önlemlerin önemini ortaya koymaktadır. Düzbağ isale hattı bir ay, Kartalkaya ön germeli beton hattı ise süresiz olarak kullanım dışı kalmış; Mizmilli su kaynağında

bulanıklık nedeniyle yaklaşık iki hafta içme suyu sağlanamamıştır. Mevcut su temin sistemleri arasında yalnızca Kartalkaya çelik isale hattı vasıtasıyla depremden iki gün sonra mahallelere dönüşümlü olarak içme suyu verebilmiştir. Gaziantep'te bir şehrin farklı su kaynaklarına sahip olmasının, hasarlı hatlar devre dışı kalsa bile kısmi su teminine imkân sağlaması konusunda önemli katkıda bulunduğu görülmektedir. Su kaynaklarının çeşitlendirilmesi, afet sonrası iyileşmenin hızlanması açısından kritik önemdedir.
Deprem sonrası oluşan arızaların belirlenmesi ve bu bilgiler ışığında uygun isale hattı ve şebeke sistemlerinin tasarlanması, gelecekteki depremlerde hasarı önemli ölçüde azaltabilir. Ayrıca, deprem öncesi riskli hatların tespiti ve yedek parça temini onarım süresini kısaltarak su temininde aksaklıkları en aza indirebilir. Geçmiş depremlerden çıkarılacak dersler, gelecekte su sistemlerinin tasarım ve uygulamalarında potansiyel risklere karşı önlem alınmasını sağlayacaktır.

5 Hatay İli Su Sistemi ve Meydana Gelen Hasarlar

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş merkezli depremleri, Hatay ili genelinde üstyapıların yanı sıra içme suyu, atıksu ve yağmur suyu altyapısında da ciddi hasarlara yol açmıştır. Hatay Su ve Kanalizasyon İdaresi (HATSU), 2014 yılında kurulmuş olup 2024 yılı sonu itibarıyla 5.403 km²'lik alanda yaklaşık 1,56 milyon kişiye hizmet vermektedir. HATSU'nun hizmet verdiği 15 ilçeden 6'sında —özellikle Antakya, İskenderun, Kırıkhan ve Altınözü— su ve kanalizasyon altyapısında ağır hasar meydana gelmiş, toplam 15 ilçenin tamamında ise nüfus hareketleri ve altyapı hasarları nedeniyle hizmetler ciddi şekilde etkilenmiştir (HATSU, 2024).

Hatay genelinde yaklaşık 600 adet ayaklı su deposundan yaklaşık 30'unun tamamen yıkıldığı veya ağır hasar aldığı tespit edilmiştir (HATSU, 2024). Bu yapıların büyük çoğunluğu 2000 yılı öncesinde inşa edilmiş olup tip projelerle yapılmalarına rağmen bazı su depolarında düşük beton kalitesi, yetersiz donatı kullanımı, işçilik hataları, dere çakılı kullanımı ve bindirme boylarına uyulmaması gibi yapısal eksiklikler gözlemlenmiştir (Şekil 4a). Ancak benzer detaylara sahip olduğu düşünülen birçok su deposunun ayakta kalmış olması, hasar üzerinde yalnızca yapısal yetersizliklerin değil, aynı zamanda yer hareketinin şiddeti, zemin koşulları ve yerel saha etkilerinin de belirleyici rol oynadığını göstermektedir. Deprem sonrası birçok köyde su kesintileri yaşanmış ve bu yapıların yerine plastik gömülü depolar kullanılmaya başlanmıştır.

HATSU yönetimi, deprem sonrası yetersiz su temininin başlıca nedenlerini; deprem kaynaklı altyapı hasarları, belirli bölgelerdeki nüfus değişimleri, yeraltı su kaynaklarının yer değiştirmesi ve sık tekrarlayan elektrik kesintileri olarak belirtmiştir. En kritik sorunlardan biri ise personel eksikliği olmuş; 2.500 çalışandan yalnızca birkaç yüzü görev yapabilmiş, 34 personel hayatını kaybetmiştir. Hatay'daki başlıca cazibeli su kaynakları arasında Bağrıyanık, Dörtyol Beşikgöl, Kırıkhan Delibekirli, Harbiye ve

Payas Karacaören yer almakta olup, iletim hatlarında da önemli hasarlar meydana gelmiştir (Toprak vd., 2025b).

Deprem, bölgedeki içme suyu ve atıksu arıtma tesislerinde de ciddi hasarlara yol açmıştır. Serinyol Atıksu Arıtma Tesisi'nde isale hattı, terfi yapısı ve makineler zarar görmüş; perde duvarların yetersiz mesnetlenmesi nedeniyle havuzlarda devrilme ve kaçaklar meydana gelmiştir (Şekil 4b). Onarım ve yeniden projelendirme sonrası tesis yaklaşık 1,5 yıl sonra faaliyete geçebilmiştir. Antakya'daki Narlıca Atıksu Arıtma Tesisi'nde deprem öncesi yapılan jet grout iyileştirmesi kum tutucuları korumuş; ancak dilatasyon derzlerinde ayrılmalar, duvar çatlakları, membran kaymaları ve boru eğilmeleri oluşmuş, bu hasarlar tesisi uzun süre devre dışı bırakmıştır (Şekil 4c).



a) b) c)

Şekil 4. a) Depremde kolonlarından hasar almış ayaklı su deposu b) Serinyol Atıksu Arıtma Tesisi'nde deprem sonrası hasar gören orta perde duvar. c) Narlıca Arıtma Tesisi'nde deprem sonrası hasar gören membran üniteleri.



a) b)

Şekil 5. a) İskenderun atık su arıtma tesisinde değiştirilen borular b) Kırıkhan atık su arıtma tesisinin depremden sonra eklenen destek kirişleri.

Karaçay İçme Suyu Arıtma Tesisi'nde idare binası ve trafo hasar görmüş, klor ünitesi ile çatı onarılmış ve tesis kısa sürede yeniden devreye alınmıştır. İskenderun'daki Temiz Su Tesisi, deprem öncesi atıl durumdayken su sıkıntısı nedeniyle yeniden kullanıma açılmış; Atık Su Arıtma Tesisi ise dilatasyon ayrılmaları, havuz çatlakları ve pompa arızaları nedeniyle yaklaşık iki yıl kapalı kalmış, onarım sonrası tekrar hizmete başlamıştır (Şekil 5a).

Kırıkhan Atıksu Arıtma Tesisi'nde perde duvarlar ve borular yıkılmış, iki havuz arasındaki bölüm çökmüş ve tesis su altında kalmıştır (Şekil 5b). Deprem öncesi mevcut olmayan destek kirişleri onarım sırasında eklenmiş, erozyon havuzu yenilenmiş ve tesis yaklaşık 1,5 yıl sonra tekrar faaliyete geçmiştir. Yeni TOKİ konutlarının su ihtiyacı için tesise ek boru hattı döşenmektedir.

6 Sonuçlar

Kahramanmaraş merkezli depremler sonucunda su temini altyapı sistemleri ciddi bir şekilde zarar görmüş ve bölge halkının su ve atık su hizmetleri kesintiye uğramıştır. Bu çalışma özellikle Kahramanmaraş, Adıyaman, Gaziantep ve Hatay illerinde meydana gelen su sistemi hasarlarını detaylı şekilde inceleyerek, afet sonrası su temini süreçlerinde neler yapılıp neler yapılması gerektiği hakkında değerlendirmelerde bulunulmuştur.

Saha incelemeleri ve kurumlarla yapılan görüşmeler doğrultusunda elde edilen bulgular, altyapı sistemlerinin deprem dirençliliğinin boru türü, zemin koşulları, mühendislik hizmetlerinin kalitesi ve bakım düzeyine bağlı olduğunu göstermektedir. Esnek ve dayanıklı boru malzemeleri ile yenilenmiş sistemlerin depreme karşı daha dirençli olduğu gözlemlenirken, özellikle eski ve mühendislik hizmetleri kısıtlı olan sistemlerde çok sayıda hasar meydana gelmiştir. Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde olduğu gibi faylanma bölgelerinden veya sıvılaşma vakalarının raporlandığı bölgelerden geçen boru hatlarında kırılma, çekme, eğilme ve burkulma gibi çok çeşitli hasar türleri tespit edilmiştir. Depremler sonrası hızlı ve etkili müdahale çalışmaları, içme suyu temininde yaşanabilecek uzun süreli kesintilerin önlenmesinde kritik rol oynamıştır. Ancak özellikle büyük çaplı boruların temini gibi bazı teknik zorluklar, afet öncesi hazırlığın önemini bir kez daha vurgulamıştır. Bunun yanında su kaynaklarının çeşitliliğinin depremden etkilenen bölgeler için büyük önem arz ettiği tecrübe edinilmiştir. Ayrıca, su arıtma ve atık su tesislerinde meydana gelen hasarlar, sadece altyapının değil, hizmet sürekliliğini sağlayan tüm sistemlerin afet risklerine karşı bütüncül biçimde ele alınması gerektiğini ortaya koymaktadır.

Teşekkürler

Bu çalışmada sağladıkları desteklerden dolayı Gaziantep Su ve Kanalizasyon İdaresi (GASKİ), Kahramanmaraş Su ve Kanalizasyon İdaresi (KASKİ), Hatay Su ve Kanalizasyon İdaresi (HATSU) ve Adıyaman Su ve Kanalizasyon Müdürlüğü'ne (ASKİM) teşekkür ederiz.

Kaynaklar

1. Ceylan M, Yağcıoğlu B, Nacaroğlu E, Toprak, S (2024) Sismik Etkiler Altında Gömülü Boru Davranışı: Christchurch Depremi Vaka Analizi. Türk Deprem Araştırma Dergisi 6(2):471-487.
2. GASKİ (Gaziantep Su ve Kanalizasyon İdaresi Genel Müdürlüğü) (2024) 2023 Faaliyet Raporu.
3. GASKİ (Gaziantep Su ve Kanalizasyon İdaresi Genel Müdürlüğü) (2025) 2024 Faaliyet Raporu.
4. HATSU (Hatay Su ve Kanalizasyon İdaresi Genel Müdürlüğü) (2024) 2023 Faaliyet Raporu.
5. KASKİ (Kahramanmaraş Su ve Kanalizasyon İdaresi Genel Müdürlüğü) (2024) 2023 Faaliyet Raporu.
6. O'Rourke TD, Jeon SS, Toprak S, Cubrinovski M, Hughes M, van Ballegooy S, Bouziou D (2014) Earthquake response of underground pipeline networks in Christchurch, NZ. Earthq Spectra 30(1):183–204, https://doi.org/10.1193/030413EQS062M
7. Toprak S, Nacaroglu E, Koç AC (2015) Seismic response of underground lifeline systems. Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology. Geotechn Geol Earthq Eng 39:245–263, https://doi.org/10.1007/978-3-319-16964-4_10
8. Toprak S, Nacaroğlu E, Ceylan M, Dündar G (2021) 2011 Christchurch, Yeni Zelanda Depreminde Oluşan Boru Hasarları ve Modellerle Karşılaştırılması. 9. Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansı, 2-3 Haziran 2021 İstanbul, 570-578.
9. Toprak S, Nacaroglu E, van Ballegooy S, Koc AC, Jacka M, Manav Y, Torvelainen E, O'Rourke TD (2019) Segmented pipeline damage predictions using liquefaction vulnerability parameters. Soil Dyn Earthq Eng 125, 105758, https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105758.
10. Toprak S, Wham BP, Nacaroglu E, Ceylan M, Dal O, Senturk AE (2024a) Impact of seismic geohazards on water supply systems and pipeline performance: Insights from the 2023 Kahramanmaras Earthquakes. Engineering Geology 340, 107681.
11. Toprak S, Wham BP, Nacaroglu E, Ceylan M, Dal O (2025b) Performance of water systems during the February 6th Kahramanmaras earthquakes. Earthquake Spectra 41(1):322-353.
12. Toprak S, Wham B P, Nacaroglu E, Ceylan M, Dal O, Senturk AE, Tunc S, Ince M (2024b). Field Observations on Water Systems after the February 2023 Kahramanmaras Earthquakes (Mw 7.7, Mw 7.6), in Field Observations and Data on Strong Motion, Geotechnical and Infrastructure Impacts of the February 2023 Kahramanmaras Earthquakes (Mw 7.7, Mw 7.6). DesignSafe-CI. https://doi.org/10.17603/ds2-3zdf-0b28.Accessed February 2, 2025.
13. Toprak S, Zulfikar AC, Mutlu A, Tugsal UM, Nacaroglu E, Karabulut S, Ceylan M, Ozdemir K, Parlak S, Dal O, Karimzadeh S (2025a) The aftermath of 2023 Kahramanmaras earthquakes: evaluation of strong motion data, geotechnical, building, and infrastructure issues. Nat Hazards 121:2155-2192, https://doi.org/10.1007/s11069-024-06890-w.
14. Uckan E, Aksel M, Atas O, Toprak S, Kaya ES (2024) The performance of transmission pipelines on February 6th 2023 Kahramanmaraş earthquake: a series of case studies. Bulletin of Earthquake Engineering 23:1203–1222.

Yakın Fay ve Uzak Fay Depremleri Altında Zemin-Boru Etkileşim Sisteminin Düzlem Deformasyon Analizi

Kaşif Furkan Öztürk[1[0000-0002-6325-4222]], Tufan Çakır[1[0000-0003-1826-4963]], Dilek Kaya[1[0000-0002-3325-4088]]

[1] Gümüşhane University, Gümüşhane, TÜRKİYE
kasiffurkan.ozturk@gumushane.edu.tr

Özet. Doğal gaz boru hatları enerji altyapısının kritik bir parçasıdır ve bu sistemler deprem gibi doğal afetler sırasında önemli hasarlara maruz kalabilmektedir. Boru hatlarının deprem sırasındaki davranışı, fay hareketleri, zemin tipleri, boru malzemesinin özellikleri ve bağlantı detayları gibi birçok faktöre bağlıdır. Öte yandan, boru hatlarında meydana gelen hasarlar, deprem tarafından tetiklenebilecek sıvılaşma, yüzey kırığı veya dalga yayılım etkilerine bağlı olarak oluşan nispeten yüksek tepe yer ivmesi değerleri gibi nedenlerle de görülebilmektedir. Bu bağlamda, çalışma kapsamında, geliştirilen iki boyutlu sonlu eleman modeli kullanılarak, zemin-yapı etkileşiminin yanı sıra yakın fay ve uzak fay etkilerinin boru sisteminin dinamik davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu amaç doğrultusunda, zemin sistemleri ve deprem yüklemeleri kullanılarak zaman ortamında parametrik analizler gerçekleştirilmiştir. Boru sisteminin dinamik davranışındaki değişimler, dikkate alınan farklı zemin koşulları ve deprem yüklemeleri için karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar, boru sisteminin dinamik tepkilerinin zemin-yapı etkileşimine, yakın fay ve uzak fay deprem yüklemelerine bağlı olarak değişebileceğine dikkat çekmektedir.

Anahtar kelimeler: ANSYS, Düzlem deformasyon analizi, SEM, Boru sistemi, Zemin-boru etkileşimi.

1 Giriş

Boru hatları alt yapı sistemlerinin önemli bir unsuru olarak diğer taşımacılık yöntemlerine kıyasla nispeten düşük işletme maliyeti, sürekliliği, çevre dostu olması ve uzun mesafelerde verimliliği gibi çeşitli üstünlükleri sebebiyle çeşitli gazların ve sıvıların taşımacılığında sıklıkla kullanılmaktadır. Özellikle doğal gaz taşımacılığında boru hattı sistemlerinin yaygınlığı ve bu yapı sistemlerinin her geçen gün kullanım alanlarındaki artış sürekli hizmet verebilirlik açısından boru hattı sistemlerinin önemine dikkat çekmektedir.

Boru sistemlerinde meydana gelebilen zararlar birçok etkiye bağlı olarak gelişebilir. Bu sebeplerin arasında en iyi bilinen olası bazı nedenler arasında sıvılaşma, yanal yayılma, yüksek yer ivmesine maruziyet, şev kayması, yüzey göçükleri gösterilebilir (Unal vd., 2024). İfade edilen bu etkilerin yanı sıra birçok araştırmacı boru hatlarının fay hareketine maruziyeti altındaki davranışlarını parametrik çalışmalarla incelemiştir. Vazouras vd. (Vazouras vd., 2010) doğrultu atımlı fay altında gömülü çelik boru hattı için farklı fay hareketi yer değiştirmeleri için farklı çelik borularının parametrik olarak davranışlarını incelemiştir. Araştırmacılar kohezyonsuz zeminlerde gevşek kum koşullarının sıkı zemin koşullarından daha büyük kritik göçme yer değiştirmesine sebep olduğunu vurgulamışlardılar. Xu vd. (2022), eğik-ters fay hareketi altında gömülü boru hattı sisteminde iki olası yerel burkulma hasar konumu bulunduğunu ve bunların sırasıyla tavan ve taban blok tarafında yer aldığını vurguladılar. Saiyar vd. (2016), normal fay hareketi altında esnek boru hatlarının davranışlarını araştırmak için dört santrifüj deneyi yürüterek, model borular boyunca eğrilik dağılımlarının, zemin kayma hattına göre tam olarak anti-simetrik olmadığını ve taşıma bölgesinde daha büyük mutlak tepe değerleri gösterdiğini göstermişlerdir. İlaveten araştırmacılar boru eğriliklerinin, borunun eğilme rijitliği EpIp'nin bir fonksiyonu olduğunu ve daha yüksek boru rijitliğinin beklendiği gibi sürekli olarak daha düşük eğrilik değerlerine yol açtığını tespit etmişlerdir.
Zemin-boru etkileşim sistemlerinin statik ve dinamik analizleri günümüzde birçok yaklaşım kullanılarak yapılabilmektedir. Bu sistemlerin dinamik analizleri uzunlama doğrultusu için analiz, düzlem deformasyon analizi ve düzlem gerilme analizi olarak temelde üç başlık altında toplanabilmektedir. Boru hattının uzunlamasına dinamik analizlerinde kullanılan iyi bilinen analitik yaklaşım toplanmış kütle yaklaşımıdır. Bu yaklaşımda kütle-yay-sönüm sistemi oluşturularak boru hattı sistemi hareket eşitliği oluşturularak çözülür (Hindy ve Novak, 1979). Ayrıca boru hattı boyunca farklı serbestlik noktaları arasındaki mekansal değişimin etkisi zemin sisteminin rijitlik ve sönüm matrislerinde yer alan çapraz terimler ile çözüme dahil edilebilmektedir (Datta ve Mashaly, 1986). Boru hatlarının dinamik analizi için sıklıkla tercih edilen bir diğer yaklaşım ise sonlu eleman/sonlu fark metodu kullanılarak katı, kabuk, çubuk veya boru eleman tiplerinden biri veya birkaçı (hybrid yaklaşım) kullanılarak boru hattının uzunluk boyunca modellenmesidir (Saberi vd., 2013). Bu yaklaşımda boru-zemin etkileşim sistemi, boru sisteminin uzunluğunun sınır etkilerinden etkilenmeyeceği bir uzunluk seçildikten sonra zemin ortamının yay veya katı elemanlar yardımıyla temsil

edilmesiyle oluşturulabilmektedir. Zemin-boru etkileşim sistemini modellemek için kullanılan bu yaklaşım okyanus tabanından geçen doğal gaz boru hatlarının sismik davranışlarının araştırılmasında da sıklıkla kullanılabilmektedir (Pan vd. 2021, 2023). Diğer yandan deprem hareketinin etkisi özellikle uzun yapı sistemlerine bir miktar zaman gecikmesi ile tesir edebilmektedir. Bu etki böyle yapısal sistemlerin davranışında eş zamanlı etki kabulüne kıyasla önemli değişimlere neden olabilmektedir (Datta, 2010). Bu bağlamda boru hatları ve tünel yapıları gibi uzun yapı sistemlerinin dinamik analizlerinde ifade edilen mekânsal değişime bağlı deprem etkisinin dikkate alınması önemli bir husus olarak ele alınmalıdır (Anastasopoulos vd. 2007). Boru-zemin etkileşim sistemlerinin dinamik davranışı araştırılırken, boru sisteminin kesiti kullanılarak düzlem deformasyon analizi veya düzlem gerilme analizi yapılabilmektedir. Düzlem deformasyon analizleri gerçekleştirilirken zemin ve boru iki boyutlu (2B) katı elemanlarla modellenirken, düzlem gerilme analizlerinde boru sistemi 2B katı elemanlarla, zemin ortamının rijitliği ve radyasyonel sönümü ise yay elemanlar yardımıyla modellenmektedir (Datta, 2010). Datta (2010), bu iki analiz yönteminde kullanılan modellerin dinamik analizlerinden elde edilen yer değiştirmeler için önemli ölçüde örtüşebildiğini göstermiştir.

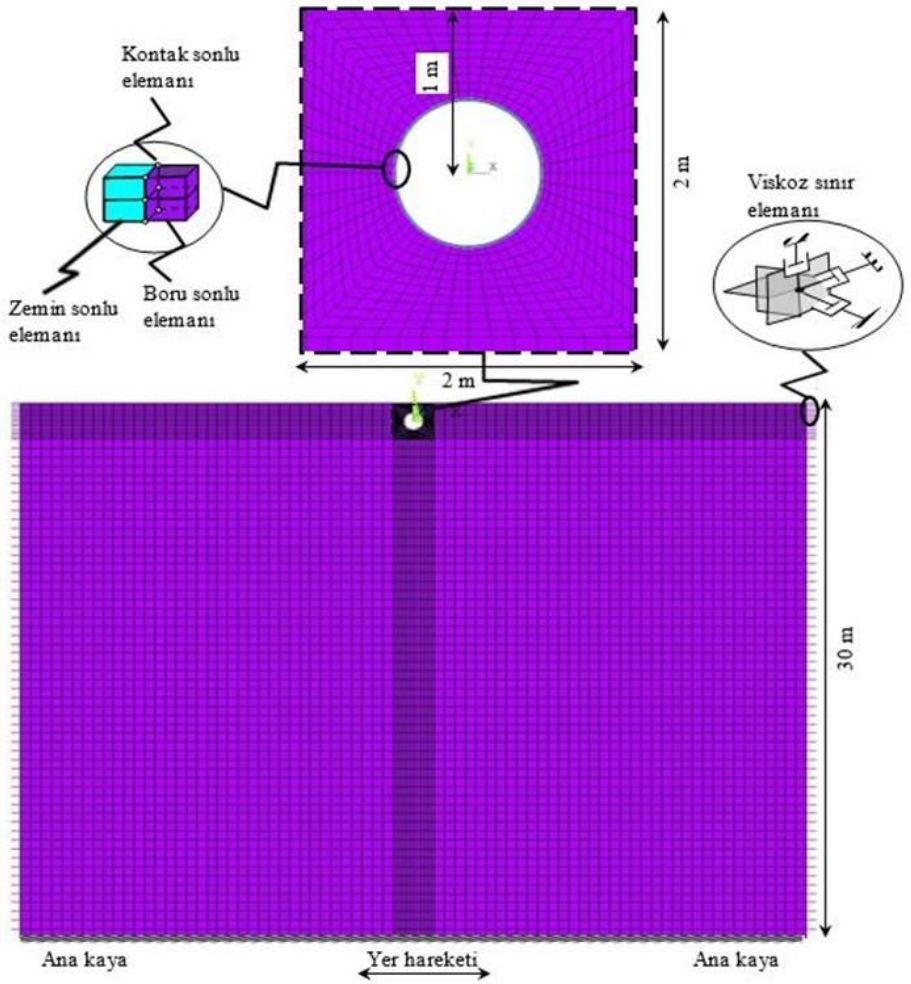
Çalışma kapsamında zemin-boru etkileşim sisteminin sonlu eleman modeli ANSYS paket programında (ANSYS Inc., 2015) 2B olarak geliştirilmiş ve geliştirilen bu modellerin düzlem deformasyon analizleri zaman ortamında gerçekleştirilmiştir. Parametrik analizlerde boru sisteminin dinamik tepkileri boru iç basıncı dikkate alınarak üç farklı zemin sistemi ve 4 farklı yer hareketi (iki yakın fay ve iki uzak fay depremi) için incelenmiştir. Araştırma bulguları farklı zemin sistemlerinin yanı sıra yakın ve uzak fay yüklemeleri için boru yer değiştirmeleri ve von-Mises gerilme tepkileri kullanılarak sunulmuştur. Sonuçlar zemin-boru etkileşim sisteminin ve yakın-uzak fay depremlerinin boru dinamik tepkilerini önemli ölçüde değiştirebileceğine dikkat çekmektedir.

2 Metot

2.1 Zemin-Boru Etkileşim Sistemi İçin Önerilen Sonlu Eleman Modeli

Zemin-boru etkileşim problemi ele alınırken sonlu elemanlar yaklaşımında boru ve zemin sistemlerinin düzlem içi uzunluklarının oldukça uzun olması sebebiyle düzlem deformasyon koşulları dikkate alınmıştır. Zemin ve boru sistemleri oluşturulurken her düğüm noktasında iki serbestliğe sahip dört düğüm noktalı PLANE182 eleman tipi kullanılmıştır. Bu bağlamda zemin ortamı modellenirken, zemin sistemi hesap süresi ve çözüm maliyetleride göz önüne alarak yarı-sonsuz bir ortam olarak modellenmiştir. Bu modelleme yaklaşımında zemin sınırları seçilirken dalga yayılım etkilerinin sınırlardan yansıyarak geri dönmesini engellemek için model yan sınırlarında Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından önerilen sönüm yaklaşımı benimsenmiştir. İfade edilen bu yaklaşım modelde oluşturulurken sönüm elemanları için MATRIX27 eleman tipi kullanılmıştır. Zemin ortamının kalınlığı 30 m olarak dikkate alınmış ve zemin

sisteminin tabanında ana kaya olduğu varsayılmıştır. Teklif edilen sonlu eleman modeli Şekil 1'de gösterilmektedir.



Şekil 1. Teklif edilen zemin-boru etkileşim sisteminin sonlu eleman modeli.

Boru sistemi X65 tipi çelik ve gömülme derinliği boru merkezinden yüzeye 1 m'dir. Boru sisteminin çapı, duvar kalınlığı, yoğunluğu, Poisson oranı, elastisite modülü ve akma gerilmesi değerleri sırasıyla 0.9144 m, 0.0127 m, 7850 kg/m^3, 0.3, 210 GPa ve 448 MPa olarak dikkate alınmıştır. Zemin ve boru sistemi arasında önemli ölçüde temasın yitirilmeyeceği varsayımına dayalı olarak sürekli temas durumu kontak elemanlar yardımıyla dikkate alınmıştır.

2.2 Parametrik Analizler

Zemin-boru etkileşim sisteminin etkilerinin araştırılması amacıyla dikkate alınan zemin sistemlerinin özellikleri Tablo 1'de gösterilmiştir. Bu bağlamda zemin-boru etkileşim sisteminin parametrik analizleri çalışma kapsamında iki aşama takip edilerek gerçekleştirilmiştir. Birinci aşamada zaman tanım ortamı analizlerine geçilmeden önce zemin-boru etkileşim sisteminin mod seçimleri için Block Lanczos tipi modal analizler gerçekleştirilmiştir. Modal analizler sonucunda etkileşim sistemlerinin etkin kütlelerine ve mod şekillerine bakılarak etkileşim sisteminin temel frekanslarının 1. ve 3. modlarda elde edildiği görülmüştür. Buradan sonra Rayleigh sönüm katsayıları zemin-boru etkileşim sistemi için sönüm oranı değeri 0.05 alınarak hesaplanılmış ve analizlere dahil edilmiştir. Ayrıca zaman tanım ortamında gerçekleştirilen analizlerde boru iç basıncı 8 MPa olarak dikkate alınmış ve boru sisteminin doğrusal olmayan davranışı için bilinear isotropic hardening malzeme modeli kullanılmıştır.

Tablo 1. Analizlerde dikkate alınan zemin özellikleri.

Soil Type	E, MPa	ν (-)	*p*, kN/m^3	V_s, m/s
Z1	187.5	0.35	1900	191.2
Z2	75.0	0.35	1800	124.2
Z3	30.0	0.35	1700	80.9

E: Elastisite modülü, ν: Poisson oranı, *p*: Yoğunluk, V_s: Kesme dalgası hızı

Parametrik analizlerde kullanılan deprem kayıtları yakın fay ve uzak fay yer hareketleri olarak iki grup altında toplanmıştır. Eğer yer hareketleri fay kırığından 10 km veya daha uzakta bulunan sahalarda kaydedilmişse, deprem kaydı genellikle uzak fay deprem hareketi olarak tanımlanmaktadır (Bekdaş vd., 2019; Fema P695, 2009; Soyluk ve Karaca, 2017). Bu mesafe, yakın fay ve uzak fay tanımları için keyfi olarak kabul edildiğinden (Fema P695, 2009) ve yer hareketi üzerindeki büyüklükler ve yerel saha koşulları gibi diğer birçok faktörün etkileri nedeniyle evrensel olmadığından (Li ve Xie, 2007) bazı araştırmacılar çalışmalarında bu mesafeyi 15 km [18,19] veya 20 km [20,21] olarak kabul etmişlerdir. Öte yandan, yakın fay yer hareketlerinin genellikle fay kırığına 10 km'den daha yakın yerlerde kaydedildiği varsayılmaktadır (Fema P695, 2009). Bu varsayıma ek olarak, yakın fay yer hareketleri genellikle 1 s'den büyük bir hız atım periyoduna (T_p) sahiptir ve pik yer hızının (PYH) pik yer ivmesine (PYİ) oranı 0.1 s'den büyüktür (Zhang ve Wang, 2013). Bu bağlamda çalışma kapsamında kullanılan yer hareketleri ifade edilen kriterler dikkate alınarak Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Next Generration Attenuation phase 2 (PEER, 2021) veri tabanından elde edilmiştir. Dikkate alınan yer hareketlerinin özellikleri Tablo 2'de gösterilmiştir.

Tablo 2. Kullanılan yer hareketleri (Ozturk, 2024).

Kimlik	RSN	Yer hareketi	Depremin ismi	M_w	V_{s30} (m/sn)	PYH/PYİ (s)	R_{jb} (km)	T_p (s)
YF-1	1054	YF	Northridge-01	6.69	325.67	0.14	5.54	1.23
UF-1	1039	UF	Northridge-01	6.69	341.58	0.07	16.92	-
YF-2	1120	YF	Kobe	6.90	256.00	0.20	1.46	1.86
UF-2	1105	UF	Kobe	6.90	256.00	0.11	95.72	-

RSN: Yer hareketi sıra numarası, YF: Yakın fay yer hareti, UF: Uzak fay yer hareketi, R_{jb}: Joyner-Boore mesafesi, T_p: Hız atım periyodu

3 Bulgular ve İrdeleme

Boru sisteminin davranışları çalışma kapsamında iki temel başlık altında ele alınmıştır. Bunların ilki zemin-boru etkileşim sisteminin etkileri iken diğeri yakın fay ve uzak fay yer hareketlerinin etkileridir. Bu bağlamda aşağıdaki alt başlıklarda parametrik analizlerden elde edilen bulgular detaylı olarak irdelenmiştir.

3.1 Zemin-boru rijitlik oranı

Zemin-yapı etkileşim sisteminin etkileri kısmen veya tamamen gömülü yapı sistemlerinin davranışları üzerinde önemli etkilere sahip olabilir. Bu etki mekanizmasının anlaşılabilmesi için zemin ve boru arasındaki rijitlik parametreleri önemli parametrelerdir. Bir diğer deyişle zemin ve boru arasındaki bu rijitlik parametreleri hem etkileşim sisteminin temel mod frekansları ile hem de boru sisteminin dinamik davranışları ile önemli ölçüde ilişkilidir. Bu durum zemin ve boru sisteminin karşılıklı etkileşimine bağlı olarak aşağıda yazıldığı şekilde ifade edilen zemin-boru eğilme rijitlik oranı ile ilişkilendirilebilmektedir (Ozturk, 2025):

$$S_b = \frac{M_Z R^3}{E_b I_b} \tag{6}$$

Bu eşitlikte M_z, E_b, I_b ve R terimleri sırasıyla zeminin kısıtlanmış modülünü, borunun elastisite modülünü, borunun birim uzunluğunun eğilme rijitliğini ve boru duvarının merkezinden boru merkezine olan mesafeyi (yarı çapı) tanımlamaktadır. Burada M_Z ve I_b terimleri sırasıyla aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$M_Z = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \tag{2}$$

$$I_b = \frac{t^3}{12} \tag{3}$$

Yukarıdaki eşitlikte t terimi borunun et kalınlığını tanımlamakadır. Bu bağlamda zemin ve boru arasındaki rijitlik oranları sırasıyla Z1, Z2 ve Z3 için 796.32, 307.73 ve 123.09 olarak elde

edilmiştir. Zemin ve boru arasınraki bu rijitlik oranının, boru özelliklerinin sabit tutulduğu ve Z1'den Z3'e doğru zemin rijitliğinin azaldığı dikkate alındığında beklenildiği gibi azalış gösterdiği anlaşılmaktadır.

3.2 Zemin-boru rijitlik oranı

Zemin-boru etkileşim sisteminin dinamik davranışı araştırılırken modal analiz gerçekleştirilerek etkileşim sisteminin mod frekanslarının bulunması önemli bir hususdur. Kısmen ya da tamamen gömülü yapı sistemlerinde yapı ve zemin sistemi arasındaki etkileşime bağlı olarak yapı sisteminin davranışları önemli ölçüde zemin ortamı tarafından yönetilebilir. Bu bağlamda zemin ve boru arasındaki rijitlik oranı ile zemin-boru etkileşim sisteminin temel frekansları arasındaki ilişki Tablo 3'te gösterilmiştir. Tablo 3 incelendiğinde zemin ve boru arasındaki rijitlik oranının azalışına bağlı olarak Z1'den Z3'e doğru gidildikçe zemin-boru etkileşim sisteminin temel frekanslarının azaldığı açıkça anlaşılmaktadır. Benzer eğilim beklenildiği gibi zemin sistemlerinin hâkim frekanslarında da görülmektedir.

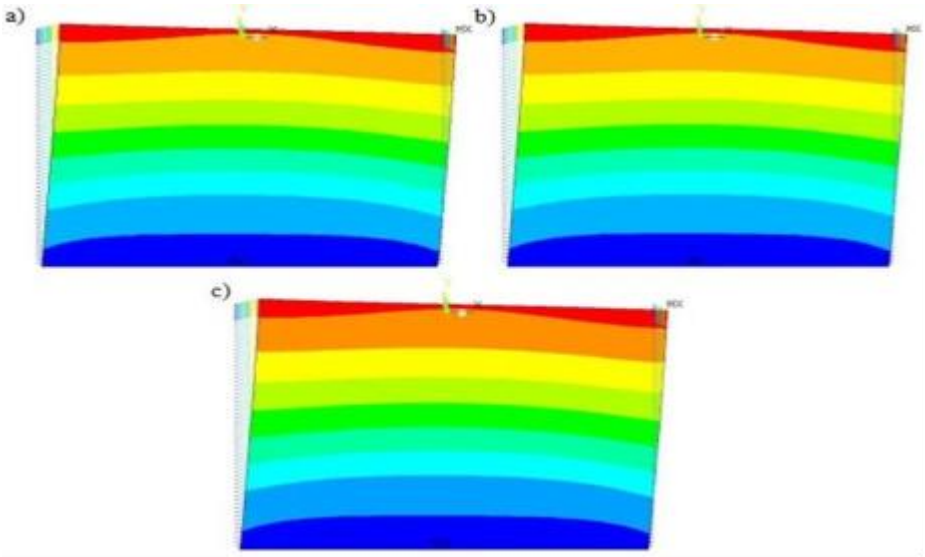
Tablo 3. Zemin-boru etkileşim sisteminin temel mod frekansları.

Zemin sistemi	Sb (-)	Mod yönü	Mod özellikleri	ZBE_f	Z_f
Z1	769.32	x yönü	Mod sırası (no.)	1	1
			Mod frekansı (Hz)	1.24	1.59
			ETO (%)	70	---
Z2	307.73	x yönü	Mod sırası (no.)	1	1
			Mod frekansı (Hz)	0.80	1.04
			ETO (%)	70	---
Z3	123.09	x yönü	Mod sırası (no.)	1	1
			Mod frekansı (Hz)	0.52	0.67
			ETO (%)	70	---

ETO: Efektif kütlenin toplam kütleye oranı, ZBE_f: Zemin-boru etkileşim sisteminin temel frekansı, Z_f: Zemin sisteminin hâkim frekansı (V_s/4H), H: Zemin sisteminin yüzeyinden ana kayaya olan mesafe

Eldeki probleme bağlı olarak zemin-boru etkileşim sisteminin temel mod frekansları seçilirken sistemin etkin mod kütleleri ve mod şekilleri kullanılabilir. Diğer yandan etkileşim modelinin temel mod frekansları ve zemin hâkim frekansları arasındaki ilişkinin anlaşılabilmesi için frekanslar arasında karşılaştırma yapılması önemli bir hususdur. Örneğin zemin hâkim frekansı Z1 zemin sistemi için 1.59 Hz iken, aynı frekans değerinin Tablo 3 incelendiğinde zemin-boru etkileşim sistemi için 1.24 Hz olduğu anlaşılmaktadır. Zemin-boru etkileşim sistemi için elde edilen bu frekans değeri, zemin hâkim frekansına kıyasla 22% oranında bir azalışla elde edilmiştir. Ayrıca burada ifade edilen zemin hâkim frekansının, zemin sisteminin hâkim kesme frekansı olduğu dikkate alındığında ve Şekil 2a incelendiğinde, mod şeklinin zemin-boru etkileşim sistemi için ötelenme olarak elde edildiği rahatlıkla görülebilmektedir. Benzer eğilimler Z2 ve Z3 zemin sistemleri içinde kolaylıkla görülebilir. Örneğin

zeminin hâkim kesme frekansları Z2 ve Z3 zemin sistemlerinde 1.04 Hz ve 0.67 Hz iken, aynı değerler zemin-boru etkileşim sistemi için sırasıyla 23.08% ve 22.39% azalışla 0.80 Hz ve 0.52 Hz olarak elde edilmiştir. Şekil 2b ve Şekil 2c'de x yönünde elde edilen mod şekilleri incelendiğinde, zemin-boru etkileşim sisteminden elde edilen bu temel modların zemin sisteminin hâkim ötelenme modlarına karşılık gelebileceği anlaşılmaktadır.



Şekil 2. a) Z1, b) Z2 ve c) Z3 için zemin-boru etkileşim sisteminin temel mod şekli.

3.3 Boru sisteminin davranışları

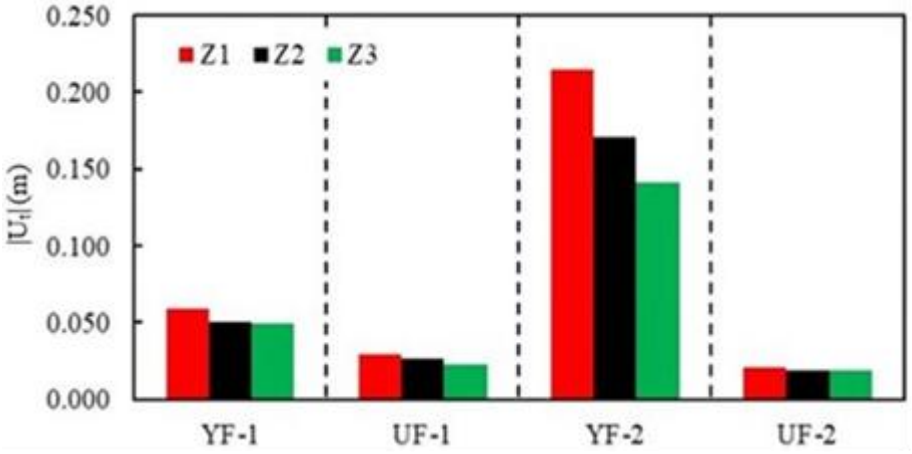
Zemin-boru etkileşim sistemine bağlı olarak boru sisteminin dinamik davranışları farklı zemin koşullarında önemli ölçüde değişebilir. Tablo 4'te deprem yüklemeleri altında üç farklı zemin sisteminde boru sisteminden elde edilen yer değiştirme ve von-Mises gerilme tepkileri gösterilmektedir. Zemin-boru rijitlik oranındaki değişim boru sisteminin pik dinamik yer değiştirmelerini önemli ölçüde etkileyebilir. Ele alınan tüm deprem yüklemelerinde Z1'den Z3'e doğru gidildikçe rijitlik oranındaki bu değişimin yer değiştirme tepkilerinde azalışa sebep olduğu anlaşılmaktadır (Şekil 3). Örneğin Z3 zemin sisteminde rijitlik oranı 123.09 iken, aynı oran Z1 zemin sisteminde 769.32 olarak elde edilmekte ve YF-1 yüklemesi altında Z3 zemin sisteminde pik dinamik yer değiştirme 0.0499 m iken aynı tepki Z1 zemin sisteminde 18% artışla 0.0589 m olarak elde edilmektedir. Benzer bir eğilimi UF-1 yüklemesi altında da görmek mümkündür. Örneğin UF-1 yüklemesi altında Z3 zemin sisteminde 0.0227 m olarak elde edilen pik dinamik yer değiştirme Z1 zemin sisteminde 28.6% artarak 0.0292 m olarak elde edilmiştir. Bu artış eğilimi yüklemenin içeriğine bağlı olarak önemli ölçüde

belirginleşebilir. Örneğin YF-2 yüklemesi altında Z3 zemin sisteminde pik dinamik yer değiştirme 0.1416 m iken aynı tepkinin Z1 zemin sisteminde 52% artışla 0.2152 m olarak elde edildiği görülmektedir.

Tablo 4. Boru sisteminden yer hareketi altında elde edilen tepkiler.

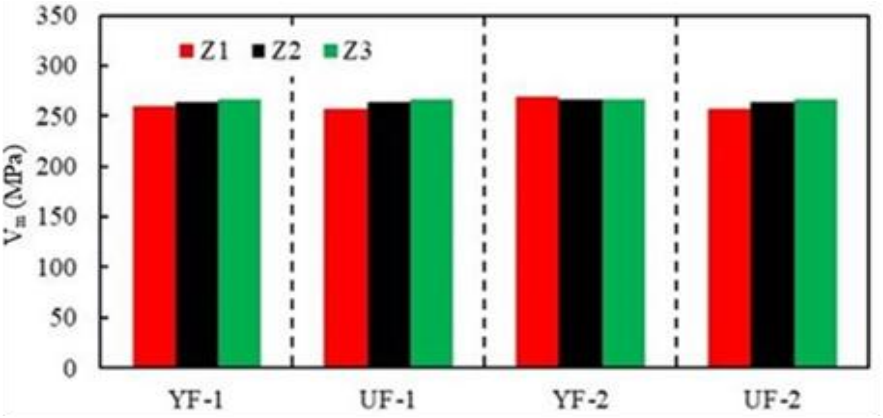
Deprem		Zemin sistemi		
	Tepki	Z1	Z2	Z3
YF-1	$\|U_t\|$(m)	0.0589	0.0503	0.0499
	V_m (MPa)	259.68	263.28	266.90
UF-1	$\|U_t\|$(m)	0.0292	0.0268	0.0227
	V_m (MPa)	257.55	263.27	266.91
YF-2	$\|U_t\|$(m)	0.2152	0.1711	0.1416
	V_m (MPa)	268.45	266.95	266.96
UF-2	$\|U_t\|$(m)	0.0204	0.0192	0.0187
	V_m (MPa)	257.55	263.27	266.91

U_t (m): Boru sisteminin x yönünde ki mutlak yer değiştirmesi, V_m: Boru sisteminin pik von-Mises gerilmesi



Şekil 3. Boru sisteminden x yönünde elde edilen pik dinamik yer değiştirmeler.

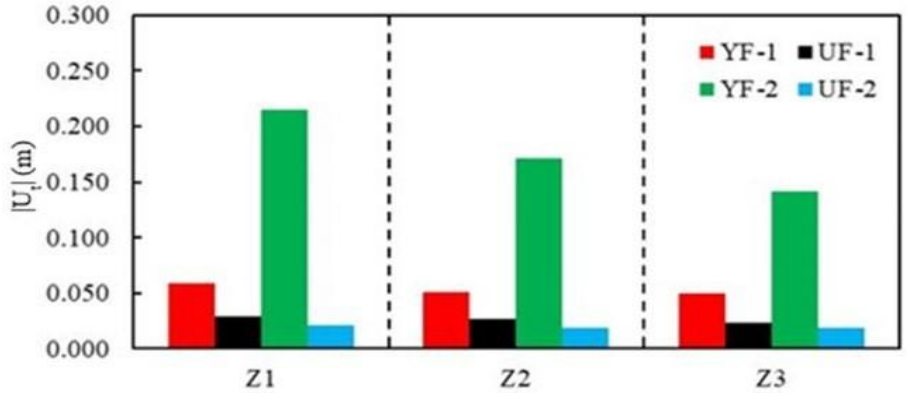
Yer değiştirmeler için yapılan karşılaştırmalar von-Mises gerilme değerleri içinde yapılabilir. Bu tepkinin incelenmesi boru sisteminde akma gerilmesine bağlı olarak elastik veya plastik deformasyon durumunun anlaşılması için önemli olmaktadır. Şekil 4 incelendiğinde farklı yer hareketi yüklemeleri altında boru sisteminin von-Mises gerilmelerinin farklı zemin koşullarına bağlı olarak genellikle Z1 zemin sisteminden Z3 zemin sistemine doğru arttığı fakat bu değişimin nispeten sınırlı gerçekleştiği anlaşılmaktadır. Örneğin YF-1 yüklemesi altında Z1 zemin sisteminde 259.68 MPa olarak elde edilen von-Mises gerilmesi, Z3 zemin sisteminde 2.8% artışla 266.9 MPa olarak elde edilmiştir. Benzer bir değişim UF-1 yüklemesi altındada gözlemlenebilir. Örneğin bu yükleme altında Z1 zemin sisteminde von-Mises gerilmesi 257.55 MPa iken aynı tepki Z3 zemin sisteminde 3.6% artışla 266.91 MPa olarak elde edilmiştir. Bu değişim eğilimi ele alınan yüklemeler için yalnızca YF-2 yüklemesi altında bozularak Z3'den Z1'e 0.6% artış olarak elde edilmektedir.



Şekil 4. Boru sisteminden elde edilen pik von-Mises gerilmeleri.

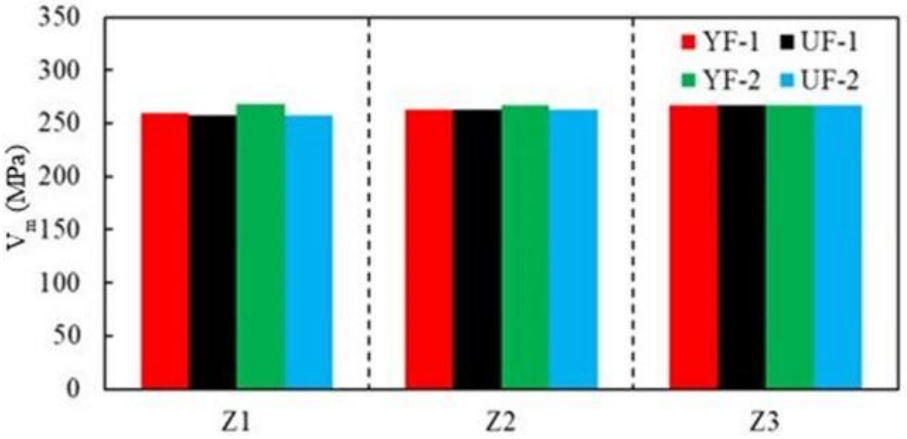
3.4 Yakın fay ve uzak fay etkileri

Boru sisteminin dinamik davranışları yakın fay ve uzak fay depremlerinden etkilenebilir. Bu etkinin mertebeleri zemin-boru etkileşim sistemi ve deprem yüklemelerinin karakteristiklerine bağlı olarak değişebilir.



Şekil 5. Yakın fay ve uzak fay depremleri altında boru sisteminden elde edilen pik dinamik yer değiştirmelerin değişimi.

Şekil 5 incelendiğinde Z1 zemin sisteminde UF-1 yüklemesi altında boru sisteminden elde edilen x yönündeki pik dinamik yer değiştirme değerinin 0.0292 m iken, aynı tepkinin YF-1 yüklemesi altında 101.7% artışla 0.0589 m olarak elde edildiği görülmektedir. Aynı zemin sisteminde benzer değişimin, UF-2 yüklemesine kıyasla YF-2 yüklemesinde ise 954.9% artışla meydana geldiği anlaşılmaktadır. Benzer eğilimleri diğer zemin sistemlerinde de görmek mümkündür. Örneğin Z3 zemin sisteminde UF-1 yüklemesi altında elde edilen pik dinamik yer değiştirme 0.0227 m iken, aynı tepkinin YF-1 yüklemesi altında 119.8% artışla 0.0499 m olarak elde edildiği görülmektedir. Aynı zemin sistemi için bu değişimin UF-2 yüklemesi altında elde edilen pik dinamik tepkiye kıyasla YF-2 yüklemesi altında 657.2% artışla gerçekleştiği anlaşılmaktadır. Ele alınan örneklerden açıkça anlaşılabildiği gibi dikkate alınan zemin sistemlerinin tamamında, yakın fay depremleri uzak fay depremlerine kıyasla daha büyük pik dinamik yer değiştirme tepkilerine neden olmaktadır.



Şekil 6. Yakın fay ve uzak fay depremleri altında boru sisteminden elde edilen pik von-Mises gerilmelerinin değişimi.

Yakın fay ve uzak fay yüklemeleri altında elde edilen tepki değişimlerini von-Mises gerilmelerini kullanarakta gözlemlemek mümkündür. Bu amaç doğrultusunda Şekil 6 incelendiğinde farklı zemin sistemleri için dikkate alınan yakın fay ve uzak fay

yüklemelerinin von-Mises gerilmeleri üzerinde önemli bir değişime neden olmadığı anlaşılmaktadır. Genellikle uzak fay yüklemelerine kıyasla yakın fay yüklemeleri altında daha büyük gerilmeler elde edilse de tepki değişimlerinin nispeten sınırlı gerçekleştiği anlaşılmaktadır. Şekil 6'dan görülebildiği gibi Z3 zemin sisteminde dikkate alınan yakın fay ve uzak fay yüklemeleri altında aynı tepki büyüklükleri elde edilmiştir. Diğer yandan bu durum Z1 zemin sisteminde elde edilen pik von-Mises gerilmeleri için incelendiğinde UF-1 yüklemesine kıyasla YF-1 yüklemesinden elde edilen pik tepkinin 0.8% artışla elde edildiği, UF-2'ye kıyasla YF-2 için ise 4.2% artışla elde edildiği anlaşılmaktadır. Ayrıca aynı tepki karşılaştırmaları Z2 zemin sisteminde yapıldığında, boru sisteminin pik von-Mises gerilmesinin UF-1 ve YF-1 yüklemeleri altında değişmediği, UF-2'ye kıyasla YF-2 yüklemesi altında ise 1.4% artış gösterdiği anlaşılmaktadır.

4 Sonuçlar ve Öneriler

Boru sisteminin dinamik davranışları zemin-boru etkileşimi ve deprem yüklemesinin özelliklerinden önemli ölçüde etkilenebilir. Bu bağlamda çalışma kapsamında 2B olarak oluşturulan zemin-boru etkileşim sisteminin sonlu eleman modelinden faydalanılarak çeşitli parametrik analizler gerçekleştirilmiştir. Bu amaç doğrultusunda geliştirilen zemin-boru etkileşim sistemi üç farklı zemin sistemi dikkate alınarak ilk olarak modal analize tabi tutulmuştur. Buradan sonra etkileşim sisteminin temel mod frekanslarının seçimi yapılarak dinamik yükleme aşamasına geçilmiştir. Dinamik yükleme aşamasında etkileşim modeline ana kaya seviyesinden iki yakın fay ve iki uzak fay depremi etkitilmiştir. Sonuçlar boru sisteminin yer değiştirmesi ve von-Mises gerilmeleri dikkate alınarak incelenmiş ve elde edilen bulgular aşağıda sıralanmıştır.

- Zemin-boru etkileşim sisteminin temel mod frekansı, zemin-boru rijitlik oranındaki azalışa bağlı olarak azalmaktadır.
- Boru sisteminin yer değiştirmesi zemin ve boru arasındaki rijitlik oranına önemli ölçüde bağlıdır. Dikkate alınan model koşulları ve deprem yüklemeleri altında bu orandaki düşüş boru sisteminin yer değiştirmelerinde azalmaya neden olmaktadır.
- Boru sistemi uzak fay yüklemelerine kıyasla yakın fay deprem yüklemeleri altında daha büyük yer değiştirme tepkileri üretmektedir.
- Dikkate alınan sınır koşulları ve kabuller altında boru sisteminin von-Mises gerilmelerinin zemin-yapı etkileşimi ve yakın fay/uzak fay etkilerinden önemli ölçüde etkilenmediği gözlemlenmiştir. Bahsedilen bu etkiler ele alınan problem ve çalışma kapsamında gerçekleştirilen parametrik araştırmalarda von-Mises gerilmeler üzerinde 5%'in altında bir değişime neden olmuştur.

Bu bağlamda yukarıdaki bilgiler ışığında boru sisteminin seçimi yapılırken zemin sistemi özelliklerinin doğru tespit edilerek yakın fay ve uzak fay etkilerinin parametrik analizler yardımıyla araştırılması gerektiği açıkça anlaşılmaktadır.

Kaynaklar

1. Unal EO, Kocaman S, Gokceoglu C (2024) Impact assessment of geohazards trigered by 6 February 2023 Kahramanmaras Earthquakes (Mw 7.7 and Mw 7.6) on the natural gas pipelines. Engineering Geology 334(2024):107508
2. Vazouras P, Karamanos SA, Dakoulas P (2010) Finite element analysis of buried steel pipelines under strike-slip fault displacements. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30(11):1361–1376.
3. Xu L, Cheng X, Huang R, Chen W, Hu W (2022) Local buckling behavior of buried pipeline under seismic oblique-reverse fault displacement. Scientific Reports 12(1):1–17.
4. Saiyar M, Ni P, Take WA, Moore ID (2016) Response of pipelines of differing flexural stiffness to normal faulting. Géotechnique 66(4):275–286.
5. Hindy A, Novak M (1979) Earthquake response of underground pipelines. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 7(5):451–476.
6. Datta TK, Mashaly EA (1986) Pipeline response to random ground motion by discrete model. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 14(4):559–572.
7. Saberi M, Behnamfar F, Vafaeian M (2013) A semi-analytical model for estimating seismic behavior of buried steel pipes at bend point under propagating waves. Bulletin of Earthquake Engineering 11(5):1373–1402.
8. Pan H, Li H-N, Li C (2021) Seismic behaviors of free-spanning submarine pipelines subjected to multi-support earthquake motions within offshore sites. Ocean Engineering 237(August):109606.
9. Pan H, Li H-N, Li C (2023) Seismic fragility analysis of free-spanning submarine pipelines incorporating soil spatial variability in soil-pipe interaction and offshore motion propagation. Engineering Structures 280(October 2022):115639.
10. Datta TK (2010) Seismic analysis of structures. John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK
11. Anastasopoulos I, Gerolymos N, Drosos V, Kourkoulis R, Georgarakos T, Gazetas G (2007) Nonlinear response of deep immersed tunnel to strong seismic shaking. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133(9):1067–1090.
12. ANSYS Inc (2015) ANSYS Mechanical APDL [Computer Software]
13. Lysmer J, Kuhlemeyer RL (1969) Finite dynamic model for infinite media. Journal of the Engineering Mechanics Division 95(4):859–877.
14. Bekdaş G, Kayabekir AE, Nigdeli SM, Toklu YC (2019) Tranfer function amplitude minimization for structures with tuned mass dampers considering soil-structure interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 116(August 2018):552–562.
15. Fema P695 (2009) Quantification of building seismic performance factors. Fema P695 (June):421
16. Soyluk K, Karaca H (2017) Near-fault and far-fault ground motion effects on cable-supported bridges. Procedia Engineering 199:3077–3082.
17. Li S, Xie L (2007) Progress and trend on near-field problems in civil engineering. Acta Seismologica Sinica 20(1):105–114.

18. Sun B, Zhang S, Deng M, Wang C (2020) Inelastic dynamic response and fragi-lity analysis of arched hydraulic tunnels under as-recorded far-fault and near-fault ground motions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 132(December 2019):106070.
19. Zhang C, Zhao M, Zhong Z, Du X (2022) Seismic Intensity Measures and Fragility Analysis for Subway Stations Subjected to Near-fault Ground Motions with Velocity Pulses. Journal of Earthquake Engineering 26(16):8724–8750.
20. Cao V Van, Ronagh HR (2014) Correlation between seismic parameters of far-fault motions and damage indices of low-rise reinforced concrete frames. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 66:102–112.
21. Mei X, Sheng Q, Cui Z (2021) Effect of Near-Fault Pulsed Ground Motions on Seismic Response and Seismic Performance to Tunnel Structures. Shock and Vibration 2021:1–18.
22. Zhang S, Wang G (2013) Effects of near-fault and far-fault ground motions on nonlinear dynamic response and seismic damage of concrete gravity dams. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 53:217–229.
23. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center (2021) PEER ground motion database, https://ngawest2.berkeley.edu/.
24. Ozturk KF (2024) Investigation of dynamic responses of three-sided underpass culvert under near-fault and far-fault ground motions considering soil-structure interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 177, 108446.
25. Ozturk KF (2025) Investigation of the effects of mainshock-aftershock sequences on the dynamic responses of pipeline considering soil-pipeline interaction. Tunnelling and Underground Space Technology 155(P2), 106231.

Afet Eğitimi ve Toplumsal Algı: Kahramanmaraş Depremlerinden Elde Edilen İlksel Bulgular

Masako Nagata [1,2*] Atakan Arslan[2], Alev Topçular[2], Zinet Zercan[2], Gülüm Tanırcan[2], Risako İde[1], Nurcan Meral Özel[2]

[1] Tsukuba Üniversitesi, İnsan ve Toplum Bilimleri Enstitüsü
[2] Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü
*mnp3431@gmail.com

Özet: 1999 depremlerinin ardından Türkiye'de afet bilincinin oluşturulmasına yönelik çeşitli çalışmalar yapılmış olmakla birlikte, afeti bizzat yaşayan bireylerin afet bilgisi ve algısına ilişkin araştırmalar sınırlı kalmıştır. Türk ve Japon araştırmacıların iş birliğiyle yürütülen bu çalışma, 2023 Kahramanmaraş depremlerinden etkilenen bölgelerde afet algısını incelemeyi ve elde edilen bulgular doğrultusunda afet eğitimi müfredatına yönelik öneriler geliştirmeyi amaçlamaktadır.Bu kapsamda; Ağustos 2023, Ekim 2024 ve Nisan 2025 tarihlerinde, büyük oranda Hatay ilinde olmak üzere depremden etkilenen bölgelerde anket ve yüz yüze görüşmeler gerçekleştirilmiştir. Anketlerde; tarihsel depremlere ilişkin bilgi düzeyi, afet anındaki davranış biçimleri, önleyici bilgi ve uygulamalar, yaralanma ve ölüm nedenleri, afet sonrası psikolojik destek ihtiyacı, benlik algısındaki değişim ve sağlam yapıların konumuna ilişkin algı gibi başlıklar ele alınmıştır. Ayrıca katılımcıların daha önce afet eğitimi alıp almadıkları ve bu eğitimin deprem anındaki katkısı da değerlendirilmiştir. Araştırmanın niceliksel değerlendirmesi anket verilerine dayanmakla birlikte, saha çalışmasından elde edilen nitel bulgular da yorumların geliştirilmesine katkı sağlamıştır. Çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar doğrultusunda, standart afet bilgilerinin yerel koşullara ve afetzedelerin gündelik yaşam pratiklerine nasıl uyarlanabileceği de tartışmaya açılmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Afet Eğitimi, K.maraş Depremleri, Toplumsal Algı.

1 Giriş

2023 Şubat ayında Kahramanmaraş merkezli meydana gelen iki büyük deprem 11 ili kapsayan geniş bir bölgede ciddi yıkımlara yol açmıştır. Ölü sayısı 50 bini, yıkılan bina sayısı ise 38 bini aşmıştır (AFAD 2023; Kimura 2023). Türkiye'de 1999 depremlerinin ardından afet bilincinin geliştirilmesine yönelik geniş kapsamlı çalışmalar başlatılmış olsa da afetzedelerin deneyimlerinin nasıl inşa edildiğini ve afet eğitimi ile bilginin kullanımına ilişkin farkındalık süreçlerini normatif bilinç açısından inceleyen çalışmalar sınırlıdır. Depremi bizzat yaşamış bireylerin bu bilgileri nasıl algıladığı ve kullandığına ilişkin yeterli antropolojik araştırma bulunmamaktadır. Literatüre bakıldığında da antropoloji alanında genel olarak afetler, özellikle depremler üzerine çalışan araştırmacı sayısının oldukça sınırlı olduğu görülmektedir. Beşerî ve sosyal bilimler alanlarında, afetler toplumun mevcut arka planındaki yapıların ve sorunların açığa çıktığı bir fırsat olarak değerlendirilmektedir (Oliver-Smith & Hoffman, 2006). Olağan zamanlarda toplum yapısının güçlendirilmesiyle zararların azaltılabileceği yönündeki afet önleme ve zarar azaltma (risk azaltma) bakış açısından, yerel halkın özne olarak ele alındığı, onların yaşam tarzları ve davranışlarına odaklanan afet önleme, zarar azaltma ve yeniden yapılanma (iyileşme) üzerine vaka çalışmaları yürütülmüştür (Shimizu, 2003; Itō, 2025 vb.). Benzeri çalışmalar arasında 1999 Kocaeli ve Düzce depremiyle ilgili olarak, Kimura (2013), Türkiye'deki afet ve afet önleme sahalarında yaptığı kapsamlı saha çalışmalarıyla, 1999 depreminin ardından yapılan faaliyetlerin nasıl afetle ilgili sürdürülebilir bir kamusal alan yarattığını ortaya koymuştur. Örneğin deprem anıtları, insanların anlatıları, anma müzeleri ve törenler aracılığıyla devlet ve halk arasında afet hafızasının inşa edilme süreci, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü (KRDAE) bilimsel faaliyetlerinin ve seminerlerde aktarılan afet önleme bilgilerinin, insanların günlük iletişimleriyle nasıl örtüşerek afetle mücadele uygulamalarını oluşturduğu, Mahalle Afet Gönüllüleri (MAG)'ın, esnek ilişkiler dengesi içinde ortaya çıkan çeşitli yeniliklerle vatandaşları ve kamu çalışanlarını sürece dahil ederek, sürekli afet uygulamalarının kamusal niteliğini nasıl oluşturduğunu incelenmiştir.

Bu çalışmanın amacı, 2023 yılı Kahramanmaraş depremlerinden etkilenen bölgelerdeki bireylerin afet bilincini ve bu bilinci etkileyen faktörleri, afet eğitiminin sahadaki etkisiyle birlikte incelemektir. Bu doğrultuda, halkın günlük yaşamıyla uyumlu, uygulanabilir öneriler geliştirerek afet eğitimi müfredatının ve materyallerinin iyileştirilmesine katkı sağlanması hedeflenmektedir. Araştırma 24.153 kişinin hayatını kaybettiği ve toplam 80.323 binanın yıkıldığı (Halkevleri 2024), en büyük hasarı gören Hatay ili odaklı olarak gerçekleşmiştir.

2 Araştırma Yöntemi

Bu çalışmada, bireylerin farkında olmadan taşıdığı normatif yapıları ortaya koymak amacıyla söylem merkezli yaklaşım (discourse-centered approach) kullanılmıştır. Söylem merkezli yaklaşım, dil kullanımındaki kalıpların hem sosyo-kültürel yapının bir göstergesi olduğunu hem de bu yapıyı inşa eden karşılıklı bir süreç olduğunu ortaya koymayı amaçlayan bir araştırma yöntemidir. Bu yöntem, dil kalıplarının sosyo-kültürel yapıyı yansıttığını ve bu yapıyı karşılıklı olarak inşa ettiğini vurgular (Sherzer, 1987). Söylem, dil, kültür ve toplumun kesişiminde toplumsal gerçekliğin inşa edildiği bir alan olarak ele alınır. Bu sayede, afet eğitimi ile afetzedelerin deneyimleri ve bilinçdışı normatif farkındalıkları arasında bağ kurulabilir. Çalışmada, yüz yüze görüşmelerde katılımlı gözlem, görüşme ve anlatı (narratif) analizi bir arada kullanılarak detaylı betimlemeler yapılmıştır. Araştırma, Ağustos 2023, Ekim 2024 ve Nisan 2025 tarihlerinde Hatay'da yürütülen saha çalışmalarına dayanmaktadır. İlk çalışma, KRDAE Afete Hazırlık Laboratuvarı eğitim müfredatına dayanarak hazırlanan ve Google Form üzerinden uygulanan bir anketten oluşmaktadır. Anket; deprem bilgisi, afet anındaki davranışlar, ölüm ve yaralanma nedenleri, hazırlık düzeyi, psikolojik ihtiyaçlar, benlik algısındaki değişim, yapıların dayanıklılığı ve alınan eğitimlerin etkisi gibi 10 sorudan oluşmaktadır. İkinci çalışma ise Hatay'da gerçekleştirilen görüşmelere dayanmaktadır. Bu görüşmelerde, afet deneyimleri ve afet eğitimiyle ilgili kişisel anlatılar üzerinden bireylerin algılarının nasıl şekillendiği incelenmiştir. Anket ve görüşme yöntemlerinin birlikte kullanılması, nicel verilerle genel eğilimleri saptarken, nitel verilerle bu eğilimlerin arka planını anlamayı mümkün kılmıştır. Anketler geniş örneklemeye ulaşma avantajı sunarken, görüşmeler daha derinlemesine bilgi sağlamıştır. Hatay'da depremi yaşamış bireylerden, tanıdıklar ve tavsiyeler aracılığıyla yanıtlar alınmıştır. Katılımcıların yalnızca tanıdıklarla sınırlı tutulmasının amacı, yanıtların kalitesini sağlamak, güvene dayalı ilişki kurmak ve takip sistemini oluşturabilmektir.

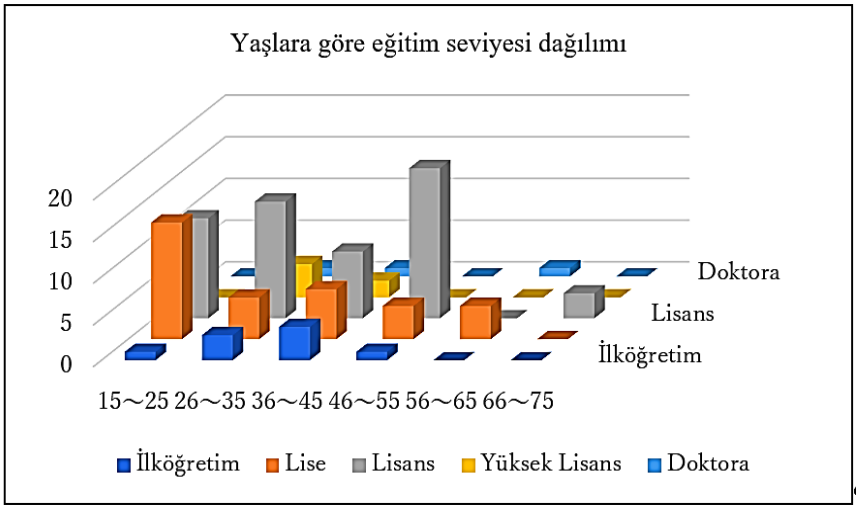
3 Araştırma Etiği

Bu araştırmada, Japon Kültürel Antropoloji Derneği Etik İlkeleri (2008) esas alınarak, katılımcıların hakları, gizlilikleri ve çıkarları gözetilmiştir. Üç ana başlıkta alınan önlemler şu şekildedir: 1. Küresel vatandaşlık etiği: Araştırmada tarafsızlık ve nesnellik korunmuş, insan haklarına saygı gösterilmiştir. Katılımcıların inançları, kurumları, cinsiyetleri veya milliyeti gibi özelliklerine yönelik herhangi bir ayrımcı ya da önyargılı dil kullanılmamıştır. 2. Çalışma sahasına karşı sorumluluk: Araştırmanın amacı, içeriği, veri işleme süreci ve yayımlanma şekli katılımcılara Türkçe olarak açık bir şekilde sunulmuştur. Akademik amaçlar doğrultusunda izin alınarak, katılımcılarla iletişim artırılmıştır. 3. Araştırma sahasındaki insanlara yönelik zarar veya dezavantajların önlenmesi: Katılımcılara gönüllü katılım hakkı hatırlatılmış ve ses kaydı, fotoğraf veya video çekimi için önceden izin alınmıştır. Katılımcılar, istedikleri zaman iş birliğini sonlandırabilir, ifadelerinin yayımlanmasını kısıtlayabilir. Veriler, katılımcının talebi

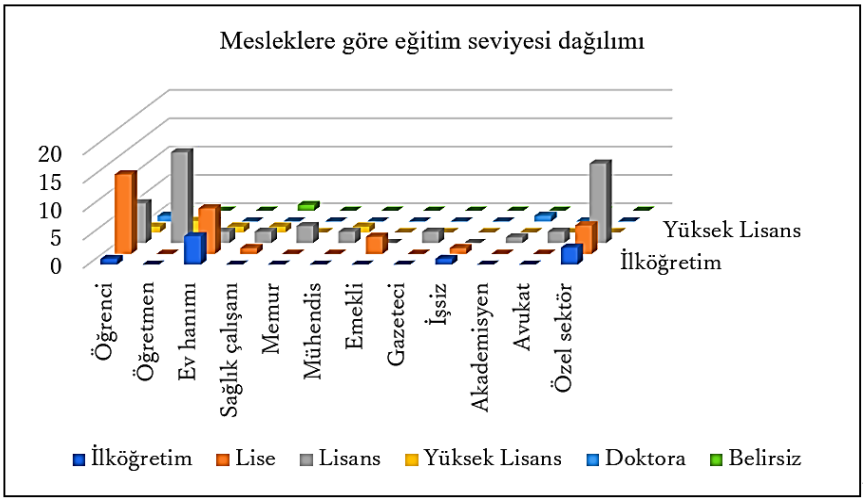
doğrultusunda kullanılmıştır. Araştırma, katılımcının günlük yaşamını aksatmayacak şekilde yürütülmüş ve iletişim kanalları açık tutulmuştur. Kişisel bilgiler anonimleştirilmiş ve yayımlanacak anlatılar önceden katılımcıya danışılmıştır.

4 Veri

Hatay ilinde 107, diğer illerde ise 13 görüşme gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada, Hatay ilindeki 107 görüşme analiz edilmiştir. Diğer bölgelerde yapılan görüşmeler ise ön araştırma niteliğinde olup yalnızca karşılaştırma amacıyla kullanılmıştır.



Şekil 1. Yaşlara göre eğitim seviyesi dağılımı.

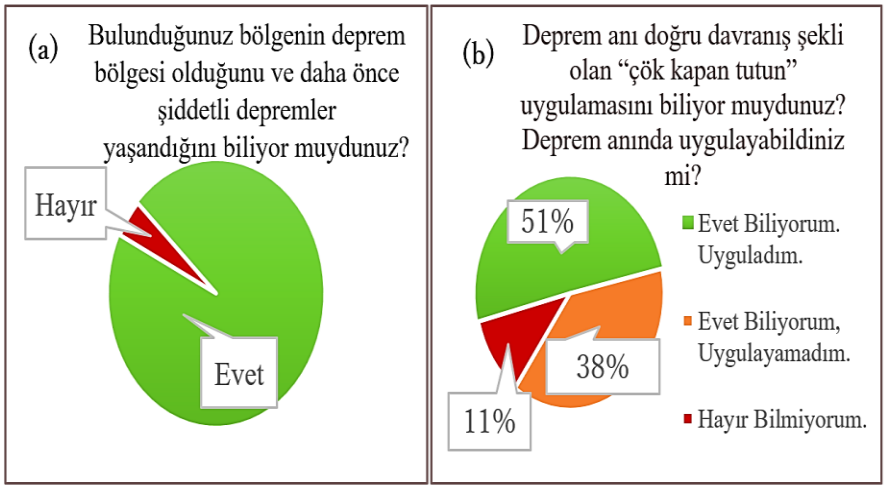


Şekil 2. Mesleklere göre eğitim seviyesi dağılımı.

5 Araştırma Sonuçları

5.1 Bölgenin Tarihi

Katılımcıların %95'i, geçmişte yaşadıkları bölgede deprem meydana geldiğini bildiklerini ifade etmiştir (Şekil 3a). Bu katılımcılardan bazıları, yaşadıkları bölgenin deprem riski taşıdığının farkında olduklarını belirtmiştir. Geçmişte Hatay'da meydana gelmiş şiddetli depremlerden dolayı şehrin defalarca yıkıldığı ve yeniden inşa edildiği bilmektedirler. Katılımcılar şehirdeki kalıntıların geçmiş depremlerde yıkılan yapılar olduğu bilgisine sahiptirler. Bu bilgiye sahip olmayan grubun 4 lise öğrencisi ve 25 yaşındaki bir ev hanımından oluşması şaşırtıcı bir sonuç olarak karşımıza çıkmıştır. Yazarlar, Hatay ili dışındaki bölgelerde de anket yolu ile sınırlı sayıda görüşmeler gerçekleştirmiştir. Genel olarak, Hatay'da yaşayan bireylerin tarihi depremler konusunda, diğer bölgelerdeki bireylere kıyasla daha fazla bilgiye sahip olduğu söylenebilir. 50 yaş ve üzerindeki katılımcılar, okul dönemlerinde deprem konusunda herhangi bir bilgi almadıklarını, ancak daha önce bölgede meydana gelen küçük depremleri yaşadıklarını, bir kısmının ise çocukları veya tanıdıkları aracılığıyla örgün eğitim bilgilerine eriştiklerini ifade etmişlerdir. Deprem konusunda sıklıkla düzenlenen halka açık eğitimler ve söyleşiler aracılığıyla bölgenin depremselliği hakkında bilgiye ulaşabildiklerini ifade etmişlerdir.

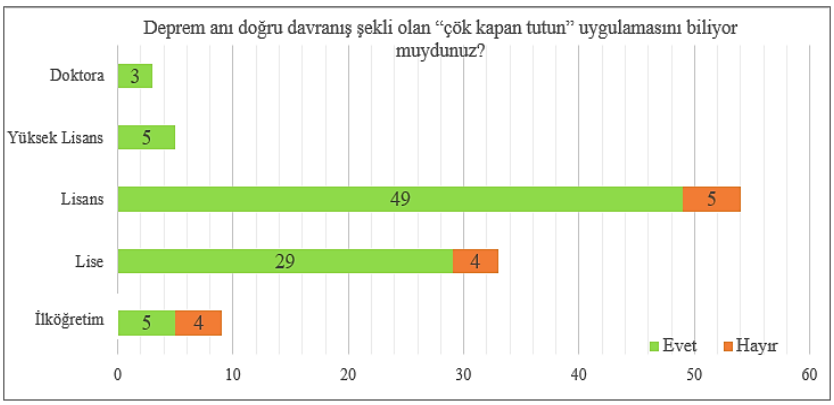


Şekil 3. Depremle ilgili bilgi seviyesi, a) Bölgedeki tarihi depremler ile ilgili bilgi seviyesi b) Çök kapan tutun bilgisi ve uygulamasına dair oranlar.

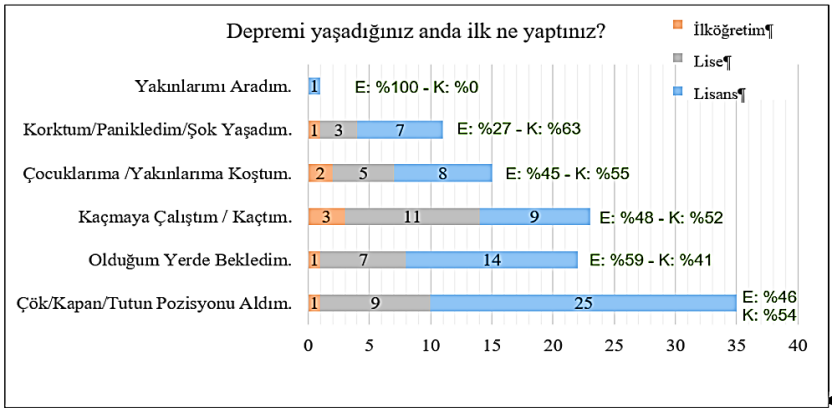
5.2 Afet Anındaki Deneyimler ve Davranışlar

Katılımcılar, deprem anında yaşananları genel olarak "yıkıcı, patlama benzeri" olarak tanımlamıştır. Deprem sırasında uygulanması gereken doğru davranış şekli olan "çök-kapan-tutun" yöntemini katılımcıların %89'u bilmektedir (Şekil 3b). Bu davranışa

ilişkin bilgi sahibi olan katılımcıların dağılımında, eğitim düzeyiyle bir ilişki gözlemlenmiştir (Şekil 4). İstatistikler incelendiğinde, 36-45 yaş grubunda bilgi sahibi olma oranında bir düşüş gözlemlenmekle birlikte, genç yaş gruplarında bilgi sahibi olma oranının daha yüksek olduğu belirlenmiştir. Ancak, bilgi sahibi olanların %43'ü bu davranışı uygulayamamıştır (Şekil 3b). Ayrıca, bazı depremzedeler bu davranışın, yapısal olmayan unsurların sabitlenmemiş olmasından dolayı etkisiz veya tehlikeli olabileceğini ifade etmişlerdir. Özellikle çok şiddetli sarsıntıların ve bu sarsıntıların sonuçlarının, "çök-kapan-tutun" yöntemini zorlaştırdığını, bazı durumlarda binadan kaçmanın hayatta kalma şansını artırdığını ifade etmişlerdir (Şekil 5). Afet eğitimi seminerlerinde dışarı kaçmanın riskleri vurgulansa da, saha deneyimleri bu tavsiyenin her durumda geçerli olmadığını göstermektedir. Bu nedenle, afet eğitimlerinde bireylerin davranışlarının "doğru-yanlış" diye yargılamak yerine, karar alma süreçlerinin üzerinde düşünülmesi, yerel tehlikelerin tespiti ve afet deneyimlerinin karşılıklı olarak paylaşılması önemlidir. Bu şekilde, güncel ve yerel koşullara dayanan pratik afet eğitimi geliştirilmelidir.



Şekil 4. Eğitim seviyesi: çök kapan tutun bilgisi değişimi ve uygulama oranları.



Şekil 5. Afet anındaki ilk davranışların eğitim seviyesi ile değişimi (E: Erkek, K: Kadın).

5.3 Yapısal Güvenlik

Anket sonuçlarına göre, deprem öncesinde evlerinin yapısal güvenliği konusunda bilgi sahibi olduklarını belirtenlerin oranı %33 olarak tespit edilmiştir. Bu katılımcılar arasında müstakil yapılarda yaşayanların, yapı güvenliğine yönelik farkındalığı %14 ile sınırlı kalmıştır. Bu gruptaki kişilerin, "binaları kendimiz yaptırdık, deprem dayanıklılığı önceliğimizdi" veya "yönetmeliğe uygun yeni bina" gibi inşaat sürecine doğrudan dahil oldukları dikkat çekmektedir. Deprem sonrası binaların çökme nedenleri olarak, yığma yapıdan betonarme karkas yapıya geçiş gibi yapı tipindeki değişiklikler ile birlikte, tasarım hataları, yanlış/yetersiz inşaat malzemesi kullanımı olduğu yönünde görüş birliği gözlemlenmiştir. Ayrıca, inşaat sürecindeki denetim mekanizmalarının eksikliği, katılımcılar tarafından sıklıkla vurgulanan bir diğer sorundur. Öte yandan, yapı sahiplerinin deprem öncesinde kendi inisiyatifleriyle güçlendirdiği binaların, depreme karşı daha iyi performans gösterdiği ve genellikle sınırlı hasar aldığı belirtilmiştir. Bu anlayışla, özellikle köylerde inşaat sürecine kendilerinin ve akrabalarının gözetimini dahil ederek binaların güvenliğini sağlamaya çalışan insanların çabaları gözlemlenmiştir. Yapısal hasarın sınırlı olduğu Samandağ'ın köylerinde, akrabalar arası kontrol mekanizmasının güçlü olması nedeniyle inşaat sürecinin daha kontrollü ve dikkatli bir şekilde yürütüldüğü; bina kalitesinin önemsendiği belirtilmiştir. Antakya'da kırsal alanlara yönelik geri göç hareketleri sonucunda nüfus artışı yaşanmış ve bu durum, söz konusu bölgelerdeki yapılaşmanın niceliksel olarak artmasına ve önem kazanmasına neden olmuştur. Devletin bu doğrultuda bazı pilot uygulamaları bulunmakla birlikte, kırsal kesimlerde kendi konutlarını inşa etmek isteyen bireyler için rehber niteliğinde uygulamaların geliştirilmesi faydalı olacaktır. Bu kapsamda, bölgenin kültürel dokusuna uygun olarak, geleneksel köy evlerinin depreme dayanıklı bir şekilde inşa sürecinin, halkın ve özellikle öğrencilerin katılımıyla gerçekleştirilecek atölye çalışmaları veya uygulamalı etkinlikler aracılığıyla paylaşılması önerilmektedir.

5.4 Yaralanma ve Ölüm Nedenleri

Katılımcıların aileleri ya da akrabalarındaki ölüm ve yaralanmaların başlıca nedenleri, bina çökmesi ve yapısal olmayan unsurlar olmuştur. Prefabrik binalar hariç, ölümler, yapısal unsurların yetersizliği (çökme, kısmi çökme vb.) ile ilgilidir. Prefabrik binalarda oturan katılımcı sayısı yalnızca 6 olmakla birlikte, yapı kaynaklı yaralanma veya ölüm vakası gözlemlenmemiştir. Katılımcılar tarafından, diğer binalarda ara katların çökmesi ve zemin katların yok olması gibi ağır yıkımlar rapor edilmiştir. Bunun yanı sıra, afet eğitiminin öngörmediği donma, açlık, kaçarken düşme gibi nedenlerle de can kayıpları yaşanmıştır. Ayrıca, dışarıdayken çevredeki binaların çökmesi ya da dış etkenlerden kaynaklı can kayıpları olmuştur. Katılımcılardan bazıları, teorik eğitim yerine, geçmiş afet deneyimlerinden öğrenmeye dayalı, öngörülemeyen tehlikelerin önemini vurgulamıştır.

5.5 Afet Sonrası Kendi Kendine Yardım ve Karşılıklı Yardımlaşma

Katılımcıların %40'ı, yakınlarına destek olabilecek bir afete hazırlık becerisine sahip olduğunu ya da bu konuda uygulama yaptığını ifade etmiştir. Bunlar arasında, afet önleme becerilerine sahip olma oranı, meslek gruplarına göre belirgin bir eğilim göstermektedir. Kamu görevlilerinin afet önleme becerilerine sahip olma oranının %100 olması dikkat çekicidir. Öte yandan, özellikle ev hanımlarının afet önleme becerilerine sahip olma oranı düşük (%19) ve sağlık çalışanı olan psikolojik danışmanların bu konuda bilgi sahibi olmadığı gözlemlendi. Ayrıca, eğitim düzeyine göre de belirli bir eğilim gözlemlenmiştir. İlköğretim ve lise mezunlarının afetle mücadele becerileri düşükken, lisans ve yüksek lisans mezunlarının bu beceri düzeyleri daha yüksektir. Ancak "Büyük bir depremde teorik bilgi işe yaramıyor" ve "O an sadece sevdiklerimi kurtarmayı düşündüm" gibi ifadeler, büyük bir depremle karşı karşıya kaldığında insanın panik halindeki refleks olarak ortaya çıkan tepkilerini yansıtmaktadır. Öte yandan, sertifikaya sahip olmasalar da bilgiye sahip olan ve bilgi sahibi olup / bilgi sahipleriyle iş birliği yaparak deprem sonrası çalışmalara katkıda bulunan kişiler de olduğu belirtilmiştir. Kamu görevlilerinin de depremden etkilenmesi ve yolların kapanması, resmi yardımın gecikmesine neden olmuştur. Bu nedenle, mahalle ve bölge düzeyinde sosyal ilişkilerin ve yerel dayanışmanın güçlendirilmesi büyük önem taşımaktadır.

5.6 Afet Sonrası Değişimlerin Analizi

Psikolojik destek ihtiyacı hissetmelerine rağmen yardım almayan bireylerin olduğu gözlemlenmiştir. Katılımcılar bunun nedenini "Yardım alacak yeterli uzman ya da tesis yoktu" şeklinde ifade etmişlerdir. Bazı katılımcılar ise çevresindekilere yardım etmenin, travmatik durumları üzerinde olumlu bir etki yarattığını ifade etmişlerdir. Afet sonrası, hayata bakış açısında değişim, yorgunluk, kaygı, korku, öfke ve umut kaybı gibi duygular öne çıkmıştır. Ayrıca, şehirle olan bağın kopması, güvenlik kaybı ve ilişkilerdeki çöküş sıkça vurgulanmıştır. Deprem sonrasında hırsızlık olayları yaşanmış, aile içi ve sosyal ilişkilerde bozulmalar meydana gelmiştir. İnsanlar, bireyselleştiklerini ve yardım görmediklerini belirtmiştir. Depremle birlikte aileler dağılmış, şehir yeniden inşa edilse de yaşananların kabullenilmesi zorlaşmıştır. Şehirde güvenlik seviyesi azalmış ve özellikle gece dışarı çıkmak tehlikeli hale gelmiştir. Bu nedenle, afet eğitimlerinde yalnızca bilgi vermekle sınırlı kalınmamalı; aynı zamanda şehirle, insan ve güven ilişkileriyle yeniden bağ kurulmasını sağlayacak yenilikçi yöntemler geliştirilmelidir. Deprem temalı paneller / toplantılar, fotoğraf sergileri, fuarları, piknikler, konserler, kutlamalar ve diğer etkinlikleri, katılımı teşvik edecek unsurlar ekleyerek düzenlemek örnek olarak sunulabilir.

6 Değerlendirme ve Sonuç

Katılımcıların %95'i bölgede geçmişte depremlerin meydana geldiğini bilmektedir. Bölge halkı, hayatları boyunca bu denli büyük bir deprem yaşamamış olmalarına

rağmen, geçmişteki daha küçük ölçekli depremlerle kazandıkları deneyimler ve uzmanlarla gerçekleştirdikleri etkileşimler yoluyla bilimsel bilgi edinmekte ve belirsiz deprem olgusunu anlaşılır hale getirmek için çaba harcamaktadır. Afet anında "Çök-kapan-tutun" davranışı hakkında %89 bilgi sahibi olunmasına rağmen, yaklaşık %43'ü bu davranışı uygulayamamıştır. İnsanlar daha çok binadan kaçmaya çalışmıştır ve bu davranış hayatta kalma için uygun olduğunu düşünmüşlerdir. Afet öncesi binaların güvenlik kontrolü oranı %33'tür. Halk, yıkımda inşaat şirketlerinin kar odaklı ve standart dışı uygulamalarının etkili olduğunu düşünmektedir. Bazı kişiler ise kendi deneyimleriyle binaların yapım ve onarımını değerlendirmeye çalışmışlardır. Ölümler ve yaralanmalar, binalardan ve yapısal olmayan risklerden kaynaklanmış olup, ölümlerin büyük bir kısmı binalardan kaynaklanmıştır. Ayrıca, tahliye sürecinde donma, açlık, düşme gibi çeşitli nedenlerle de can kayıpları ve yaralanmalar meydana gelmiştir. Bireysel ve kamusal yardım açısından deprem sonrasında yakınlarına destek olabilecek herhangi bir afete hazırlık becerisine (ilk yardım, yangın vb.) sahip olanların oranı %40 ile sınırlı kalmıştır. Afet önleme becerisine sahip olma oranı, meslek gruplarına göre belirgin bir eğilim göstermektedir. Özellikle kamu görevlilerinin afet önleme becerisi sahip olma oranı %100 iken, ev hanımlarında bu oran %19 ile oldukça düşüktür ve sağlık çalışanı olan psikolojik danışmanların ise bu bilgiye sahip olmadığı gözlemlenmiştir. Ayrıca, eğitim düzeyine göre de bir eğilim gözlemlenmiştir. Büyük bir depremle karşılaşıldığında panik halindeki refleksi yansıtan ifadeler de gözlemlenmiştir. Afet sonrası hayata bakışta değişim, yorgunluk, endişe, korku, öfke ve umutsuzluk gözlenmiştir. Bu durum, şehirdeki değişim ve akrabalık ile topluluk bağlarının zayıflamasıyla ilişkilendirilebilmektedir. Belirtilen analiz öğeleri, birbirinden bağımsız olarak var olmayıp, karşılıklı etkileşim içinde afetzedelerin karmaşık deneyimlerini şekillendirmekte ve onların afetlere yönelik algılarının temelini oluşturmaktadır.

7 Öneriler

Bu sonuçlar doğrultusunda aşağıdaki öneriler sunulmuştur.

- Yapılan görüşmelerde, depremle ilgili eğitim ve bilgilerin yalnızca yukarıdan aşağıya doğru bir yöntemle iletilmesinin yetersiz kaldığı gözlemlenmiştir. Afetzedelerin, bölgenin tarihi, kültürü ve yerel yaşam alışkanlıkları göz önünde bulundurarak, geçmiş afetlerden edindikleri deneyim ve bilgileri kendi inisiyatifleriyle akademik çevrelerle ve diğer bireylerle paylaşabilecekleri, karşılıklı etkileşime açık ortamlar (örn. deprem müzeleri, okulda söyleşiler, yerel gazete paylaşımları) oluşturulmalıdır.
- Yerel halkın, kendi yaşam çevrelerindeki tehlikeli alanları tespit etmelerini teşvik eden faaliyetlerin desteklenmesi önerilmektedir (örn. kent tarih turları kapsamında depremle ilgili paylaşımların yapılması). Bu sayede, pratik ve güncel bilgilerle afet eğitimi verilebilecektir.
- Mahalle ölçeğinde sosyal ilişkiler kullanılarak, ilk yardım ve acil müdahale bilgileri uygulamalı tatbikatlarla güçlendirilmelidir.
- İnsanların, bölgenin özellikleri ve kültürünü yansıtan yapılar üzerinde gerçekleştirilecek pratik faaliyetler aracılığıyla inşaat sürecine fikren dahil olmaları

sağlanmalıdır.

- Bütün bu çalışmalar, yalnızca bilgi aktarımını değil, aynı zamanda topluluk ilişkilerinin ve güven bağlarının yeniden inşasını hedeflemelidir.

Bu çalışma yöntemi, öz bildirimlere ve öznel yargılara dayanmakta olup, insanların bilinçdışı normlarını yansıtmayı amaçlamaktadır. Kahramanmaraş depreminden etkilenen bölgenin genişliği göz önünde bulundurulduğunda, tutum ve davranışlar hakkında genelleme yapabilmek mümkün değildir. Bu nedenle, analiz yalnızca Hatay il sınırlarında gerçekleştirilmiş olup, diğer bölgelerde yapılan sınırlı sayıda görüşme ise yalnızca karşılaştırma amacıyla kullanılmıştır. Bu ilksel araştırmanın sonuçlarından, Hatay ilinde yaşayan bireylerin, diğer bölgelerde yaşayanlara kıyasla tarihi depremler hakkında daha fazla bilgiye sahip olduğu ortaya çıkmıştır. İlerleyen dönemlerde farklı bölgelerden veri toplanarak, bölgesel gerçeklere uygun ve daha kapsamlı bir afet eğitimi müfredatı geliştirmek hedefler arasındadır.

Kaynaklar

1. AFAD (2023) 06 Şubat 2023 Pazarcık-Elbistan (Kahramanmaraş) Mw: 7.7-Mw: 7.6 Depremleri Raporu,
2. https://deprem.afad.gov.tr/assets/pdf/Kahramanmaras%20%20Depremleri_%20On%20Degerlendirme%20Raporu.pdf, 6 Mayıs 2025 tarihinde erişilmiş sağlanmıştır.
2. Boğaziçi Üniversitesi (2018) Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü: Rasathane-i Amire'den Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi'ne 1868-2018. Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.
3. Halkevleri (2024) Halkevleri 6 Şubat Depremleri 2. Yıl Hatay Raporu.
4. Ito, Sanae (2025) Büyük Nepal depremi'ne dair etnografi: dayanışma ve yurttaşlığın kesiştiği mekânda afete müdahale. Nakanishiya Yayınları, Kyoto.
5. Japon Kültürel Antropoloji Derneği (2008) Japon kültürel antropoloji derneği etik ilkeleri, https://www.jasca.org/onjasca/ethics.html, 6 Mayıs 2025'te erişim sağlanmıştır.
6. Kimura S (2024) A field report on the '6 Şubat' Earthquake. Rekishi Jinrui 52:23-44.
7. Kimura S (2013) Deprem afetlerinin kamu antropolojisi: sarsıntıyla birlikte yaşayan Türk halkı. Sekaishisosha, Kyoto.
8. Sherzer J (1987) A Discourse-Centered Approach to Language and Culture. American Anthropologist New Series 89(2):295-309.
9. Shimizu H (2003) Patlamanın Yankıları: Pinatubo Aeta afeti ve yeniden doğuşu üzerine kültür, Kalkınma ve NGO'lar. Kyushu Üniversitesi Yayınları, Fukuoka.
10. Susanna MH (2006) Anthony Oliver-Smith, Wakabayashi Yoshifumi (Çev.) Afetlerin antropolojisi: felaketler ve kültür. Akashi Yayınları, Tokyo.
11. TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası (2021) Fay üzerine yaşayan illerimiz: Hatay raporu-6, https://www.jmo.org.tr/resimler/ekler/844d39fdf885589_ek.pdf?dergi=JEODERG%EF%BF%BD, 6 Mayıs 2025'te erişim sağlanmıştır.

Farklı Yapısal Özelliklere Sahip Betonarme Binalarda Bir Hızlı Değerlendirme Yönteminin Başarısının İrdelenmesi

İlknur Karakuş[1], Ercan Yüksel[2*], Varol Karayel[3], Tansu Gökçe[4] ve Fatih Şahin[2]

[1] Yüksek Lisans Öğrencisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, LEE, Türkiye
[2] İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, Türkiye
[3] İF Müh. ve Müş. Ltd. Şti, İstanbul, Türkiye
[4] University of Bristol, Faculty of Engineering, İngiltere
yukselerc@itu.edu.tr

Özet. Ülkemiz konut stokunun büyük bölümünü oluşturan az ve orta katlı betonarme binaların önemli kısmı güncel deprem yönetmeliğinin tanımladığı performans hedeflerini sağlamamaktadır. Yakın dönemdeki depremlerde toptan göçen veya ağır hasar alan pek çok bina büyük can ve mal kayıplarına sebep olmuştur. Proje ve imalat denetimleri yetersiz olan binaların sayısı oldukça fazladır. "TBDY 2018 Bölüm 15" ve "Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar" mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesine yönelik ayrıntılı değerlendirme yöntemleri sunmaktadır. Bu yöntemlerin uygulanmasında; saha verilerinin toplanması, hesap modellerinin oluşturulması ve farklı düzeylerde sayısal analizler yapılarak sonuçların değerlendirilmesi gerektiğinden, mevcut yapı stokunun büyüklüğü dikkate alındığında çok büyük zaman ve bütçe gereksinimleri ortaya çıkmaktadır. Bazı binalarda arşiv kayıtlarının bulunamaması ve proje verilerinin eksikliği de süreci olumsuz etkileyebilmektedir. Bölgesel deprem risk analizleri ve önceliklendirme çalışmalarında, farklı yaklaşıklık düzeylerine sahip "hızlı yapısal performans değerlendirme yöntemleri" kullanılmaktadır. Binaların risk sınıflandırmasında kullanılan bu yöntemlerin ürettiği sonuçların ayrıntılı değerlendirme yöntemleri ile kalibrasyonu ve güvenilirliklerinin ortaya konması için çok sayıda çalışma yapılmıştır. Bu bildiride ayrıntılı olarak irdelenen "hızlı değerlendirme yöntemi-HDR", az ve orta katlı betonarme binalarda "kritik katı" esas alan bir yaklaşımı kullanmaktadır. Kritik katta; göreli kat ötelenmesi, düşey taşıyıcı elemanlarda etki/kapasite oranları ve eksenel gerilme düzeyleri yaklaşık olarak belirlenmekte ve bunlara bağlı olarak genel yapısal performans değerlendirmesi yapılmaktadır. Farklı yapısal özelliklere sahip üç betonarme bina için ölçeklendirilmiş deprem setleri kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılmış ve deprem etkisinde oluşan "kesin yapısal istemler" belirlenmiştir. Depremsellik durumu, zemin koşulları, beton dayanımı, süneklik koşulları gibi değişkenler farklılaştırılarak bu binalar için "büyük veri setleri" oluşturulmuştur. Farklı değişkenler için "hızlı değerlendirme yöntemiyle" elde edilen sonuçlar "ayrıntılı inceleme" sonuçları ile karşılaştırılarak, HDR yönteminin başarısı irdelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Az ve Orta Katlı Betonarme Binalar, Deprem Performansı, Risk Analizi ve Önceliklendirme, Hızlı Değerlendirme Yöntemi.

1 Amaç

Ülkemiz aktif tektonik kuşakta yer almaktadır. Süregelen deprem riski sebebiyle, mevcut yapı stokunun deprem performansının hızla değerlendirilmesi bir zorunluluktur. 2000 yılı öncesinde inşa edilen yapıların büyük bölümü güncel deprem yönetmeliğinin öngördüğü koşulları sağlamamaktadır. Bir kısım bina da mühendislik hizmeti alınmadan inşa edilmiştir. Bu durum özellikle yoğun nüfuslu şehirlerde deprem riskini artırmaktadır. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018, mevcut yapıların performans değerlendirmesi için kapsamlı bir metot sunmakta olsa da, bu değerlendirme yöntemleri büyük zaman ve işgücü gerektiren süreçler içermektedir. Bu nedenle, yapı stokunun hızlıca taranabilmesi için, hızlı değerlendirme yöntemlerinin geliştirilmesi ve uygulanması önem kazanmaktadır. Bu sayede yapılarda risk değerlendirmesi ve önceliklendirme çalışmaları gerçekleştirilerek, ilgili yapılara gerekli müdahalenin yapılması hızlandırılacaktır.
Bu çalışma kapsamında, Yüksel ve diğerleri (2022) tarafından önerilen hızlı değerlendirme yönteminin (HDR) doğruluğu ve güvenilirliği, yönetmelik çerçevesinde gerçekleştirilen performans analizi sonuçlarıyla karşılaştırmalı olarak belirlenmiştir. Çalışmada üç farklı betonarme yapı ele alınmıştır. Yapıların mevcut durum analizlerine ek olarak; farklı donatı sınıfı, farklı zemin sınıfı ve farklı konumlar için alternatif değerlendirilme senaryoları oluşturulmuştur. Performans tayinlerinde zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz metodu kullanılmıştır.

1 İncelenen Betonarme Yapılar

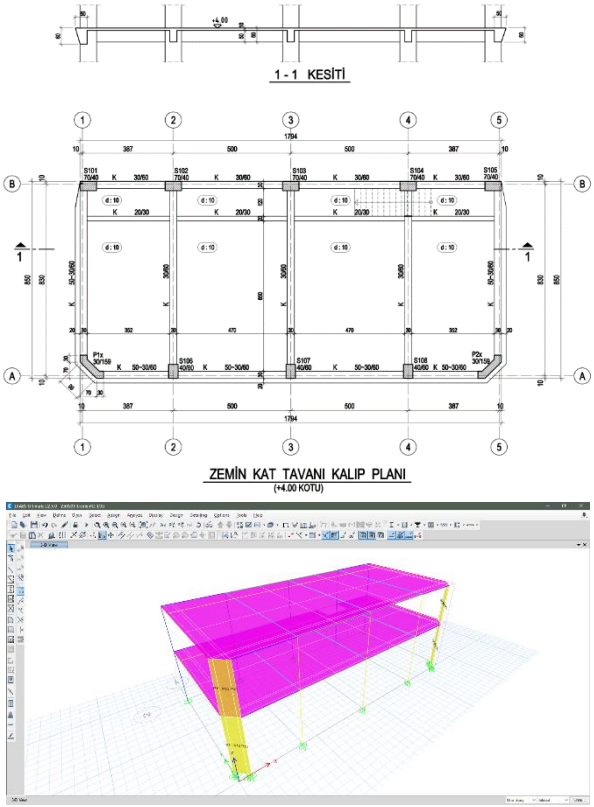
Çalışma kapsamında üç farklı betonarme yapı incelenmiştir. Bu yapıların mevcut özellikleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Yapısal özellikler.

Konum	Yapım Yılı	Kat Adedi	Plan Alanı	Zemin Sınıfı	Beton Dayanımı	Donatı Sınıfı	Çerçeve Sistem Düzeni
Sakarya Erenler	2000	Z+1N=2	158 m^2	ZE	12 MPa	S220	Düzenli
İzmir Karşıyaka	1981	Z+5N=6	374 m^2	ZD	10 MPa	S220	Düzensiz
İstanbul Bakırköy	2001	B+Z+4N=6	130 m^2	ZD	25 MPa	S420	Düzenli

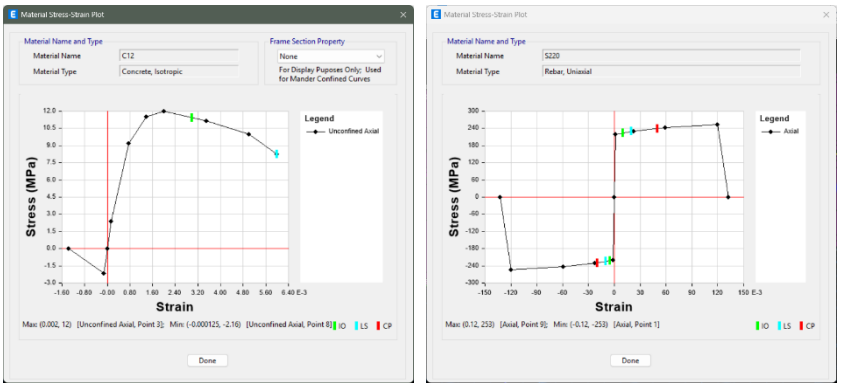
1.1 Sakarya Erenler Binası

Yapım yılı görece yeni, az katlı, düzenli, düşük malzeme dayanımlarına sahip ve kötü zemin sınıfında bulunan bir binadır. Şekil 1'de yapının tipik kat planı ve 3 boyutlu hesap modeli görünüşü yer almaktadır.

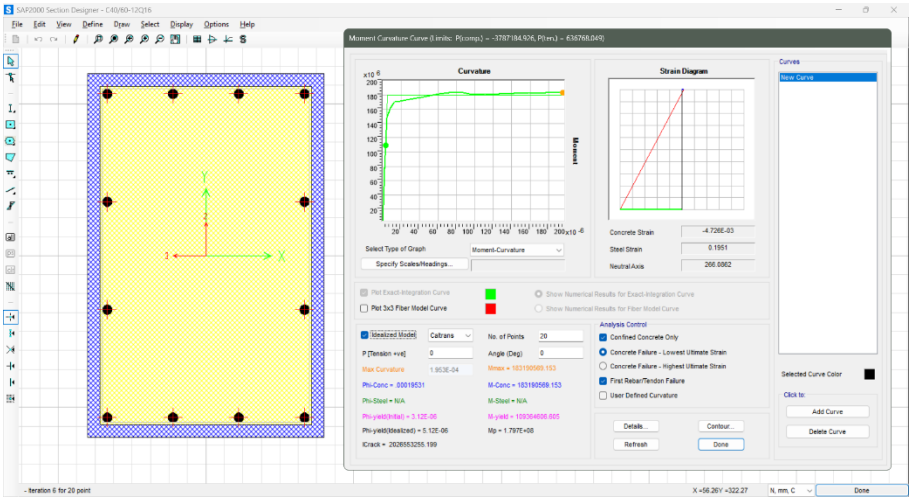


Şekil 1. Zemin kat tavanı kalıp planı ve hesap modeli 3D görünüşü.

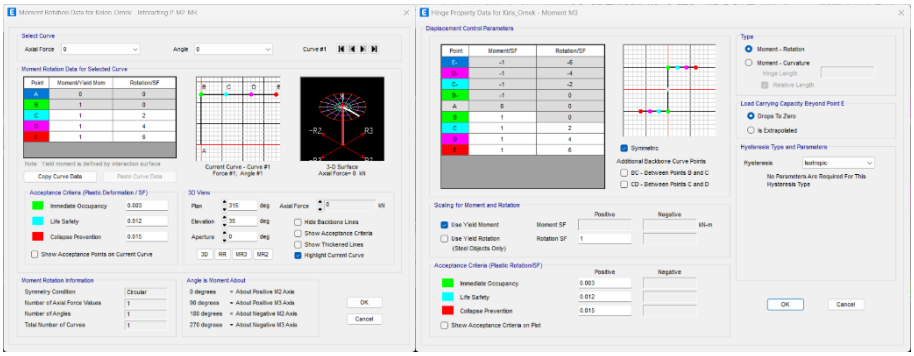
Doğrusal olmayan kesit özellikleri TBDY 2018 Bölüm 5'e göre tanımlanmıştır. Etkin kesit rijitlikleri Denklem 5.2 ve 5.3'e göre, birim şekildeğiştirme ve dönme limitleri ise Denklem 5.4a, 5.5 ve 5.6'ya göre hesaplanmıştır. Şekil 2'de sargısız beton ve donatı çeliği modelleri, Şekil 3'te tipik bir moment eğrilik grafiği, Şekil 4'te ise plastik mafsal tanımları sunulmuştur.



Şekil 2. Beton (12 MPa) ve çelik (S220) malzeme modelleri.



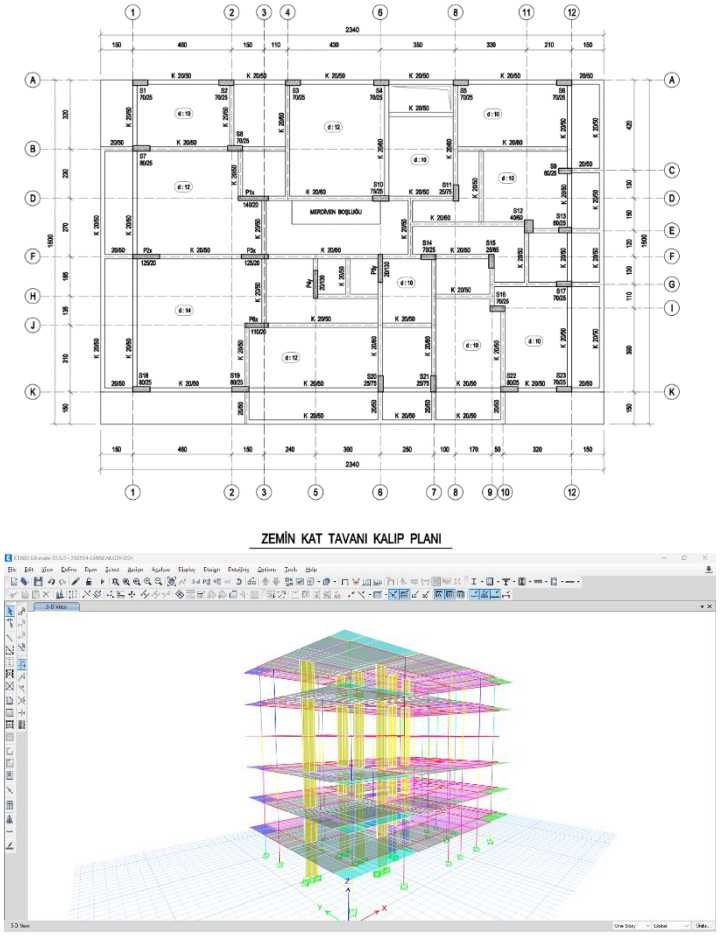
Şekil 3. Tipik kolon kesiti için moment-eğrilik grafiği.



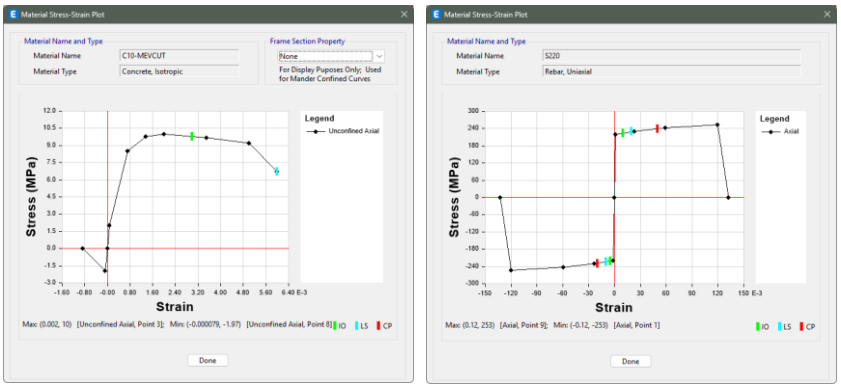
Şekil 4. Kolon ve kirişler için plastik mafsal tanımları.

1.2 İzmir Karşıyaka Binası

Görece yaşlı, malzeme dayanımları düşük ve taşıyıcı sistem planı da düzensizdir. Şekil 5 de yapının tipik kat planı ve üç boyutlu hesap modeli görünüşü sunulmuştur. Doğrusal olmayan malzeme modelleri ise Şekil 6'da verilmiştir.



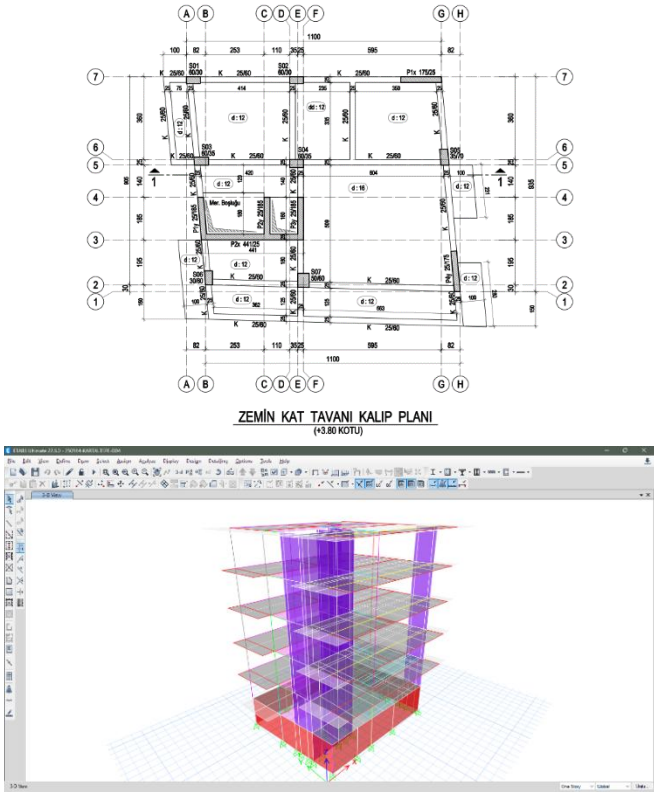
Şekil 5. Zemin kat tavanı kalıp planı ve hesap modeli 3D görünüşü



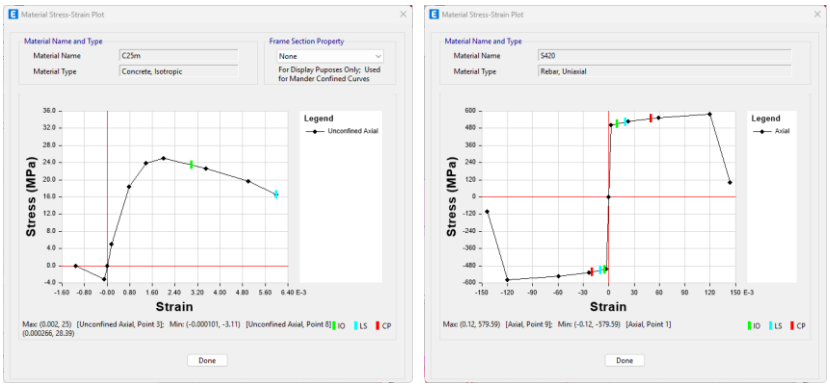
Şekil 6. Beton (10 MPa) ve çelik(S220) malzeme modelleri.

1.3 İstanbul Bakırköy Binası

Yapım yılı görece yeni, malzeme dayanımları yüksek ve perdeli bir yapıdır. Şekil 7'de yapının tipik kat planı ve üç boyutlu hesap modeli görünüşü sunulmuştur. Doğrusal olmayan malzeme modelleri ise Şekil 8'de belirtilmiştir.



Şekil 7. Zemin kat tavanı kalıp planı ve hesap modeli 3D görünüşü.



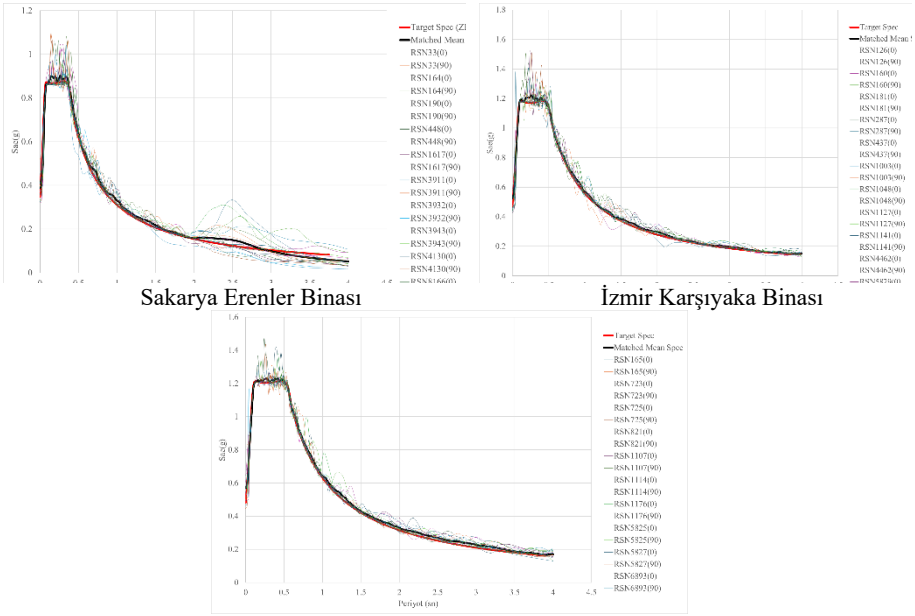
Şekil 8. Beton (25 MPa) ve çelik(S420) malzeme modelleri.

2 Mevcut Yapı Performansının Değerlendirmesi

Yapıların performans analizleri TBDY-2018 Bölüm 15'e göre, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Hesaplarda Etabs v22.5.0 yazılımı kullanılmıştır. Analizler için seçilen deprem kayıtları Tablo 2'de sunulmuştur. Şekil 9'da ise bu depremlerin spektral uyuşum kontrol grafikleri verilmiştir. İlgili kayıtların birbirine dik bileşenleri, TBDY-2018 Madde 5.7.2.1'de belirtildiği şekilde, yapıların X ve Y asal eksenleri doğrultusunda aynı anda birlikte etkitilmiştir. Kayıtların eksenleri 90^0 döndürülerek hesaplar tekrarlanmıştır.

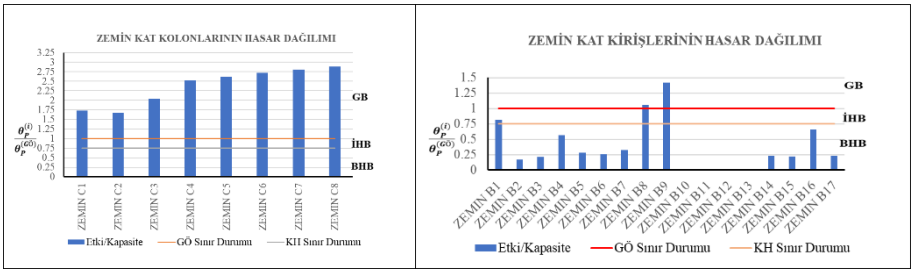
Tablo 2. Seçilen deprem kayıtları.

Kayıt No.	Sakarya Erenler Binası	İzmir Karşıyaka Binası	İstanbul Kartaltepe Binası
1	RSN6(Imperial Valley-1940)	RSN126(Gazli-1976)	RSN165 (Imperial Valley-1979)
2	RSN158(Imperial Valley-1979)	RSN160(Imperial Valley-1979)	RSN723(Supersitition Hills-1987)
3	RSN160(Imperial Valley-1979)	RSN181(Imperial Valley-1979)	RSN725(Supersitition Hills-1987)
4	RSN725(Supersitition Hills-1987)	RSN287(İrpina-1980)	RSN821(Erzincan-1992)
5	RSN1120(Kobe-1995)	RSN437(Borah Park-1983)	RSN1107(Kobe-1995)
6	RSN1605(Düzce-1999)	RSN1003(Northridge-1994)	RSN1114(Kobe-1995)
7	RSN3968(Tottori-2000)	RSN1048(Northridge-1994)	RSN1176(Kocaeli-1999)
8	RSN5825(El Mayor-2010)	RSN1127(Kozani-1995)	RSN5825(Sierra El Mayor-2010)
9	RSN6893 (Darfield-2010)	RSN1141 (Dinar-1995)	RSN5827 (Sierra El Mayor-2010)
10	RSN6906 (Darfield-2010)	RSN4462 (L'Aquila-2009)	RSN6893 (Darfield-2010)
11	RSN6911 (Darfield-2010)	RSN5829 (Sierra El Mayor-2010)	RSN6911 (Darfield-2010)



Şekil 9. Seçilen depremlerin spektral uyuşumu.

Sakarya Erenler binası için yapılan doğrusal olmayan analizler sonucunda kesit hasar durumları tespit edilmiş, kolon ve kirişler için hasar durumları Şekil 10'da verilmiştir. Tüm kolonlar göçme bölgesinde çıkmıştır.

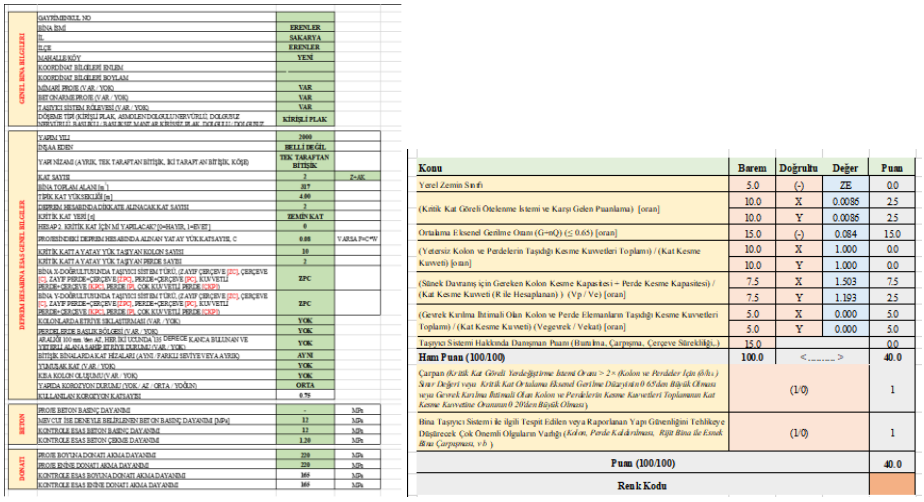


Şekil 10. Sakarya Erenler binası kesit hasar durumları.

HDR yöntemi ile yapılan analizlerde de benzer sonuç elde edilmiştir. HDR yöntemine göre yapı performans puanı 40/100, renk kodu ise "turuncu" olarak tespit edilmiştir. Böylece yapı "*Yetersiz-2. Derece Riskli Bina*" olarak değerlendirilmiştir. Şekil 11'de HDR yöntemi için belirlenmiş derecelendirme tablosu verilmiştir. Şekil 12'de ise Erenler binası HDR raporu sonuç görseli sunulmuştur.

Yapısal Güvenlik Tanımı	Puan	Renk
1. Derece Risldi Bina (2018 Deprem Yönetmeliğine göre can güvenliği performans hedefi sağlanmıyor. En kısa vadede eyleme geçilmelidir.) Binanın acilen boşaltılması ya da kullanımı zaruri ise yerinde yapılacak ayrıntılı inceleme sonucuna göre, tüm taşıyıcı sistemi ilgilendiren kapsamlı ve büyük ölçekli güçlendirme çalışması gerekmektedir.	0-25	
2. Derece Risldi Bina (2018 Deprem Yönetmeliğine göre can güvenliği performans hedefi sağlanmıyor. Kısa-orta vadede eylem e geçilm elidir.) Can Güvenliği Performans Hedefinin sağlanabilmesi için, yerinde yapılacak ayrıntılı inceleme sonucuna göre büyük ölçekli güçlendirme çalışması (yeterli sayıda perde ilavesi ve/veya kolon mantolanması) yapılması gerekmektedir.	26-50	
3. Derece Risldi Bina (Uygulanan hızlı değerlendirme yöntemi sonucuna göre can güvenliği performans hedefi sağlanmıyor. Ancak, bu proje kapsamında hazırlanan *"Türkiye İş Bankası Hizmet Binalarının Performans Analizleri Yaklaşımı Raporu"* esasları çerçevesinde tekrar değerlendirildiğinde "Güvenli Bina" sınıfına geçme ihtimali bulunmaktadır.) Uygulanan hızlı değerlendirme yöntemi sonucunda güçlendirme önerisi yapılamayan binalar için aşağıdaki iki aşamalı yol izlenecektir. 1-Binanın hassas performans düzeyinin belirlenebilmesi için, yerinde yapılacak ayrıntılı inceleme sonucuna dayalı performans analizi gerçekleştirilecektir. 2-İlk aşama sonucunda yetersizlik durumu söz konusu ise, orta ölçekli güçlendirme çalışması (sınırlı sayıda perde ilavesi ve/veya kolon mantolanması) yapılması gerekmektedir.	51-75	
Güvenli Bina (2018 Deprem Yönetmeliğine göre can güvenliği performans hedefi sağlanıyor.) Yapısal elemanlarda sınırlı hasar oluşabilir, toptan veya bölgesel göçme riski yoktur.	76-100	

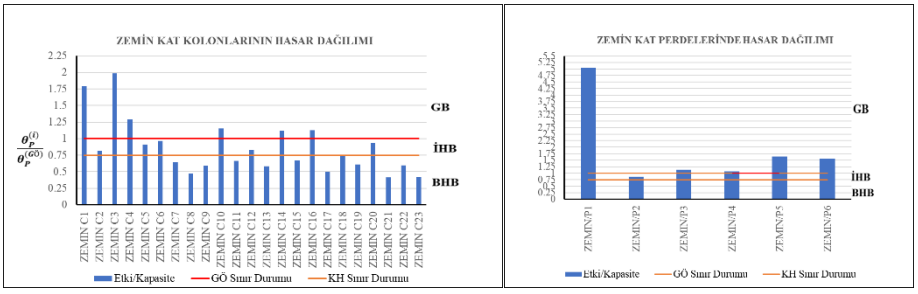
Şekil 11. HDR derecelendirme tablosu.



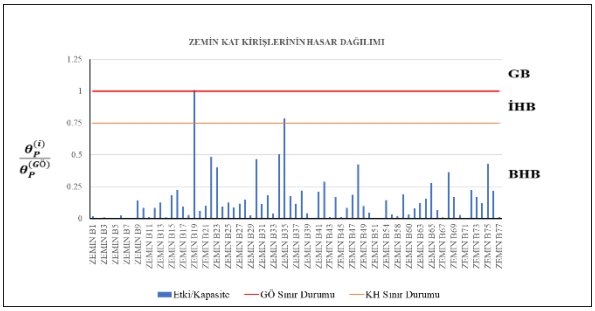
Konu	Barem	Doğrultu	Değer	Puan
Yerel Zemin Sınıfı	5.0	(-)	ZE	0.0
(Kritik Kat Göreli Ötelenme İstemi ve Karşı Gelen Puanlama) [oran]	10.0	X	0.0086	2.5
	10.0	Y	0.0086	2.5
Ortalama Eksenel Gerilme Oranı (G=σQ) (≤ 0.65) [oran]	15.0	(-)	0.084	15.0
(Yetersiz Kolon ve Perdelerin Taşıdığı Kesme Kuvvetleri Toplamı) / (Kat Kesme Kuvveti) [oran]	10.0	X	1.000	0.0
	10.0	Y	1.000	0.0
(Sünek Davranış için Gereken Kolon Kesme Kapasitesi ÷ Perde Kesme Kapasitesi) / (Kat Kesme Kuvveti (R ile Hesaplanan)) (Vp / Ve) [oran]	7.5	X	1.503	7.5
	7.5	Y	1.193	2.5
(Gerekli Kırılma İhtimali Olan Kolon ve Perde Elemanların Taşıdığı Kesme Kuvvetleri Toplamı) / (Kat Kesme Kuvveti) (Vegerekl / Vekat) [oran]	5.0	X	0.000	5.0
	5.0	Y	0.000	5.0
Taşıyıcı Sistemi Hakkında Danışman Puanı (Hantılma, Çarpışma, Çerçeve Sürekliliği,.)	15.0			0.0
Ham Puan (100/100)	**100.0**	<..... >		**40.0**
Çarpan (*Bir titl. Kat Göreli Yerdeğiştirme İstemi Oranı > 2 × (Kolon ve Perdeler İçin 0.6'sı.) Sınır Değeri veya Kritik Kat Ortalama Eksenel Gerilme Düzeyi'nin 0.65'den Büyük Olması veya Gerekl Kırılma İhtimali Olan Kolon ve Perdelerin Kesme Kuvvetleri Toplamının Kat Kesme Kuvvetine Oranının 0.20'den Büyük Olması*)	(1/0)			1
Bina Taşıyıcı Sistemi ile ilgili Tespit Edilen veya Raporlanan Yapı Güvenliğini Tehlikeye Düşürecek Çok Önemli Olguların Varlığı (*Kolon, Perde Kalkırılması, Rijit Bina ile Esnek Bina Çarpışması, v.b.*)	(1/0)			1
Puan (100/100)				**40.0**
Renk Kodu				

Şekil 12. Sakarya Erenler Binası HDR raporu.

İzmir Karşıyaka Binası için doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiş ve kesit hasar durumları tespit edilmiştir. İlgili grafikler Şekil 13'te yer almaktadır. Altı adet kolon göçme bölgesinde çıkmıştır.

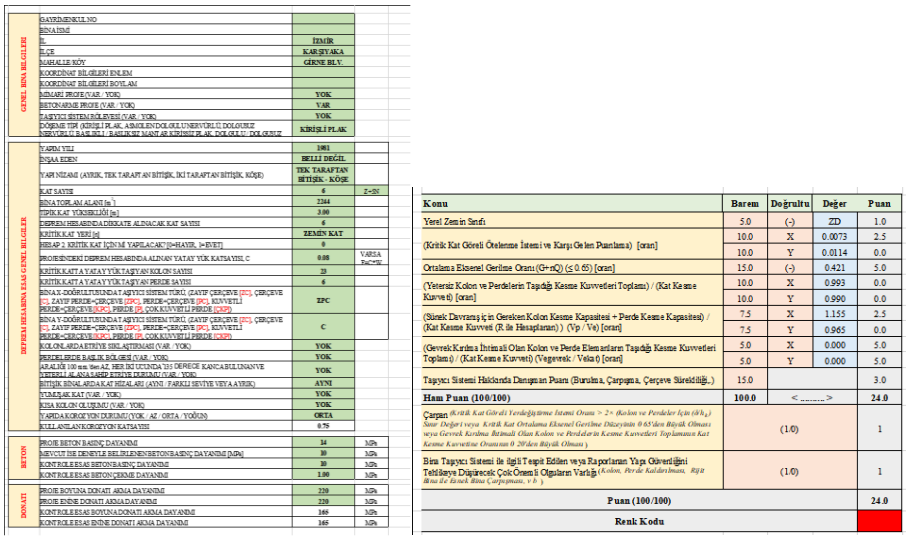


Şekil 13. İzmir Karşıyaka Binası kesit hasar durumları.



Şekil 13 (devamı). İzmir Karşıyaka Binası kesit hasar durumları.

HDR yöntemi ile yapılan analizler benzer sonucu ortaya koymuştur. HDR yöntemine göre yapı performans puanı 24/100, renk kodu "kırmızı" olarak tespit edilmiştir. Böylece yapı "*Yetersiz-1. Derece Riskli Bina*" olarak değerlendirilmiştir. Şekil 14'te HDR raporu sonuç görseli sunulmuştur.

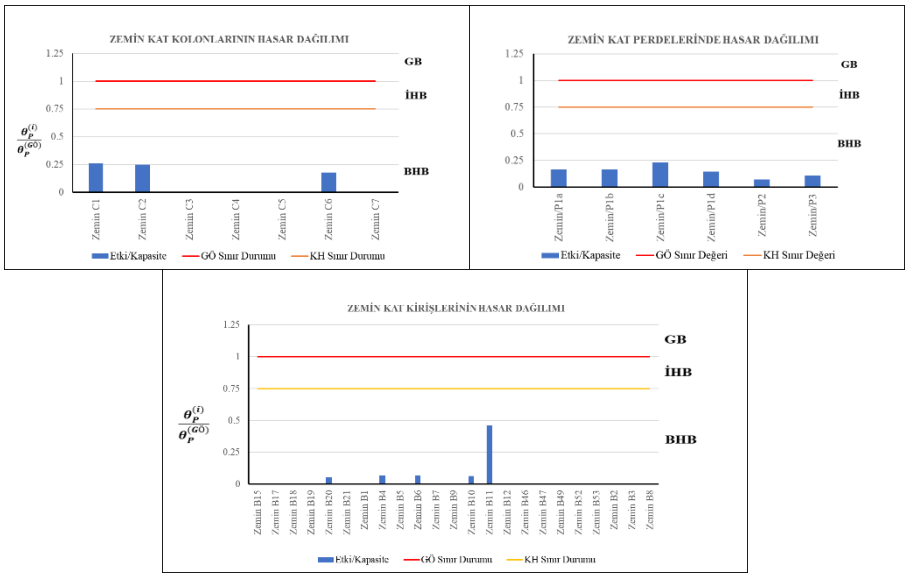


GENEL BİNA BİLGİLERİ	GAYRİMENKUL NO		
	BİNA İSMİ		
	İL	İZMİR	
	İLÇE	KARŞIYAKA	
	MAHALLE/KÖY	GİRNE BLV.	
	KOORDİNAT BİLGİLERİ ENLEM		
	KOORDİNAT BİLGİLERİ BOYLAM		
	MİMARİ PROJE (VAR. / YOK)	YOK	
	BETONARME PROJE (VAR. / YOK)	VAR	
	TAŞIYICI SİSTEM BİLİNİYOR (VAR. / YOK)	YOK	
	DÖŞEME TİPİ (KİRİŞLİ PLAK, ASMOLEN DOLGULU/BOŞLUKLU, NERVÜRLÜ DOLGUSUZ, NERVÜRLÜ BAŞLIKLI / BAŞLIKSIZ MANTAR KİRİŞSİZ PLAK, DOLGULU, DOLGUSUZ	KİRİŞLİ PLAK	
DEPREM HESABINA ESAS GENEL BİLGİLER	YAPIM YILI	1981	
	İNŞA EDEN	BELLİ DEĞİL	
	YAPI NİZAMI (AYRIK, TEK TARAFTAN BİTİŞİK, İKİ TARAFTAN BİTİŞİK, KÖŞE)	TEK TARAFTAN BİTİŞİK - KÖŞE	
	KAT SAYISI	6	Z=ISI
	BİNA TOPLAM ALANI [m²]	2244	
	TİPİK KAT YÜKSEKLİĞİ [m]	3.00	
	DEPREM HESABINDA DİKKATE ALINACAK KAT SAYISI	6	
	KRİTİK KAT YERİ [n]	ZEMİN KAT	
	HİBAP-2, KRİTİK KAT İÇİNİM YAPILACAK? (0=HAYIR, 1=EVET)	0	
	PROJESİNDEKİ DEPREM HESABINDA ALINAN YATAY YÜK KATSAYISI, C	0.08	VARSA Bw*=W
	KRİTİK KATTA YATAY YÜK TAŞIYAN KOLON SAYISI	23	
	KRİTİK KATTA YATAY YÜK TAŞIYAN PERDE SAYISI	6	
	BİNA X-DOĞRULTUSUNDA TAŞIYICI SİSTEM TÜRÜ, (SAVUŞ ÇERÇEVE (SÇ), ÇERÇEVE (Ç), SAVUŞ PERDE-ÇERÇEVE (SPÇ), PERDE-ÇERÇEVE (PÇ), KUVVETLİ PERDE-ÇERÇEVE (KPÇ), PERDE (P), ÇOK KUVVETLİ PERDE (ÇKP))	EPC	
	BİNA Y-DOĞRULTUSUNDA TAŞIYICI SİSTEM TÜRÜ, (SAVUŞ ÇERÇEVE (SÇ), ÇERÇEVE (Ç), SAVUŞ PERDE-ÇERÇEVE (SPÇ), PERDE-ÇERÇEVE (PÇ), KUVVETLİ PERDE-ÇERÇEVE (KPÇ), PERDE (P), ÇOK KUVVETLİ PERDE (ÇKP))	C	
	KOLON ARDA ETRİYE SIKLAŞTIRMASI (VAR. / YOK)	YOK	
	PERDELERDE BAĞLIK BÖLGESİ (VAR. / YOK)	YOK	
	ARALIĞI 100 mm 8m AZ, HER İKİ UCUNDA 135 DERECE KANCA BULUNAN VE YERELİ ALANA SARP ETRİYE DERİMİ (VAR. / YOK)	YOK	
	BİTİŞİK BİNA ARDA KAT HİZALARI (AYNI / FARKLI SEVİYE VEYA AYRIK)	AYNI	
	YUMUŞAK KAT (VAR. / YOK)	YOK	
	KISA KOLON OLUŞUMU (VAR. / YOK)	YOK	
	YAPIDA KOROZYON DURUMU (YOK. / AZ / ORTA / YOĞUN)	ORTA	
	KULLANILAN KOROZYON KATSAYISI	0.75	
BETON	PROJE BETON BASINÇ DAYANIMI	14	MPa
	MEVCUT İSE DENEYLE BELİRLENEN BETON BASINÇ DAYANIMI [MPa]	10	MPa
	KONTROLE ESAS BETON BASINÇ DAYANIMI	10	MPa
	KONTROLE ESAS BETON ÇEKME DAYANIMI	1.00	MPa
DONATI	PROJE BOYUNA DONATI AKMA DAYANIMI	220	MPa
	PROJE ENİNE DONATI AKMA DAYANIMI	220	MPa
	KONTROLE ESAS BOYUNA DONATI AKMA DAYANIMI	166	MPa
	KONTROLE ESAS ENİNE DONATI AKMA DAYANIMI	166	MPa

Konu	Barem	Doğrultu	Değer	Puan
Yerel Zemin Sınıfı	5.0	(-)	ZD	1.0
(Kritik Kat Göreli Ötelenme İstemi ve Karşı Gelen Puanlama) [oran]	10.0	X	0.0073	2.5
	10.0	Y	0.0114	0.0
Ortalama Eksenel Gerilme Oranı (G+nQ) (≤ 0.65) [oran]	15.0	(-)	0.421	5.0
(Yetersiz Kolon ve Perdelerin Taşıdığı Kesme Kuvvetleri Toplamı) / (Kat Kesme Kuvveti) [oran]	10.0	X	0.993	0.0
	10.0	Y	0.990	0.0
(Sünek Davranış için Gereken Kolon Kesme Kapasitesi + Perde Kesme Kapasitesi) / (Kat Kesme Kuvveti (R ile Hesaplanan)) (Vp / Ve) [oran]	7.5	X	1.155	2.5
	7.5	Y	0.965	0.0
(Gevrek Kırılma İhtimali Olan Kolon ve Perde Elemanların Taşıdığı Kesme Kuvvetleri Toplamı) / (Kat Kesme Kuvveti) (Vgevrek / Vekat) [oran]	5.0	X	0.000	5.0
	5.0	Y	0.000	5.0
Taşıyıcı Sistemi Hakkında Danışman Puanı (Burulma, Çarpışma, Çerçeve Süreksizliği..)	15.0			3.0
Ham Puan (100/100)	**100.0**		< ..... >	**24.0**
Çarpan (*Kritik Kat Göreli Ötelenme İstemi Oranı > 2* (Kolon ve Perdeler İçin (θ/θ_y)_i Sınır Değeri veya Kritik Kat Ortalama Eksenel Gerilme Düzeyinin 0.65'den Büyük Olması veya Gevrek Kırılma İhtimali Olan Kolon ve Perdelerin Kesme Kuvvetleri Toplamının Kat Kesme Kuvvetine Oranının 0.20'den Büyük Olması.*)	(1/0)			1
Bina Taşıyıcı Sistemi ile İlgili Tespit Edilen veya Raporlanan Yapı Güvenliğini Tehlikeye Düşürecek Çok Önemli Olguların Varlığı (*Kolon, Perde Kaldırılması, Rijit Bina ile Esnek Bina Çarpışması, v.b.*)	(1/0)			1
Puan (100/100)				**24.0**
Renk Kodu				

Şekil 14. İzmir Karşıyaka Binası HDR raporu.

İstanbul Bakırköy Binası için doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiş ve kesit hasar durumları tespit edilmiştir. İlgili grafikler Şekil 15'te yer almaktadır. Tüm kolon ve perdeler belirgin hasar bölgesinde kalmıştır.



Şekil 15. İstanbul Kartaltepe Binası kesit hasar durumları.

HDR yöntemine göre yapı performans puanı 81/100, renk kodu "yeşil" olarak tespit edilmiştir. Böylece yapı "*Güvenli Bina*" olarak değerlendirilmiştir. Şekil 16'da HDR raporu sonuç görseli sunulmuştur.

GENEL BİNA BİLGİLERİ	GAYRİMENKUL NO	***	
	BİNA İSMİ	BAKIRKÖY	
	İL	İSTANBUL	
	İLÇE	BAKIRKÖY	
	MAHALLE/KÖY	KARTALTEPE	
	KOORDİNAT BİLGİLERİ ENLEM		
	KOORDİNAT BİLGİLERİ BOYLAM		
	MİMARİ PROJE (VAR / YOK)	YOK	
	BETONARME PROJE (VAR / YOK)	VAR	
	TAŞIYICI SİSTEM BÖLÜNMESİ (VAR / YOK)	YOK	
	DÖŞEME TİPİ (KİRİŞLİ PLAK, ASMOLEN DOLGULU NERVÜRLÜ, DOLGUSUZ NERVÜRLÜ, BAŞLIKLI / BAŞLIKSIZ MANTAR KİRİŞSİZ PLAK, DOLGULU / DOLGUSUZ KASET, v.d.)	KİRİŞLİ PLAK	
DEPREM HESABINA ESAS GENEL BİLGİLER	YAPIM YILI	2001	
	İNŞAA EDEN	BELLİ DEĞİL	
	YAPI NİZAMI (AYRIK, TEK TARAFTAN BİTİŞİK, İKİ TARAFTAN BİTİŞİK, KÖŞE)	AYRIK	
	KAT SAYISI	6	1B+Z+4N
	BİNA TOPLAM ALANI [m²]	742	
	TİPİK KAT YÜKSEKLİĞİ [m]	2.80	
	DEPREM HESABINDA DİKKATE ALINACAK KAT SAYISI	5	
	KRİTİK KAT YERİ [n]	ZEMİN KAT	
	HESAP 2. KRİTİK KAT İÇİN Mİ YAPILACAK? [0=HAYIR, 1=EVET]	0	
	PROJESİNDEKİ DEPREM HESABINDA ALINAN YATAY YÜK KATSAYISI, C	0.08	VARSA F=C*W
	KRİTİK KATTA YATAY YÜK TAŞIYAN KOLON SAYISI	7	
	KRİTİK KATTA YATAY YÜK TAŞIYAN PERDE SAYISI	6	
	BİNA X-DOĞRULTUSUNDA TAŞIYICI SİSTEM TÜRÜ, (ZAYIF ÇERÇEVE [ZÇ], ÇERÇEVE [Ç], ZAYIF PERDE-ÇERÇEVE [ZPÇ], PERDE+ÇERÇEVE [PÇ], KUVVETLİ PERDE+ÇERÇEVE [KPÇ], PERDE [P], ÇOK KUVVETLİ PERDE [ÇKP])	PC	
	BİNA Y-DOĞRULTUSUNDA TAŞIYICI SİSTEM TÜRÜ, (ZAYIF ÇERÇEVE [ZÇ], ÇERÇEVE [Ç], ZAYIF PERDE-ÇERÇEVE [ZPÇ], PERDE+ÇERÇEVE [PÇ], KUVVETLİ PERDE+ÇERÇEVE [KPÇ], PERDE [P], ÇOK KUVVETLİ PERDE [ÇKP])	PC	
	KOLONLARDA ETRİYE SIKLAŞTIRMASI (VAR / YOK)	VAR	
	PERDELERDE BAŞLIK BÖLGESİ (VAR / YOK)	VAR	
	ARALIĞI 100 mm /den AZ, HER İKİ UCUNDA 135 DERECE KANCA BULUNAN VE YETERLİ ALANA SAHİP ETRİYE DURUMU (VAR / YOK)	VAR	
	BİTİŞİK BİNALARDA KAT HİZALARI (AYNI / FARKLI SEVİYE VEYA AYRIK)	AYRIK	
	YUMUŞAK KAT (VAR / YOK)	YOK	
	KISA KOLON OLUŞUMU (VAR / YOK)	YOK	
	YAPIDA KOROZYON DURUMU (YOK / AZ / ORTA / YOĞUN)	ORTA	
	KULLANILAN KOROZYON KATSAYISI	0.75	
BETON	PROJE BETON BASINÇ DAYANIMI	25	MPa
	MEVCUT İSE DENEYLE BELİRLENEN BETON BASINÇ DAYANIMI [MPa]	25.0	MPa
	KONTROLE ESAS BETON BASINÇ DAYANIMI	25.0	MPa
	KONTROLE ESAS BETON ÇEKME DAYANIMI	2.50	MPa
DONATI	PROJE BOYUNA DONATI AKMA DAYANIMI	420	MPa
	PROJE ENİNE DONATI AKMA DAYANIMI	420	MPa
	KONTROLE ESAS BOYUNA DONATI AKMA DAYANIMI	315	MPa
	KONTROLE ESAS ENİNE DONATI AKMA DAYANIMI	315	MPa

Konu	Barem	Doğruluk	Değer	Puan
Yerel Zemin Sınıfı	5.0	(-)	ZD	1.0
(Kritik Kat Göreli Ötelenme İstemi ve Karşı Gelen Plastikleşme) [oran]	10.0	X	0.0077	10.0
	10.0	Y	0.0077	10.0
Ortalama Eksenel Gerilme Oranı (G+ψQ) (≤ 0.65) [oran]	15.0	(-)	0.100	15.0
(Yetersiz Kolon ve Perdelerin Taşıdığı Kesme Kuvvetleri Toplamı) / (Kat Kesme Kuvveti) [oran]	10.0	X	0.000	10.0
	10.0	Y	0.000	10.0
(Sünek Davranış için Gerekan Kolon Kesme Kapasitesi + Perde Kesme Kapasitesi) / (Kat Kesme Kuvveti (R ile Hesapların)) (Vp /Ve) [oran]	7.5	X	5.242	7.5
	7.5	Y	6.637	7.5
(Gevrek Kırılma İhtimali Olan Kolon ve Perde Elemanların Taşıdığı Kesme Kuvvetleri Toplamı) / (Kat Kesme Kuvveti) (Vgevrek/ Vekat) [oran]	5.0	X	0.000	5.0
	5.0	Y	0.000	5.0
Taşıyıcı Sistemi Hakkında Danışman Puanı (Burulma, Çarpışma, Çerçeve Süreksizliği,.)	15.0			0.0
Ham Puan (100/100)	**100.0**	**< ..... >**		**81.0**
Çarpan (*Kritik Kat Göreli Yerdeğiştirme İstemi Oranı > 2× (Kolon ve Perdeler İçin 6/h_s) Sınır Değeri veya Kritik Kat Ortalama Eksenel Gerilme Düzeyinin 0.65'den Büyük Olması veya Gevrek Kırılma İhtimali Olan Kolon ve Perdelerin Kesme Kuvvetleri Toplamının Kat Kesme Kuvvetine Oranının 0.20'den Büyük Olması*.)	(1/0)			1
Bina Taşıyıcı Sistemi ile İlgili Tespit Edilen veya Raporlanan Yapı Güvenliğini Tehlikeye Düşüreceğe Çok Önemli Olgıların Varlığı (*Kolon, Perde Kaldırılması, Rijit Bina ile Kısmi Bina Çarpışması, v.b.*)	(1/0)			1
Puan (100/100)				**81.0**
Renk Kodu				

Şekil 16. İstanbul Kartaltepe Binası HDR raporu.

3 Alternatif Senaryolar ve Değerlendirme

Yapıların mevcut durum analizlerine ilave olarak, yapı konumu, zemin sınıfı ve donatı sınıfı değiştirilerek, toplamda 20 farklı "alternatif değerlendirme senaryosu" çalışılmıştır.

Sakarya Erenler binası için toplam 8 farklı senaryo çözümlenmiştir. Yapının konumunun İTÜ İnşaat Fakültesi olarak düşünüldüğü, zemin sınıfının ZD, ZC ve ZB olarak değerlendirildiği, donatı sınıfının ise S420 olarak kabul edildiği farklı alternatifler türetilmiştir. İzmir Karşıyaka ve İstanbul Bakırköy binalarında ise yapı konumu değiştirilmemiş, zemin ve donatı sınıfı parametreleri değiştirilerek 6'şar alternatif oluşturulmuştur. Tablo 3'te tüm bu çözüm senaryoları listelenmiştir.

Tablo 3. Değerlendirme senaryoları.

Bina	Alternatif No.	Konum	Zemin Sınıfı	Beton Dayanımı MPa	Donatı Sınıfı
Sakarya Erenler Binası	Mevcut	Erenler	ZE	12	S220
	1	Erenler	ZD	12	S220
	2	İTÜ İnşaat Fak.	ZD	12	S220
	3	İTÜ İnşaat Fak.	ZD	12	S420
	4	İTÜ İnşaat Fak.	ZC	12	S220
	5	İTÜ İnşaat Fak.	ZC	12	S420
	6	İTÜ İnşaat Fak.	ZB	12	S220
	7	İTÜ İnşaat Fak.	ZB	12	S420
İzmir Karşıyaka Binası	Mevcut	Karşıyaka	ZD	10	S220
	1	Karşıyaka	ZD	10	S420
	2	Karşıyaka	ZC	10	S220
	3	Karşıyaka	ZC	10	S420
	4	Karşıyaka	ZB	10	S220
	5	Karşıyaka	ZB	10	S420
İstanbul Bakırköy Binası	Mevcut	Bakırköy	ZD	25	S420
	1	Bakırköy	ZD	25	S220
	2	Bakırköy	ZC	25	S420
	3	Bakırköy	ZC	25	S220
	4	Bakırköy	ZB	25	S420
	5	Bakırköy	ZB	25	S220

Sakarya Erenler Binası için tanımlanan tüm senaryo durumlarında hem doğrusal olmayan analizler hem de HDR analizleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar tüm senaryolar için birbiri ile uyumlu olarak elde edilmiştir. Tablo 4'te değerlendirme sonuçları sunulmuştur.

Tablo 4. Sakarya Erenler Binası performans değerlendirme tablosu.

Alternatif. No.	Analiz Kombinasyonu	Doğrusal Olmayan Analiz Performans Düzeyi	HDR Değerlendirme Puanı ve Renk Kodu	HDR Değerlendirme Sonucu
Mevcut	Erenler / ZE / S220	Göçme	40 / Kahverengi	Yetersiz
1	Erenler / ZD / S220	Göçme	28.5 / Kahverengi	Yetersiz
2	İTÜ / ZD / S220	Göçme	53.5 / Sarı	Yetersiz
3	İTÜ / ZD / S420	GÖ	76 / Yeşil	Yeterli
4	İTÜ / ZC / S220	GÖ	54.5 / Sarı	Yetersiz
5	İTÜ / ZC / S420	KH	77 / Yeşil	Yeterli
6	İTÜ / ZB / S220	KH	84 / Yeşil	Yeterli
7	İTÜ / ZB / S420	KH	84 / Yeşil	Yeterli

Benzer biçimde İzmir Karşıyaka ve İstanbul Bakırköy binalarında hem doğrusal olmayan analizler hem de HDR analizleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçların tüm senaryolar için birbiri ile uyumlu oldukları gözlenmiştir. Tablo 5 ve Tablo 6'da değerlendirme sonuçları belirtilmiştir.

Tablo 5. İzmir Karşıyaka Binası performans değerlendirme tablosu.

Alternatif No.	Analiz Kombinasyonu	Doğrusal Olmayan Analiz Performans Düzeyi	HDR Değerlendirme Puanı ve Renk Kodu	HDR Değerlendirme Sonucu
Mevcut	Karşıyaka / ZD / S220	Göçme	24 / Kırmızı	Yetersiz
1	Karşıyaka / ZD / S420	Göçme	34 / Kahverengi	Yetersiz
2	Karşıyaka / ZC / S220	Göçme	37,5 / Kahverengi	Yetersiz
3	Karşıyaka / ZC / S420	Göçme	42,5 / Kahverengi	Yetersiz
4	Karşıyaka / ZB / S220	GÖ	62 / Sarı	Yetersiz
5	Karşıyaka / ZB / S420	GÖ	64,5 / Sarı	Yetersiz

Tablo 6. İstanbul Bakırköy Binası performans değerlendirme tablosu.

Alternatif No.	Analiz Kombinasyonu	Doğrusal Olmayan Analiz Performans Düzeyi	HDR Değerlendirme Puanı ve Renk Kodu	HDR Değerlendirme Sonucu
Mevcut	Bakırköy / ZD / S420	KH	81 / Yeşil	Yeterli
1	Bakırköy / ZD / S220	GÖ	61 / Sarı	Yetersiz
2	Bakırköy / ZC / S420	KH	82 / Yeşil	Yeterli
3	Bakırköy / ZC / S220	KH	80.5 / Yeşil	Yeterli
4	Bakırköy / ZB / S420	KH	84 / Yeşil	Yeterli
5	Bakırköy / ZB / S220	KH	84 / Yeşil	Yeterli

4 Sonuçlar

Türkiye'nin aktif deprem kuşağında yer alması ve mevcut yapı stokunun önemli bir bölümünün güncel deprem yönetmeliğinin öngördüğü performans hedeflerini karşılayamaması, yapısal güvenliğin önemli bir sorun olarak önümüzde durmasına neden olmaktadır. Son depremlerde yaşanan ağır yapısal hasarlar ve can kayıpları, bu yetersizliği ortaya koymuştur. Proje, yapım ve denetim süreçlerindeki zafiyetler, risk seviyesini artırmaktadır.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 – Bölüm 15 ve "Riskli Yapıların Tespitine İlişkin Esaslar" mevcut yapıların deprem performansını belirlemek amacıyla kapsamlı analiz yöntemleri sunsa da bu yöntemlerin uygulanması ileri düzey teknik bilgi, ayrıntılı saha çalışmaları ve zaman-maliyet kaynakları gerektirdiğinden, geniş ölçekli yapı stoğu göz önüne alındığında bu yöntemlerin yaygın kullanımı kısıtlı kalmaktadır.

Bu çalışmada ele alınan Hızlı Değerlendirme (HDR) yöntemi, özellikle az ve orta katlı betonarme binalarda kritik kat yaklaşımına dayalı sistematik bir yöntem sunmaktadır. HDR yöntemi, sınırlı veriyle çalışabilmesi ve pratik biçimde uygulanabilir olması bakımından, özellikle "önceliklendirme çalışmaları" için uygun bir araç niteliğindedir. Farklı yapı ve zemin koşullarını temsil edecek şekilde seçilmiş üç betonarme bina analiz edilmiştir. Sakarya, İzmir ve İstanbul'daki bu yapılar; taşıyıcı sistem düzeni, malzeme kalitesi, zemin sınıfı, zati yükler, kat adedi ve bölgesel deprem tehlikesi gibi temel parametreler açısından çeşitlendirilmiştir. Yapı modelleri hem HDR yöntemiyle hem de zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerle değerlendirilmiştir.

Doğrusal olmayan analizlerin sunduğu gerçekçi yapısal davranış modellemesi ile uyumlu sonuçlar vermesi nedeniyle, HDR yönteminin mevcut yapı stokunun hızlı ve yaygın biçimde değerlendirilmesinde kullanılabilecek güvenilir bir yöntem olduğu gösterilmiştir.

Kaynaklar

1. ETABS (Version 22.5.0) [Computer Software] Extended Three Dimensional Analysis of Building System, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
2. TBDY (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Kurallar, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara.
3. Yüksel E, Altıneller M, Karayel V, Şahin F (2022) Mevcut Betonarme Binaların Deprem Risklerinin Hızlı Tayinine Yönelik Bir Yaklaşım, Türkiye İnşaat Mühendisliği 18. Teknik Kongre ve Sergisi, 301-315, İstanbul, Türkiye, 7-9 Ekim.

Deprem Kaynaklı Şev Deformasyonlarının Belirlenmesi

Sibel Yalçın Tosunoğlu[1*], Sabriye Banu İkizler[2], Berna Unutmaz[3]

[1]Sibel Yalçın Tosunoğlu, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Doktora öğrencisi
[2]Prof.Dr. Sabriye Banu İkizler, Karadeniz Teknik Üniversitesi Öğretim Üyesi
[3]Prof.Dr. Berna Unutmaz, Hacettepe Üniversitesi Öğretim Üyesi
sibelyalcin57@hotmail.com

Özet. Deprem hareketiyle birlikte ortaya çıkan deplasmanlar sonucunda, şevlerde kitle hareketleri ve çoğu zaman göçmeler meydana gelmektedir. Deprem kaynaklı meydana gelmesi muhtemel zemin deplasman miktarının tahmin edilmesi hem şev üstü yapılar hem de şev altı yapılar için önem arz etmektedir. Ancak dinamik analiz sürelerinin uzun olması ve işlem karmaşıklığı bu tür çalışmaların yapılmasını zorlaştırmaktadır. Bu zorluğun giderilmesi için literatürde çeşitli deplasman tahmini formülleri yer almaktadır. Bu çalışmada dinamik etkiler sonucunda şevlerde oluşacak deplasmanların hesaplanabilmesi için bir tahmin denklemi önerilmektedir. Bu kapsamda farklı geometri ve zemin özelliklerine sahip şevler üzerinde farklı dinamik yüklemeler altında sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis 2D yazılımı kullanılarak analizler yapılmıştır. Analizlerde, zemin davranışını modellemek için, Hardening Soil-Small Strain malzeme modeli kullanılmıştır. Kohezyon, kayma mukavemeti açısı, şev yükseklik ve eğimi değişken olarak seçilmiştir. Analizlerde ilk olarak statik durumdaki güvenlik katsayısı (GS) hesaplanmıştır. Statik güvenlik katsayısı değeri 1,30 ile 2,00 arasında yer alan şevler için dinamik analizler 2 farklı büyüklükteki deprem kaydı ile yapılmış ve şevin üst noktasında elde edilen deplasmanlar ile maksimum yer ivmesi (PGA), statik güvenlik katsayısı vb. parametreler arasında bir ilişki geliştirilmeye çalışılmıştır. Sonuç olarak, analiz süreleri çok uzun ve zahmetli olan dinamik analizlerin yapılmasına gerek olmadan olası bir deprem sonucunda o bölgede oluşacak deformasyonların hesaplanması, bu çalışmayla geliştirilen ivme-dinamik deformasyon, statik güvenlik katsayısı-dinamik deformasyon ilişkisi tablo ya da formüller ile ilk tasarım aşamasında kolaylıkla belirlenebilecektir. Böylelikle, ilgili şevin durumu için gerekli ve uygun bir tasarım projesi ve uygulama süreçleri de hızlı kararlar sonrası, doğru bir şekilde yapılabilir olacaktır.

Anahtar Kelimeler: Dinamik Analiz, Güvenlik Katsayısı, Maksimum Yer İvmesi, Şev.

1 Giriş

Depremler, özellikle zayıf zemin koşullarına sahip alanlarda şev stabilitesini ciddi ölçüde tehdit eden doğal afetlerdir. Deprem sırasında meydana gelen ivmeler, zemin kütlelerinin dengesini bozarak kitle hareketlerine neden olabilir. Bu hareketler çoğu zaman şevlerin göçmesiyle sonuçlanmakta, bu da yerleşim alanları, ulaşım hatları ve altyapı sistemleri için büyük riskler doğurmaktadır. Özellikle mühendislik yapılarının yer aldığı alanlarda şevlerin davranışlarının doğru bir şekilde analiz edilmesi, güvenli bir tasarımın temelini oluşturmaktadır.

Şev stabilitesine yönelik analizler çoğunlukla statik koşullar altında yapılmakta olup, dinamik koşulların dikkate alınması durumunda analiz süreçleri hem daha karmaşık hem de daha zaman alıcı hale gelmektedir. Bu nedenle mühendislik uygulamalarında pratik ve güvenilir deplasman tahmin modellerine olan ihtiyaç artmıştır. Literatürde bu ihtiyaca cevap vermek amacıyla çeşitli ampirik ve yarı-ampirik modeller geliştirilmiş olsa da her zemin ve şev koşulu için geçerli genel bir model bulunmamaktadır.

Şev stabilitesinde statik analiz, şevin deprem gibi dış zamanla değişen etkiler (dinamik yükler) olmadan, sadece kendi ağırlığı, zemin ve varsa yapı yükleri altında göçmeye karşı dayanımının değerlendirilmesi amacıyla yapılır. Statik analiz, şev stabilitesinin değerlendirilmesinde temel bir adımdır ve birçok mühendislik kararının alınmasına zemin hazırlar. Bu analiz ile öncelikle şevin güvenli olup olmadığı, yani güvenlik katsayısı (FS) yeterli düzeyde olup olmadığı belirlenir. Aynı zamanda şevin kaymaya karşı dayanımının yeterli olup olmadığı da değerlendirilerek, potansiyel bir göçme riski olup olmadığı ortaya konur. Statik analiz, mühendislik tasarımı ile kazı ve dolgu planlaması için gerekli olan temel bilgileri sağlar. Ayrıca, dinamik analiz gibi daha ileri düzey değerlendirmelere geçmeden önce zeminin temel davranışının anlaşılması açısından da önemlidir. Bu analiz sayesinde, eğim açısı, şev yüksekliği ve destek sistemlerine ihtiyaç olup olmadığı gibi ilk tasarım kararları güvenli ve doğru bir şekilde verilebilir. Şev stabilitesinin statik olarak analizinde kullanılan başlıca yöntemler limit denge yöntemleri (Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern Price vb.) ve nümerik yöntemler (Sonlu Elemanlar, Sonlu Farklar vb.) olarak iki ana gruba ayrılır. Yapay sinir ağları, istatiksel yöntemler, makine öğrenmesi gibi diğer yöntemlerde vardır. Bu çalışmadan numerik yöntemlerden sonlu elemanlar kullanılmıştır. Numerik yöntemler şevin davranışını daha ayrıntılı ve gerçekçi bir şekilde modellemek için kullanılır. Gerilme, şekil değiştirme ve yer değiştirme gibi parametreler de analiz edilir. Şev stabilitesinde dinamik analiz, deprem gibi zamana bağlı dış yükler (örneğin sismik etkiler, ivme, darbe, titreşim vb.) altında şevin davranışını incelemek için yapılan analizdir. Bu analizle, şevde oluşabilecek yer değiştirmeler, ivmeler, gerilmeler ve olası göçme mekanizmaları değerlendirilir. Statik analiz yalnızca yerçekimi etkilerini hesaba katarken, dinamik analiz sarsıntılar sırasında zeminin verdiği tepkileri ortaya koyar. Dinamik analiz, özellikle deprem riski taşıyan bölgelerde, can ve mal güvenliği açısından kritik olan potansiyel deformasyonları öngörmek, yapısal güvenlik kararlarını doğru vermek ve gerekli mühendislik önlemlerini belirlemek için yapılır.

Şev stabilitesinde kullanılan başlıca dinamik analiz yöntemleri Pseudo-statik (yarı dinamik) yöntem, yarı ampirik yöntemler (Newmark kayma bloğu yöntemi), zaman tanım alanında yapılan sayısal dinamik analizler (sonlu elemanlar, sonlu farklar vb.), sismik risk ve olasılık temelli dinamik analizler gibi gruplara ayrılır. Şev stabilitesi dinamik analizinde en yaygın kullanılan yöntemlerden biri Newmark'ın kayma blok modeli olup, bu model şevin belli bir ivme eşiğini aştığı anda kaymaya başlayacağını varsayar (Newmark, 1965). Bu modelin birçok modifikasyonu geliştirilmiş ve farklı parametrelerle zenginleştirilmiştir. Jibson (1993), Rathje & Bray (2000), Saygılı & Rathje (2008) gibi araştırmacılar farklı büyüklükteki deprem kayıtları ile zemin parametrelerinin etkisini incelemiş ve çeşitli deplasman tahmin denklemleri önermişlerdir (Jibson, 1993; Rathje ve Bray, 2000; Saygılı ve Rathje, 2008). Bununla birlikte, gelişen bilgisayar yazılımları ve sayısal modelleme teknikleri sayesinde sonlu elemanlar sonlu farklar yöntemleri ile daha gerçekçi zemin davranışları analiz edilebilmektedir.

Bu çalışmanın amacı, farklı zemin ve geometri koşulları altında dinamik analizler ile elde edilen deplasman sonuçlarından yola çıkarak, deprem etkisi altındaki şev deformasyonlarının pratik şekilde tahminine imkân tanıyacak bir bağıntı geliştirmektir.

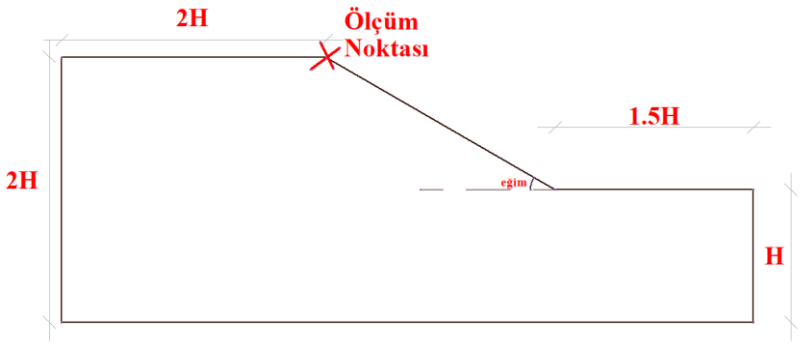
2 Yöntem

Bu çalışmada şev stabilitesi analizi için Plaxis 2D yazılımı kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi (FEM) ile sayısal modellemeler yapılmıştır. Plaxis 2D, zemin tabakalaşması, yapı elemanları ve yüklemelerin tanımlanmasıyla başlayan ve hesap aşamasıyla tamamlanan üç temel adımda analiz imkânı sunar. Bu analizlerin yapılabilmesi için şev geometrisi konfigürasyonlarının oluşturulması, zemin katmanlarına ilişkin zemin parametrelerinin tanımlanması, yer hareketi zaman serilerinin seçimi ve ölçeklendirilmesi, ve dinamik analizlerin doğruluğuna ilişkin diğer teknik detayların dikkate alınması gerekmektedir. Statik analizde sonlu elemanlarla analizde mukavemet azaltma yöntemi (c-phi reduction) kullanılmıştır. Burada kayma mukavemeti parametreleri olan c ve φ şev göçünceye kadar ve denge çözümü ortadan kalkıncaya kadar azaltılır (Zienkiewicz ve Taylor, 1989). Bu şekilde güvenlik sayısı bulunmuştur. Ardından bulunan güvenlik sayılarını sıralanmış ve dinamik durumda daha kritik olabilecek geometriler üzerinden dinamik analizleri yapılmıştır. Zemin davranışının modellenmesi için çeşitli bünye modelleri bulunmasına rağmen, bu çalışmada yaygın olarak kullanılan ve güvenilir sonuçlar verdiği bilinen Hardening Soil-Small Strain modeli tercih edilmiştir. Hardening Soil model, zemine ait gerilme şekil değiştirme ilişkisini yaklaşık hiperbolik şekilde tanımlayan ve farklı tipteki yumuşak ve sert zeminler için Duncan ve Chang tarafından geliştirilmiş doğrusal olmayan elastik bünye modelinin yeni bir uyarlamasıdır (Duncan ve Chang, 1970; Schanz vd., 1999). Özellikle gerilmeye bağlı rijitlik artışı, üç farklı rijitlik parametresi ile yükleme-boşaltma ve elastik-plastik ayrımının göz önüne alınması, bu bünye modelinin zemin gerilme-şekil değiştirme davranışını gerçeğe daha yakın modelleyebilmesini sağlamaktadır.

Bu analizler kapsamında farklı özellikleri sahip zeminler modellenmiştir. Kohezyon (c) değerleri 5 – 40 kPa, içsel sürtünme açısı (φ) değerleri 25˚-35˚ arasında seçilmiş ve çeşitli geometrik kombinasyonlarda varyasyonlar sağlanmıştır. Bu çalışma için iki farklı deprem kaydı kullanılmıştır. Kullanılan tüm parametreler Tablo 1'de, kullanılan model geometrisi ise Şekil 1'de sunulmaktadır.

Tablo 13. Analiz Parametreleri.

İçsel Sürtünme Açısı φ(˚)	Kohezyon c (kN/m^2)	Şev Eğimi (˚)	Şev Yüksekliği (m)	Vs (m/sn)	PGA (m/sn^2)
25	5,00	10	5,00	400	2,78
35	20,00	30	8,00	760	4,50
	30,00		10,00		
	40,00		15,00		



Şekil 17. Şev Model Boyutları ve Ölçüm Noktası.

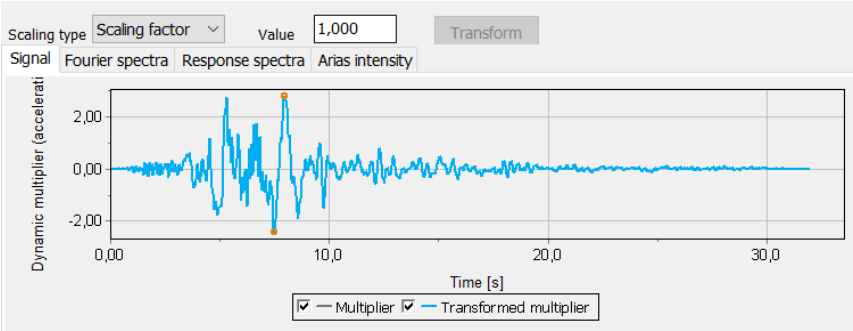
Şev üst sol bölgesindeki genişlik literatürle uyumlu olacak şekilde 2H olacak şekilde belirlenmiştir. Bu değer Wei vd. (2020) tarafından 2H; Wei ve Cheng (2010b) tarafından yaklaşık 2,5H; Kim vd. (2013) tarafından 2H; Zhang vd. (2003) tarafından 2,5H; Yuan vd. (2013) tarafından 2,75H olarak alınmıştır.

Şev alt sağ (kazı) bölgesindeki genişlik 1.5H olacak şekilde belirlenmiştir. Aynı şekilde, bu değer Wei vd. (2020) tarafından H; Wei ve Cheng (2010) tarafından H; Kim vd. (2013) tarafından 2H; Zhang vd. (2003) tarafından 1,5H; Yuan vd. (2013) tarafından 1,5H olarak alınmıştır.

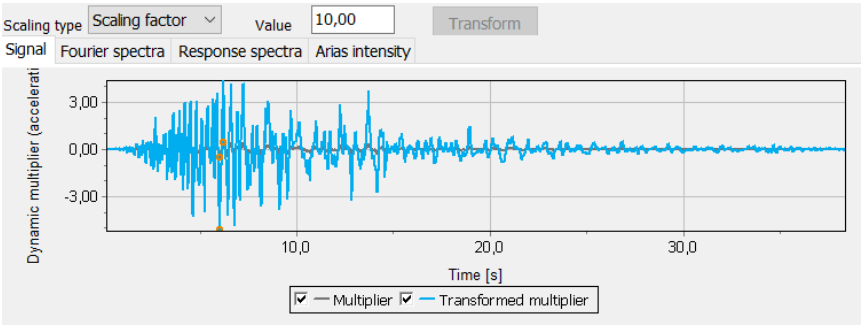
Modelin alt bölgesindeki derinlik 1H olacak şekilde belirlenmiştir. Bu değer Wei vd. (2020) tarafından H; Wei ve Cheng (2010) tarafından yaklaşık H; Kim vd. (2013) tarafından 1,5H; Zhang vd. (2003) tarafından 1,5H; Yuan vd. (2013) tarafından H olarak alınmıştır.

Analizler kapsamında, ilk olarak her bir şev modeli için statik durumdaki güvenlik katsayısı (GS) hesaplanmıştır. Analiz sonucunda GS değerleri 1,30 ile 2,00 arasında çıkan geometrilerin dinamik durumda daha kritik olacakları varsayılarak dinamik analizleri yapılmıştır.

Sonraki adım olarak, yukarıda özetlenen geometri ve zemin özelliklerine sahip şevler, Şekil 2 ve 3'de ivme-zaman grafikleri sunulan farklı PGA değerlerine sahip iki farklı gerçek deprem kaydı kullanılarak analiz edilmiş ve sonucunda elde edilen maksimum deformasyon değerleri ölçülmüştür.

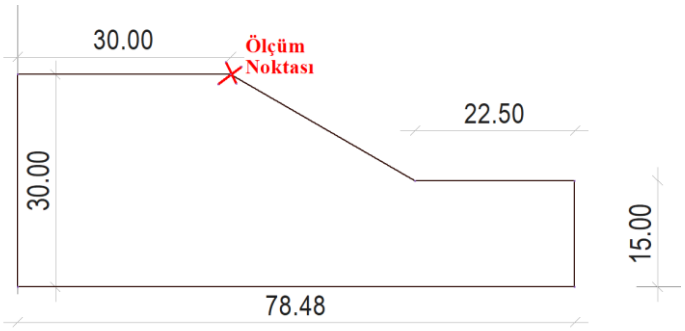


Şekil 2. Deprem No. 1, PGA=2,78 g



Şekil 3. Deprem No. 2, PGA=4,00g.

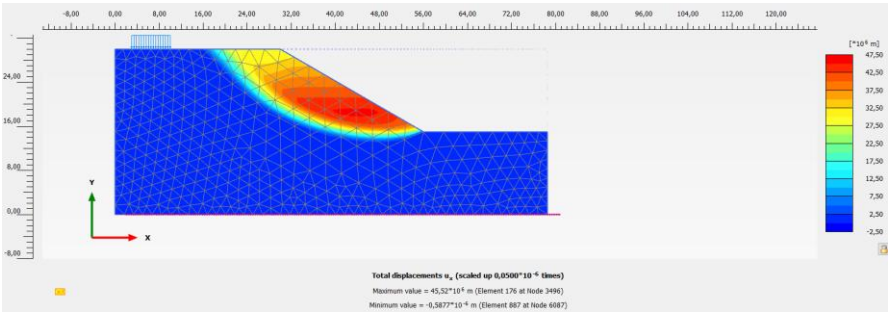
Analizler sonrasında Şekil 4'de gösterilen noktada gerçekleşen maksimum yatay deplasmanlar kaydedilmiş ve bu veriler, PGA, GS ve diğer parametrelerle ilişkilendirilmiştir.



Şekil 4. H:15m için Örnek Model Geometrisi.

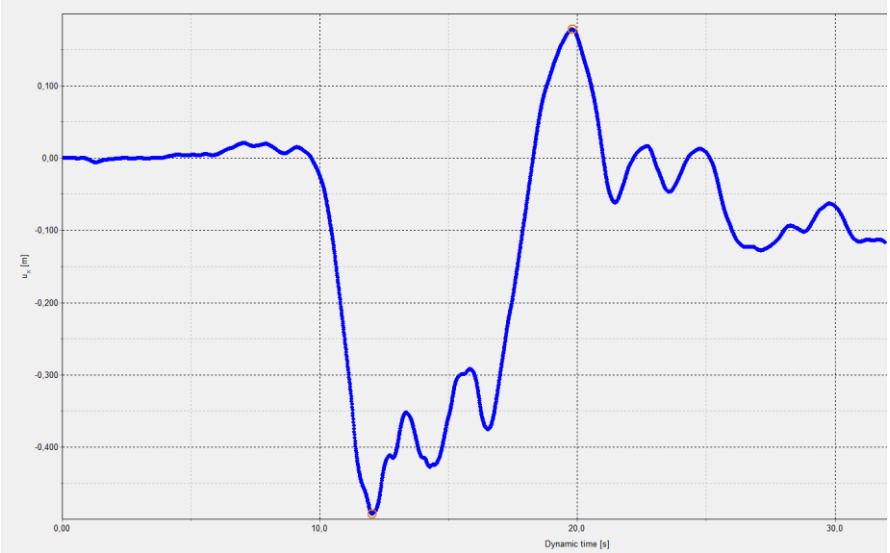
3 Analiz ve Bulgular

Bu çalışma için seçilen zemin parametreleri, model geometri özellikleri ve deprem kaydı kombinasyonlarından toplam 37 adet statik ve dinamik analiz yapılmıştır. Şekil 5'de Plaxis 2D programı üzerinde statik analiz sonucu yatay yer değiştirme gösterilmiştir.



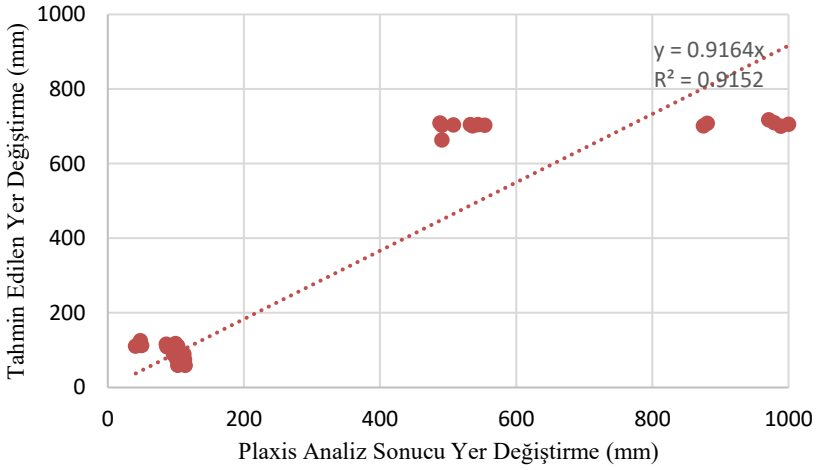
Şekil 5. Plaxis Statik Analiz Sonrası Yatay Yerdeğiştirme Görünümü.

Dinamik analizler sonucu yer değiştirmeler Şekil 6'daki gibi Plaxis 2D programı üzerinden elde edilen dinamik zaman- ux şeklinde grafiklerin maksimum değerleri okunarak elde edilmiştir. Çalışmanın devamında şev üstü ve şev tabanı ölçümleri yapılarak kayıt altına alınacaktır benzer değerlendirmeler o noktalarda oluşan deplasmanlar için de yapılacaktır.



Şekil 6. Dinamik Analiz Sonucu Yatay Yer Değiştirme (ux).

Bu çalışmanın amacı daha önce de belirtildiği üzere depremler sonrasında şev üst noktalarında elde edilen deplasmanların uzun dinamik analizler yerine basitleştirilmiş bir yöntem kullanılarak tahmin edilmesidir. Bu kapsamda, şev üstü deplasmanların belirlenebilmesi için dinamik analizler sonrası elde edilen deplasman verileri kullanılarak regresyon analizi yapılmıştır. Regresyon analizi, bağımlı bir değişken ile bir veya daha fazla bağımsız değişken arasındaki ilişkiyi inceleyen istatistiksel bir tekniktir. Temel amacı, değişkenler arasındaki ilişkiyi modellemek ve gelecekteki değerleri tahmin etmektir. En yaygın türü doğrusal regresyon olup, bağımlı değişkenin, bağımsız değişkenlerin doğrusal bir kombinasyonu ile açıklandığı varsayılır. Modelin güvenilirliği, genellikle R^2 (determinasyon katsayısı)**,** p-değerleri**, ve** Durbin-Watson testi gibi istatistiksel göstergelerle değerlendirilir. Çoklu regresyonda ise çoklu doğrusal bağlantı ve değişken seçim yöntemleri (ör. geri eleme, ileri seçme) dikkate alınmalıdır (Yamane, 2001). Regresyon analizi sonucu tahmin edilen yer değiştirmeler ve gerçek analiz sonucu yapılan ölçümler Şekil 7'de görülmektedir.



Şekil 7. Gerçek ve Tahmin Edilen Yer Değiştirmeler.

Kırmızı noktalar; her bir gözlem için tahmin edilen ve gerçek yer değiştirme değerlerini göstermektedir. Kırmızı kesikli çizgi ise bu iki değer arasındaki bağıntıyı göstermektedir. Noktaların bu çizgiye yakınlığı bize modelin tahmin gücünün ne kadar yüksek olduğunu göstermektedir.

Analiz sonuçları, bu modelin ortalama %83 doğrulukla gözlemlenen deformasyonları tahmin edebildiğini göstermektedir.

4 Sonuç

Bu çalışmada, statik olarak güvenli kabul edilen şevlerin, deprem yükleri altındaki deformasyon davranışları sayısal modelleme (PLAXIS 2D) ile incelenmiştir. Hardening Soil with Small Strain modeli kullanılarak yapılan analizlerde, farklı büyüklüklerdeki PGA (0.2g, 0.45g) değerlerinin şev deformasyonu üzerindeki etkileri değerlendirilmiştir. Çalışma dinamik analizlerin zaman ve kaynak gerektiren doğası nedeniyle, şev stabilitesi için pratik çözümler sunmayı amaçlamaktadır. Geliştirilen deplasman tahmin modeli sayesinde mühendisler, deprem etkisi altındaki şevlerde olası deformasyonları dinamik analiz yapmadan, tasarım aşamasında öngörebileceklerdir. Bu durum, hem tasarım süreçlerini hızlandıracak hem de daha güvenli mühendislik kararlarının alınmasına olanak sağlayacaktır.

Analiz sonuçlarına göre; şevin statik güvenlik katsayısı (Fs) ile dinamik deformasyon arasında ters orantılı bir ilişki gözlenmiştir. Maksimum yatay deplasman, statik güvenlik katsayısının azalmasıyla belirgin şekilde artış göstermektedir. Yüksek PGA değerlerine sahip deprem kayıtlarında deformasyon miktarı ciddi biçimde artmaktadır.

Özellikle 0.45g ve üzeri değerlerde deformasyonlar mühendislik açısından kritik seviyelere ulaşmaktadır. PGA–deformasyon ilişkisi doğrusal olmayan bir eğilim göstermekte; belirli bir eşiğin (örneğin 0.45g) üzerinde deformasyon artışı hızlanmaktadır. Mevcut analiz sonuçları, PGA değeri bilinen bir sahada, statik güvenlik katsayısı yardımıyla yaklaşık dinamik deplasman öngörüsü yapılabileceğini göstermektedir. Bu da zaman ve maliyet açısından avantaj sağlayabilecek bir yöntem önerisi sunmaktadır.

Bu çalışma kapsamında elde edilen sonuçların sadece ön tasarım için yol gösterici olduğu, yalnızca iki boyutlu modelleme yapıldığından üç boyutlu davranış tam olarak temsil edemeyebileceği, idealize zemin parametreleri ve geometrisi kullanıldığı unutulmamalıdır. Modelin daha genel geçer hale getirilebilmesi için farklı zemin türleri ve daha fazla sayıda deprem kaydıyla zenginleştirilecektir. Ayrıca, elde edilen sonuçların doğruluğunu ve güvenilirliğini artırmak amacıyla, modelin geçerliliği gerçek saha uygulamaları ile test edilmelidir. Bunun yanı sıra, geliştirilen model bir yazılım eklentisi haline getirilerek mühendislerin kolayca kullanabileceği pratik bir araç olarak sektöre kazandırılabilir.

Kaynaklar

1. Duncan, JM, Chang CY (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 96(5):1629-1653.
2. Jibson RW (1993) Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. Transportation Research Record.
3. Newmark NM (1965) Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique.
4. Rathje EM, Bray JD (2000) Nonlinear coupled seismic sliding analysis of earth structures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
5. Saygılı G, Rathje EM (2008) Empirical predictive models for earthquake-induced sliding displacements of slopes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
6. Schanz T, Vermeer PA, Bonnier PG (1999) The hardening soil model: formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 years of Plaxis, Balkema, Rotterdam, 281–96
7. Wei Y, Jiaxin L, Zonghong L, Wei W, Xiaoyun S (2020) Computers and Geotechnics A strength reduction method based on the Generalized Hoek-Brown (GHB) criterion for rock slope stability analysis. Computers and Geotechnics 117, 103240.
8. Yamane T (2001) Temel regresyon analizi. Gazi Kitabevi.
9. Yuan W, Bai B, Li X, Wang H (2013) A strength reduction method based on double reduction parameters and its application. Journal of Central South University, 20(9): 2555–2562.
10. Zhang Y, Chen G, Zheng L, Li Y, Zhuang X (2013) Effects of geometries on three-dimensional slope stability. Canadian Geotechnical Journal 50(3):233–249.
11. Zienkiewicz OC, Taylor RL (1989) The Finite Element Method. Vol. 1: Basic Formulation and Linear Problems. 4th ed, McGraw-Hill, London.

Az Katlı Betonarme Binaların Hızlı Görsel Tarama Yöntemleriyle Değerlendirilmesinde Olumsuzluk Puanlarının Karşılaştırmalı İncelemesi

Nurbanu DEMİRBAŞ[1][0000-0003-4439-9706], Hümeyra ŞAHİN[2][0000-0001-9563-8450]

[1] İnşaat Mühendisliği Bölümü, Teknoloji Fakültesi, Fırat Üniversitesi, Elazığ, Türkiye.

[2] İnşaat Mühendisliği Bölümü, Mühendislik Fakültesi, Fırat Üniversitesi, Elazığ, Türkiye.
n.demirbas@firat.edu.tr

Özet. Hızlı görsel tarama yöntemleri, bina stoklarının taşıyıcı sistem tipi, kat sayısı, yumuşak kat varlığı, plan düzensizliği, kapalı çıkma, bitişik nizam durumu gibi yapısal özelliklerinin dışarıdan gözlemsel olarak tespit edilmesi, bu bilgilerin veri toplama formlarına işlenmesi ve belirlenen kriterler doğrultusunda puanlanması esasına dayanmaktadır. Bu yöntemlerde, öncelikle binanın taşıyıcı sistem türü ve bulunduğu bölgenin deprem tehlikesi göz önünde bulundurularak bir taban puan belirlenmekte; ardından yapısal düzensizlikler (örneğin, yumuşak kat, plan düzensizliği, kısa kolon, kapalı çıkma, bitişik nizam durumu) ve gözlemlenebilir bina kalitesine bağlı olarak olumsuzluk puanları (OP) atanmaktadır. Tespit edilen yapısal kusurların olumsuzluk puanları genellikle taban puandan çıkarılarak binanın performans puanı elde edilmektedir. Hesaplanan performans puanları sıralanarak binaların risk öncelikleri belirlenmekte veya hesaplanan performans puanı sınır değer ile kıyaslanarak binaya ait risk durumu (riskli/risksiz) belirlenebilmektedir. Bu çalışmada, Elazığ-Sivrice Depremi sonrası *Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı* tarafından 6306 sayılı Kanun kapsamında riskli yapı tespiti yapılan bir grup bina, Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar'da önerilen hızlı değerlendirme yöntemi ve Demirbaş tarafından önerilen değerlendirme yaklaşımı kullanılarak değerlendirilecektir. Değerlendirme sonucunda, her iki yöntemle elde edilen performans puanlarının dağılımları karşılaştırılarak Demirbaş tarafından sunulan değerlendirme yaklaşımının etkinliği değerlendirilecektir.

Anahtar Kelimeler: RYTEİE Hızlı Değerlendirme Yöntemi, Riskli Bina Tespiti, Elazığ-Sivrice Depremi, Yapısal Kusurlar.

1 Giriş

Son dönemlerde yaşanan depremlerden sonra mevcut bina stoku ciddi oranda hasar görmüş, maddi ve manevi kayıplar yaşanmıştır. Deprem tehlikesi yüksek bölgelerde mevcut bina stokunun depreme karşı dayanıklılığının belirlenmesi için pratikliği yüksek, güvenilir değerlendirme yöntemlerinin geliştirilmesi gereklilik haline gelmiştir. Bu konu üzerine yapılan ilk çalışmalar Japonya'da başlamıştır. Zaman içerisinde konu üzerine çalışmalar devam etmiş ve ülkeler yöntemleri kendi bina stoku ve depremselliklerine uyarlayarak ulusal standartlarını oluşturmuşlardır. Bu standartlarda mevcut bina stokunun değerlendirilmesi, basitten detaya doğru ilerleyen hızlı görsel değerlendirme, ön değerlendirme ve detaylı değerlendirme olmak üzere üç aşamadan oluşmaktadır.

Ülkemizde olası bir deprem karşısında yıkılma veya ağır hasar alma riski bulunan binaların tespiti 6306 sayılı Afet Riski Altındaki Alanların Dönüştürülmesi Hakkında Kanun (2012) kapsamında yayınlanan Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslara (RYTEİE, 2019) göre değerlendirilmektedir. RYTEİE'nin, EK-A bölümünde ''Binaların Bölgesel Deprem Risk Dağılımını Belirlemek için Kullanılabilecek Basitleştirilmiş Yöntemler'' adı altında hızlı görsel değerlendirme yöntemi olarak sunulmuştur. Hızlı görsel değerlendirme yöntemi, binanın yapısal özelliklerinin bina dışından gözlemsel olarak belirlenmesi ve bu yapısal özellikler üzerinden puanlanması esasına dayanmaktadır. Özellikle deprem tehlikesinin yüksek olduğu bölgelerde, çok sayıda binanın kısa sürede değerlendirilebilmesine olanak sağlarken, riskli yapı tespitinde kritik öneme sahiptir. Hızlı değerlendirme yöntemlerinin detaylı değerlendirme yöntemlerine göre daha hızlı, pratik ve düşük maliyetli olması nedeniyle, özellikle kentsel alanlarda envanter çalışmalarında kullanılması açısından büyük avantaj sağlamaktadır.

Uluslararası standartlarda yaygın olarak kullanılan hızlı görsel değerlendirme yöntemleri arasında Japonya Bina Afetlerini Önleme Derneği (JBDPA) tarafından geliştirilen Japon Sismik İndeks Yöntemi (2001), Uygulamalı Teknoloji Konseyi (ATC) tarafından önerilen FEMA-154 Hızlı Görsel Tarama (RVS) Yöntemi (2015), Kanada Sismik Tarama Yöntemi (1993), Yeni Zelanda Standardı (2006) ve Hindistan Hızlı Görsel Tarama Yöntemi (2014) yer almaktadır. Mevcut bina stokunun değerlendirilmesi ve iyileştirilmesini hedef alan yöntemlerin amaç ve işlem adımları genel olarak benzerdir. Bu yöntemler ile yapılan değerlendirmede; binanın taşıyıcı sistem tipi ve binanın bulunduğu bölgenin deprem tehlikesine bağlı olarak değerlendirme konusu binaya öncelikle bir taban puanı atanmaktadır. Binanın yapısal veya yapısal olmayan kusurlarına (*plan geometrisi, yumuşak kat/zayıf kat düzensizliği, ağır çıkmalar, kısa kolon, arazi eğimi, bitişik nizam durumu/çarpışma etkisi, jeolojik tehlike durumu, yapısal olmayan elemanların düşme tehlikeleri, zamanla yapıda oluşan hasar veya bozulma durumları vb.*) bağlı olarak da olumsuzluk parametre puanları atanmaktadır. Genellikle taban puanından olumsuzluk parametre puanları çıkarılarak performans puanı (PP) elde edilmektedir. Hesaplanan performans puanına bağlı olarak

bina stoku içerisinde risk bakımından öncelik sıralaması yapılmakta veya hesaplanan performans puanı sınır bir değer ile kıyaslanarak binaya ait risk durumu (riskli veya risksiz) değerlendirilmektedir. Mevcut bina stoku içerisinde risk önceliği bulunan binaların detaylı değerlendirme yöntemleri kullanılarak yeniden değerlendirilmesi önerilmektedir.

Mevcut hızlı değerlendirme yöntemlerinde kullanılan değerlendirme parametreleri (olumsuzluk parametreleri) incelendiğinde benzer parametrelerin kullanıldığı ancak değerlendirilmede dikkate alınma biçimlerinde, puanlamaya olan etkisi ve olumsuzluk parametrelerine atanan puanların belirlenmesinde kullanılan hesap yönteminde farklılıklar (istatistiksel yöntem, enerji tabanlı yaklaşım) olabilmektedir. Japon Sismik İndeks Yöntemi (2001), FEMA-154 RVS Yöntemi (2015) ve Kanada Sismik Tarama Yöntemi'nde (1993) olumsuzluk puanlarının belirlenmesinde, enerji tabanlı yaklaşım kullanılmaktadır. RYTEİE Yöntemi'nde ise olumsuzluk puanlarının belirlenmesinde istatistiksel tabanlı yaklaşım kullanılmıştır. Yöntemler arasındaki farklılıklar yöntemlerin geliştirildiği ülkenin bina stoku özelliklerinden, depremselliğinden ve geçmiş depremlerden elde edilen tecrübelerden kaynaklanmaktadır. Tüm yöntemlerde ortak olarak bina kat sayısı, taşıyıcı sistem tipi, yumuşak/zayıf kat varlığı, kısa kolon etkisi, düşey ve plan düzensizlikleri, çarpışma etkisi, zemin tipi ve deprem tehlike bölgesi gibi parametreler değerlendirmede dikkate alınmaktadır. Ancak bu parametrelerin puanlamaya dahil edilme biçimleri ve detay düzeyleri yöntemler arasında değişiklik göstermektedir. Örneğin, bazı yöntemlerde kapalı çıkma durumu doğrudan değerlendirilirken, bazı yöntemlerde düşey düzensizlik başlığı altında ele alınmaktadır. Benzer şekilde, binanın fiziksel durumu bazı yöntemlerde binanın riskli bina sınıfına alınması için tek başına yeterli görülürken, bazı yöntemlerde mühendislik yargısına dayalı puanlamaya katılmaktadır. Bina inşa yılı ise bazı uluslararası yöntemlerde değerlendirmeye alınırken Türkiye ve Hindistan gibi ülkelerde değerlendirmeye alınmamaktadır. Çarpışma etkisinin varlığı bazı yöntemlerde binanın riskli bina sınıfına alınması için tek başına yeterli görülürken, bazı yöntemlerde bitişik binaların birbirlerine göre konumları ile kat seviyelerine bağlı olarak puanlama sisteminde detaylandırılmaktadır. Günümüzde hızlı görsel değerlendirme yöntemleri üzerine çalışmalar, yöntemlerin hızlı ve basit uygulanabilirliği kadar gerçeğe yakın bir değerlendirme sunmasını sağlamaya yönelik devam etmektedir (Kassem vd., 2019; Shin vd., 2021; Dya vd., 2015; Al-Nimry vd., 2015). Literatürde, bu konu üzerine yapılmış birçok çalışma bulunmaktadır (Gülay vd., 2011; Polat ve Dok, 2024; Özkan vd., 2023; Sucuoğlu vd., 2007; Bütün vd., 2023; Aydogdu vd., 2023; Demirbas vd., 2021, 2022). Demirbaş vd. (2021, 2022) tarafından yapılan çalışmalarda Elazığ-Sivrice (2020) depremi sonrasında hasar görmüş binalar üzerinde hızlı görsel değerlendirme yöntemlerinin etkinlikleri incelenmiştir. Elde edilen performans puanlarının, bina stokunun yapısal özelliklerinden önemli ölçüde etkilendiği ve RYTEİE hızlı değerlendirme yöntemi kullanılarak yapılan değerlendirmelerde performans puanlarının geniş bir puan aralığında dağılım gösterdiği belirlenmiştir.

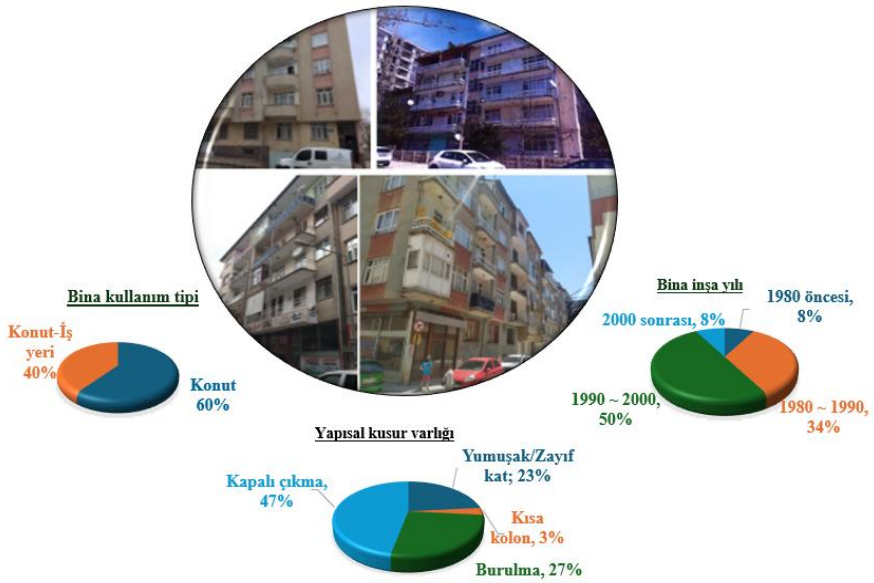
RYTEİE'de benimsenen performans puanı hesabında incelenen bina üzerinde birden çok olumsuzluk parametresinin birlikte bulunması halinde toplam olumsuzluk puanı bu parametrelere atanan olumsuzluk puanlarının ayrık etkilerinin toplanmasıyla hesaplanmaktadır. Demirbaş (2024) tarafından yapılan tez çalışmasında, RYTEİE hızlı değerlendirme yöntemine alternatif bir bakış açısı sunularak; (i) her bir olumsuzluk parametresine karşılık gelen puanların toplanmasıyla elde edilen toplam olumsuzluk puanının, bu parametrelerin birleşik etkilerinin dikkate alınması durumunda elde edilecek puandan farklı sonuçlar doğurabileceği belirtilmiş, bu nedenle birleşik etkilerin değerlendirme sürecine dahil edilmesi gerektiği savunulmuş, (ii) mevcut hızlı değerlendirme yöntemlerinin çoğunda yapısal kusurların yalnızca varlığına göre sabit bir puanla değerlendirildiği, bu kusurların şiddetinin (derecesinin) dikkate alınmadığı görülmüştür. Bu doğrultuda çalışmada, yapısal kusurların türü ve dereceleri esas alınarak daha ayrıntılı bir değerlendirme yapılmış, (iii) RYTEİE yönteminde puanlar istatistiksel bir yaklaşımla belirlenirken, Demirbaş'ın çalışmasında olumsuzluk puanları enerji tabanlı bir yöntemle hesaplanarak, analitik bir değerlendirme yaklaşımı ortaya konmuştur.

Bu çalışma kapsamında, *Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı* tarafından 6306 sayılı Kanun (2012) kapsamında riskli yapı tespiti yapılan bir grup bina, Demirbaş tarafından önerilen değerlendirme yaklaşımı ve RYTEİE (2019)'da önerilen basitleştirilmiş yöntem kullanılarak değerlendirilmiştir. Değerlendirme sonucunda, her iki yöntemle elde edilen performans puanlarının dağılımları karşılaştırılarak *Demirbaş tarafından önerilen* yapısal kusurların birleşik etkilerini ve kusur derecelerini dikkate alan yaklaşımın değerlendirme sürecine sağlayabileceği katkılar ortaya konmuştur.

2 Veri Setinin Tanıtımı

2020 Elazığ-Sivrice Depremi sonrasında, Çevre Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı tarafından il genelinde hasar tespit çalışmaları yapılarak binaların hasar durumları (ağır-orta-hafif hasarlı) belirlenmiştir. Ağır hasarlı binalar başta olmak üzere il genelinde riskli alan olarak ilan edilmiş bölgelerde bulunan binalar 6306 sayılı kanunun EK-2 bölümünde verilen Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar (2019)'da verilen hesap yöntemi kullanılarak değerlendirilmiştir. Değerlendirme sonucunda riskli olarak tespit edilen binaların yıkımına karar verilmiştir. Deprem sonrası il genelinde yapılan saha çalışmalarında hasar görmüş binaların çoğunluğunun, 1975-1998 yılları arasında inşa edilmiş, 5-6 kat katlı betonarme çerçeve sistemli binalardan oluştuğu görülmüştür (Şahin vd., 2020). Saha çalışmalarına dayanarak, hasar görmüş binalarda malzeme kalitesinin düşük olduğu (*beton basınç dayanımı 7 ~10 MPa, donatı akma dayanımı 220 MPa*), taşıyıcı elemanlardaki sargı detaylarının mevcut yönetmeliklere uygun olmadığı (*etriye aralıkları 250~350 mm, kanca detaylarının 135^0 yapılmadığı*) ve birçok yapısal kusur durumunun (*plan düzensizliği, yumuşak/zayıf kat düzensizliği, kapalı çıkma, güçlü kolon-zayıf kiriş koşulunun sağlanmaması gibi*) mevcut olduğu görülmüştür (Şahin vd., 2020).

Bu çalışmada, Elazığ-Sivrice Depremi sonrasında il merkezinde 6306 sayılı kanun kapsamında riskli yapı tespiti yapılmış betonarme binalara ait sınırlı sayıda veri, aynı kanunda belirtilen basitleştirilmiş yöntemle (*hızlı değerlendirme yöntemi*) değerlendirilmek üzere *Elazığ Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği İl Müdürlüğü'nden* elde edilmiştir. Elde edilen sınırlı sayıdaki veri (*riskli yapı tespit raporları*) arasından, Elazığ-Sivrice depremi sonrasında hasar görmüş bina stokuna ait belirli tip özellikler dikkate alınarak seçim yapılmıştır. Bina grubunun seçiminde, değerlendirme yöntemlerinin uygulanabilirliğini göz önünde bulundurarak, hasarın yoğun olarak gözlendiği merkez mahallelerden çoğunluğu 1980-2000 yılları arasında inşa edilmiş 5 katlı betonarme çerçeve sistemli 50 adet bina seçilmiş ve inceleme konusu bina grubu oluşturulmuştur. Bina grubuna ait örnek bina fotoğrafları ile yapısal ve yapısal olmayan özelliklerine bağlı sınıflandırmaları Şekil 1'de grafiksel olarak sunulmuştur. Ayrıca seçilen bu binalara ait riskli yapı tespit raporları incelendiğinde, beton basınç dayanımının 8~12 Mpa aralığında, donatı akma dayanımının 220 Mpa olduğu, düşey taşıyıcı elemanlarda etriye aralıklarının 230~300 mm, boyuna donatı oranının ortalama %1 civarında bulunduğu tespit edilmiştir.



Şekil 1. Çalışma kapsamında kullanılan örnek binaların yapısal/yapısal olmayan özelliklerine bağlı sınıflandırılması.

3 Yöntem

Seçilen bina grubu çalışma kapsamında RYTEİE-2019'da önerilen basitleştirilmiş yöntem (hızlı değerlendirme yöntemi) ile Demirbaş tarafından önerilen değerlendirme yaklaşımı kullanılarak değerlendirilecektir. Bu amaçla bu başlık altında çalışmada kullanılan her iki yaklaşıma dair işlem adımları, kabulleri ve puanlama sistemleri açıklanmaktadır.

3.1 RYTEİE Hızlı Değerlendirme Yöntemi

6306 sayılı kanun kapsamında sunulan bu yöntem, riskli binaların bölgesel dağılımının belirlenmesi ve risk açısından öncelikli alanların tespit edilmesi amacıyla geliştirilmiş hızlı değerlendirme yöntemidir. Yöntem 1-7 katlı betonarme binaların değerlendirilmesi için bina dışından yapılan görsel incelemelere dayanmaktadır. Değerlendirmede, binanın deprem davranışı üzerinde etkili olan parametreleri (*kat sayısı, deprem tehlike bölgesi, plan düzensizliği, yumuşak/zayıf kat düzensizliği, kapalı çıkma, kısa kolon, bitişik nizam durumu*) belirlenerek veri toplama formlarına işlenmektedir. İşlenen bilgiler dikkate alınarak puanlama için verilen tablolar üzerinden değerlendirme yapılmakta, binalara ait performans puanları hesaplanmaktadır. Veri formları için açıklayıcı görseller Şekil 2'de verilmiştir. Performans puanı hesabında, öncelikle bina kat adedi ve bulunduğu deprem tehlike bölgesi dikkate alınarak Taban Puanı (TP) belirlenmekte (Tablo 1); ardından, tespit edilen her bir yapısal olumsuzluğa karşılık gelen Olumsuzluk Parametre Puanları (OP_i) ile Olumsuzluk Parametre Değerleri (O_i) çarpılarak taban puanına eklenmektedir.

$$PP = TP + \sum(Oi * OPi) + YSP \quad (1)$$

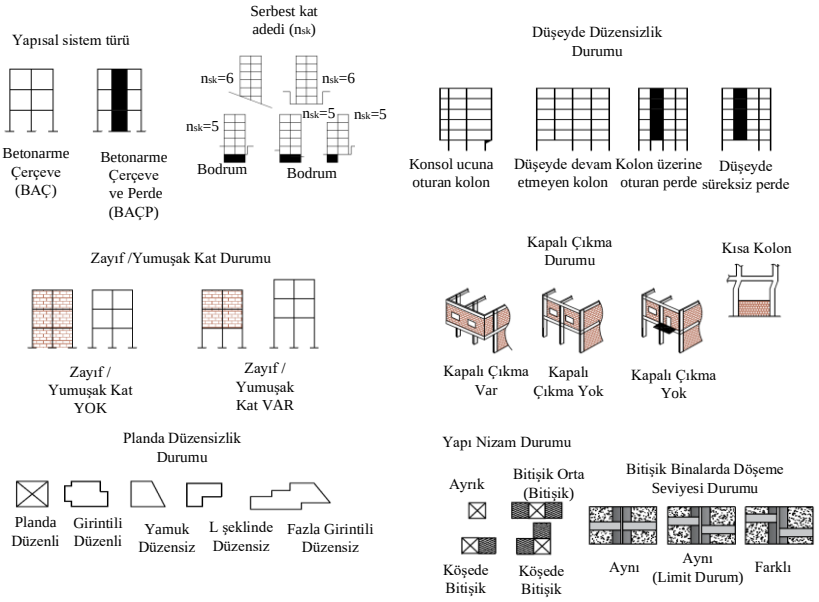
Tablo 1. Taban puanı ve yapısal sistem puanı tablosu.

Toplam kat adedi	Taban puanı (TP)				Yapısal sistem puanı (YSP)	
	Deprem tehlike bölgesi				Yapısal sistem	
	I	II	III	IV	BAÇ	BAÇP
1 ve 2	90	120	160	195	0	100
3	80	100	140	170	0	85
4	70	90	130	160	0	75
5	60	80	110	135	0	65
6 ve 7	50	65	90	110	0	55

Tablo 2. Olumsuzluk parametreleri puan tablosu.

Topla…	Yumu…	Görün…	Ağır…	Kat seviyesi/Bağımsız bina durumu				Düşey…	Pland…	Kısa…	Tabii zemin…
				Aynı		Farklı					
				Orta	Kenar	Orta	Kenar				
1,2	-10	-10	-10	0	-10	-5	-15	-5	-5	-5	-3
3	-20	-10	-20	0	-10	-5	-15	-10	-10	-5	-3
4	-30	-15	-30	0	-10	-5	-15	-15	-10	-5	-3
5	-30	-25	-30	0	-10	-5	-15	-15	-10	-5	-3
6,7	-30	-30	-30	0	-10	-5	-15	-15	-10	-5	-3

Olumsuzluk parametre değerleri, görünen kalite ve bina nizam durumu dışındaki tüm olumsuzluk parametreleri (değerleri) için var (1) veya yok (0), görünen bina kalitesi için iyi (0), orta (1), kötü (2), yapı nizam durumu için ise ayrık (0) veya bitişik olma (1) durumlarına bağlı belirlenmektedir.Ayrıca, binanın taşıyıcı sisteminin Betonarme Çerçeve (BAÇ) ya da Çerçeve-Perde Sistem (BAÇP) olmasına bağlı olarak Yapısal Sistem Puanı (YSP) taban puana eklenerek binanın performans puanı (Denklem 1) elde edilmektedir. Bu yöntemde, Tablo 2'de verilen olumsuzluk parametre puanlarının belirlenmesinde istatistiksel tabanlı yöntem kullanılmıştır.



Şekil 2. RYTEİE (2019) hızlı değerlendirme yöntemi için betonarme bina veri formu ile ilgili açıklamalar.

3.2 Demirbaş Tarafından Önerilen Değerlendirme Yaklaşımı

Bu yöntem esasında RYTEİE hızlı değerlendirme yöntemine benzer amaç ve işlem adımlarını taşımaktadır. Bu yöntemde RYTEİE hızlı değerlendirme yönteminden farklı olarak;

- Olumsuzluk puanları (OP) hesabında istatistiksel tabanlı yaklaşım yerine Shuhaibar (1995) tarafından önerilen enerji tabanlı yaklaşım kullanılmış,
- PP hesabında her bir yapısal kusur durumuna karşılık gelen olumsuzluk puanlarının bireysel olarak toplanması yerine yapısal kusurların birleşik etkileri dikkate alınarak birleşik etki puanları hesaplanmış ve puanlama sistemine dahil edilmiş,
- Puanlama sisteminde OP'lerin yalnızca kusurların var/yok şeklindeki tespitine dayanarak dikkate alınması yerine OP'ler kusur derecesi ve türü dikkate alınarak detaylandırılmıştır.

Demirbaş (2024) tarafından yürütülen tez çalışmasında ve Demirbaş vd. (2024) tarafından yapılan çalışmada ayrıntıları sunulan bu yöntemde, enerji tabanlı değerlendirme yaklaşımı esas alınarak olumsuzluk puanları (OP) elde edilmiştir. Yöntem kapsamında, çeşitli yapısal kusurlara (yumuşak/zayıf kat, plan düzensizliği, kapalı çıkma, bitişik nizamda çarpışma etkisi) ilişkin OP değerleri belirlenmiş; ayrıca bu kusurlar arasından en olumsuz etkiyi yaratabilecek kombinasyonlar (örneğin yumuşak kat + zayıf kat, yumuşak kat + plan düzensizliği, yumuşak kat + kapalı çıkma, yumuşak kat + çarpışma etkisi) oluşturularak, kat adedine bağlı birleşik etki puanları hesaplanmıştır. Söz konusu yöntemde elde edilen bu olumsuzluk puanları, ülkemizdeki eski bina stokunu temsil edecek şekilde, TDY-1975'e uygun olarak tasarlanmış 3, 5 ve 8 katlı betonarme çerçeve sistemler üzerinde uygulanabilir niteliktedir.

Değerlendirme, RYTEİE hızlı değerlendirme yönteminde belirtilen deprem tehlike bölgesi yaklaşımı dikkate alınarak, I. derece deprem tehlike bölgesinde yer alan binalar için yapılmıştır. Yapısal kusurların tespitinde RYTEİE yöntemine benzer bir yaklaşım benimsenmiş olmakla birlikte, bu çalışma kapsamında geliştirilen yöntem, RYTEİE'de dikkate alınan bazı yapısal kusurları daha ayrıntılı biçimde ele alan bir değerlendirme yaklaşımı olarak değerlendirilebilir. Bu doğrultuda, kusur tanımlamalarının görselleştirilmesinde RYTEİE yöntemine ait görsellerden (Şekil 2) yararlanılmış olup, tanımlamalar Şekil 3'de ayrıntılı olarak sunulmuştur.

Yöntemde, yumuşak kat kusuruna ait OP kusur derecesine (zemin kat yüksekliğinin, normal kat yüksekliğine oranı) bağlı elde edilmiştir. Kapalı çıkma kusuru simetrik ve asimetrik cephelerde bulunma durumuna göre incelenmiş OP kusur türüne bağlı elde edilmiştir. Plan düzensizliği iki farklı eksantrisite oranı dikkate alınarak kusur derecesine bağlı değerlendirilmiştir. Yöntem kapsamında çarpışma etkisi ise kat seviyeleri aynı olan ancak bina yükseklikleri farklı bitişik binalar özelinde incelenmiş, bitişik binanın kat adedini de göz önünde bulunduran bir puanlama sistemi geliştirilmiştir. Performans puan hesabında RYTEİE'ye benzer şekilde Denklem 2 esas

alınırken, olumsuzluk parametreleri (değerleri) için var (1) veya yok (0) olma durumlarına bağlı değerlendirme yapılmıştır. Bu yöntemle yapılan değerlendirme sonucunda elde edilen OP'ler, Tablo 3 , Tablo 4 ve Tablo 5'te verilmiştir.

$$PP = TP + \sum(Oi * OPi) \quad (2)$$

Tablo 3. Enerji tabanlı yöntem kullanılarak yapısal kusurların ayrık etkileri için önerilen olumsuzluk puanları (Demirbas, 2024).

Kat adedi	**Taban puanı**	**Yapısal kusurlar/olumsuzluk parametreleri**							
		Yumuşak kat			Zayıf kat	Plan düzensizliği		Kapalı çıkma	
		Y20	Y35	Y50		B5	B7	KC150	KCAS 150
3	100	-12	-16	-20	-4	-36	-38	0	
5	100	-21	-28	-34	-4	-14	-20	-8	-14
8	100	-18	-32	-42	-2	-14	-20	0	

*Tabloda verilen kusur adlandırmaları Şekil 3'te görsel yardımıyla açıklanmıştır.

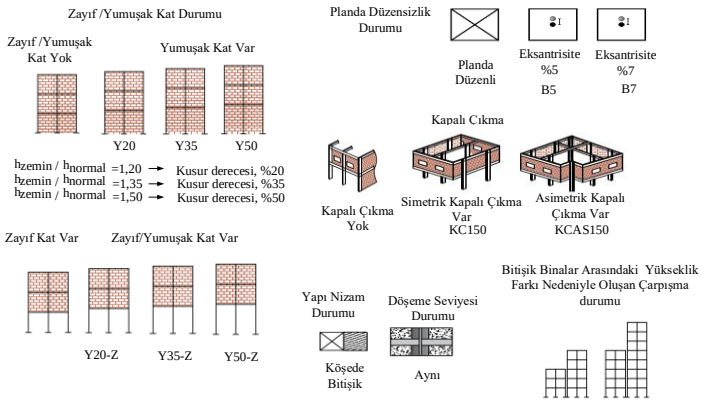
Tablo 4. Enerji tabanlı yöntem kullanılarak yapısal kusurların birleşik etkileri için önerilen olumsuzluk puanları (Demirbas, 2024).

Kat adedi	**Taban puanı**	**Yapısal kusurlar/olumsuzluk parametreleri**										
		Yumuşak kat/Zayıf kat			Yumuşak kat/Plan düzensizliği						Yumuşak kat/Kapalı çıkma	
		Y20-Z	Y35-Z	Y50-Z	Y20-B5	Y35-B5	Y50-B5	Y20-B7	Y35-B7	Y50-B7	Y50-KC150	Y50-KCAS150
3	100	-15	-20	-24	-41	-45	-50	-43	-48	-53	-18	
5	100	-24	-31	-38	-27	-41	-54	-32	-45	-57	-32	-46
8	100	-20	-34	-42	-26	-39	-51	-31	-43	-54	-40	

*Tabloda verilen kusur adlandırmaları Şekil 3'te görsel yardımıyla açıklanmıştır.

Tablo 5. Çarpışma etkisine ait olumsuzluk puanları (Demirbas, 2024).

Kat adedi	Taban puanı	Enerji tabanlı yöntem					
		Çarpışma			Yumuşak kat/Çarpışma		
		Aynı kat seviyesi/ Kenarda bitişik binalar					
		Bitişik binanın kat adedi					
		3	5	8	3	5	8
3	100		-37			-16	
5	100	-60		-6	-34		-37
8	100		-43			-34	

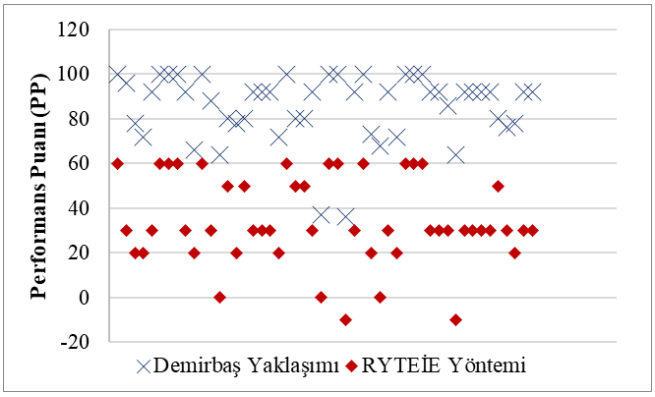


Şekil 3. Enerji tabanlı hızlı değerlendirme yöntemi için değerlendirme ile ilgili açıklamalar.

4 Bulgular ve Değerlendirme

Elazığ-Sivrice Depremi sonrası Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı tarafından 6306 sayılı kanun kapsamında riskli yapı tespiti yapılan 50 adet bina, bu çalışma kapsamında RYTEİE hızlı değerlendirme yöntemi kapsamında incelenmiştir. Binaların performans puanlarının hesabında, hem yöntemdeki yaklaşım hem de Demirbaş tarafından önerilen yaklaşım esas alınarak değerlendirme yapılmıştır. Tümü I. derece deprem tehlike bölgesinde yer alan binalar için öncelikle taban puanı (TP) RYTEİE yöntemi ve Demirbaş tarafından önerilen değerlendirme yaklaşımına göre sırasıyla 60 ve 100 puan olarak atanmıştır. Riskli yapı tespit raporları üzerinden görsel değerlendirme yaklaşımıyla binalar incelenmiş ve iki değerlendirme yaklaşımı için ortak olan yapısal kusur durumları (yumuşak kat kusuru, zayıf kat kusuru, plan düzensizliği, kapalı çıkma) tespit edilmiştir. İncelenen raporlar üzerinden yapı nizam durumuna ait net tespitlerin yapılamaması nedeniyle, yapı nizam durumu (*çarpışma etkisi*) çalışma kapsamında değerlendirme dışı kabul edilmiştir.

Çalışma kapsamında, her iki yöntemle yapılan değerlendirmeler sonucunda bina grubunun tamamına ait elde edilen performans puan dağılımları Şekil 4'te sunulmuştur. RYTEİE yöntemiyle hesaplanan performans puanlarının -10 ile +60 aralığında değiştiği, Demirbaş tarafından önerilen değerlendirme yaklaşımında ise performans puanlarının +36 ile +100 aralığında dağılım sergilediği belirlenmiştir.



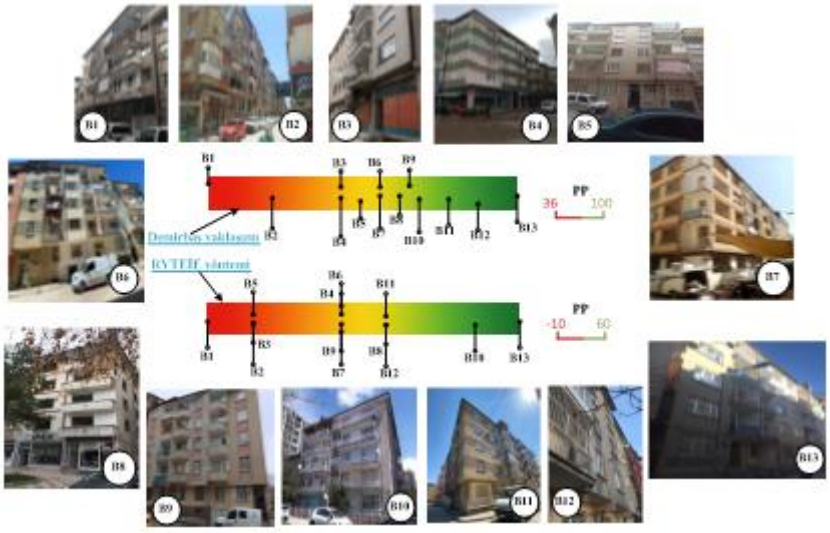
Şekil 4. Demirbaş Yaklaşımı ve RYTEİE Yöntemi'nden elde edilen performans puanlarının dağılımı.

Demirbaş tarafından önerilen değerlendirme yaklaşımı ile RYTEİE yöntemi kullanılarak hesaplanan performans puanlarının (PP) dağılımı, seçilmiş örnek binalar (B1–B13) üzerinden renk gradyanı kullanılarak karşılaştırmalı olarak Şekil 5 ile verilen görselde sunulmuştur. Görselde renk gradyanı kullanılarak oluşturulan puan ölçeği, incelenen tüm binalar için elde edilen performans puanlarının minimum ve maksimum değerleri dikkate alınarak tasarlanmıştır. Puan ölçeği üzerinde kırmızı renk tonunun, değerlendirme yöntemine göre yüksek öncelikli binaları; yeşil renk tonunun ise, görece olarak daha güvenli kabul edilen düşük öncelikli binaları ifade ettiği kabul edilmiştir. Renk geçişi, performans puanı arttıkça risk düzeyinin azaldığını göstermektedir.

Şekil 5'te verilmiş olan puan ölçeği üzerinde her iki yöntemde de aynı bina seti değerlendirilmiş olmasına rağmen, yöntemlerden elde edilen performans puanlarının farklılık gösterdiği açıkça görülmüştür. Özellikle bazı binalarda iki yöntem arasında belirgin puan farkları (örneğin B5 ve B12 binaları için sırasıyla 68, 62 puan) oluşmuştur. Bu fark, kullanılan yöntemlerin değerlendirme kriterlerinin ve yaklaşımlarının farklılığını ortaya koymaktadır. Her iki yöntemin PP hesabında kullanılan taban puanları arasındaki fark yöntemlerden elde edilen performans puanlarında farklılığa sebep olmuştur. Benzer şekilde, yöntemlerde kullanılan yapısal kusurlara atanan olumsuzluk puanları arasındaki farklılıklarda her iki yöntemden elde edilen PP farkına neden olarak gösterilebilir. Örnekler

üzerinden bu durum daha ayrıntılı irdelenmiş, elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- PP hesabında B5 ve B12 binalarına atanan taban puanları RYTEİE yöntemiyle yapılan değerlendirmede 60 puan, Demirbaş tarafından önerilen değerlendirme yaklaşımında ise 100 puan olarak dikkate alınmıştır.
- B12 binası üzerinde yalnızca kapalı çıkma (simetrik iki cephe) kusurunun mevcut olduğu görülmüş ve istatistiksel tabanlı RYTEİE yönteminde kapalı çıkma kusuru için atanan olumsuzluk puanı -30 iken, bu değer Demirbaş tarafından önerilen enerji tabanlı değerlendirme yaklaşımında -8 puan olarak değerlendirilmiştir.
- B5 binası üzerinde, yumuşak kat kusuru ile birlikte kapalı çıkma kusurunun var olduğu görülmüştür. Binaya ait hesaplanan PP incelendiğinde, RYTEİE yöntemine göre yumuşak kat kusuru ve kapalı çıkma kusuruna ait olumsuzluk puanlarının toplanmasıyla ∑OP= -60 puan olarak değerlendirmeye alınmıştır. Demirbaş tarafından önerilen değerlendirme yaklaşımında ise kusurlara ait birleşik etki durumlarının değerlendirilmesiyle yumuşak kat ve kapalı çıkma kusuruna ait birleşik etki puanı ∑OP= -32 puan olarak PP hesabında dikkate alınmıştır.

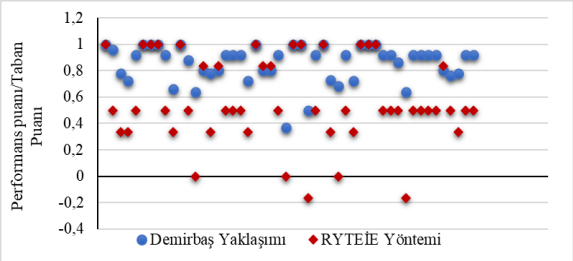


Şekil 5. Demirbaş yaklaşımı ve RYTEİE yöntemine göre örnek binalar için risk önceliklendirmesi.

Çalışma kapsamında Şekil 5 üzerinde her bir binanın renk gradyanı üzerindeki konumu, ilgili yönteme göre belirlenen risk düzeyine karşılık gelmekte ve bu bağlamda risk önceliklendirmesi yapılmaktadır. Aynı binalar değerlendirilmiş

olmasına rağmen, yalnızca puan değerleri değil, bu puanlara bağlı olarak binaların öncelik sıralamaları da yöntemler arasında değişkenlik göstermektedir. Bu değişkenlik üzerinde özellikle yöntemler arasında değerlendirme kriterlerinin (yapısal kusurların detaylandırılması) etkili olduğu söylenebilir. Demirbaş (2024) tarafından önerilen değerlendirme yaklaşımında, olumsuzluk puanlarının kusurların derecesi ve türüne bağlı olarak değerlendirilmiş olması binaların öncelik sıralamalarında farklı sonuçlar ortaya koymuştur. Örneğin, B2 ve B3 binaları Demirbaş yaklaşımına göre Şekil 5'te verilen örnek binalar arasında risk önceliği bakımından 2. ve 3. sırada yer alırken, RYTEİE yöntemiyle yapılan değerlendirme sonucunda her iki bina aynı risk seviyesinde yer almaktadır. Her iki yaklaşıma göre yapılan incelemelerde B2 ve B3 binaları üzerinde yumuşak kat (%35 kusur derecesi) kusur varlığı, zayıf kat kusuru ve kapalı çıkma kusur durumları (B2 asimetrik; B3 binasında simetrik) dikkate alınarak puanlama yapılmışken, RYTEİE yönteminin aksine kusur türü/derecesini dikkate alan Demirbaş yaklaşımında binalar arasında daha belirgin bir sıralama yapılabilmiştir.

Çalışma kapsamında, her iki yöntemle yapılan değerlendirmeler sonucunda bina grubunun tamamına ait elde edilen performans puan dağılımları Şekil 6'da sunulmuştur. Ancak puan dağılımlarının değerlendirilmesinde Demirbaş yaklaşımı ile RYTEİE yöntemin kıyaslanabilirliğini sağlamak amacıyla her iki yöntemden elde edilen PP'leri kendi taban puanlarına oranlanarak (Şekil 6'da) verilmiştir. Performans puanlarındaki dağılım incelendiğinde, Demirbaş yöntemiyle elde edilen puanlar daha dar bir saçılım gösterirken, RYTEİE Yöntemi daha geniş bir saçılım göstermektedir Literatürde, binalar arasındaki bu puan saçılımı üzerinde olumsuzluk parametreleri (yumuşak kat, kapalı çıkma, bina nizam durumu gibi yapısal kusurlar) için tanımlanan puanların etkili olduğu ifade edilmektedir (Demirbaş vd., 2021). Demirbaş tarafından olumsuzluk puanları için önerilen değerlendirme yaklaşımı, RYTEİE yönteminde dikkate alınan bazı yapısal kusurları daha ayrıntılı biçimde ele almaktadır. Bu yöntemde kusurların birleşik etkilerinin göz önünde bulundurulması ve kusur derecelerine/türlerine bağlı bir puanlama sisteminin oluşturulmuş olması, performans puanlarının daha dar bir aralıkta saçılım göstermesine olanak sağlamıştır.



Şekil 6. Risk dağılımlarının RYTEİE yöntemi ve Demirbaş yaklaşımı ile değerlendirilmesi.

5 Sonuçlar ve Öneriler

Elazığ-Sivrice Depremi sonrasında Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı tarafından 6306 sayılı Kanun kapsamında riskli yapı tespiti yapılmış 50 adet yapı, RYTEİE hızlı değerlendirme yöntemi kapsamında incelenmiştir. Performans puanı hesabında RYTEİE'deki yaklaşım ve Demirbaş tarafından önerilen yaklaşım esas alınarak söz konusu binalar değerlendirilmiştir.

Yapılan değerlendirmeler sonucunda, aynı bina için her iki yöntemle elde edilen performans puanlarında belirgin farklar oluştuğu gözlemlenmiştir. Performans puanı dağılımları incelendiğinde, RYTEİE yöntemiyle elde edilen puanların daha geniş bir saçılım gösterdiği, buna karşılık Demirbaş yaklaşımıyla elde edilen puanların ise daha dar bir puan bandında dağıldığı belirlenmiştir. Her iki yöntem arasındaki farklılık sadece puan düzeyinde olmayıp, bina risk öncelik sıralamalarında da belirgin olarak ortaya çıkmaktadır. Riskli bina olarak tanımlanmış bina grubu özelinde her iki yöntemde risk öncelik sıralamasının değiştiği gözlenmiştir.

Elde edilen bu sonuçlar üzerinde, yöntemlerde dikkate alınan değerlendirme kriterleri (yapısal kusurların detaylandırılması) ile puanlama sistemlerinin oluşturulmasında kullanılan hesap yönteminin (istatistiksel ve enerji tabanlı yöntem) doğrudan etkili olduğunu ortaya koymaktadır. Yöntemler arasında belirgin PP farkına ve risk öncelik sıralamasına neden olarak;

- İstatistiksel tabanlı RYTEİE yönteminde önerilen olumsuzluk puanlarının, Demirbaş tarafından önerilen enerji tabanlı değerlendirme yaklaşımına göre daha büyük değerlere sahip olması,
- Yapısal kusurların ayrık etkilerinin toplanmasıyla elde edilen olumsuzluk puanının, birleşik etki sonuçlarına göre daha büyük olması ve birleşik etki durumunun Demirbaş yaklaşımında dikkate alınması,
- Demirbaş yaklaşımında OP'ler üzerinde önemli etkiye sahip olan kusur derecesinin/türünün dikkate alınması gösterilebilir.

Çalışmadan elde edilen sonuçlar, değerlendirilen binaların özellikleri ile uygulanan hesap yöntemlerine ait yapılan kabul ve sınırlar çerçevesinde geçerlidir. Daha genel sonuçlar elde edebilmek için, farklı özelliklere sahip bina grupları ve deprem tehlike sınıfları için çalışmanın genişletilmesi uygun olacaktır.

Kaynaklar

1. Al-Nimry H, Resheidat M, Qeran S (2015) Rapid assessment for seismic vulnerability of low and medium-rise infilled RC frame buildings. Earthquake Engineering and Engineering Vibration 14(2):275–293, https://doi.org/10.1007/s11803-015-0011-1
2. Applied Technology Council (2015) Rapid visual screening of buildings for potential

seismic hazards: A handbook (FEMA P-154). Federal Emergency Management Agency.
3. Aydoğdu HH, Demir C, Kahraman T, İlki A (2023) Evaluation of rapid seismic safety assessment methods on a substandard reinforced concrete building stock in Istanbul. Structures 56, 104962, https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.104962
4. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı. (1975). Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik (TDY-1975). Ankara, Turkey.
5. Bütün D, Altıok TY, Demir A (2023) Seismic risk assessment of RC structures using a new rapid evaluation method. International Research in Engineering Sciences III, 65.
6. Demirbaş N (2024) Betonarme binaların hızlı görsel değerlendirme yöntemleriyle değerlendirilmesinde kullanılan yapısal kusurların birleşik etkilerini dikkate alan olumsuzluk puanlarının enerji tabanlı yaklaşım kullanılarak belirlenmesi, Doktora tezi, Fırat Üniversitesi.
7. Demirbaş N, Durucan C, Şahin H (2022) An energy-based method to calculate the vulnerability scores of RC buildings for rapid structural assessment methods. Structures, 41:147–158, https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.05.005
8. Demirbaş N, Şahin H, Durucan C (2021) Betonarme yapılarda deprem sonrası yapısal hasarların tahmini için kullanılan hızlı değerlendirme yöntemlerinin etkinliklerinin belirlenmesi. Fırat University Journal of Science, 33(2):125–134.
9. Demirbaş N, Şahin H, Durucan C (2022) Hızlı değerlendirme yöntemlerinin performanslarının depremde hasar görmüş binalar kullanılarak değerlendirilmesi. Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi 28(3):389–400, https://doi.org/10.5505/pajes.2021.84115
10. Dya AFC, Oreta AWC (2015) Seismic vulnerability assessment of soft story irregular buildings using pushover analysis. Procedia Engineering 125:925–932, https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.051
11. Gülay FG, Kaptan K, Bal EI, Tezcan SS (2011) P25-scoring method for the collapse vulnerability assessment of R/C buildings. Procedia Engineering 14:1219–1228, https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.153
12. Japan Building Disaster Prevention Association (2001) Standard for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings. Tokyo, Japan: Japan Building Disaster Prevention Association.
13. Kassem MM, El-Gawady MA, Hamed MA (2019) Development of seismic vulnerability index methodology for reinforced concrete buildings based on nonlinear parametric analyses. MethodsX, 6, 199–211. https://doi.org/10.1016/j.mex.2019.01.010
14. Mishra S (2014) Integrated rapid visual screening of buildings for seismic hazard. Gurgaon, India: TARU Leading Edge Private Ltd.
15. New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) (2006) Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes.
16. Özkan E, Demir A, Turan ME (2023) A new ANN-based rapid assessment method for RC residential buildings. Structural Engineering International 33(1):32–40, https://doi.org/10.1080/10168664.2022.2139874
17. Polat N, Dok G (2024) Risk analysis of a reinforced concrete structure using rapid structural assessment methods. International Thales Congress on Life, Engineering, Architecture and Mathematics Congress Proceedings Book.
18. Rainer JH, et al (1993) Manual for screening of buildings for seismic investigation. Institute for Research in Construction.
19. Republic of Turkey Ministry of Environment and Urbanization (2019) Riskli yapıların

tespit edilmesine ilişkin esaslar – EK2. In Regulation on the implementation of Law No. 6306. Ankara, Turkey.

20. Republic of Turkey Presidency Legislation Information System (2012) Afet riski altındaki alanların dönüştürülmesi hakkında kanun. Resmî Gazete.
21. Shin J, Lee K, Kim T (2021) Rapid decision-making tool of piloti-type RC building structure for seismic performance evaluation and retrofit strategy using multi-dimensional structural parameter surfaces. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 151, 106978. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106978
22. Shuhaibar CJ (1995) The residual capacity method: A damage model for reinforced concrete structures (Doctoral dissertation, Cornell University). Cornell University.
23. Sucuoğlu H, Yazgan,U, Yakut A (2007) A screening procedure for seismic risk assessment in urban building stocks. Earthquake Spectra 23(2):441–458, https://doi.org/10.1193/1.2720891
24. Şahin H, et al (2020) 24 Ocak 2020 M_w 6.8 Sivrice/Elazığ Depremi: Elazığ bölgesi yapısal hasarlar inceleme ve analiz raporu. Elazığ, Turkey.

Taban Yalıtımlı Bir Binanın Deprem Davranışının Zaman Frekans Alanında Araştırılması

Ahmet Özenir [2] [0000-0001-6527-8626], Kemal Beyen [2] [0000-0001-8878-0985]

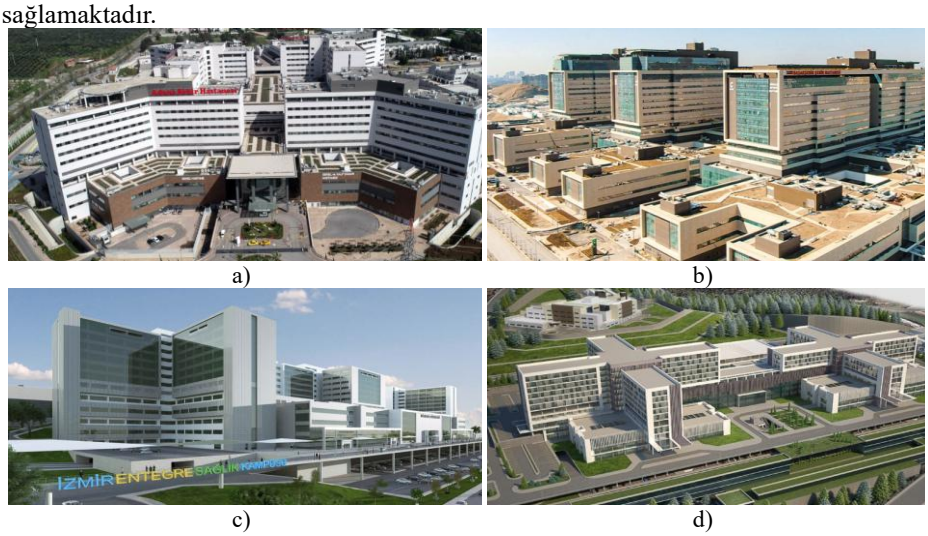
[1] Doktora Öğrencisi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, Türkiye
[3] Prof. Dr., İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, Türkiye
ozenir.ahmet@gmail.com

Özet. Bu çalışmada sismik taban yalıtımlı bir yapıda katlara yerleştirilmiş ivme ölçerler tarafından 1994 Northridge depreminde elde edilen ivme kayıtları kullanılarak yapı davranışı Zaman-Frekans analizi yaklaşımıyla belirlenmeye çalışılmıştır. Çalışmada zaman-frekans ortamında sürekli dalgacık dönüşümü yöntemi kullanılarak yapının dinamik özelliklerinin zaman içerisindeki değişimleri gözlenmiştir. Buna göre, deprem yalıtımının katkısı ile yer hareketinin yüksek frekanslı bileşenleri filtrelenerek üst yapıya aktarılan enerji miktarının azaldığı görülmüştür. Kullanılan zaman-frekans analiz yöntemi ile üst yapı tepki geçmişleri anlık olarak takip edilmiştir. Sonuç olarak, deprem yalıtımlı binalarda üst yapı davranışını zaman ve frekans ortamlarında birlikte vermesi, yapı davranışının frekans içeriğinin zamanla nasıl değiştiğini göstermesi bakımından sürekli dalgacık dönüşümünün etkili bir yöntem olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Zaman-Frekans Analizi, Taban Yalıtımı, Dalgacık Dönüşümü, Yapı Sağlığı ve İzleme

1 Giriş

Depremin binalar üzerindeki yıkıcı etkisinin azaltılması amacıyla geliştirilen taban yalıtım sistemlerinin kullanıldığı binaların sayısında son yıllarda önemli bir artış bulunmaktadır. Ülkemizde 130 adet deprem yalıtımlı bina inşa edilmiştir (Erdik, 2021). Günümüzde söz konusu binaların tasarımı, 2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'ne (TBDY, 2018) göre yapılmakta olup, bu tarihten önce inşa edilen yapılarda ise diğer uluslararası yönetmelikler ile proje özelinde hazırlanan teknik şartnameler kullanılmıştır. Bu yapılarda kullanılan yalıtım birimleri laboratuvar ortamında kontrollü olarak test edilerek mekanik özellikleri belirlenmekte ve projeye özel kriterlerin yeterliliği kontrol edilmektedir. Ancak, ülkemizdeki yalıtımlı binaların performansları alt yapı, yalıtım birimleri ve üst yapıdan meydana gelen bütün bir sistem olarak farklı büyüklükteki depremlerin etkisinde yeterince incelenmemiş ve tecrübe edilmemiştir. Bununla birlikte gelişmekte olan diğer ülkelerdeki gibi yalıtımlı binaların teknik izleme şartları ülkemizde de henüz gelişme safhasındadır. Aletsel büyüklüğü ve frekans muhteviyatı farklı, yakın ve uzak kaynak alan şartlarında oluşmuş depremlerde kaydedilen yapı tepki kayıtlarının sayısının yetersizliği nedeniyle bu binaların davranışları üzerine birikimimiz oldukça kısıtlıdır. Gelişen sensör ve izleme teknolojilerinin sunduğu imkanlarla depremin değişken doğası ve yapıların değişen tepki davranışı bilgileri zengin bir veri arşivi oluşturmaktadır (Beyen, 2021). Ülkemiz dışında kurulmuş olan yapı sağlığı izleme ağlarından elde edilen kayıtların analizleri, günümüzde farklı disiplinlerde geliştirilmiş yapı tanı tekniklerinin uyarlanmasına, farklı bakış açıları altında yalıtımlı yapı davranışının anlaşılmasına imkân sağlamaktadır.



a) b)

c) d)

Şekil 1. Deprem yalıtımlı hastane binalarının görünüşleri, a) Adana Şehir Hastanesi (URL-1), b) Başakşehir Şehir Hastanesi (URL-2), c) İzmir Entegre Sağlık Kampüsü (URL-3), d) Kocaeli Şehir Hastanesi (URL-4).

Bu çalışmada analiz yöntemi olarak sürekli dalgacık dönüşümü yöntemi seçilmiştir. Bu yöntem ile taban yalıtımlı binaların sahip olduğu frekans aralıklarındaki sinyaller yüksek çözünürlükte analiz edilebilmektedir. Bununla birlikte, seçilecek uygun analitik dalgacıklar ile kuvvetli yer hareketi altında özellikleri değişen taban yalıtımlı sistemlerin dinamik özelliklerinin basit bir şekilde elde edilmesine imkân vermektedir. Sürekli dalgacık dönüşümü yöntemi ile incelenen sisteme ait mod tepki geçmişleri, anlık modal frekans ve sönüm oranları elde edilmektedir. Belirtilen yöntem ile durağan olmayan sinyallerin kompleks davranışı basit ve etkili bir şekilde anlaşılmaktadır.

2 Sürekli Dalgacık Dönüşümü Yöntemi ve Yapı Özelliklerinin Belirlenmesi

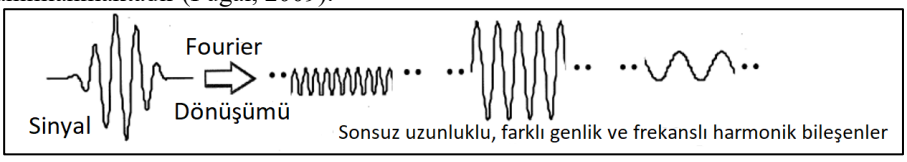
2.1. Sürekli Dalgacık Dönüşümü

Sürekli dalgacık dönüşümü zaman ortamında denklem (1) ile tanımlanmaktadır (Mallat, 2009).

$$W_g(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)\, g^*\left(\frac{t-b}{a}\right) dt \tag{1}$$

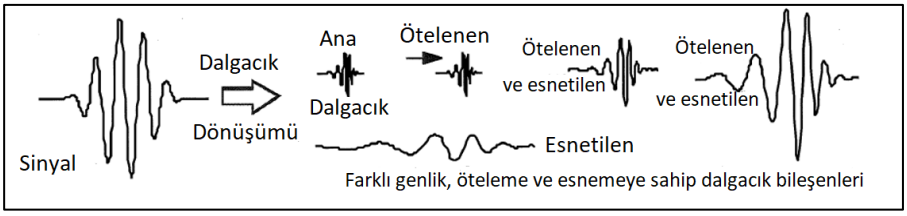
Bu ifade sinyal ile dalgacık fonksiyonunun konvolüsyonu işlemidir. Buna göre, sinyal ile dalgacık fonksiyonu genliği her bir ölçek parametresi "a" için, her bir zaman adımında terim terime skaler olarak çarpılarak toplanır ve ilgili zaman adımı için sonuç değeri elde edilir. Bu işlem sinyal uzunluğu boyunca her bir zaman adımı için yapılarak ilgili ölçek parametresi için her bir zaman adımına karşı gelen dalgacık katsayıları elde edilir. Ölçek parametresi yenilenerek sinyalin tüm frekans spektrumu için yukarıdaki işlem yapılarak dalgacık katsayılarından oluşan matris elde edilir.

Yukarıda matematiksel tanımı yapılan dalgacık dönüşümü yöntemi Fouirer dönüşümü ile benzeşim kurularak daha basit bir şekilde Şekil 2 ile açıklanabilir. Fourier dönüşümüne göre periyodik bir sinyal farklı genlik ve frekans özelliklerine sahip sonsuz uzunluktaki harmonik bileşenlerden meydana gelmektedir. Dalgacık dönüşümünde ise, periyodik veya periyodik olmayan sinyaller sonlu uzunluğa sahip ana dalgacık ile bu dalgacığın ölçeklenen ve ötelenen alt bileşenlerinin toplamı olarak tanımlanmaktadır (Fugal, 2009).



a)

Şekil 2. Fourier ve Dalgacık dönüşümü karşılaştırması, a) Fourier dönüşümü, b) Dalgacık dönüşümü (Fugal, 2009).



b)

Şekil 2 (devamı). Fourier ve Dalgacık dönüşümü karşılaştırması, a) Fourier dönüşümü, b) Dalgacık dönüşümü (Fugal, 2009).

2.2. Sürekli Dalgacık Dönüşümü ile Iskelet Analizi

Carmona vd. (1997)'e göre bir sinyalin dalgacık dönüşümü sonrası elde edilen en büyük değerli dalgacık katsayıları o sinyal içerisinde bulunan en yüksek enerjiye sahip frekansları temsil etmektedir. Sinyal uzunluğu boyunca en büyük genlik değerine sahip dalgacık katsayılarına denk gelen anlık frekans değerleri ile o sinyale ait iskelet eğrisi belirlenmektedir. İskelet eğrisini oluşturan dalgacık katsayılarının gerçek ve sanal genlik değerlerinin zamana bağlı çizilmesi ile iskelet eğrisi elde edilir (Carmona vd., 1997; Kijewski ve Kareem, 2003). Bu eğrinin gerçek ve sanal bileşenleri ilgili modu temsil eden analitik sinyalin gerçek bileşeni ve Hilbert dönüşümünü ifade etmektedir. Elde edilen bu alt sinyaller ile modal genlik, faz, anlık frekans, sönüm bilgileri hesaplanmaktadır. Açıklanan bu ayrıştırma işleminin tersi gerçekleştirilerek istenilen sinyalin yeniden üretilmesi de mümkündür. Yöntemin bir diğer avantajı ise zaman ortamındaki sinyalin dönüşümü sonrası gerçekleştirilecek analizlerde zaman veya frekans esaslı tanılama yöntemlerin kullanılabilmesine imkân vermesi ile sağladığı esnekliktir.

Iskelet eğrisi denklem (2) ile ifade edilmektedir (Kijewski ve Kareem, 2003).

$$\alpha(t) = x(t) + j\hat{x}(t) = A(t)e^{j\psi(t)} \tag{2}$$

Sinyal ve dalgacık fonksiyonlarının Kijewski ve Kareem (2006)'e göre asimptotik sinyaller olarak faz değişiminden daha yavaş genlik değişimi olduğu kabul edildiğinde;

$$\bar{\psi}_{a,b}(t) = \psi_x(t) - \psi_g(t-b)/a \tag{3}$$

Denklem (3)'de yer alan ψ_x ve ψ_g sırasıyla sinyal ve dalgacık fazını göstermektedir. Denklem (4)'de belirtilen aday iskelet eğrisi fonksiyonu, a=r(b) ve $t_s(a,b)$=b şartlarını sağlayan noktalardan oluşmaktadır (Kijewski ve Kareem, 2003).

$$r(b) = \frac{\dot{\psi}_g(0)}{\dot{\psi}_x(b)} \tag{4}$$

iskelet eğrisi ise (Kijewski ve Kareem, 2003).

$$\left(W_g x\right)_{(r(b),t)} = C(t)\, a(t) \tag{5}$$

Denklem (5) ile elde edilir. Burada yer alan C(t) düzeltme fonksiyonudur. Sırt eğrisi fonksiyonu dalgacık katsayılarının yerel maksimumları ile elde edilmektedir. Yukarıda gerçekleştirilen tanımlarla birlikte bu çalışmada sürekli dalgacık dönüşümü ile anlık frekans ve sönüm özelliklerinin belirlenmesi aşağıda verilen işlem sırası ile gerçekleştirilmiştir.

İncelenen yapıların temel, yalıtım ve çatı seviyesi tepki kayıtlarına sürekli dalgacık dönüşümü uygulanmıştır.

Dalgacık dönüşümlerinde Morse dalgacığı kullanılmıştır. Morse dalgacığının seçilme nedeni düşük frekans bölgesinde iyi çözünürlük sağlayan kompleks yapıda bir dalgacık olmasıdır.

Söz konusu kayıtların Fourier dönüşümü ve frekans tepki fonksiyonları belirlenerek yapısal modların bulunduğu frekans bantları belirlenmiştir.

Her bir yapısal mod için belirlenen frekans bantları esas alınarak, her bir istasyon için dalgacık dönüşümü sonrasında elde edilen dalgacık katsayılarından oluşan matriste her bir zaman adımı için ilgili frekans bandındaki en büyük katsayılı frekans tespit edilmiştir.

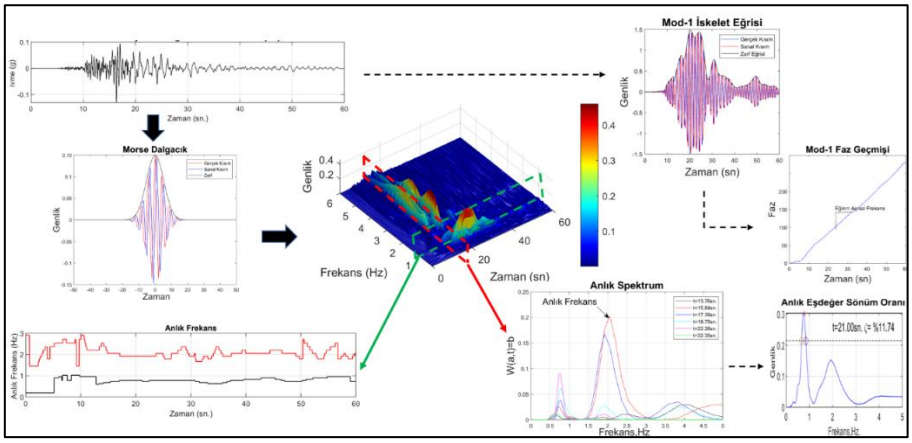
Dalgacık dönüşümü ile elde edilen katsayılar matrisinin karesi zaman-frekans düzleminde enerji yoğunluğu dağılımını vermektedir. Bir sinyalin enerjisi ise zaman-frekans düzleminin iskelet olarak tanımlanan kısmında yoğunlaşmaktadır.

Bu işlem sonrasında her bir istasyon kaydı için yapısal modlara ait anlık frekans bilgisi elde edilmektedir.

Her bir yapısal mod için her bir zaman adımında tespit edilen anlık frekansa karşı gelen dalgacık katsayılarının gerçek bileşenleri elde edilmektedir. Bu eğriler dalgacık iskelet eğrisi olarak ifade edilmektedir. Bu iskelet eğrileri, sinyalin birim tepki fonksiyonuna eşdeğerdir.

Elde edilen dalgacık iskelet eğrileri kullanılarak modal sönüm oranları hesaplanmıştır. Sönüm oranı yarı güç bant genişliği yöntemi ile belirlenmiştir (He ve Fu, 2001). Buna göre dalgacık dönüşümü sonrasında elde edilen dalgacık katsayıları matrisinde her bir zaman adımı için kesit alınarak, anlık spektrum elde edilmiştir. Bu spektrum üzerinde ilgili mod frekansları spektrumun maksimum noktalarını oluşturmaktadır. Bu pik noktalar üzerinden bu yönteme göre anlık olarak modal sönüm oranları elde edilmiştir.

Yukarıda açıklanan işlem adımlarının grafiksel özet gösterimi Şekil 3'te verilmektedir.



Şekil 3. Sürekli dalgacık dönüşümü ile iskelet eğrisi analizi gösterimi.

2.3. Sürekli Dalgacık Dönüşümü Esaslı Zaman-Frekans Tepki Fonksiyonu

Frekans tepki fonksiyonu, bir sistemin çıktı ve girdi sinyalleri ilişkisi üzerinden matematiksel tanımını oluşturmaktadır (Avitabile, 2016). Doğrusal ve zamanla özellikleri değişen bir sistemin frekans tepki fonksiyonu, H(f) ise denklem (6) ile tanımlanmaktadır (Black, 1996).

$$H(f) = \frac{R(f)}{E(f)} \tag{6}$$

Bu ifade de E(f) ve R(f) fonksiyonları incelenen sistemin frekans ortamında girdi ve çıktı fonksiyonlarıdır. Söz konusu fonksiyonlar dalgacık ortamında denklem (7) ve (8) ile tanımlanabilir (Staszewski ve Wallace, 2014).

$$E(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} e(t)\, \psi^* \left(\frac{t-b}{a}\right) dt \tag{7}$$

$$R(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} r(t)\, \psi^* \left(\frac{t-b}{a}\right) dt \tag{8}$$

Elde edilen sinyallerdeki gürültünün, frekans tepki fonksiyonu, FRF üzerindeki etkisinin azaltılabilmesi için dalgacık esaslı öz güç spektrumları G_{EE} ve G_{RR} denklem (9) ve (10) ile elde edilmektedir (Staszewski ve Wallace, 2014).

$$G_{EE}(a,b) = E(a,b)E^*(a,b) \tag{9}$$

$$G_{RR}(a,b) = R(a,b)R^*(a,b) \tag{10}$$

Dalgacık esaslı çapraz güç spektrumları, G_{ER} ve G_{RE} ise denklem (11) ve (12) ile gösterilmektedir (Staszewski ve Wallace, 2014).

$$G_{ER}(a,b) = E(a,b)R^{*}(a,b) \tag{11}$$

$$G_{RE}(a,b) = R(a,b)E^{*}(a,b) \tag{12}$$

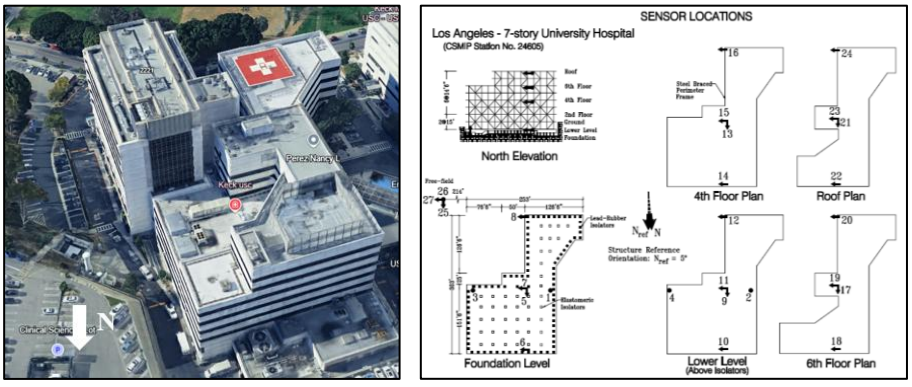
Dalgacık esaslı zaman değişen özellikteki zaman frekans tepki fonksiyonu, $H_1(a,b)$ denklem (13) ile elde edilir (Staszewski ve Wallace, 2014).

$$H_1(a,b) = \frac{G_{RE\,(a,b)}}{G_{EE\,(a,b)}} \tag{13}$$

3 Sürekli Dalgacık Dönüşümü ile Taban Yalıtımlı Bir Yapının Değerlendirilmesi

Bu uygulamada, Kaliforniya eyaletinin Los Angeles şehrinde bulunan Üniversite Hastanesi binasının 1994 Northridge depreminde ölçülen ivme kayıtları kullanılarak çalışma gerçekleştirilmiştir. 1991 yılında kullanıma açılan bu yapı toplam 275 yatak kapasitesine sahiptir. Yapı ve yalıtım birimlerine ait bilgiler ile yer hareketi kayıtları CESMD veri bankasından elde edilmiştir (URL-5). Yapının söz konusu veri bankasındaki kodu 24605'tir.

Yapının yatay yük taşıyıcı sistemi iç akslarda yer alan moment aktaran çelik çerçeveler ile kenar akslarda ise merkezi çaprazlı çelik çerçevelerden meydana gelmektedir. Yerel zemin sınıfı tasarımın gerçekleştirildiği dönemde geçerli olan ATC-6 yönetmeliğine göre sağlam, sert kaya özelliklerine sahip S1 sınıfında olup, tekil ve sürekli temel sistemleri bulunmaktadır. Şekil 4'te verilen yapı taşıyıcı sistemi hem plan hem de düşeyde düzensiz bir geometriye sahiptir. Yapı 92.4m ve 77.1m plan boyutlarına sahip olup, yapı bodrum kat dahil toplam sekiz katlıdır.



a) b)

Şekil 4. Yapının genel görünümü, a) Yapının dış görünüşü, b) Yapıdaki katların özellikleri (URL-5).

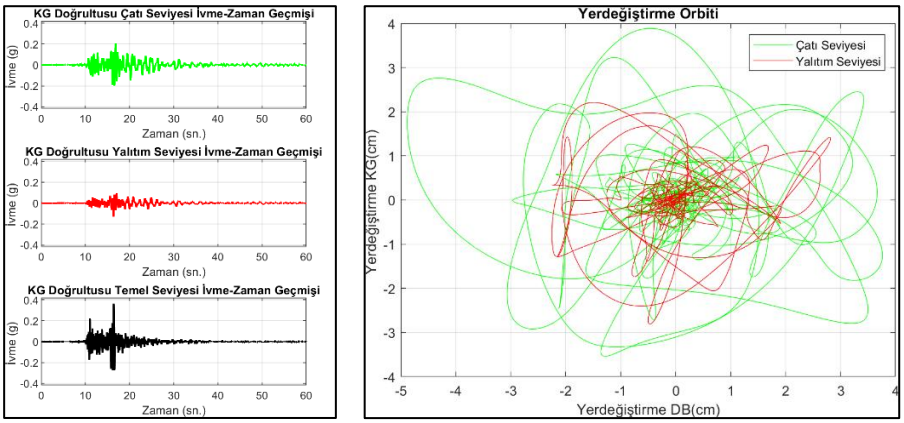
17 Ocak 1994 tarihinde meydana gelen Northridge depreminin moment büyüklüğü $6.7M_w$ olup 18km derinlikte meydana gelmiştir. İncelenen yapının depremin odak noktasına uzaklığı yaklaşık 35km dir. Açık alan istasyonunda ölçülen en büyük yer ivmesi yaklaşık 0.49g'dir.

Yapının dış kenar akslarında toplam 68 adet kurşun çekirdekli kauçuk yalıtım birimi, iç akslarında ise 81 adet elastomer yalıtım birimi bulunmaktadır (Asher vd. 1995). Tasarım depremi düzeyinde yalıtım birimleri için beklenen en büyük yer değiştirme 26cm olup, Northridge depreminde gerçekleşen en büyük yer değiştirme 2.8cm olarak tespit edilmiştir.

İncelenen yapının farklı katlarında tek eksenli özellikte toplam 24 adet ivme ölçer sensör bulunmaktadır. Şekil 4'te farklı kat seviyelerinde bulunan sensör yerleşimleri gösterilmektedir. Bu çalışmada yapının modal özelliklerini sınırlı sayıda ivme ölçer sensörle tespit edilebilirliğini değerlendirmek amacıyla sadece temel, yalıtım birimlerinin hemen üzerinde bulunan kat döşemesi ve çatı katı istasyonları olmak üzere her iki doğrultuda toplam 6 adet ivme ölçer kaydı kullanılmıştır. İncelenen kayıtlarda örnekleme frekansı 100Hz'dir. İvme kayıtlarında temel eksen düzeltmesi gerçekleştirilmiş olup herhangi bir filtreleme uygulanmamıştır. Ancak, kayıtlar veri bankasının standart sinyal işleme protokolü uygulanmış özelliktedir.

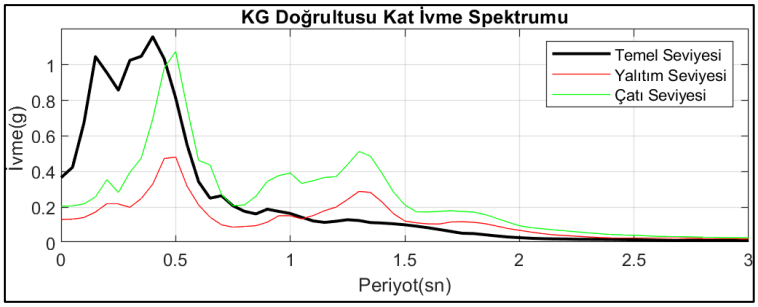
Yapının kuzey-güney doğrultusu için Şekil 5'te verilen temel seviyesi ivme kayıtlarında doğu-batı ve kuzey-güney doğrultusunda en büyük yer ivmeleri sırasıyla 0.17g ve 0.37g olarak ölçülmüştür. Buna göre yapının kuzey-güney doğrultusunda ölçülen 0.37g en büyük yer ivmesi dikkate alındığında bu doğrultunda tasarım depremi düzeyinde bir etkiye maruz kaldığı görülmektedir. Bununla birlikte, her iki doğrultu için yalıtım ve çatı seviyesindeki istasyonlarda ölçülen en büyük ivme değerlerinin yalıtım birimlerinin katkısıyla temel seviyesinde ölçülen en büyük ivme değerlerinden daha düşük mertebede olduğu görülmektedir.

Yapının ivme-zaman geçmişinde kuzey-güney doğrultusunda ölçülen yüksek genliklerin aksine, yer değiştirme genlikleri doğu-batı doğrultusunda daha fazladır. Doğu-batı doğrultusunda yalıtım birimlerinin etkinliği daha sınırlı olduğundan bu doğrultuda ankastre mesnetli sistem özelliklerine daha yakın bir davranış sergilenmiştir. Bununla birlikte Şekil 5'teki çatı ve yalıtım katlarının yer değiştirme izinden yapının üst katlarında bulunan rijitlik azalmasına bağlı olarak yalıtımlı yapının ilk mod rijit cisim davranışına ek mod katkıları yer almaktadır.
Her iki doğrultuda incelenen istasyonlara ait ivme tepki geçmişlerinden ivme spektrumları elde edilerek kuzey güney doğrultusu spektrumu Şekil 6'da sunulmuştur. Yapının 0.5sn'den daha küçük periyotları için spektral ivmeler bastırılmasına rağmen 0.5sn'den büyük periyotlar için belirgin bir azalım bulunmamaktadır.



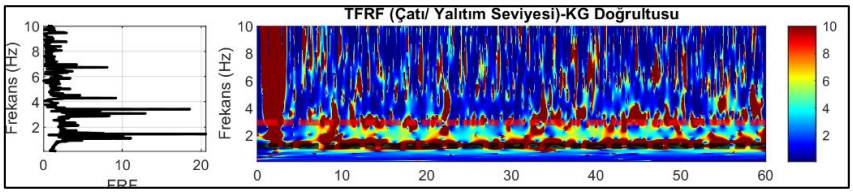
a) b)

Şekil 5. a) İvme-zaman geçmişleri, b) Yer değiştirme geçmişi.



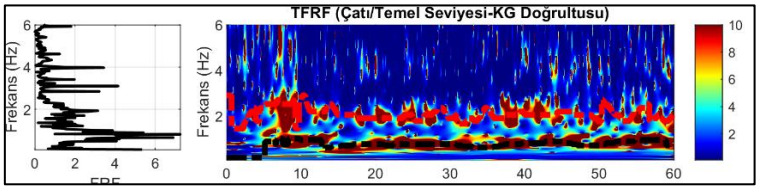
Şekil 6. Kuzey-Güney doğrultusu İvme spektrumları.

Yapının modal özelliklerini tespit etmek amacıyla zaman-frekans dönüşümleri zaman veya frekans esaslı parametrik olmayan yöntemler ile karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir. Buna göre, parametrik olmayan yöntemleri temsilen frekans-tepki fonksiyonları oluşturulmuştur. Frekans ortamında elde edilen bu ilişki zaman-frekans ortamında da hazırlanmıştır. Yapı üzerindeki farklı noktalar için dalgacık dönüşümü ile elde edilen skalogram kullanılarak zaman-frekans tepki fonksiyonu anlık olarak oluşturulmuştur. Yapının kuzey güney doğrultusunun ankastre mesnetli modal özelliklerinin tespiti amacıyla çatı ve yalıtım döşemesi ivme kayıtlarından elde edilen özellikleri Şekil 7'de sunulmaktadır. Frekans tepki fonksiyonu ile zaman-frekans tepki fonksiyonu görünümlerinden sonuçların birbirleri ile uyumlu olduğu, üst yapı özelliklerinde zamana bağlı değişim bulunmadığı görülmektedir. Yapının kuzey güney doğrultusu için ilk iki mod frekansları sırasıyla, 1.22Hz ve 1.95Hz olarak elde edilmiştir.



Şekil 7. Ankastre mesnetli durum kuzey-güney doğrultusu modal özelliklerin frekans ve zaman-frekans ortamında belirlenmesi.

Taban yalıtımlı duruma ait modal özellikler Şekil 8'de çatı ile temel seviyesindeki ivme kayıtları kullanılarak belirlenmiştir. Geleneksel frekans-tepki fonksiyonu özellikle yüksek frekans aralığında maksimum genlikli değer olduğu, bunlardan hangilerinin kayıt boyunca süreklilik gösterdiği anlaşılamamaktadır. Ancak, zaman-frekans ortamında yapısal davranışa esas olarak süreklilik içeren anlık frekanslar belirgin olarak görülmektedir. Yapının kuzey-güney doğrultusunda ilk iki mod için anlık frekanslar, 0.77Hz ve 2.00Hz olarak elde edilmiştir. Sonuçlar Tablo 1'te karşılaştırılmaktadır.

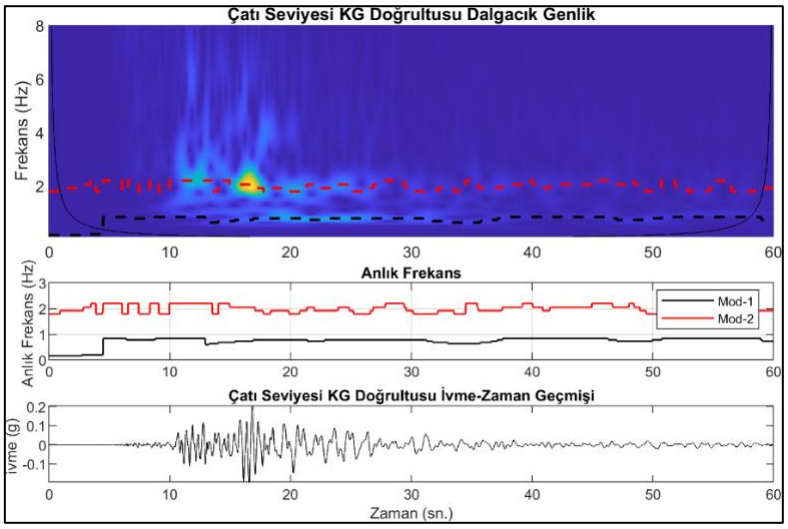


Şekil 8. Taban yalıtımlı durum kuzey-güney doğrultusu modal özelliklerin frekans ve zaman-frekans ortamında belirlenmesi.

Tablo 1. Frekans tepki fonksiyonları ile elde edilen ortalama frekans bilgileri.

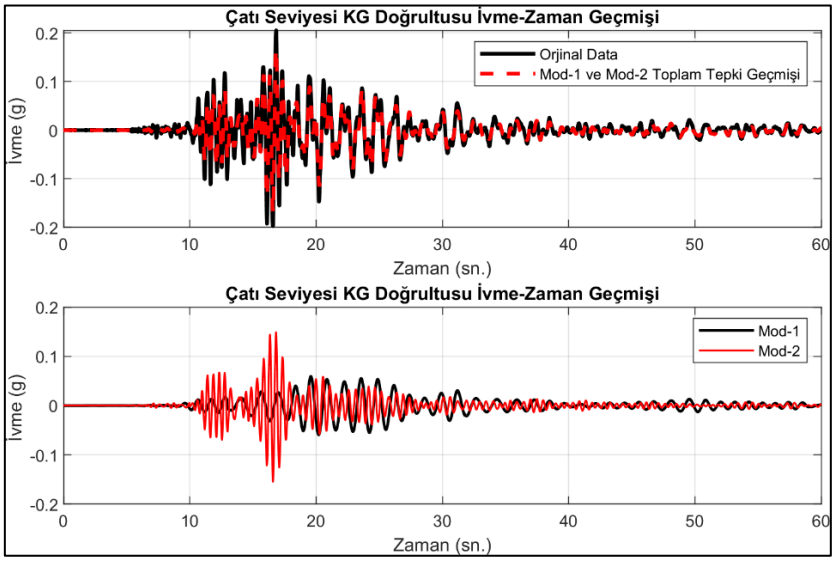
Mod	Ankastre Mesnetli Bina-KG-Frekans (Hz)	Ankastre Mesnetli-KG-Sönüm Oranı	Ankastre Mesnetli-KG-Kütle Katılım Oranı	Deprem Yalıtımlı Bina-KG-Frekans (Hz)	Deprem Yalıtımlı Bina-KG-Sönüm Oranı	Deprem Yalıtımlı Bina-KG-Kütle Katılım Oranı
1	1.22	0.03	0.69	0.77	0.13	0.93
2	1.95	0.03	0.24	2.00	0.14	0.06

İncelenen yapının taban yalıtımlı durumunda ilk iki mod için dalgacık katsayıları matrisinden ilgilenilen frekans aralıkları için en büyük genlikli dalgacık katsayıları belirlenerek iskelet (omurga) eğrileri oluşturulmuştur. Her bir zaman adımı için iskelet eğrisi üzerinden anlık frekans geçmişi belirlenmiştir. Elde edilen anlık frekanslar Şekil 9'da zaman-frekans tepki fonksiyonlarının üzerine çizilerek karşılaştırılmıştır. İki farklı yöntem ile elde edilen anlık frekans bilgilerinin ilgilenilen frekans bantlarının en yüksek genlik ve enerjiye sahip iskelet eğrileri üzerinde olduğu görülmüştür.



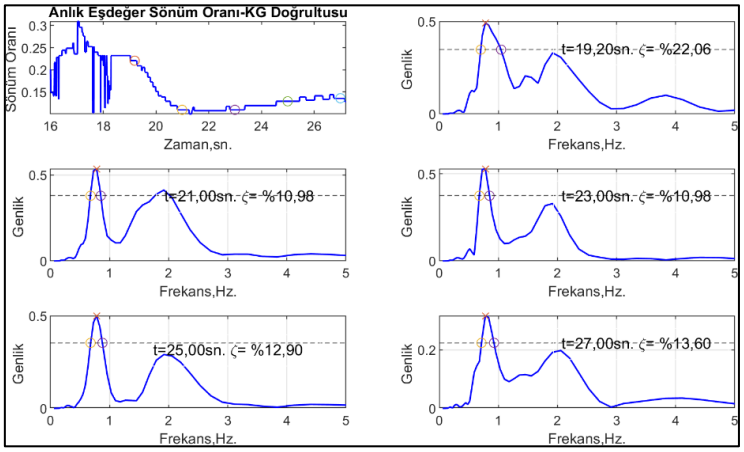
Şekil 9. Kuzey-güney doğrultusu için İlk iki mod için iskelet eğrileri ve anlık frekanslar.

Her bir mod için tespit edilen ilgili dalgacık katsayıları dizisine ters dalgacık dönüşümü uygulanarak Şekil 10'da verilen mod tepki geçmişleri bulunmuştur. Elde edilen toplam mod tepki geçmişleri referans sinyaller ile karşılaştırılmıştır. Buna göre Şekil 10'da kuzey-güney doğrultusu için sinyal genlik ve sinyal frekans desenlerinin uyumlu olduğu görülür.



Şekil 10. Kuzey-Güney doğrultusu ilk iki mod tepkisi ve ana sinyal ile karşılaştırılması.

Gerçekleştirilen modal ayrıştırma neticesinde tespit edilen ilk mod tepkisi kullanılarak modal sönüm oranları yarı-güç spektrum bant genişliği metodu ile hesaplanarak Şekil 11'de sunulmuştur. Bunun için dalgacık dönüşümü sonrası elde edilen dalgacık katsayılar matrisinde her bir zaman adımı için anlık kesitler alınarak anlık spektrumlar elde edilmiştir. Söz konusu anlık spektrumlar üzerinde ilgili mod frekansına ait en büyük genlik tespit edilerek bu genliğin 0.707 katına denk gelen frekanslar sönüm oranı olarak belirlenmiştir. Buna göre çatı düzeyindeki kaydın yapının en büyük tepki geçmişine sahip zaman aralığı için ortalama %13-25 aralığında değişen eşdeğer sönüm oranları hesaplanmıştır.



Şekil 11. Kuzey-Güney doğrultusu ilk mod için sönüm oranlarının belirlenmesi.

4 Sonuçlar

Depremin yapılar üzerindeki olumsuz etkilerinin azaltılmasında etkin bir yöntem olan ve ülkemizde kullanımı son yıllarda artan deprem yalıtım sistemlerinin, bina türü yapılar özelinde kuvvetli yer hareketleri etkisindeki durağan olmayan davranışları zaman-frekans analizleri ile incelenmiştir. İnceleme konusu binaların maruz kaldıkları kaydedilmiş deprem etkileri altında elde edilen tepki geçmişleri sürekli dalgacık dönüşümü yöntemi kullanılarak zaman-frekans ortamında incelenmiştir

Planda ve düşeyde düzensiz taşıyıcı sisteme sahip sekiz katlı hastane yapısının tasarım depremi düzeyinde kuvvetli yer hareketi etkisindeki tepki geçmişi değerlendirilmiştir. Yapının düzensiz sistem geometrisi ile yer hareketinde bulunan yönelim etkisine rağmen yapı, her iki doğrultusunda da oldukça düzenli bir davranış göstermiştir. Bununla birlikte yer hareketinin yüksek genlik ve enerjili frekansları kısa bir zaman aralığında bastırılarak, yalıtımlı yapıların karakteristik özelliği olan hâkim rijit cisim davranışı gözlenmiştir. Yapı yalıtım birimlerinin yer değiştirme kapasiteleri göz önüne

alındığında incelenen deprem etkisi altında gerçekleşen sınırlı bir yer değiştirme miktarı ile üst yapı ivmelerinin önemli ölçüde azaltıldığı değerlendirilmektedir. Kullanılan analiz yöntemleri açısından ise analitik bir dalgacık türü olan Morse dalgacığı ile gerçekleştirilen sürekli dalgacık dönüşümünün kayıt süresi boyunca düşük frekans bölgesindeki hâkim mod davranışını iyi bir şekilde yakaladığı belirlenmiştir. Bu mod için yarı güç bant genişliği yöntemi ile tüm zaman adımları için frekans ortamında anlık olarak hesaplanan sönüm oranlarının, incelenen sinyallerin değişken doğasıyla uyumlu olarak en büyük tepki genliklerinin bulunduğu zaman aralıklarında salınan yüksek değerli, kaydın serbest titreşim özelliklerinin belirginleştiği, daha stabil ve düşük değerli olduğu görülmüştür. Yapısal modların girişime uğramadan birbirinden ayrışması modal sönümlerin her bir saf yanal modda ayrı etkisinin olduğunu göstermektedir. Çalışılan yapıda zaman frekans tepki fonksiyonları yapının ankastre mesnet ve taban yalıtımlı durumuna ait modal davranışı farkedilir hassaslıkta yansıtmaktadır. Klasik frekans tepki fonksiyonunda geniş bir frekans bandı boyunca görülen çok sayıda yüksek genlikli içerik zaman geçmişi boyunca izlenerek, sistem davranışı bakımından basit ve yeterli bir kavrayış sağlanmıştır. Elde edilen sonuçların literatürde bu yapılar için zaman veya frekans esaslı geleneksel tanılama yöntemlerinin sonuçları ile uyumlu olduğu görülmüştür. Taban yalıtımlı yapılara artan ilgi ve uygulama sayısı göz önünde bulundurulduğunda bu çalışmada yararlanıldığı gibi açık kaynaklı ve yeterli tamamlayıcı bilgilerin temin edilebildiği ulusal ölçekte bir platformun bulunmasının zaruri olduğu değerlendirilmektedir.

Kaynaklar

1. Asher JD, Volkinburg DV, Mayes R, Kelly T, Sveinsson B, Hussain S (1995) Seismic isolation of the USC University Hospital. Proc. 4th US National Conf. On Earthquake Engineering, California, USA, 20-24 May 1990.
2. Avitabile P (2018) Modal testing a practitioner's guide (1st ed.). New York: John Wiley &Sons Inc.
3. Beyen K (2021) Damage identification of a historical masonry structure in T-F Domain. Teknik Dergi 32(2):10577-10610.
4. Black CJ (1996). Dynamic analysis of civil engineering structures using joint time-frquency methods. Yüksek Lisans Tezi, The University of British Columbia, Department of Civil Engineering, British Columbia.
5. Carmona RA, Hwang WL, Torresani B (1997) Characterization of signals by the ridges of their wavelet transforms. IEEE Transactions of Signal Processing 45(10):2586-2590.
6. Erdik M (2021) Türkiye'de sismik izolasyon. 9.Türkiye Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, 2-3 Haziran 2021.
7. Fugal DL (2009) Conceptual wavelets in digital signal processing an in-depth practical approach for the non-mathematician (1st ed). San Diego: Space and Signals Technical Publishing.
8. He J, Fu ZF (2001) Modal Analysis (1st ed.). Oxford: Butterworth-Heinemann.
9. Kijewski T, Kareem A (2003) Wavelet transforms for system identification in civil engineering, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 18(5), 339-355.

10. Kijewski T, Kareem A (2006) Efficacy of Hilbert and Wavelet Transforms for Time-Frequency Analysis. Journal of Engineering Mechanics, 132(10), 1037-1049.
11. Mallat S (2009) A wavelet tour of signal processing (3th ed.). Burlington:Elsevier ltd.
12. Staszewski WJ, Wallace DM (2014) Wavelet-based frequency response function for time-variant systems an exploratory study. Mechanical Systems and Signal Processing 47(1-2): 35-49.
13. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018). T.C. Resmî Gazete (30364,18 Mart 2018), T.C. İçişleri Bakanlığı.
14. URL-1:https://www.dunya.com/sirketler/adana-sehir-hastanesi-bugun-acilacak-haberi-382020.html, (Ziyaret Tarihi: 28 Ocak 2025).
15. URL-2:https://rsy.com.tr/proje/istanbul-ikitelli-sehir-hastanesi/.html, (Ziyaret Tarihi: 28 Ocak 2025).
16. URL-3:https://holding.gama.com.tr/tr/sektorler/saglik-yatirimlari/izmir-bayrakli-hastane-yatirim-ve-saglik-hizmetleri/ (Ziyaret Tarihi: 28 Ocak 2025).
17. URL-4: http://www.kohas.com.tr, (Ziyaret Tarihi: 28 Ocak 2025).
18. URL-5:https://www.strongmotioncenter.org/index.html, (Ziyaret Tarihi: 05 Mart 2022).

Betonarme Binalarda Yatay Eleman Süreksizliği

Rabia Aydın[1], Cevdet Şentürk[2], Oğuzhan Şentürk[3]

[1] İnşaat Mühendisi, İndis Mühendislik, İstanbul
[2]Yüksek İnşaat Mühendisi, İndis Mühendislik, İstanbul
[3]İnşaat Mühendisi, İndis Mühendislik, İstanbul
cevdetsenturk@indismuhendislik.com

Özet. Betonarme yapılarda kiriş süreksizlikleri, rijitlik ve dayanım özelliklerini olumsuz etkileyerek deprem performansını zayıflatmaktadır. Özellikle rijitliği düşük yatay yönlerde oluşan süreksizlikler, yapının yatay yük taşıma kapasitesini azaltarak deprem direncini düşürmektedir. Bu çalışmada, kiriş süreksizliklerine bağlı yatay düzensizlikler temel alınarak, süreksiz kirişler ve saplama kirişlerin betonarme çerçeveli sistemlerin deprem davranışı üzerindeki etkileri incelenmiştir. Farklı süreksizlik senaryoları oluşturularak; periyot, taban kesme kuvveti, göreli kat ötelemesi ve kat yer değiştirmeleri gibi parametreler analiz edilmiştir. Çalışma kapsamında, farklı zemin sınıflarına sahip 6 ve 11 katlı iki bina modeli oluşturulmuş ve toplam 10 farklı senaryo değerlendirilmiştir. Analizler ETABS programı kullanılarak gerçekleştirilmiş olup, sonuçlar kiriş süreksizliklerinin yapı performansını önemli ölçüde olumsuz etkilediğini ve özellikle göreli kat ötelemesi, taban kesme kuvveti ve yapı periyodu gibi parametrelerde artışa yol açtığını göstermektedir. Mevcut yönetmelikler doğrultusunda yapılan analizlerde, süreksizliklerin yapısal performans üzerindeki kritik etkileri sayısal olarak ortaya konmuştur.

Anahtar Kelimeler: Betonarme, Deprem Davranışı, Göreli Kat Ötelemeleri, Kiriş Süreksizlikleri, Yatay Düzensizlikler.

1 Giriş

Betonarme yapılarda taşıyıcı sistemin düzenli ve sürekli olması, sismik performans açısından büyük önem taşır (Bal ve Özdemir, 2006). Yapıların düzgün geometrisi ve taşıyıcı sistemdeki süreklilik, deprem etkileri altında önemli rol oynamaktadır (Özmen, 2018). Yatay taşıyıcı sistemin rijitliğinin yetersiz olduğu yönlerde meydana gelen düzensizlikler, yapının dinamik davranışını olumsuz yönde etkileyerek rijitlik ve dayanım kayıplarına neden olabilir. Bu tür düzensizlikler özellikle süreksiz kiriş düzenlemeleri şeklinde kendini gösterir ve genellikle yapının deprem güvenliğini tehlikeye atar. Kiriş süreksizlikleri, çerçeve sistemlerin moment aktarım mekanizmasını bozar, taşıyıcı sistemin stabilitesini zayıflatır ve yapıların yatay yük taşıma kapasitesini düşürür (İlkhun, 2017).

Bu çalışmada, kiriş süreksizliklerinden kaynaklanan yatay düzensizliklerin, betonarme çerçeveli sistemlerin deprem davranışı üzerindeki etkileri incelenmektedir. Çalışma kapsamında, farklı zemin sınıflarına sahip (ZA, ZB, ZC, ZD, ZE) 5 ve 10 katlı iki bina modeli oluşturulmuş ve çeşitli düzensizlik senaryoları ile analizler yapılmıştır. Kiriş süreksizlikleri, yapının yük akışını olumsuz yönde etkileyerek, özellikle periyotlar, kat yer değiştirmeleri, taban kesme gibi kuvvetlerin artışına sebebiyet vererek hasar riskini arttırır (Kasap vd., 2018).

Çalışmanın amacı, kiriş süreksizlikleri ve bunların neden olduğu yatay taşıyıcı sistem düzensizliklerinin betonarme yapılar üzerindeki etkilerini sayısal olarak ortaya koymak ve bu tür sorunların engellenmesi için önerilen mühendislik çözümlerine katkı sağlamaktır. Ayrıca, mevcut yönetmelikler doğrultusunda yapılan analizler ile süreksizliklerin yapısal performans üzerindeki etkilerinin değerlendirilmesi hedeflenmektedir.

2 Örnek Çalışma

Yatayda düzensizliklere sebep olan kiriş süreksizliklerinin yapıların taşıyıcı sistem davranışlarını inceleyebilmek amacıyla farklı yüksekliklerde 2 yapının aynı koordinatlarda 5 farklı zemin sınıfına göre analizleri yapılmıştır. Bu analizlerde aynı yapının kirişlerinde süreksizlik olduğu ve olmadığı durumlarda yapıların deprem kuvvetleri altında ve farklı zemin sınıflarına göre göreli kat ötelemeleri incelenmiştir. Analizlerde kullanılan yapı bilgileri aşağıda verilmiştir.

Tablo 7. Zemin sınıflarına göre kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı.

Zemin Sınıflarına Göre Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı

Enlem, Boylam:	40.9966,28.6597				
Zemin Sınıfı	ZA	ZB	ZC	ZD	ZE
Sds	0,97	1,092	1,456	1,231	1,128

TBDY-2018'e göre bu yükseklikte Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Çerçeveli Sistemler (A11) tek başına kullanılabildiğinden perdeli sistemlerin incelenmesi bu çalışmada yapılmamıştır.

Betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının düzlem içi ve düzlem dışı davranışlarına ilişkin etkin kesit rijitliği çarpanları Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 dikkate alınarak uygulanmıştır.

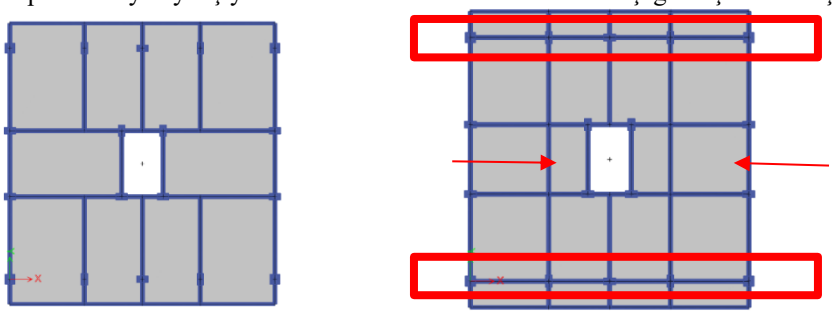
2.1 Yapı bilgileri

Tablo 8. Yapılara ait bilgiler (TBDY, 2018).

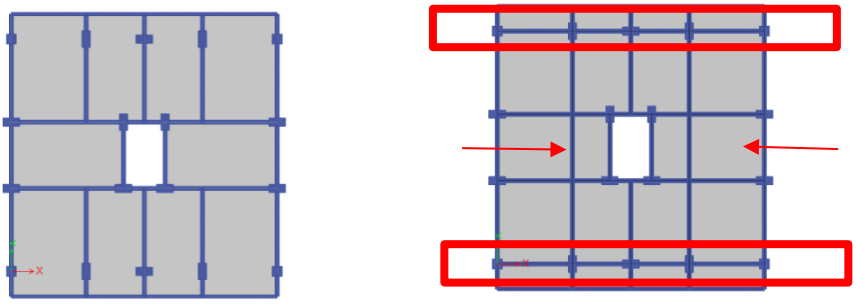
Zemin+ 5 Normal Kat	
Toplam Bina Yüksekliği (BYS)	6
Bina Önem Katsayısı(I)	1
DTS	1
Bina Kullanım Sınıfı (BKS)	3
Kat Adeti	6
Normal kat yüksekliği (cm)	275
Toplam bina yüksekliği (cm)	1650
Döşeme kalınlığı (cm)	15 cm
Kirişlerin kesitleri	25x60,20x60
Kolonların kesitleri	40x70,60x60
Beton sınıfı	C40/50
Donatı sınıfı	B420C
Beton elastisite modülü (MPa)	34000
Donatı elastisite modülü (MPa)	2×10^5
Poisson oranı	0,2

Zemin+ 10 Normal Kat	
Toplam Bina Yüksekliği (BYS)	4
Bina Önem Katsayısı(I)	1
DTS	1
Bina Kullanım Sınıfı (BKS)	3
Kat Adeti	11
Normal kat yüksekliği (cm)	275
Toplam bina yüksekliği (cm)	3025
Döşeme kalınlığı (cm)	15 cm
Kirişlerin kesitleri	25x60,20x60
Kolonların kesitleri	50x100,60x60
Beton sınıfı	C40/50
Donatı sınıfı	B420C
Beton elastisite modülü (MPa)	34000
Donatı elastisite modülü (MPa)	2×10^5
Poisson oranı	0,2

Yapılara ait yatay taşıyıcı sistemde bulunan süreksizlikler aşağıda işaretlenmiştir.



Şekil 18. 1 zemin ve 5 normal kattan oluşan yapıya ait kiriş süreksizliklerin olduğu ve süreksizliklerin tamamlandığı kalıp planları.



Şekil 2. 1 zemin ve 10 normal kattan oluşan yapıya ait kiriş süreksizliklerinin olduğu ve süreksizliklerin tamamlandığı kalıp planları.

2.2 Analiz sonuçları

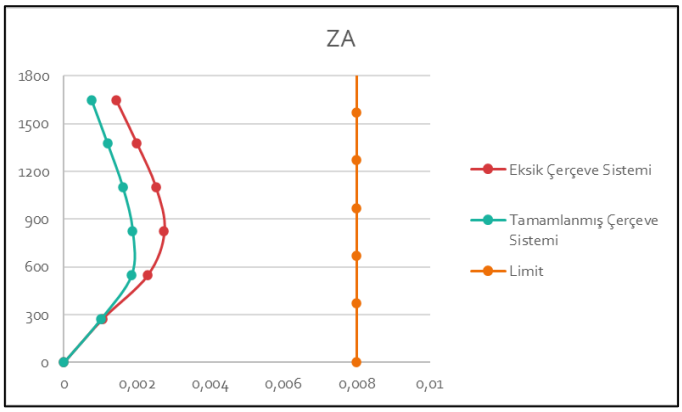
Yapılan analizler sonucunda yapıda bulunan kiriş süreksizlikleri düzensizlikleri ortadan kaldırıldığında deprem yükleri altında göreli kat ötelemelerinin düştüğü görülmüştür.

Aşağıda analiz sonuçlarına ait tablolar verilmiştir.

Zemin+ 5 normal kattan oluşan yapıya ait göreli kat ötelemeleri

Tablo 9. Göreli kat ötelemelerine ait tablo.

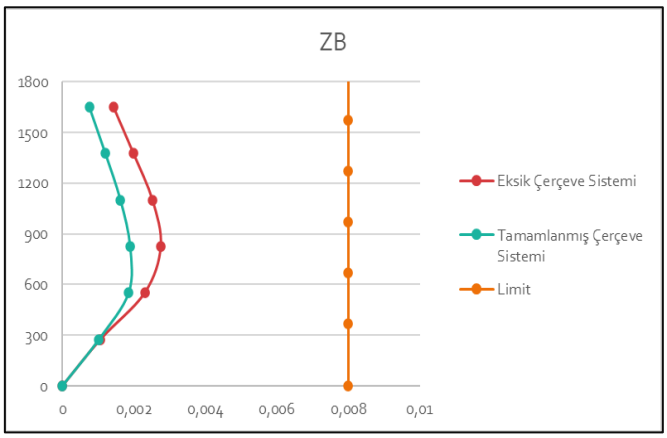
ZA			
Kat Bilgisi	**Yükseklik**	**Eksik Çerçeve Sistemi**	**Sürekliliği Sağlanmış Sistem**
Zemin Kat	**275**	0,00106	0,00102
1. Kat	**550**	0,00229	0,00185
2. Kat	**825**	0,00274	0,00188
3. Kat	**1100**	0,00251	0,00161
4. Kat	**1375**	0,00199	0,00119
5. Kat	**1650**	0,00142	0,00075



Şekil 3. Göreli kat ötelemelerine ait grafik.

Tablo 4. Göreli kat ötelemelerine ait tablo.

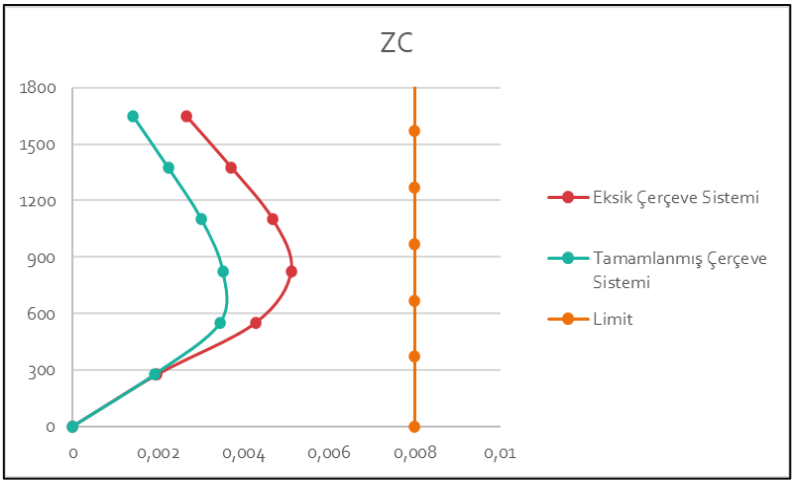
ZB			
Kat Bilgisi	**Yükseklik**	**Eksik Çerçeve Sistemi**	**Sürekliliği Sağlanmış Sistem**
Zemin Kat	**275**	0,00106	0,00102
1. Kat	**550**	0,00230	0,00185
2. Kat	**825**	0,00275	0,00189
3. Kat	**1100**	0,00252	0,00162
4. Kat	**1375**	0,00199	0,00120
5. Kat	**1650**	0,00143	0,00075



Şekil 4. Göreli kat ötelemelerine ait grafik.

Tablo 5. Göreli kat ötelemelerine ait tablo.

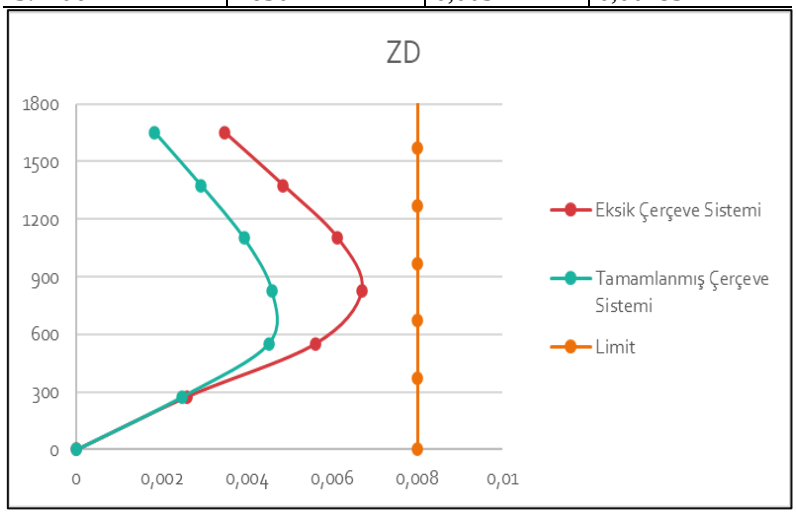
ZC			
Kat Bilgisi	**Yükseklik**	**Eksik Çerçeve Sistemi**	**Sürekliliği Sağlanmış Sistem**
Zemin Kat	**275**	0,00197	0,00191
1. Kat	**550**	0,00428	0,00345
2. Kat	**825**	0,00511	0,00351
3. Kat	**1100**	0,00468	0,00301
4. Kat	**1375**	0,00371	0,00223
5. Kat	**1650**	0,00265	0,00140



Şekil 5. Göreli kat ötelemelerine ait grafik.

Tablo 6. Göreli kat ötelemelerine ait tablo.

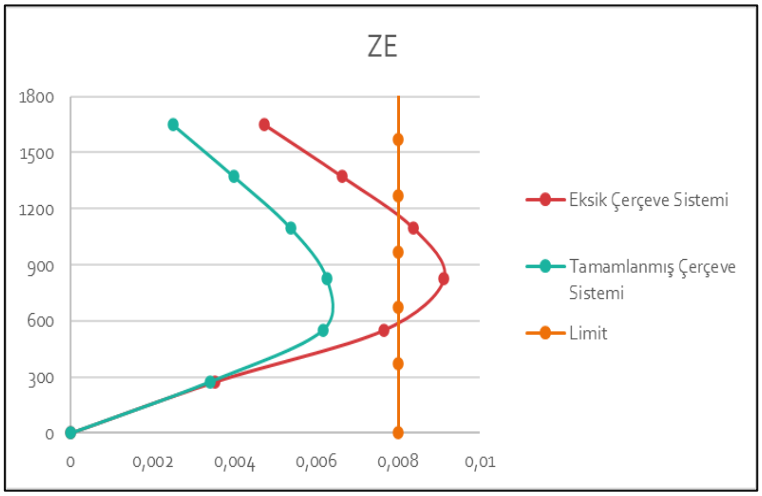
ZD			
Kat Bilgisi	**Yükseklik**	**Eksik Çerçeve Sistemi**	**Sürekliliği Sağlanmış Sistem**
Zemin Kat	**275**	0,00259	0,00249
1. Kat	**550**	0,00560	0,00451
2. Kat	**825**	0,00669	0,00459
3. Kat	**1100**	0,00613	0,00393
4. Kat	**1375**	0,00485	0,00292
5. Kat	**1650**	0,00347	0,00183



Şekil 6. Göreli kat ötelemelerine ait grafik.

Tablo 7. Göreli kat ötelemelerine ait tablo.

ZE			
Kat Bilgisi	**Yükseklik**	**Eksik Çerçeve Sistemi**	**Sürekliliği Sağlanmış Sistem**
Zemin Kat	**275**	0,00353	0,00340
1. Kat	**550**	0,00764	0,00616
2. Kat	**825**	0,00912	0,00627
3. Kat	**1100**	0,00836	0,00537
4. Kat	**1375**	0,00662	0,00398
5. Kat	**1650**	0,00474	0,00250

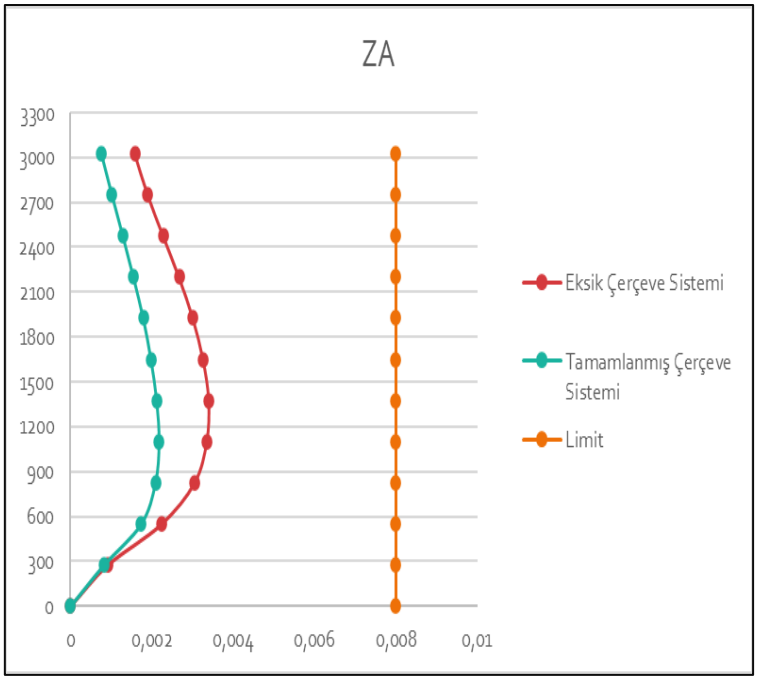


Şekil 7. Göreli kat ötelemelerine ait grafik.

Zemin+ 10 normal kattan oluşan yapıya ait göreli kat ötelemeleri

Tablo 8. Göreli kat ötelemelerine ait tablo.

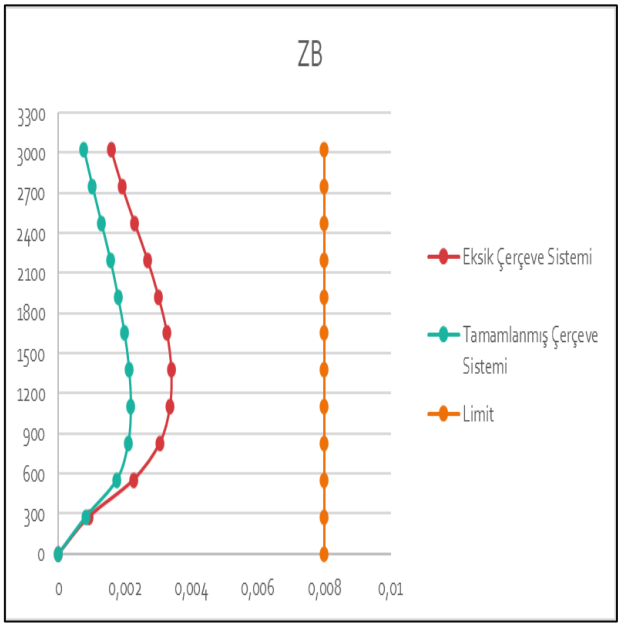
ZA			
Kat Bilgisi	**Yükseklik**	**Eksik Çerçeve Sistemi**	**Sürekliliği Sağlanmış Sistem**
Zemin Kat	**275**	0,00091	0,00082
1. Kat	**550**	0,00224	0,00174
2. Kat	**825**	0,00305	0,00209
3. Kat	**1100**	0,00335	0,00218
4. Kat	**1375**	0,00340	0,00212
5. Kat	**1650**	0,00326	0,00198
6. Kat	**1925**	0,00301	0,00179
7. Kat	**2200**	0,00267	0,00155
8. Kat	**2475**	0,00228	0,00129
9. Kat	**2750**	0,0019	0,00102
10. Kat	**3025**	0,00158	0,00076



Şekil 8. Göreli kat ötelemelerine ait grafik.

Tablo 9. Göreli kat ötelemelerine ait tablo.

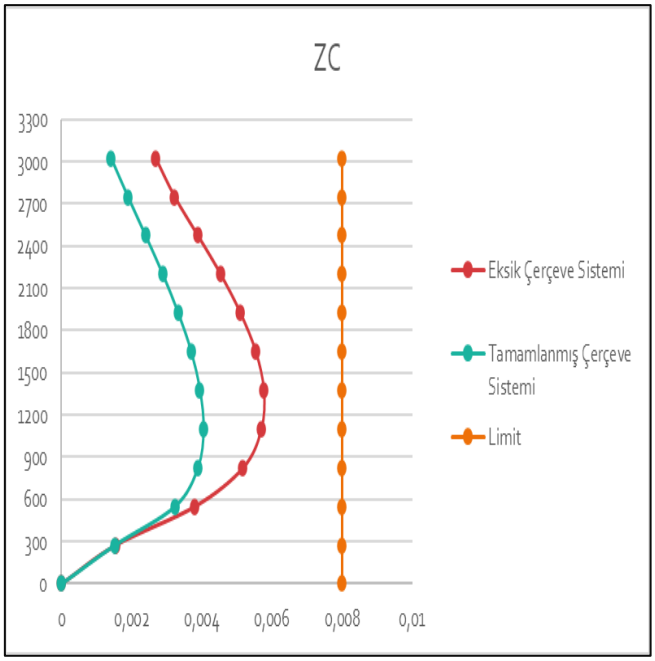
ZB			
Kat Bilgisi	**Yükseklik**	**Eksik Çerçeve Sistemi**	**Sürekliliği Sağlanmış Sistem**
Zemin Kat	**275**	0,00091	0,00082
1. Kat	**550**	0,00225	0,00175
2. Kat	**825**	0,00305	0,0021
3. Kat	**1100**	0,00336	0,00218
4. Kat	**1375**	0,00340	0,00213
5. Kat	**1650**	0,00327	0,00199
6. Kat	**1925**	0,00301	0,00179
7. Kat	**2200**	0,00268	0,00156
8. Kat	**2475**	0,00229	0,00129
9. Kat	**2750**	0,00191	0,00102
10. Kat	**3025**	0,00158	0,00076



Şekil 9. Göreli kat ötelemelerine ait grafik.

Tablo 10. Göreli kat ötelemelerine ait tablo.

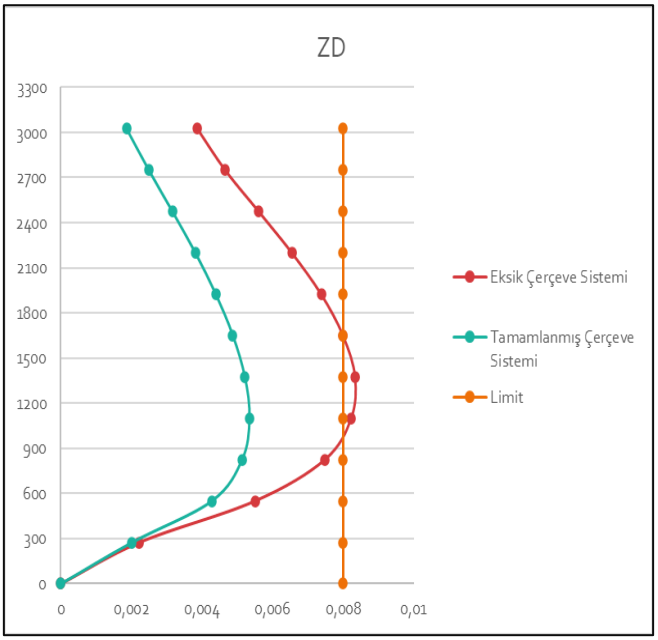
ZC			
Kat Bilgisi	**Yükseklik**	**Eksik Çerçeve Sistemi**	**Sürekliliği Sağlanmış Sistem**
Zemin Kat	**275**	0,00154	0,00152
1. Kat	**550**	0,00380	0,00323
2. Kat	**825**	0,00517	0,00388
3. Kat	**1100**	0,00569	0,00404
4. Kat	**1375**	0,00576	0,00394
5. Kat	**1650**	0,00553	0,00369
6. Kat	**1925**	0,00509	0,00332
7. Kat	**2200**	0,00453	0,00288
8. Kat	**2475**	0,00388	0,00239
9. Kat	**2750**	0,00322	0,00189
10. Kat	**3025**	0,00268	0,00141



Şekil 10. Göreli kat ötelemelerine ait grafik.

Tablo 11. Göreli kat ötelemelerine ait tablo.

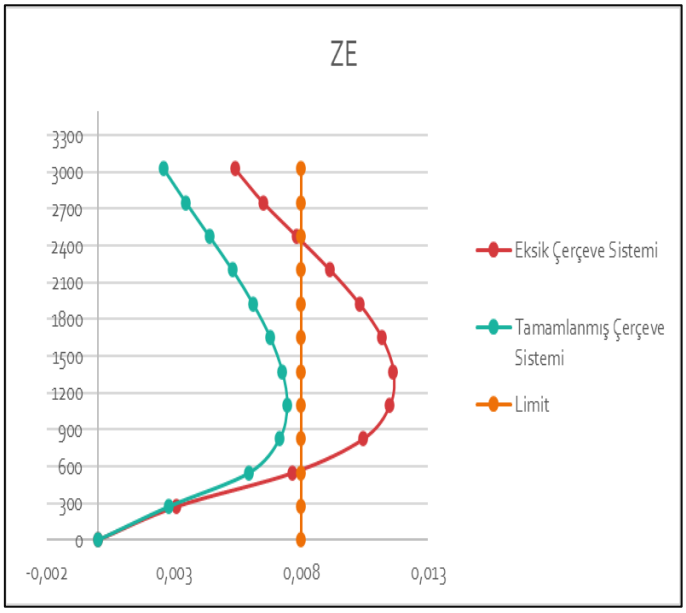
ZD			
Kat Bilgisi	**Yükseklik**	**Eksik Çerçeve Sistemi**	**Sürekliliği Sağlanmış Sistem**
Zemin Kat	**275**	0,00222	0,00201
1. Kat	**550**	0,00550	0,00427
2. Kat	**825**	0,00748	0,00513
3. Kat	**1100**	0,00823	0,00534
4. Kat	**1375**	0,00834	0,00521
5. Kat	**1650**	0,00800	0,00487
6. Kat	**1925**	0,00738	0,00439
7. Kat	**2200**	0,00655	0,00381
8. Kat	**2475**	0,00561	0,00316
9. Kat	**2750**	0,00466	0,00249
10. Kat	**3025**	0,00387	0,00186



Şekil 11. Göreli kat ötelemelerine ait grafik.

Tablo 12. Göreli kat ötelemelerine ait tablo.

ZE			
Kat Bilgisi	**Yükseklik**	**Eksik Çerçeve Sistemi**	**Sürekliliği Sağlanmış Sistem**
Zemin Kat	**275**	0,00310	0,0028
1. Kat	**550**	0,00767	0,00596
2. Kat	**825**	0,01043	0,00715
3. Kat	**1100**	0,01148	0,00745
4. Kat	**1375**	0,01162	0,00726
5. Kat	**1650**	0,01117	0,00679
6. Kat	**1925**	0,01029	0,00612
7. Kat	**2200**	0,00914	0,00531
8. Kat	**2475**	0,00783	0,0044
9. Kat	**2750**	0,00651	0,00348
10. Kat	**3025**	0,0054	0,0026



Şekil 12. Göreli kat ötelemelerine ait grafik.

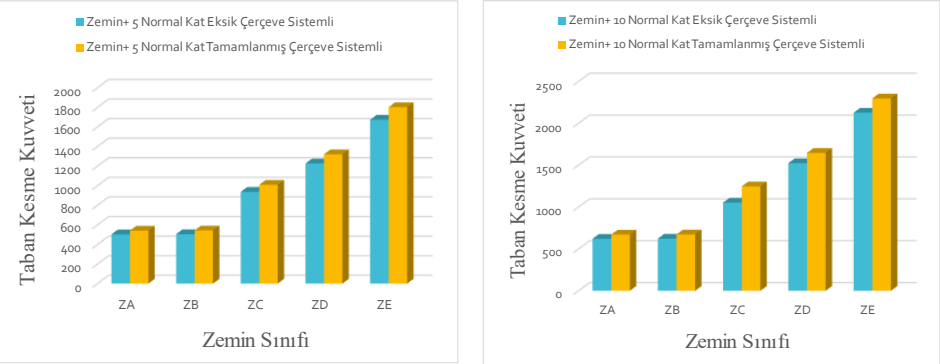
Periyot sonuçları

Kiriş süreksizliklerinin yapı periyodunu artırdığı görülmüştür.

Tablo 13. Periyot sonuçları.

Kat	Eksik Çerçeve Sistemi	Sürekliliği Sağlanmış Sistem
Zemin+ 5 Normal Kat	1,403	1,2
Zemin+10 Normal Kat	1,693	1,366

Zemin sınıfı- Taban kesme kuvveti sonuçları



Şekil 13. Zemin Sınıfı- Taban Kesme Kuvveti.

3 Sonuç

Bu çalışma kapsamında, kiriş süreksizlikleri veya yatay taşıyıcı sistemdeki süreksizliklerin, betonarme çerçeveli sistemlerin deprem davranışı üzerindeki etkileri detaylı olarak incelenmiştir. Yapılan analizler, bu tür süreksizliklerin yapısal performansı olumsuz etkilediğini ve özellikle göreli kat ötelemesi, taban kesme kuvveti ve yapı periyodu gibi kritik parametrelerde artışa neden olduğunu göstermektedir. Farklı zemin sınıflarında (ZA, ZB, ZC, ZD, ZE) yapılan analizler, süreksizliklerin etkisinin zemin dayanımının azaldığı durumlarda (özellikle ZD ve ZE sınıfı zeminlerde) daha belirgin hale geldiğini ortaya koymuştur (İlkhun, 2017). Zemin sınıfı kötüleştikçe; yapı periyodu, taban kesme kuvveti ve göreli kat ötelemeleri daha yüksek oranlarda artmaktadır.

Kiriş Sürekliliğin Sağlanması ve Düzenli Taşıyıcı Sistem Kullanımı

- Yapısal sürekliliğin korunması için mümkün olduğunca sürekli kiriş kullanımı teşvik edilmelidir.
- Kiriş süreksizliklerinden kaçınılmalı ve yapısal rijitlik, bina planı genelinde dengeli bir şekilde dağıtılmalıdır.
- Zemin sınıfı kötüleştikçe, kiriş süreksizliklerinin etkisi daha da arttığından;

düşük taşıma gücüne sahip zeminlerde süreklilik prensibine özel önem verilmelidir.

Yatay Rijitlik Kaybını Önlemeye Yönelik Önlemler

- Yatay taşıyıcı sistemde rijitlik kaybını en aza indirmek için, yalnızca çerçeve sistemler yerine çerçeve + perde duvar kombinasyonları tercih edilmelidir (Eurocode 8, 2004).
- Özellikle ZD ve ZE gibi zayıf zemin sınıflarında, kiriş süreksizliklerinin neden olduğu deplasman artışını kontrol altına almak amacıyla perde duvar kullanımı zorunlu hale getirilmelidir (Celep, 2018).

Genel Değerlendirme ve Öneriler

Sonuç olarak, kiriş süreksizliklerinin yapısal davranış üzerindeki olumsuz etkileri dikkate alınarak; farklı zemin sınıflarına göre detaylı düzenlemeler içeren yönetmelik güncellemeleri yapılmalıdır. Deprem etkilerine karşı güvenli yapı tasarımını sağlamak için, kiriş süreksizlikleri dikkatlice değerlendirilmeli ve bu tür süreksizliklerin neden olabileceği riskler en aza indirilmelidir (Kasap vd., 2018). Özellikle düşük taşıma gücüne sahip zeminlerde, süreksiz kiriş kullanımından mümkün olduğunca kaçınılmalı; zorunlu durumlarda ise rijitliği artırıcı ek mühendislik önlemleri uygulanmalıdır.

Kaynaklar

1. Bal İE (2006) Çerçeve kirişi süreksizliğinin yapı deprem davranışı üzerindeki etkileri, Yüksek lisans tezi, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
2. Celep Z (2018) Deprem mühendisliğine giriş ve depremde dayanıklı yapı tasarımı. İstanbul: Beta Basım.
3. European Committee for Standardization (CEN) (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1). Brussels, Belgium.
4. İlkhun M (2017) Betonarme yapılarda çerçeve süreksizliklerinin yapı davranışlarına etkisinin incelenmesi. SAÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi.
5. Kasap H, Başkaya E, Başar İ, Mert N (2018) Bina taşıyıcı sistemlerinde çerçeve düzensizliklerinin yatay ötelemeye etkisi. Proceedings of the Conference on Structural Engineering.
6. Özmen G (2018) Çok katlı yapılarda yatay ve düşey süreksizliklerin incelenmesi [Yüksek lisans tezi, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü].
7. TBDY (2018), Türkiye bina deprem yönetmeliği, T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı, Ankara, Türkiye.

FRCM Türü Kompozitler ile Güçlendirilen Dolgu Duvarlı Betonarme Çerçevelerin Yatay Yükler Altında İncelenmesi

Şeyma ÜNER[1*]
Dr. Öğr. Üyesi Hidayet ÖZDEMİR[2]

[1]Doktora Öğrencisi, Erciyes Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kayseri
[2]Erciyes Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kayseri
seymauner@gmail.com

Özet. Ülkemizin büyük bir bölümü deprem tehlikesi altındadır. Tüm dünyada olduğu gibi ülkemizde de depremlerin yapılar üzerindeki yıkıcı etkilerinin azaltılması ve mevcut yapıların deprem performanslarının iyileştirilmesi amacıyla çeşitli güçlendirme yöntemler geliştirilmiştir. Bu yöntemlerden biri de yapısal elemanlara dıştan tatbik edilen FRCM (Fiber Reinforcement Cementitious Matrix – Kumaş takviyeli çimentolu matris) türü kompozit malzemelerdir.FRCM türü kompozit malzemeler, birbirine dik yönde kare ızgara şeklinde dokunmuş liflerden ve bağlayıcı olarak görev yapan çimento esaslı ara maddeden oluşan bir sistemdir. Oldukça hafif bir malzeme olması, her iki doğrultuda yüksek çekme dayanımına sahip olması, uygulamanın hızlı ve pratik olması, camsı geçiş sıcaklığının yüksek olması sayesinde yüksek sıcaklıklarda stabilitesini koruyabilen bir malzeme olması FRCM malzemesinin güçlendirmede kullanımını oldukça cazip hale getirmektedir.Bu çalışmada, TBDY (2018)'de belirtilen hesap ve tasarım yöntemleri çerçevesinde üç adet ½ ölçekli, tek katlı ve tek açıklıklı dolgu duvarlı betonarme çerçeveler oluşturulmuştur. Üretilen betonarme çerçeve sistemlerden bir tanesi, güçlendirilmeden yalın dolgu duvarlı ve sıvalı olarak bırakılmış (Referans), ikinci numunenin ön yüzü tek kat cam elyaf esaslı FRCM (G-FRCM-1) ile güçlendirilmiş, üçüncü numune ise çift kat cam elyaf esaslı FRCM (G-FRCM-2) ile güçlendirilmiştir. Üretilen numuneler deprem benzeri tersinir tekrarlı yatay yüklemeler altında deneysel olarak incelenmiştir. Referans numune ve güçlendirilen numunelerin yatay yük taşıma kapasiteleri ve enerji tüketme kapasiteleri kıyaslanarak FRCM türü kompozitlerle yapılan güçlendirmenin dolgu duvarlı betonarme çerçeve sistemlerin yapısal davranışına etkisi araştırılmıştır.Yapılan deneyler sonucunda tek kat G-FRCM ile yapılan güçlendirmenin, dolgu duvarlı çerçevenin yatay yük taşıma kapasitesini %69 oranında artırdığı, çift kat G-FRCM ile yapılan güçlendirmenin dolgu duvarlı çerçevenin yatay yük taşıma kapasitesini %108 oranında artırdığı görülmüştür.Başlangıç rijitlikleri kıyaslandığında dolgu duvarlı betonarme çerçeveye ve tek kat G-FRCM ilavesi başlangıç rijitliğini %53, çift kat G-FRCM ilavesi başlangıç rijitliğini %84 artırmıştır.

Anahtar sözcükler: FRCM, Dolgu Duvarlı Betonarme Çerçeve, Yapısal Güçlendirme, Tersinir Tekrarlı Yatay Yük.

1 Giriş

Betonarme dolgu duvarlı çerçeveler, taşıyıcı sistem elemanları ile birlikte rijitlik, enerji sönümleme ve yatay yük taşıma kapasitesi açısından önemli katkılar sağlar. Ancak, mevcut yapı stokunun büyük kısmı, güncel deprem yönetmeliklerine uygun olmayan yetersiz tasarımlar içermektedir. Son yıllarda Fiber Takviyeli Çimento Matrisli (FRCM) kompozitler, özellikle tarihi yapılar ve betonarme yapıların güçlendirilmesinde dikkat çeken bir alternatif haline gelmiştir. Bu çalışmada, FRCM sistemlerinin dolgu duvarlı betonarme çerçevelerin deprem performansına etkileri deneysel veriler ışığında incelenmiştir.

Yönetmeliklerde yapılan değişiklikler, yapının kullanım amacının değişmesiyle yapıya ilave yüklerin etkimesi, proje aşamasında ya da uygulama sırasında yapılan hatalar sebebiyle betonarme yapılar onarım ya da güçlendirme çalışmalarına ihtiyaç duyarlar.

Ülkemizdeki standart altı yapıların tümünü yıkıp yeniden inşa etmek, yüksek maliyet ve toplumun günlük yaşamını sürdürebileceği geçici yapıların eksikliği nedeniyle mümkün değildir. Bu durumda yapıların güçlendirilmesi ve onarım çalışmaları hem daha ekonomik hem de uygulanması kolay bir alternatif olarak tercih edilebilir. Onarım ve güçlendirme çalışmalarının maliyet hesabında tek kriter kullanılacak malzemenin maliyeti değildir, uygulama kolaylığı ile birlikte uygulama zamanının kısa olması, kullanılan malzemenin ömrü ve bakım masrafları maliyeti büyük ölçüde etkilemektedir.

Bu çalışmada, TBDY 2018'de belirtilen hesap ve tasarım esaslarına göre, üç adet (1/2) ölçekli, tek katlı ve tek açıklıklı betonarme çerçeve oluşturulmuştur. Üretilen betonarme çerçeve sistemlerden bir tanesi referans olması amacıyla dolgu duvarlı olarak üretilip güçlendirilmeden yalın dolgu duvarlı ve sıvalı olarak bırakılmıştır. Diğer iki numuneden biri tek kat FRCM ile diğeri çift kat FRCM ile güçlendirilmiş ve üretilen numuneler deprem benzeri tersinir tekrarlı yüklemeler altında deneysel olarak incelenmiştir. Referans numuneler ve güçlendirilen numunelerin yatay yük taşıma kapasiteleri ve başlangıç rijitlikleri kıyaslanarak FRCM türü kompozitlerle yapılan güçlendirmenin dolgu duvarlı betonarme çerçeve sistemlerin yapısal davranışına etkisi araştırılmıştır. Elde edilen sonuçların, mevcut yapıların sismik performansının iyileştirilmesine yönelik güçlendirme tasarımlarına katkı sağlaması hedeflenmektedir.

Dolgu duvarların güçlendirilmesi kapsamında yapılan bazı literatür çalışmaları burada sunulmuştur.

Micelli ve Aiello (2016), betonarme çerçeve içine yerleştirilmiş dolgu duvarların FRCM ile güçlendirilmesini deneysel olarak incelemiş ve çevrimsel yükleme altında rijitlikte %30-40, taşıma kapasitesinde ise %70'e varan artışlar gözlemlemişlerdir.

Demirci yapmış olduğu deneysel çalışmada sismik açıdan yetersiz betonarme çerçevelerin dolgu duvarlarının farklı türlerde FRCM ile güçlendirilmesinin etkinliğini araştırmak amacıyla 4 adet, ½ ölçekli, düşük beton sınıfına sahip betonarme çerçeveler üretmiştir. Bu numunelerden bir tanesi dolgu duvarsız olarak bırakılmış, bir tanesi güçlendirilmeden dolgu duvarlı ve sıvalı olarak bırakılmış diğer iki numune ise farklı

türde FRCM malzemesi ile güçlendirilmiştir. Deney sonuçları kıyaslandığında güçlendirilen numuneler güçlendirilmeyen numunelere göre kıyasla yatay yük taşıma kapasitesinde önemli derecede artış sağlamıştır.

Filippou vd. (2023), yaptıkları nümerik çalışmada, üç katlı tek açıklıklı dolgu duvarlı betonarme çerçeveleri FRCM ile güçlendirmişlerdir. Güçlendirme, katman sayısı, uygulama alanı, malzeme özellikleri ve bağlantı yöntemi gibi farklı varyasyonlar altında incelenmiş ve FRCM'nin çerçevenin rijitlik, taşıma kapasitesi ile enerji sönümleme davranışına etkisi değerlendirilmiştir. FRCM türü kompozitler kullanılarak yapılan güçlendirmenin dolgu duvarlı betonarme çerçevelerin yatay yük taşıma kapasitesini, başlangıç rijitliğini ve sönümlenen enerji miktarını artırdığını, ayrıca rijitlik kaybını geciktirerek daha sünek davrandığını göstermiştir.

İsmael vd. (2018), dolgu duvarlı betonarme çerçevelerin FRCM ile güçlendirilmesinin performansa etkisini araştırdıkları deneysel çalışmada 9 adet, 2/3 ölçekli, tek katlı ve tek açıklıklı betonarme çerçeve üretmişlerdir. Numuneler farklı FRCM türleri (bazalt, cam, karbon) ve farklı genişliklerde diyagonal şeritler ile güçlendirilmiştir. Deney sonuçları kıyaslandığında FRCM ile yapılan güçlendirmenin, dolgu duvarlı sismik açıdan yetersiz betonarme çerçevelerin sismik performansını iyileştirmede etkili olduğu gözlenmiştir. Ayrıca çatlak oluşumunu büyük ölçüde geciktirerek nihai yanal dayanımı %20-%100 oranında artırmıştır. Bazalt FRCM'nin, karbon ve cam FRCM ile karşılaştırıldığında mukavemeti artırma açısından en iyi güçlendirme çözümü olduğu görülmüştür.

2 Yöntem

2.1. Deney numunelerinin Genel Özellikleri

Bu çalışmada yönetmelikte belirtilen hesap ve tasarım esaslarına uygun olacak şekilde üç adet, ½ ölçekli, tek katlı ve tek açıklıklı betonarme çerçeveler üretilmiştir (TBDY, 2018: 114-136). Kolon boyutları 250 mm x 150 mm ve net yüksekliği 120 cm'dir, kiriş boyutları 150 mm x 150 mm kiriş uzunluğu ise 220 cm'dir. Üretilen numuneler rijit temeller üzerine inşa edilmiştir. Referans olması amacıyla üretilen çerçeve sistemlerden bir tanesi dolgu duvarlı ve sıvalı olarak bırakılmış, diğer numunelerden birinin ön yüzü betonarme çerçeveyi de kapsayacak şekilde tek kat cam elyaf esaslı FRCM ile, üçüncü numune ise çift kat cam elyaf esaslı FRCM ile güçlendirilmiş.

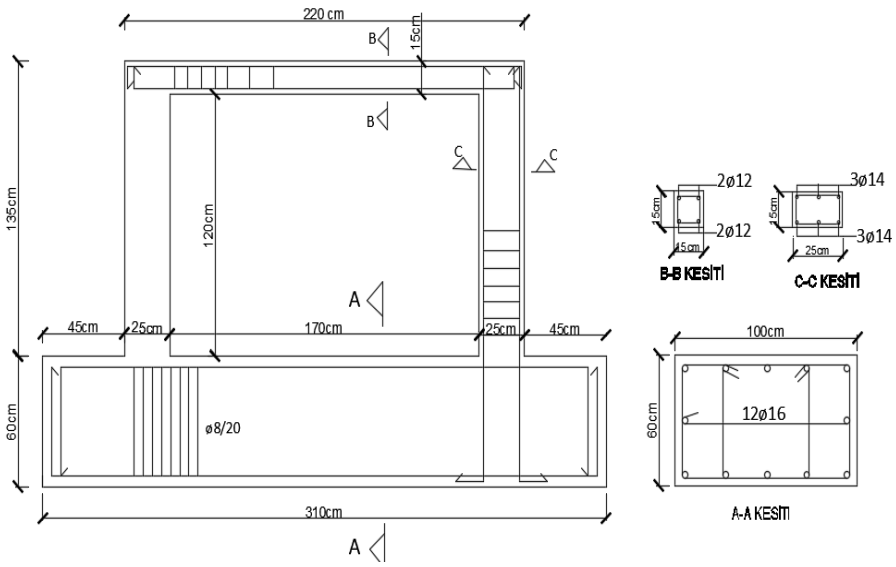
Numunelerin üretiminde C25/30 sınıfı beton, B420C sınıfı nervürlü donatı kullanılmıştır. Dolgu duvar için 19 cm x 19 cm x 8,5 cm boyutlarında boşluklu tuğla kullanılmıştır.

Tablo 1. Deney numunelerinin genel özellikleri.

Numune Adı	Numune Özellikleri	Çerçeve Boyutları	Dolgu Duvar Boyutları
Referans Numune	Dolgu duvarlı çerçeve + sıva	220cm x 135cm	170cm x 120cm
G-FRCM-1	Dolgu duvarlı çerçeve +sıva+ tek kat GFRCM uygulaması	220cm x 135cm	170cm x 120cm
G-FRCM-2	Dolgu duvarlı çerçeve +sıva+ çift kat GFRCM uygulaması	220cm x 135cm	170cmx 120cm

2.2. Boyutlar ve Donatı Detayı

Bu çalışmada üretilen üç adet betonarme çerçevenin kolonlarında 6 adet Ø14 boyuna donatı, 8 cm arayla Ø8 enine donatı kullanılmıştır. Kirişlerde 4 adet Ø12 boyuna donatı, Ø8 çapında ve 10 cm aralıklarla enine donatı yerleştirilmiştir.



Şekil 1. Numunelerin boyut ve donatı detayı.

2.3. Numunelere Güçlendirme Malzemesinin Uygulanması

FRCM malzemesinin çimento esaslı özel matrisi kullanım talimatına uygun şekilde hazırlanmıştır. G-FRCM uygulamadan önce numunelerin ön yüzeyi tozdan arındırılmış ve hafifçe ıslatılmıştır. Tek kat güçlendirme uygulanacak numune için hem dolgu duvar hem de betonarme çerçevenin ön yüzüne 1 cm kalınlığında çimento esaslı harç tatbik edilmiş ve matrisin üzerine G-FRCM malzemesi yerleştirilip tekrar 1 cm kalınlığında çimento esaslı harç uygulanmıştır. G-FRCM malzemesi hem duvar yüzeyinde hem de duvar-temel birleşiminde 20 cm bindirme yapılarak uygulanmıştır.

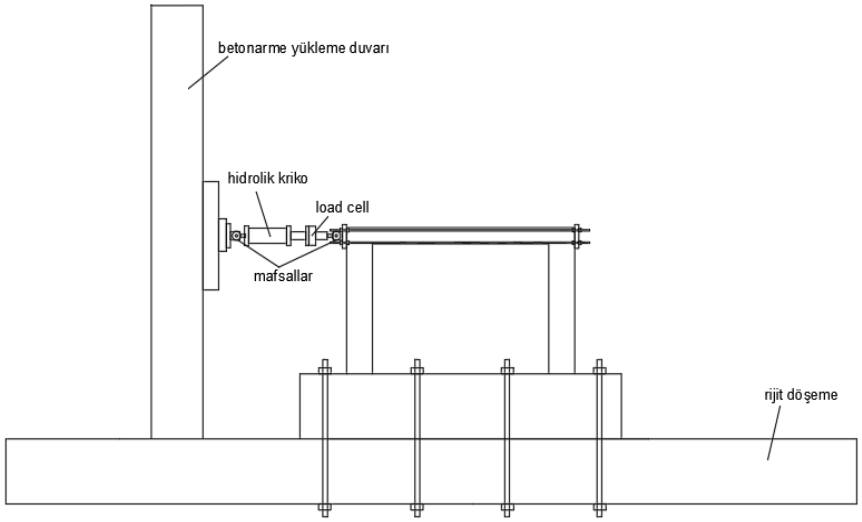
Çift kat güçlendirme uygulanacak numune için, numunenin ön yüzüne 1 cm kalınlığında çimento esaslı harç tatbik edilip matrisin üzerine G-FRCM malzemesi yerleştirilmiş ve 1 cm kalınlığında çimento esaslı harç uygulanmış ardından bir kat G-FRCM daha uygulanıp tekrar 1 cm kalınlığında çimento esaslı harç uygulanmıştır.



Şekil 2. G-FRCM malzemesinin uygulanması ve bindirme boyu.

2.4. Deney Düzeneği

Deneyler Erciyes Üniversitesi Deprem Araştırma Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Deney düzeneğinin ve numunelerin döşeme ve düzeneğe bağlanma detayı Şekil 3'te gösterilmiştir.



Şekil 3. Deney numunelerinin sabitlendiği zemin ve duvar.

Numunenin sabitlendiği döşeme kalınlığı 60 cm, betonarme yükleme duvarı ise 50 cm'dir. Numuneler, döşemeye sekiz noktadan çelik millerle bağlanmıştır. Duvar ile numune arasında Şekil 2'de de görüldüğü gibi hidrolik kriko, yük hücresi (load cell) ve bağlantı elemanları vardır.

Numuneye yükün uygulandığı kolon sol kolon, diğeri ise sağ kolon olarak adlandırılmıştır. Numunenin ön yüzü A, arka yüzü B olarak adlandırılmıştır.

Deney sırasında numunelere deprem benzeri tersinir tekrarlı yükleme yapılması için 50 ton kapasiteli hidrolik kriko kullanılmış, uygulanan yüklerin ve yer değiştirmelerin takibi için ±40 ton kapasiteli load cell (yük hücresi), LVDT (Linear Variable Differantial Transformer), data logger ve bilgisayar kullanılmıştır.

Deneysel çalışmada deplasman ölçümleri için toplamda 10 adet LVDT kullanılmıştır. LVDT'lerin ve yük hücresinin okuduğu değerler bir data logger aracılığıyla bilgisayara aktarılmıştır.

Yükleme düzeneğinin iki ucunda bulunan mafsallar, numuneye uygulanan itme-çekme hareketleri sırasında aşağı-yukarı yönde hareket ederek yükün numuneye hep aynı noktada etkimesini sağlamaktadır.

Numunenin düzlem dışı hareketinin önlenmesi amacıyla numunenin ön ve arka yüzüne, rijit zemine sabitlenen, kayıcı mesnetli çelik çerçeveler yerleştirilmiştir.

2.5. Yükleme Prosedürü

Bu çalışmada üretilen üç adet ½ ölçekli, tek katlı ve tek açıklıklı çerçevelere tekrarlı tersinir yatay yüklemeler altında yapılan deneyler deplasman kontrollü olarak

gerçekleştirilmiştir. Belirlenen ötelenme oranlarına göre hedef yer değiştirme miktarı belirlenmiştir. Yüklemenin yapıldığı noktanın karşısındaki kiriş aksına yerleştirilen LVDT'nin temele olan uzaklığı ile ötelenme oranın çarpılması hedef yer değiştirme miktarını verir (Özdemir, 2008).

Tablo 2. Deney numunelerine uygulanan deplasman miktarları.

Numune Adı	Ötelenme Oranı (Başlangıç)	Ötelenme Oranı (Bitiş)	Deplasman Miktarı(mm)
Referans Numune	0,0005	0,0325	41,6
G-FRCM-1	0,0005	0,065	83,2
G-FRCM-2	0,0005	0,065	83,2

3 Bulgular

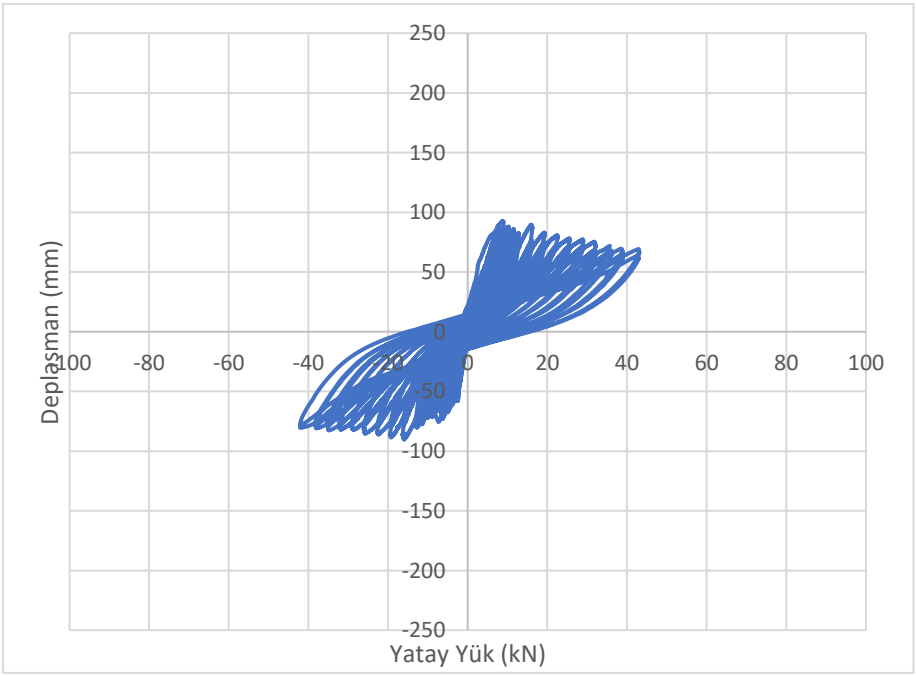
Tüm numunelere ait deney öncesi ve deney sonrası görünümler ile yükleme sonucunda elde edilen Histerisis eğrileri aşağıda verilmiştir.



Şekil 4. Referans numunesinin deney öncesi görünümü.



Şekil 5. Deney sonunda referans numunenin A ve B yüzü



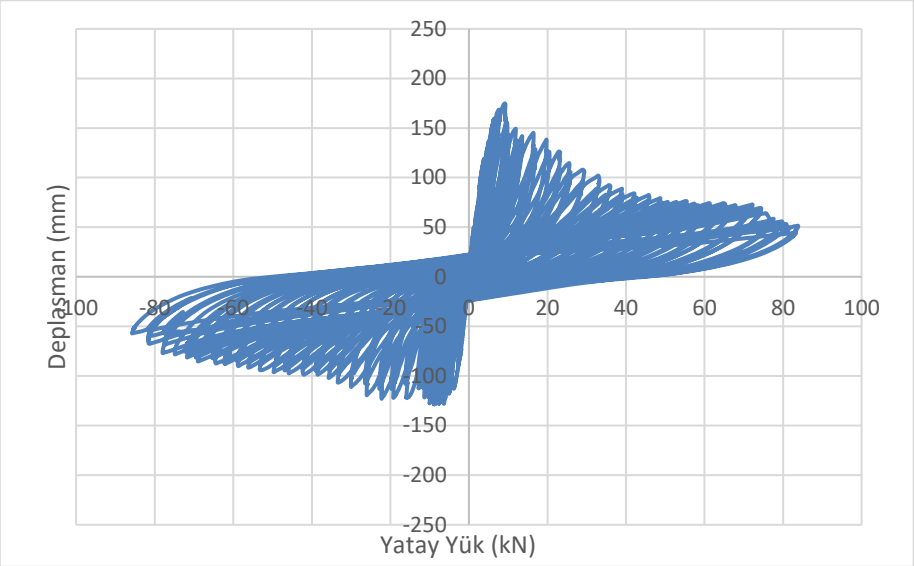
Şekil 6. Referans numunenin deplasman-yatay yük grafiği.



Şekil 7. G-FRCM-1 numunesinin deney öncesi görünümü.



Şekil 8. Deney sonunda G-FRCM-1 numunesinin A ve B yüzü.



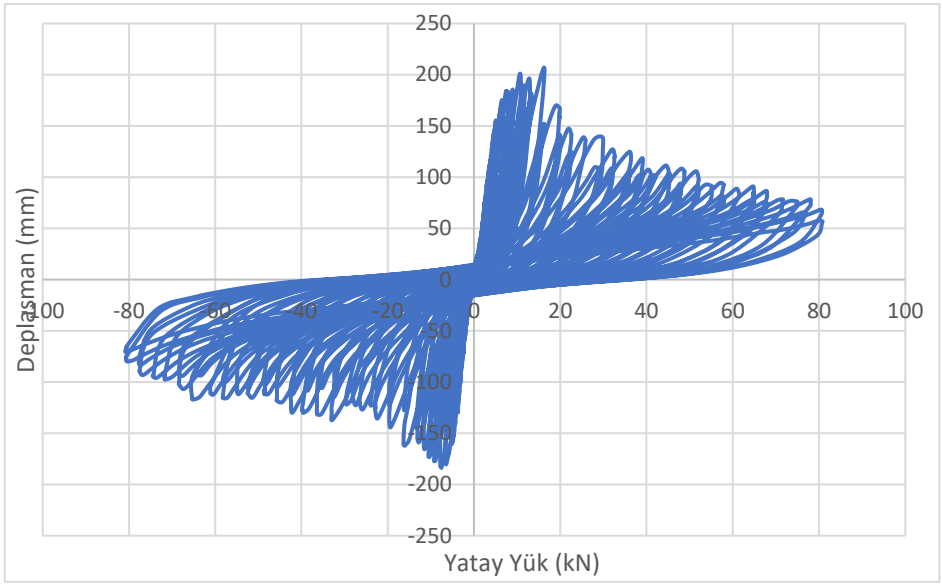
Şekil 9. G-FRCM-1 numunesinin deplasman-yatay yük grafiği.



Şekil 10. G-FRCM-2 numunesinin deney öncesi görünümü.

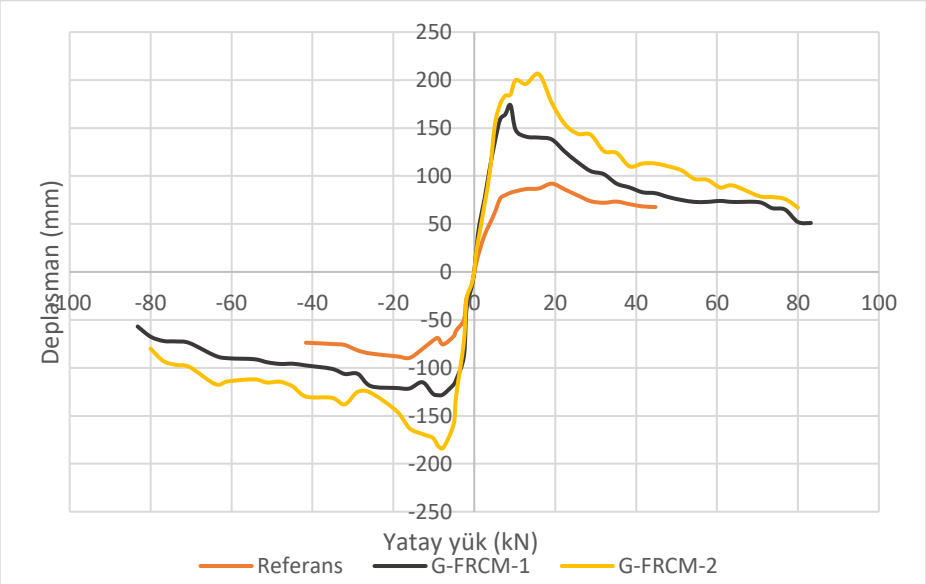


Şekil 11. Deney sonunda G-FRCM-2 numunesinin A ve B yüzü.



Şekil 12. G-FRCM-2 numunesinin deplasman-yatay yük grafiği.

Tüm numunelerin yatay yük deplasman grafiklerini kıyaslamak amacıyla numunelere ait zarf eğrileri Şekil 13'te verilmiştir.



Şekil 13. Tüm Numunelere Ait Deplasman-Yatay Yük Grafiği

2.6. Deney Bulgularının Değerlendirilmesi

Taşınan Maksimum Yatay Yük

Numunelerin taşıdığı maksimum yatay yükler Tablo 3'te verilmiştir.

Tablo 3. Numunelerin taşıdığı maksimum yatay yük

Numune	Ötelenme Oranı	Maksimum Yük (kN)
Referans numune	0,0125	89,55
G-FRCM-1	0,007	151,15
G-FRCM-2	0,008	186,50

Deney sonuçları değerlendirildiğinde dolgu duvarlı çerçevenin tek kat G-FRCM ile güçlendirilmesi yatay yük taşıma kapasitesini %69, çift kat G-FRCM ile yapılan güçlendirmenin yatay yük taşıma kapasitesini %108 artırdığı görülmüştür.

Rijitlik Değişimi

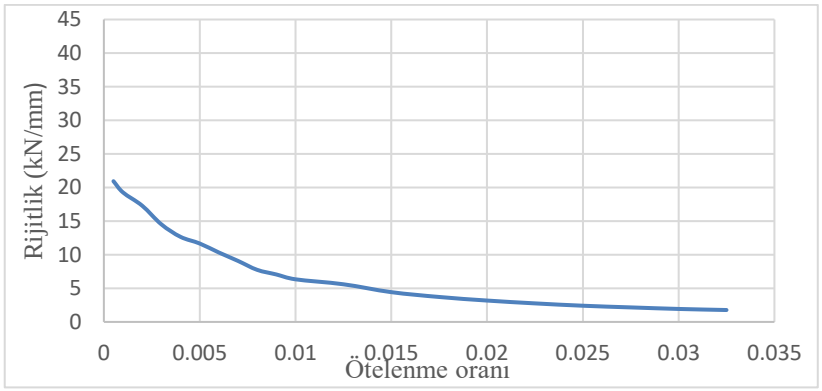
Numunelerin rijitlik değişimi her bir hedef yer değiştirme için numuneye uygulanan itme ve çekme yüklerinin mutlak değerce ortalamasının hedef yer değiştirmeye bölünmesi ile elde edilir (Özdemir, 2008).

Numunelere ait başlangıç rijitlikleri tablosu ise Tablo 4'te verilmiştir.

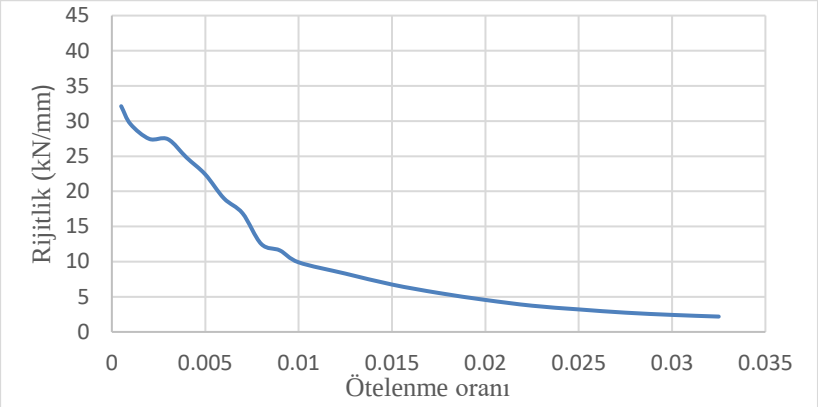
Tablo 4. Numunelerin Başlangıç Rijitlikleri

Numune	Ötelenme oranı	Başlangıç rijitlik Ri (kN/mm)
Referans numune	0,0005	20,94
G-FRCM-1	0,0005	32,11
G-FRCM-2	0,0005	38,59

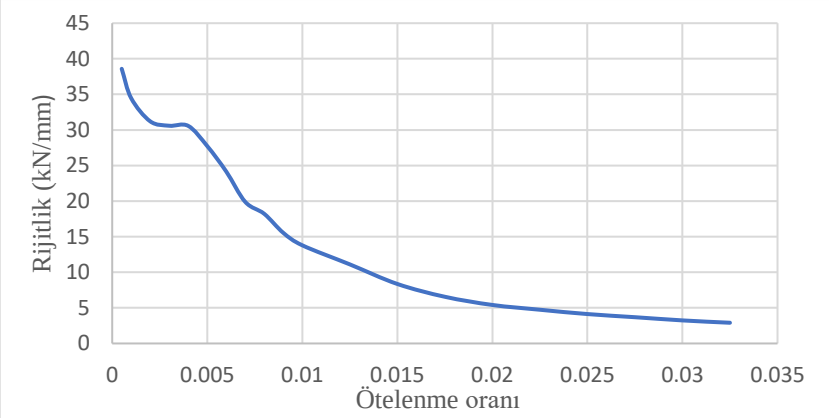
Dolgu duvarlı betonarme çerçeveye ve tek kat G-FRCM ilavesi başlangıç rijitliğini %53, çift kat G-FRCM ilavesi başlangıç rijitliğini %84 artırmıştır.



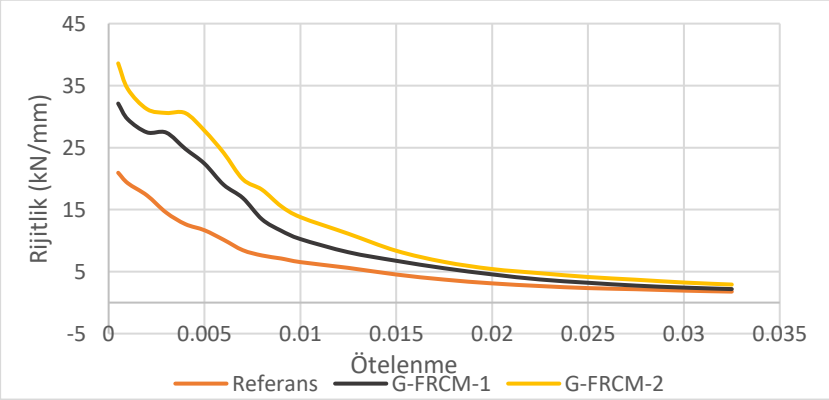
Şekil 14. Referans Numunesinin Rijitlik Değişim Grafiği



Şekil 15. G-FRCM-1 Rijitlik Değişim Grafiği



Şekil 15. G-FRCM-2 Rijitlik Değişim Grafiği



Şekil 16. Numunelerin Rijitlik Değişim Grafiği

4 Sonuç ve Öneriler

Sonuç

Deney sonuçları değerlendirildiğinde dolgu duvarlı çerçevenin tek kat G-FRCM ile güçlendirilmesi yatay yük taşıma kapasitesini %69, çift kat G-FRCM ile yapılan güçlendirmenin yatay yük taşıma kapasitesini %108 artırdığı görülmüştür.
Başlangıç rijitlikleri kıyaslandığında dolgu duvarlı betonarme çerçeveye ve tek kat G-FRCM ilavesi başlangıç rijitliğini %53, çift kat G-FRCM ilavesi başlangıç rijitliğini %84 artırmıştır.

Öneri

Deneyde uygulanan FRCM türü kompozit cam elyaf esaslıdır. Farklı türde FRCM malzemeleri kullanılarak daha kapsamlı bir çalışma yapılabilir.

Güçlendirme işlemi ankrajsız olarak uygulanmıştır. Ankrajlı güçlendirme yönteminin etkinliği başka bir çalışmada değerlendirilebilir.

Numunenin yalnızca ön yüzüne tek kat güçlendirme uygulanmıştır. Daha kapsamlı bir çalışmada çift kat güçlendirme ile tek kat güçlendirme uygulamalarının etkinlikleri kıyaslanabilir.

Teşekkür
Bu çalışma Erciyes Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi tarafından FYL-2021-10768 kodlu proje ile desteklenmiştir.

Kaynaklar

1. Demirci T (2019) Dolgu duvarlı BA çerçevelerin güçlendirilmesinde FRCM türü malzemelerin performansa katkısının deneysel araştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Erciyes Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Kayseri.
2. Filippou CA, Kyriakides NC, Chrysostomou CZ (2023) Numerical study of the seismic retrofitting of masonry-infilled RC frames with openings using TRM. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 52(4):1021-1040.
3. Ismael N, El-Maaddawy T, Hattak N (2018) Quasi-static in-plane testing of FRCM strengthened non-ductile reinforced concrete frames with masonry infills, Construction and Building Materials 186:1286-1298.
4. Micelli F, Aiello M A (2016) Analysis of in-plane behavior of tuff masonry panels strengthened with inorganic matrix-grid systems. Construction and Building Materials 115:398-412.
5. Özdemir H (2008) Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Hasır Çelik Donatılı Sıva ile Güçlendirilmesi, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
6. TBDY (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar, 114-136.

Planda Oluşan Çıkıntılar Sonucu Oluşan Düzensizliklerin Frekans Tanım Alanında İncelenmesi

Ahmet Berkay MOSTURA [0009-0006-0311-2069]
mosturaberkay@gmail.com

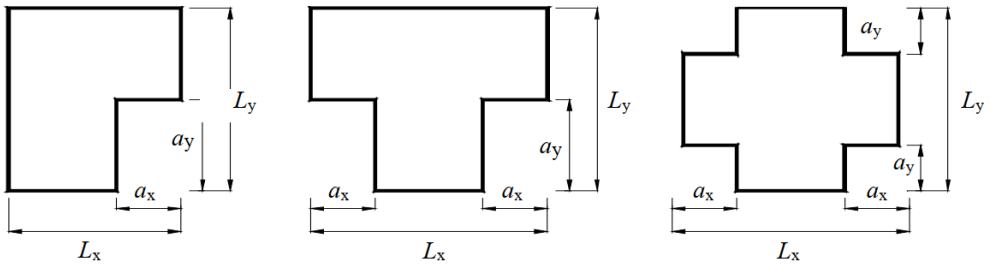
Özet. Yapıların deprem ile olan ilişkisi ülkemiz coğrafyasında sürekli olarak karşımıza çıkmaktadır. Sismik kuvvetler, yapısal kusurlar içeren binalarda büyük deformasyonlara neden olmaktadır. Birçok yönetmelikte yapısal kusurlar, bina analizi ve tasarımı yapan mühendisler için tanımlanmış ve değerlendirilmiştir. İncelemeler sonucunda belirli sınırlandırmalar kapsamında; yumuşak kat, döşeme süreksizliği, planda çıkıntıların bulunması, düşey elemanların süreksizliği gibi birçok yapısal kusur değerlendirilmiştir. Çalışma kapsamında bu düzensizlikler arasında bulunan, Eurocode-8 ve TBDY-2018'de belirtilen planda çıkıntıların bulunması durumu göz önüne alınarak gerçek deprem etkisi altında oluşan deformasyonların farklarının incelenmesi amaçlanmıştır. Çalışmanın hedefi ise, gerçek deprem etkisi altında, yapıda oluşacak olan plastik mafsallaşmaların incelenmesi ve yapının transfer fonksiyonları ile yapı kimliğinde oluşabilecek olan dinamik etkilerin incelenmesi sonucunda, düzensizliklerin oluşturacağı farklılıkların yapı üzerindeki büyük etkisinin ortaya çıkması olarak hedeflenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Frekans Tanım Alanı, Yapı Düzensizliği, Transfer Fonksiyon.

1. Giriş

Birçok araştırmada, yapıların sismik analizindeki düşey ve yatay düzensizlik durumları incelenmiştir. Bunun sebepleri arasında, düşük katlı yapılarda günümüzde tercih edilen düzensiz mimari anlayış ve bunun sonucunda ortaya çıkan simetrik olmayan tasarımlar gösterilebilir. 1970'lerden günümüze kadar olan araştırmalar, yapısal düzensizliklerin etkisinin yapıdaki sismik tepkilere göre olan bağlantılarını çözmeyi hedeflemiştir. Araştırmalar ışığında ise düzensizlik içeren yapılardaki deprem tepkisinin düzenli yapılardakine nazaran daha yıkıcı etkiye sahip olduğu görülmüştür. Fakat karmaşık modellemeler ve çok sayıda parametrenin etkili olması sebebiyle, araştırmalar sınırlı kalmaktadır. Bunların sonucunda, uluslararası veya ülke düzeyindeki yönetmelikler, genellikle eksik olan bu araştırmaları varsayımlar ve araştırmalar ışığında standart bir rotaya oturtmasını sağlar.

Deprem açısından yapısal oluşabilecek olan kusurlar, birçok ülkede kabul gören yönetmeliklerde, analiz ve dizayn kısımlarında dikkate alınan konulardır. Ülkemizde kabul gören, güncel yönetmelik olan 'Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018' bölümünde Tablo 3.6 kısmında gösterilmiştir. İki ana başlık altında incelenen bu düzensizlik durumları sırasıyla; 'A – Planda Düzensizlik Durumları' ve 'B – Düşeyde Düzensizlik Durumları' olarak ikiye ayrılmaktadır. Araştırma kapsamında birçok yönetmelikte de belirtilen 'A – Planda Düzensizlik Durumları' koşulunda bulunan 'A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması' düzensizliği incelenerek elde edilen sonuçların farklı yönetmeliklerdeki koşulları incelenmesi amaçlanmıştır. A3 düzensizliğinin temeli, şekil olarak simetrik veya simetrik olmayan yapılarda kenarlarda oluşan çıkıntıların oluşturabileceği fazladan hasar durumu oluşturmaktadır. Şekil – 1'de gösterilen yapısal kusurun sınır koşulları TBDY – 2018'e göre gösterilmiştir.



A3 *türü düzensizlik durumu:*
$a_x > 0.2\ L_x$ *ve aynı zamanda* $a_y > 0.2\ L_y$

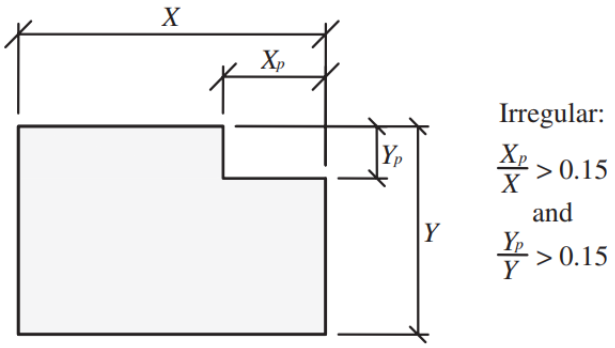
Şekil 1. TBDY'e (2018) göre belirtilen a3 düzensizlik sınırları.

2004 yılında yürürlüğe giren 'Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions And Rules For Buildings' yönetmeliğinin 4.2.3.2. bölümünde belirtilen ortogonal doğrultuda oluşan planda narinlik oranı 4 olarak belirtilmektedir. Bu kıstas için katların plandaki rijitliğinin sağlanması için katlarda oluşan deformasyonların düşey ana taşıyıcılara doğru dağıtılması gerektiğini bu sebeple C, H, I ve X plan şekillerinin dikkatli bir şekilde dizayn edilmesi gerektiğini belirtmiştir. Bu sebeple Denk. 1'de gösterilen λ katsayısı belirlenerek bu katsayının oranı hesaplanması istenmiştir. Bununla birlikte madde 4.2.3.2. yapıdaki eksantrisite katsayısının, burulma yarıçapına göre olan oranının %30'u geçmemesi şartı koymaktadır. Şekil 2'de Eurocode – 8'de madde 4.2.3.2'deki planda oluşan düzensizliğin tanımı gösterilmiştir.

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \geq 4 \tag{1a}$$

$$e_{ox} \leq 0.30 * r_x \tag{1b}$$

2016 yılında yayınlanan American Society of Civil Engineers (ASCE) tarafından yazılan 'Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures' adlı yönetmeliğinde bulunan 12.3.3.4 maddesinde belirtilen girintili köşe düzensizliği, Şekil -2'de gösterildiği üzere; girintili köşelerin her iki plan izdüşümünde oluşturduğu çıkıntı mesafesinin yapının ortagonal düzlemdeki iki eksende oluşturduğu dikey ve yatay uzunluğa olan oranı %15'ten az olmasını şart koşmuştur. Bununla birlikte diyafram devamsızlığı ve düzlem dışı ofset düzensizliği de planda oluşan yönetmelikte belirtilen düzensizlikler içerisinde yer almaktadır.



Şekil 2. ASCE – 2016'ya göre girinti düzensizlik sınırları.

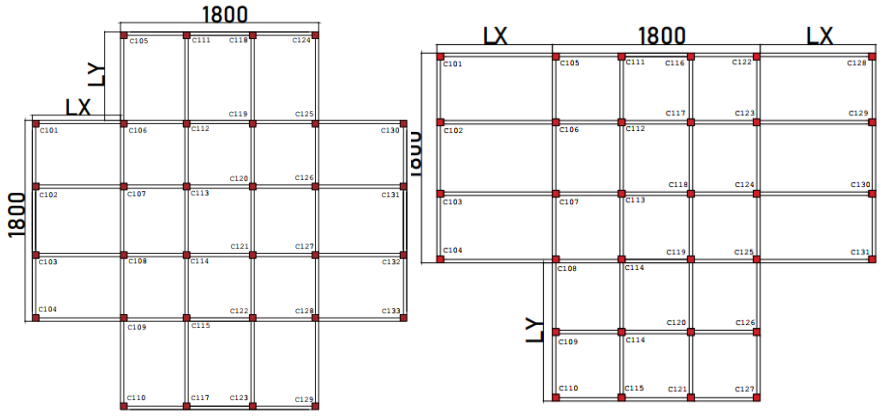
2. Deney Tanımları ve Hedefler

TBDY (2018), Eurocode 8 (2004) ve ASCE – 7 (2016) belirtilen düzensizlik sınırları sırasıyla %15, %20, %25 olarak belirtilmiştir. Bununla beraber şekil olarak T veya + şeklinde olan yapılarda oluşabilecek olan farklılıkların incelenmesi gerekmektedir. Araştırmada tasarlanan yapılar, yukarıdaki üç yönetmelikte belirtilen düzensizlik koşullarını içeren binalar olarak amaçlanmaktadır. Tablo 1'de kullanılacak olan yapı parametrelerini ve kütle katılım oranı %3'ü geçmiş olan periyot değerleri gösterilmiştir.

Tablo 1. Yapı özellikleri ve periyotları.

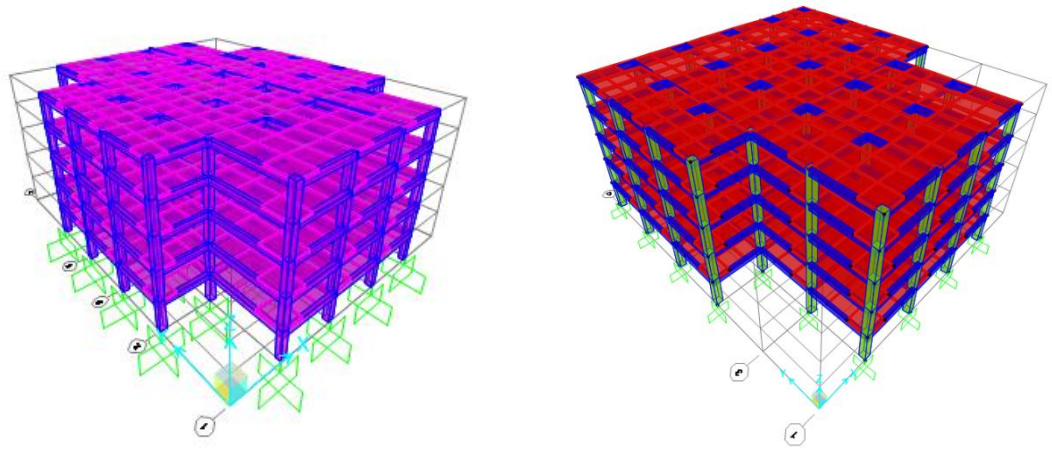
Yapı Tipi	Yapı İsimleri	Yapı Periyotları			$\frac{L_x}{L_{max}}$	$\frac{L_y}{L_{max}}$
		1. Mod	2. Mod	3. Mod		
T	T-ASCE	0.437	0.142	0.083	0.178	0.400
T	T-EURO	0.499	0.162	0.094	0.263	0.400
T	T-TBDY	0.466	0..152	0.088	0.227	0.400
+	P-ASCE	0.473	0.152	0.088	0.178	0.235
+	P-EURO	0.528	0.170	0.101	0.263	0.235
+	P-TBDY	0.463	0.149	0.086	0.227	0.235

Yapı planlarının XY düzlemindeki görüntüleri Şekil – 3'te gösterilmiştir.



Şekil 3. Örneklem Yapıların XY Plan Görüntüsü

Yapı planlarının üç boyutlu düzlemde görüntüleri Şekil – 4'te gösterilmiştir.



Şekil 4. Örneklem yapıların XY plan görüntüsü.

Yapılarda öncelikli olarak sabit boyuttaki yapısal elemanlar kullanılması amaçlanmıştır. Araştırma kapsamındaki temel amaç olarak kolonlardaki hasar durumunun tespitinin yapılması adına perde duvarlar yapıya eklenmemiştir. Yapıların

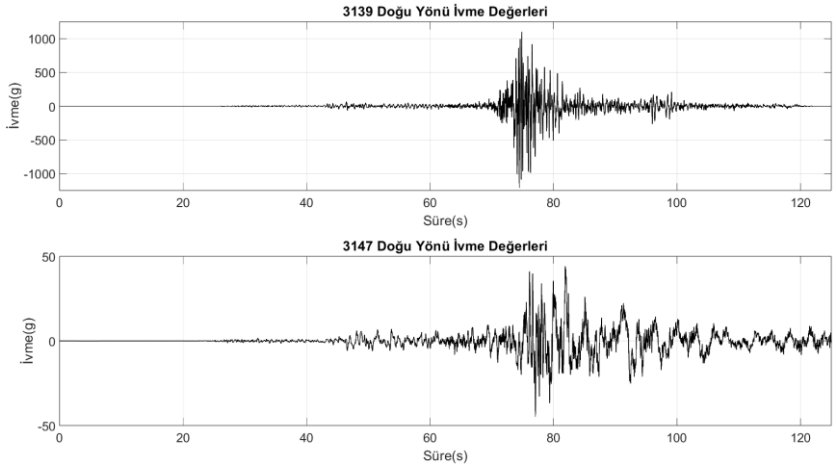
hepsi beş katlı olarak tasarlanmış olup katlar arasında üç metrelik mesafe bulunmaktadır. Yapısal elemanların bilgileri Tablo 2'de gösterilmiştir.

Tablo 2. Sabit tutulan kesit alanları ve malzeme bilgileri.

Yapısal Eleman Türü	Genişlik (Width/t2/cm)	Derinlik (Depth/t2/cm)	Toplam Boyuna Donatı Alanı (mm^2)	Malzeme Elastisite Modülü	
				C30/37	B420C
Kiriş	30	60	2412,200	30000	200000
Kolon	80	80	640.885		

Analizlerin uygulanması için, malzeme tanımları doğrusal olmayan alanı kapsayacak şekilde tasarlanmıştır. Sonlu elemanlar yöntemini esas alan SAP2000 programında, doğrusal olmayan alanda analizlerin yapılması için birleşim noktaları için plastik mafsallaşma koşulları analiz kısmında eklenmiştir. Yapısal hasarın gözlenmesi, SAP2000 programındaki verilerin MATLAB üzerindeki uygulamalar ile birlikte frekans tanım alanında incelenmesi ile gerçekleşmiştir.

Yapıların incelenmesi için, zaman tanım alanında kaydedilmiş deprem kayıtlarının girdi ve çıktı değerleri kullanılarak transfer fonksiyonları elde edilecektir. Bu yöntemle yapısal hasarın durumu ile olası frekans ve periyot değişimleri incelenecektir. Bu nedenle seçilen deprem kayıtları, yapılardaki elemanların doğrusal olmayan davranış modeline göre tepki vermesini sağlayacak şekilde tercih edilmiştir. Bununla birlikte yapı elemanlarını doğrusal alanda kalacak şekilde etkileyecek ve yapı kimliğini oluşturacak bir deprem kaydı da tercih edilmesi gerekmektedir. Böylelikle yapının bozulmayan transfer fonksiyonunda yapı modlarının görülmesini sağlayacaktır. Seçilen kayıtların zaman tanım alanındaki görüntüleri Şekil 5'te gösterilmiştir.

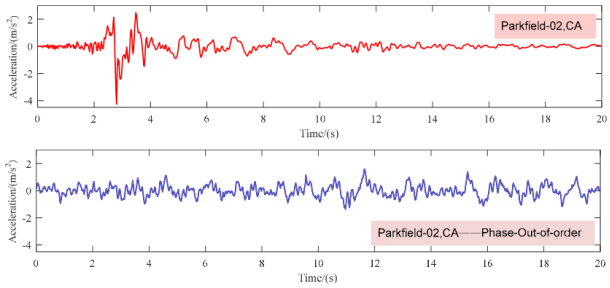


Şekil 5. 06.02.2023 Pazarcık Depremi 3139 kayıt noktasındaki doğu yönlü deprem kaydı.

Yapıya aktarılan deprem kayıtlarının çıktıları elde edilirken sönüm oranı sabit olacak şekilde %5 oranında yapılara girdi değerleri yapıya aktarılmıştır. Elde edilen çıktılar, Denk. 2'deki Fourier Transformuna göre frekans tanım alanında incelenmiştir.

$$F(x) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) * e^{-i\omega t} * \partial t \qquad (2)$$

Frekans tanım alanında elde edilen değerlerin gerçek ve kompleks değerleri oranlanması sonucunda transfer fonksiyonları elde edilebilir. Böylelikle depremde oluşan faz açılarının hesaplamaya katılması sağlanmıştır. Şekil 6'da örnek bir faz açısı etkisinin grafiksel açıdan farklılığı gösterilmiştir (Ding vd., 2024).



Şekil 6. Deprem sonucunda faz açılarının değişimi.

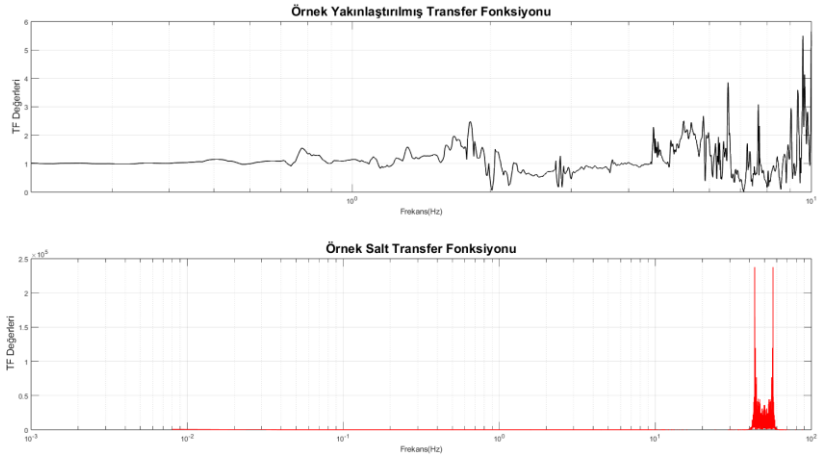
Faz açılarını hesaplama dahilinde katılması ile birlikte çıktı değerlerinin girdi değerlerine olan oran hesaplanması ile transfer fonksiyonları elde edilmektedir.

Transfer fonksiyonlarının temel amacı, yapının doğal frekansında oluşan değişimin izlenmesi ve oluşan değişimin hangi noktada gerçekleştiği ve hasar durumunun tespitinin yapılmasıdır. Denk. 3'te gösterilen yapı dinamiğinde kullanılan transfer fonksiyon denklemini göstermektedir.

$$U(\omega) = H(\omega) * \ddot{U}_g(\omega) \tag{3a}$$

$$H(\omega) = {}^{-m}/_{(-\omega^2 m + i\omega c + k)} \tag{3b}$$

Transfer fonksiyonları frekans tanım alanında incelenmesi durumunda F_{nyq} değerlerini içerir, istenilen sonucun elde edilmesi adına kütle katılım oranına etkisi en yüksek modların olduğu frekans aralıkları transfer fonksiyonları için incelenir. Araştırma kapsamında, doğu yönündeki deprem kayıtlarının L_x değişiminin yaşandığı eksen üzerindeki etkileri incelenmiştir. Bu doğrultuda kayıtların daha iyi ve daha doğru olması adına, kendi ekseninde kütle katılım oranı en yüksek olan birincil modun transfer fonksiyonları grafiklendirirmiştir. Şekil 7'de örnek bir transfer fonksiyonun, salt grafik ile yakınlaştırılmış grafik arasındaki farkı gösteren grafik gösterilmiştir.

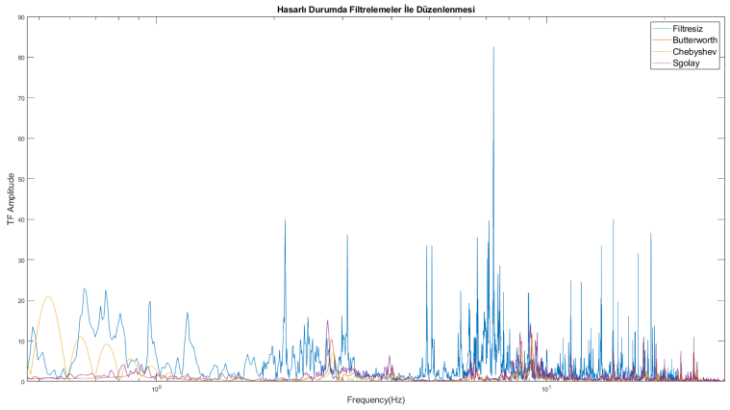


Şekil 7. Örnek transfer fonksiyonun yakınlaştırılmış ve salt grafiği.

Transfer fonksiyonların temel amaçlarından biri hasar durumunda gerçekleşecek olan frekans değişiminin incelenmesidir. Fakat kayıtların sistemde ve bizde bir anlam taşıması için belirli filtreleme ve pencereleme yöntemlerinin kullanılması gerekmektedir. Araştırmada kullanılan Denk.4'te gösterilen 'Chebyshev Filtresi', hasar durumunu gözlemlerken temiz bir görüntü sağlamaktadır. Filtrelerin kullanılması

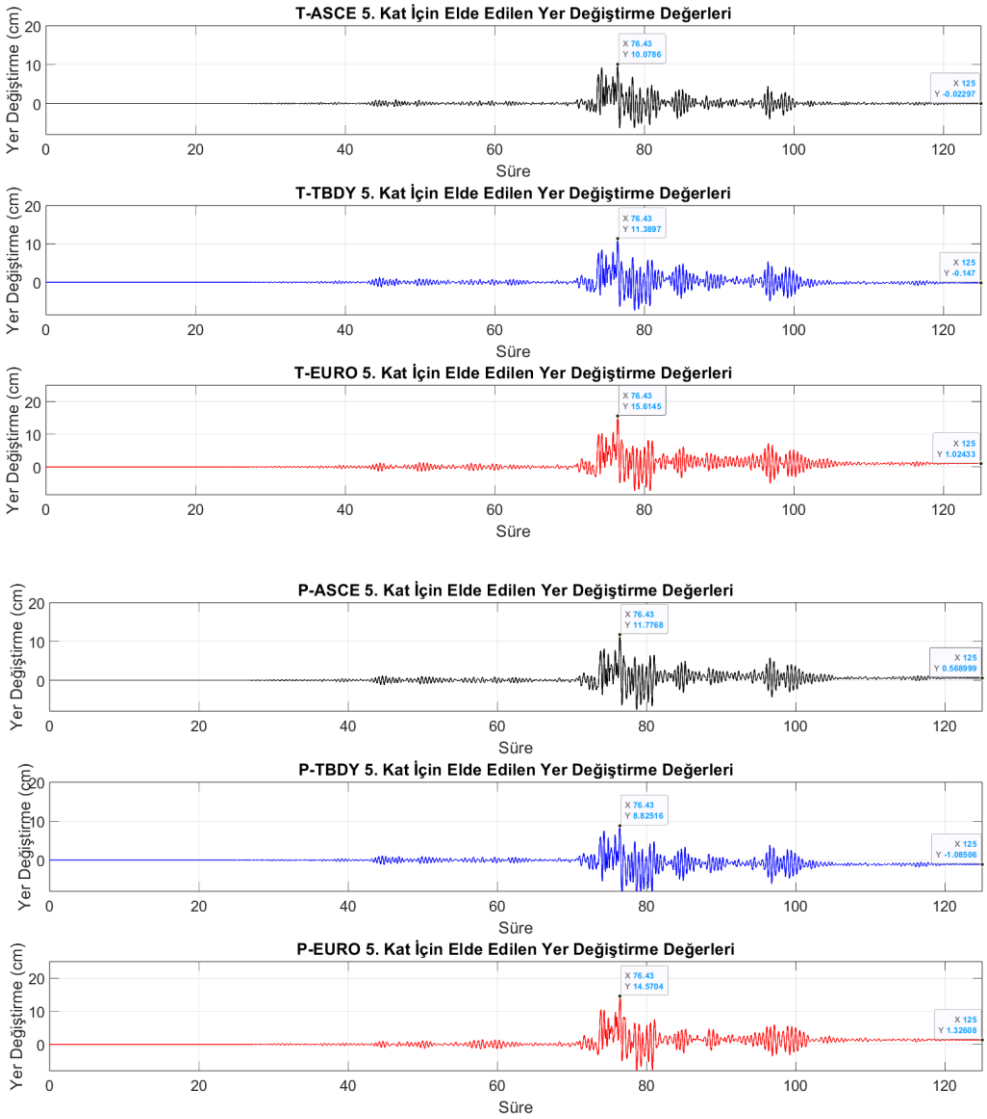
durumunda Şekil 8'de gösterildiği gibi transfer fonksiyonlarındaki görüntüler netleşmektedir.

$$G_n(\omega) = \sqrt{\frac{\varepsilon^2 * T_n^2 * (\frac{\omega_0}{\omega})}{1+\varepsilon^2 * T_n^2 * (\frac{\omega_0}{\omega})}} \tag{4}$$



Şekil 8. Filtrelemeler ile oluşturulan transfer fonksiyon grafikleri.

Araştırmada ilk olarak yapılardaki C101 kolonunun 1. 3. ve 5. katından elde edilen, mutlak deplasman, ivme ve hız değerleri incelenmiştir. Yer değiştirme değerlerinin zaman tanım alanında oluşturduğu grafik Şekil 9'da gösterilmiştir.

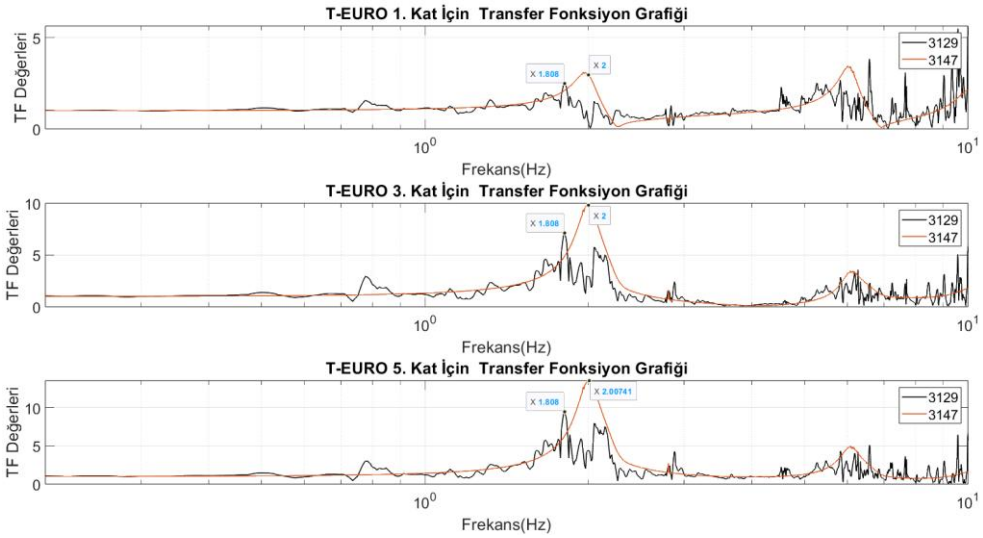


Şekil 9. Yapıların 3129 kaydına göre elde edilen yer değiştirme değerleri.

Yer değiştirme değerleri sonucunda kalıcı deformasyonların oluştuğu, deprem kaydı sona ermesine rağmen 0.5 cm büyüklüğünde yer değiştirme meydana geldiği görülmüştür. P – EURO için deplasman değerlerinin 14.57 cm değerlerine ulaştığı, P-TBDY'nin, P-ASCE'e göre L_x/L_{max} oranı fazla olmasına rağmen maksimum yer değiştirme değerleri 2.95 cm fark oluşturmaktadır. T tür yapılarda hedeflenen sonuç olan P-TBDY'nin daha yüksek maksimum yer değiştirme değeri elde edildiği

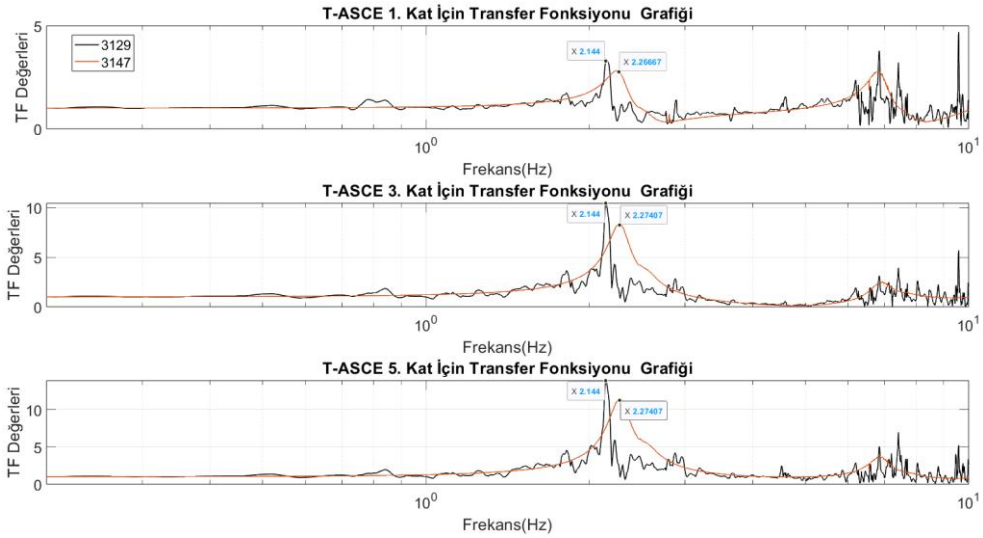
görülmektedir. Artı yapılara nazaran L_x/L_{max} oranı daha büyük etken olarak maksimum yer değiştirme değerleri görülmektedir. Fakat oran artışına nazaran P-TBDY ile P-EURO arasında maksimum yer değiştirme arasındaki oransal artış P-ASCE ile P-TBDY'e göre daha fazla oluşmaktadır.

Yapılara girdi olarak eklenen deprem kuvvetlerinin çıktılarının frekans tanım alanında incelenmesi durumunda transfer fonksiyonları elde edilmiştir. Şekil 10'da P-EURO için elde edilen transfer fonksiyonu gösterilmiştir.



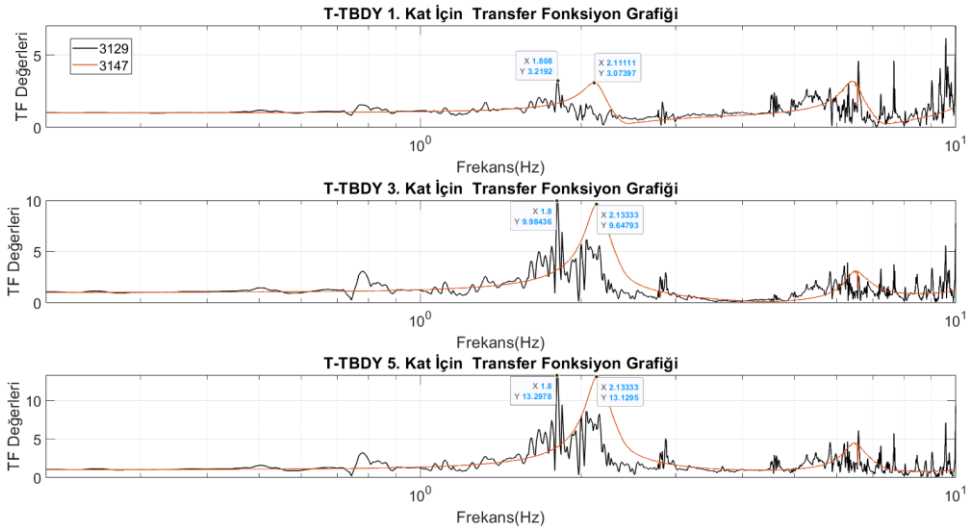
Şekil 10. T-EURO için elde edilen transfer fonksiyonları.

T-EURO'dan elde edilen transfer fonksiyonlarında 3147 kaydında doğrusal alanda kalan yapıda 2 Hz birincil mod frekansı elde edilirken, 3129 kaydında yapının hasar sonucunda doğrusal olmayan alanda kalarak kalıcı deformasyona yol açtığı, bu hasar sonucunda birincil mod frekansının 1.808 Hz'e kadar azalmasına yol açmıştır. Bu bölgede yapıda göçme meydana gelmemiştir; bunun nedeni ise yapı kimliğinin tamamen bozulmamış olmasıdır. Şekil 11'de P-ASCE için elde edilen transfer fonksiyonu gösterilmiştir.



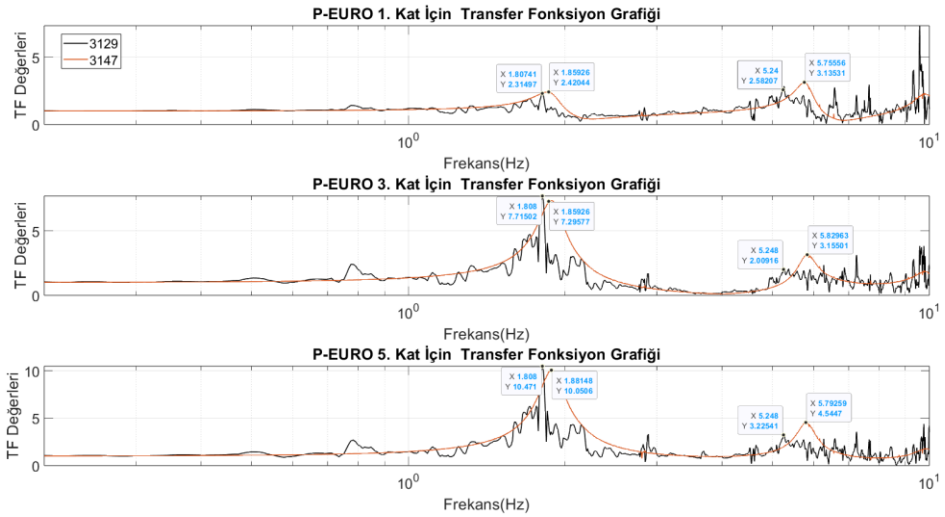
Şekil 11. T-ASCE için elde edilen transfer fonksiyonları.

T-ASCE'den elde edilen transfer fonksiyonlarında 3147 kaydında doğrusal alanda kalan yapıda 2.27 Hz birincil mod frekansı elde edilirken, 3129 kaydında yapının hasar sonucunda doğrusal olmayan alanda kalarak kalıcı deformasyona yol açtığı, bu hasar sonucunda birincil mod frekansının 2.14 Hz'e kadar azalmasına yol açmıştır. Yapıda göçme durumu bu nokta için meydana gelmemiştir bunun sebebi yapı kimliğinin tamamen bozulmamasından kaynaklıdır. Şekil 12'de P-TBDY için elde edilen transfer fonksiyonu gösterilmiştir.



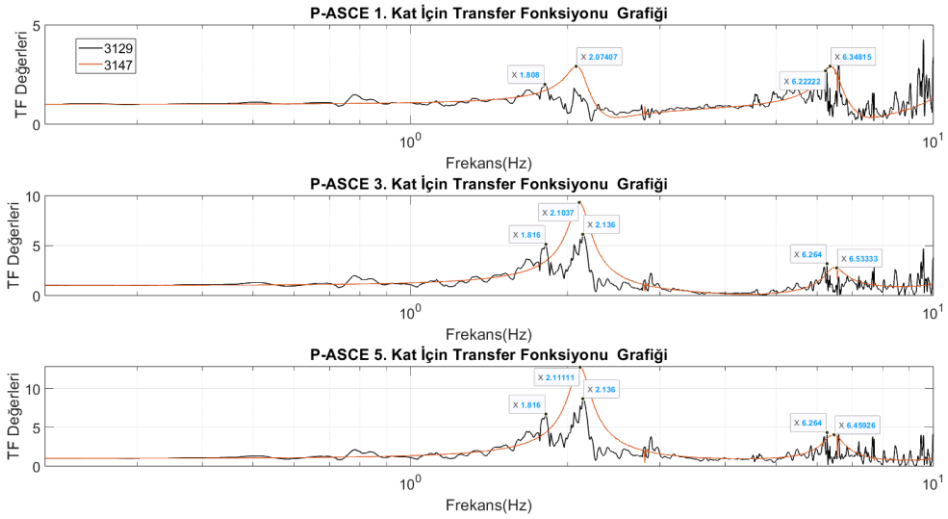
Şekil 12. T-TBDY için elde edilen transfer fonksiyonları.

T-ASCE'den elde edilen transfer fonksiyonlarında 3147 kaydında doğrusal alanda kalan yapıda 2.13 Hz birincil mod frekansı elde edilirken, 3129 kaydında yapının hasar sonucunda doğrusal olmayan alanda kalarak kalıcı deformasyona yol açtığı, bu hasar sonucunda birincil mod frekansının 1.8 Hz'e kadar azalmasına yol açmıştır. Yapıda göçme durumu bu nokta için meydana gelmemiştir bunun sebebi yapı kimliğinin tamamen bozulmamasından kaynaklıdır. Şekil 13'te T-EURO için elde edilen transfer fonksiyonu gösterilmiştir.



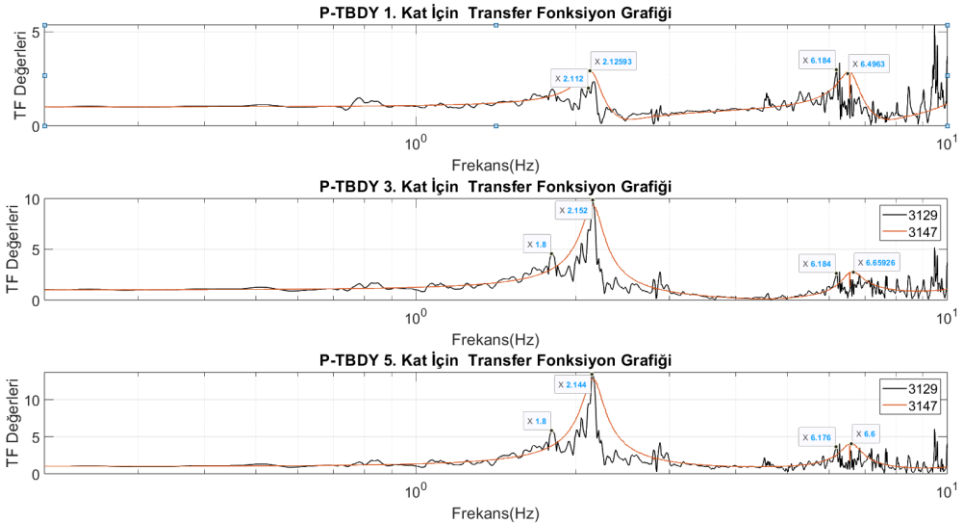
Şekil 13. P-EURO için elde edilen transfer fonksiyonları.

P-EURO'dan elde edilen transfer fonksiyonlarında 3147 kaydında hasar almayan yapıda 1.881 Hz birincil mod frekansı elde edilirken, 3129 kaydında yapının hasar sonucunda doğrusal olmayan alanda kalarak kalıcı deformasyona yol açtığı, bu hasar sonucunda birincil mod frekansının 1.808 Hz'e kadar azalmasına yol açmıştır. Yapıda göçme durumu bu nokta için meydana gelmemiştir bunun sebebi yapı kimliğinin tamamen bozulmamasından kaynaklıdır. Şekil 14'te P-ASCE için elde edilen transfer fonksiyonu gösterilmiştir.



Şekil 14. P-ASCE için elde edilen transfer fonksiyonları.

P-ASCE için 3129 kaydının transfer fonksiyonunda yapı kimliğinde bozulma gözlenmiştir; ancak birincil modda frekans değişimi olmamış, sadece yapının birincil mod hareketinde farklılık görülmüştür. Bunun sebebi ise ivme değeri alınan nokta için hasar durumunun birinci modda değil, ikinci modda gerçekleşmesinden kaynaklanmıştır. Bu sebeple o noktadaki frekans değeri 6.44 Hz'den 6.26 Hz'ye kadar düşmüştür. Şekil 15'te P-TBDY için elde edilen transfer fonksiyonu gösterilmiştir.



Şekil 15. P-TBDY için elde edilen transfer fonksiyonları.

P-ASCE için geçerli olan benzer durum P-TBDY için geçerli olmaktadır. Buna bağlı olarak ikinci mod için 6.6 Hz olan frekans değeri, 6.176 Hz olarak değişkenlik göstermektedir. Her iki durumda yapının ana kimliğinde görülen birincil mod frekansı değeri olan 2.144 Hz dışında yapıda değişkenlik gösteren 1.8 Hz değeri transfer fonksiyonu grafiklerinde belirlenmiştir.

3. Sonuç ve Değerlendirme

Araştırmada kullanılan yapılardaki ana taşıyıcı sistemlerin aynı taşıyıcı elemanlara sahip olmasının etkisiyle üç farklı yönetmelik koşulu için yapıların periyot değerleri birbirine yakın gerçekleşmektedir. Bu sebepten ötürü transfer fonksiyonlarında benzer görüntüler görülmektedir. Yapısal açıdan en sıkıntılı konumda olan T-EURO ve P-EURO yapıları hedeflenen görüntülere ulaşmaktadır. Hedeflenen görüntüler için önemli olan noktalardan biri olarak deplasman değerleri arasındaki belirgin farklılıklardır. Bunun yanında diğer yapılara nazaran birincil modu daha düşük frekanslara sahip olan yapılar olarak karşımıza çıkmaktadır.

P-EURO için yapının birincil mod frekansının diğerlerine nazaran daha az olmasından ötürü P-TBDY ve P-ASCE'de görülmeyen hasara yol açmıştır. İvme değerlerinin alındığı nokta için yapısal hasarın P-TBDY ve P-ASCE için birincil modda gerçekleşmediği, P-EURO için ise noktadan elde edilen transfer fonksiyonu için

frekans değişiminin yaşandığı gözlemlenmiştir. P-EURO ve P-TBDY arasındaki farklılık P-ASCE ve P-TBDY'e nazaran daha fazla oluşmaktadır.

T yapılar için T-EURO ile T-TBDY arasında başlangıçta birincil mod frekansları arasında fark oluşmuş olsa da hasarlı durumda T-TBDY'nin birincil modu frekans değeri ile T-EURO'nun birincil modundaki frekans değeri arasındaki fark azalmıştır.

Yer değiştirme değerlerinde kalıcı olarak değişkenlikler görülmektedir, deprem kaydının sonlanması durumunda bile yer değiştirme değerleri görülmektedir. Fakat transfer fonksiyonlarında o noktada hasar görülmese de diğer noktalarda oluşan deformasyonlardan ötürü kalıcı yer değiştirmeler o noktadaki kayıtlarda görülmektedir.

Son olarak, L_x/L_{max} oranının artması yapı periyodunu önemli ölçüde artırmakta, bu da yapının uzak deprem etkisi altında daha fazla deformasyona ve yer değiştirmelere maruz kalmasına yol açmaktadır. Fakat yapının geometrisi ve çapraz simetrinin etkisi L_x/L_{max} oranının X yönündeki etkisini değiştirmektedir.

Kaynaklar

1. Allen RL, Mills DW (2004) Signal Time, Frequency, Scale and Structure. New Jersey: Wiley.
2. American Society of Civil Engineers (2016) *Minimum Design* Loads for Buildings and Other Structures. Structural Engineering Institute.
3. Beyen K (2007). Structural identification for post-earthquake safety analysis of the Fatih Mosque after the 17 August 1999 Kocaeli Earthquake. Engineering Structures 2165-2184.
4. Beyen K, Erdik M (2004) Two-dimensional nonlinear site response analysis of Adapazarı plain and predictions inferred from aftershocks of the Kocaeli earthquake of 17 August 1999. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 261-279.
5. Chopra AK (2012) Dynamics of structures (4. Baskı b.), San Francisco: Pearson.
6. Ding Y, Xu Y, Miao H (2024) Mathematical and physical characteristics of the phase spectrum of earthquake ground motions. MDPI.
7. Elnashai AS, Sarno LD (2008) Fundamentals of earthquake engineering. Wiley.
8. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Deprem etkisi altında binaların tasarımı için esaslar, Ankara.
9. Rajasekaran S (2009) Structural dynamics of earthquake engineering, New Delhi: CRC.

10. Santos D, Melo J, Varum H (2024) Comparative analysis of the ımpact of vertical ırregularities on reinforced concrete moment-resisting frame structures according to Eurocode 8. MDPI.
11. Shatnawi AS, Musmar M, Gharaibeh LI (2018) Evaluation of seismic analysis procedures for concrete moment-resistant frames with horizontal re-entrant corners irregularity. International Journal on Advanced Science Engineering Information Technology 876-881.
12. The European Union (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels: CEN .
13. Tiliouine B, Hammoutene M, Bard PY (2000) Phase angle properties of earthquake strong motions: a critical look. 12th Word Conference on Earthquake Engineering (565-573), Auckland, New Zealand Society for Earthquake Engineering.
14. Yang B (2005) Stress, strain and structural dynamics, San Diego.
15. Zhang Y, Wang C-Y, Fu L-Y, Zhao B, Ma Y (2009) Unexpected far-field hydrological response to a great earthquake. Earth and Planetary Science Letters.

Betonarme Binalarda Kısa Kolon Etkileri

Cevdet Şentürk[1*], Rabia Aydın[2], Oğuzhan Şentürk[3]

[1] Yüksek İnşaat Mühendisi, İndis Mühendislik, İstanbul
[2]İnşaat Mühendisi, İndis Mühendislik, İstanbul
[3]İnşaat Mühendisi, İndis Mühendislik, İstanbul
cevdetsenturk@indismuhendislik.com

Özet. Kısa kolon, bir veya birden fazla kolonun serbest boyunun diğer kolonlara göre daha kısa olması ya da taşıyıcı veya taşıyıcı olmayan elemanlarla kısıtlanması sonucunda ortaya çıkan önemli bir yapısal düzensizliktir. Bu durum, özellikle deprem etkisi altında kolonlarda yüksek kesme kuvvetlerine neden olmakta ve ani, gevrek hasar riskini artırmaktadır. Kısa kolon etkisi çoğunlukla tasarım aşamasında öngörülemeyen mimari detaylardan, imalat hatalarından veya yapıya sonradan eklenen müdahalelerden kaynaklanmaktadır. Bu çalışmada, kısa kolon etkisinin oluşum nedenleri teknik açıdan irdelenmiş; yapı güvenliği üzerindeki etkileri analiz edilmiş ve bu etkinin tasarım, uygulama ve kullanım aşamasında nasıl önlenebileceğine dair kapsamlı çözüm önerileri sunulmuştur. Mimari, yapısal tasarım sırasında ve uygulama sırasında yapılan hatalar sonrasında oluşan taşıyıcı sistem değişikliği gibi etkisi olan kısa kolon etkisi sorunlarının azaltılması için yapılması gerekenler tartışılmış ve önerilerde bulunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Kısa Kolon, Kesme Kuvveti, Yapısal Düzensizlik, Deprem Davranışı, Tasarım Hataları

1 Giriş

Kısa kolon, herhangi bir katta yer alan bir veya birkaç kolonun, diğer kolonlara kıyasla serbest boyunun daha kısa olması ya da belirli bir noktadan itibaren kısıtlanması durumudur. Özellikle deprem bölgelerinde kısa kolon etkisi nedeniyle oluşan hasarlar, önemli bir mühendislik sorunu olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu hasarlar, çoğunlukla tasarım veya imalat aşamasında kolonların serbest boyunun betonarme ya da taşıyıcı olmayan elemanlarla kısıtlanmasının yeterince öngörülememesi sonucu meydana gelmektedir. Bu tür yapısal düzensizliklerin deprem güvenliği üzerindeki etkileri, yalnızca TBDY-2018'de değil, FEMA 356 ve Eurocode 8 gibi uluslararası kaynaklarda da önemli bir zafiyet olarak değerlendirilmekte ve önleyici tedbirlerin tasarım sürecinde mutlaka ele alınması gerektiği vurgulanmaktadır (TBDY, 2018; FEMA 356, 2000; Eurocode 8, 2004).

Yapıların taşıyıcı sistemlerinde, kolonların serbest boyları çoğu zaman yapısal ve yapısal olmayan elemanlar tarafından kısıtlanabilmektedir. Bu kısıtlamalar, tasarım aşamasında fark edilmeyebileceği gibi, yapının kullanım sürecinde yapılan müdahalelerle de sonradan ortaya çıkabilmektedir. Tasarım sırasında göz ardı edilen bodrum perdelerindeki pencere boşlukları, dolgu duvarlarla oluşturulan bant pencereler, çelik veya betonarme hatıllar ve sonradan eklenen yapısal elemanlar bu etkiyi artırmakta; bu da yapı davranışında ciddi yapısal kusurların oluşmasına neden olmaktadır (Çağatay ve Beklen, 2009). Oluşan bu kusurlar, can ve mal kaybına yol açabilecek ciddi riskler içermektedir.

Kısa kolon etkisinin en aza indirilmesi, yapı güvenliği açısından büyük önem taşımaktadır. Bu nedenle mühendislik tasarımlarında söz konusu etki mutlaka dikkate alınmalı ve gerekli önlemler tasarım aşamasında öngörülmelidir. Bu çalışma, kısa kolon etkilerini kapsamlı bir şekilde ele alarak, hem tasarım sürecinde hem de yapının kullanım ömrü boyunca güvenliği artırmaya yönelik çözüm önerileri sunmayı; böylece deprem etkilerine karşı daha dayanıklı yapıların oluşturulmasına katkı sağlamayı amaçlamaktadır (Meral, 2019; Demir vd., 2013).

1.1 Kısa Kolon Etkisinin Oluşum Nedenleri

Tasarım Hataları

Kısa kolon etkisinin en yaygın nedenlerinden biri, taşıyıcı olmayan elemanların tasarım aşamasında yeterince dikkate alınmamasıdır. Özellikle mimari ve statik projelerin eşgüdüm içinde hazırlanmadığı durumlarda, dolgu duvarlar, parapetler, hatıllar ve pencere açıklıkları gibi elemanlar, kolonun serbest boyunu kısıtlayarak kısa kolon davranışına neden olabilir (Yön ve Sayın, 2008).

Dolgu duvarların yüksekliği veya konumları, kolonların sadece belirli bir bölümünde yatay deplasmanlara izin vermekte, bu da kolonun kesme kuvvetine karşı daha kırılgan hale gelmesine yol açmaktadır. Tasarım sırasında bu elemanların yapısal etkileri göz

ardı edildiğinde, yapı kullanım sürecinde deprem gibi yatay yükler altında beklenmeyen ve ani hasarlar oluşabilmektedir (Çağatay, 2007).

Ayrıca bodrum kat perdelerinde bırakılan pencere açıklıkları, kat boyunca sürekliliği olmayan cephe elemanları ve bazı özel mimari detaylar da kolon davranışını doğrudan etkileyerek kısa kolon etkisini artırabilmektedir. Bu durum, yalnızca kolon elemanını değil, tüm taşıyıcı sistemin deprem performansını olumsuz yönde etkiler (Celep, 2011).

İmalat Hataları

Tasarım doğru yapılsa bile, sahada yapılan hatalar kısa kolon etkisinin oluşmasına neden olabilir. En sık rastlanan imalat hataları, mimari projede yer almayan duvarların örülmesi, kolonların etrafına bilinçsizce parapet veya siperlik gibi elemanların yerleştirilmesi, dolgu duvarların detaylara aykırı şekilde erken yapılması ya da pencere yerlerinin uygulama sırasında değiştirilmesidir.

Bunun yanı sıra, kolon mantolama (betonarme sargı) uygulamalarının kat boyunca sürekli yapılmaması veya bazı bölümlerde bırakılması da kolonun serbest boyunu kısıtlayarak kısa kolon davranışına neden olur. Yetersiz denetim, niteliksiz işçilik ve projeye aykırı uygulamalar sonucu oluşan bu hatalar, kolonun taşıma kapasitesini zayıflatır ve deprem anında ani hasarlara yol açar.

Sonradan Yapılan Müdahaleler

Yapının kullanım süreci boyunca yapılan bazı değişiklikler, başlangıçta kısa kolon etkisi yaratmayan durumları zaman içinde riskli hale getirebilir. Özellikle yapıya sonradan eklenen:

- Dolgu duvarlar ve parapetler
- Pencere veya bant pencere için açılan boşluklar
- Tesisat kutuları gibi yerel yük getiren elemanlar
- Cephe elemanları, asma tavanlar veya bölme sistemleri

gibi unsurlar, kolonu kısmi olarak kısıtlayarak serbest boyu azaltabilir. Bu kısıtlamalar fark edilmeden bırakıldığında, yapının deprem davranışı önemli ölçüde değişebilir.

Özellikle mevcut binalarda yapılan tadilatlar, mimar ve mühendis gözetimi olmadan gerçekleştirildiğinde kısa kolon etkisi yaratma riski oldukça yüksektir. Bu müdahaleler, yapısal düzensizlik oluşturarak deprem güvenliğini zayıflatır (Doğangün, 2021).

Sıkça Rastlanan Kısa Kolon Etkisine Sebep Olan İmalatlar Şunlardır:

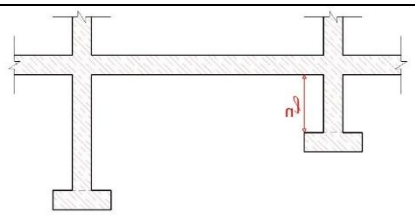
1. Aynı katta bir yada birkaç kolonun diğer kolonlara göre daha kısa olması, (Şekil 1 a)
2. Bodrum perdelerinde oluşturulan pencere boşlukları, (Şekil 1b)
3. Dolgu duvarlarda oluşturulan bant pencereler, (Şekil 1b)
4. Yükseklikleri sebebiyle ince dolgu duvarlar için oluşturulan betonarme veya

çelik hatıllar, (Şekil 1c)

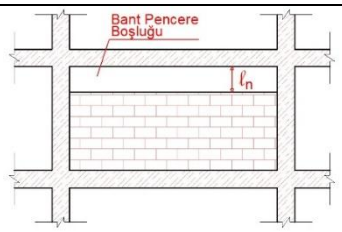
5. Aynı katta bir yada birkaç kolonlarda derin kirişlerin bulunması, (Şekil 1d)
6. Aynı katta bir yada birkaç kolonlarda guselerin bulunması, (Şekil 1e)
7. Kolonu kısıtlayan parapetler, (Şekil 1f)
8. Merdiven ara sahanlık kirişleri, (Şekil 1g)
9. Sonradan yapıya ilave edilen perde yada dolgu duvarlar, (Şekil 1h)
10. Sonradan yapıda açılan pencere yada bant pencereler, (Şekil 1h)
11. Kolon sargısının (betonarme manto) kat boyunca devam etmemesi, (Şekil 1g)
12. Cephe elemanlarının kolonları kısıtlaması, (Şekil 1g)
13. Diğer yapısal kısıtlamalar, (Şekil 1g)

Bu unsurların kısa kolon etkileri üzerindeki ciddi sonuçları göz önünde bulundurularak, tasarım ve imalat süreçlerinin bu doğrultuda planlanması ve gerekli önlemlerin alınması gerekmektedir (Demir vd., 2013).

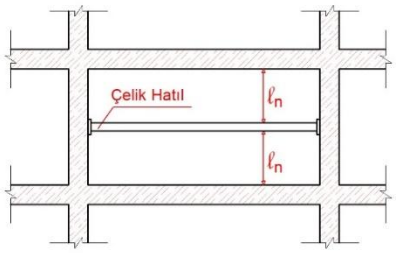
Aşağıda kısa kolon etkilerine sebep olan uygulamalara örnek görseller verilmiştir.



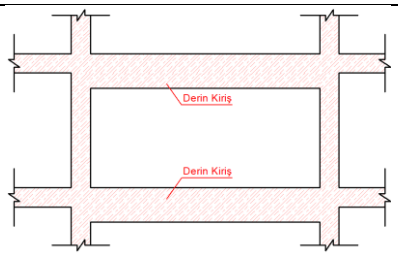
(a) Aynı katta bir yada birkaç kolonun diğer kolonlara göre daha kısa olması



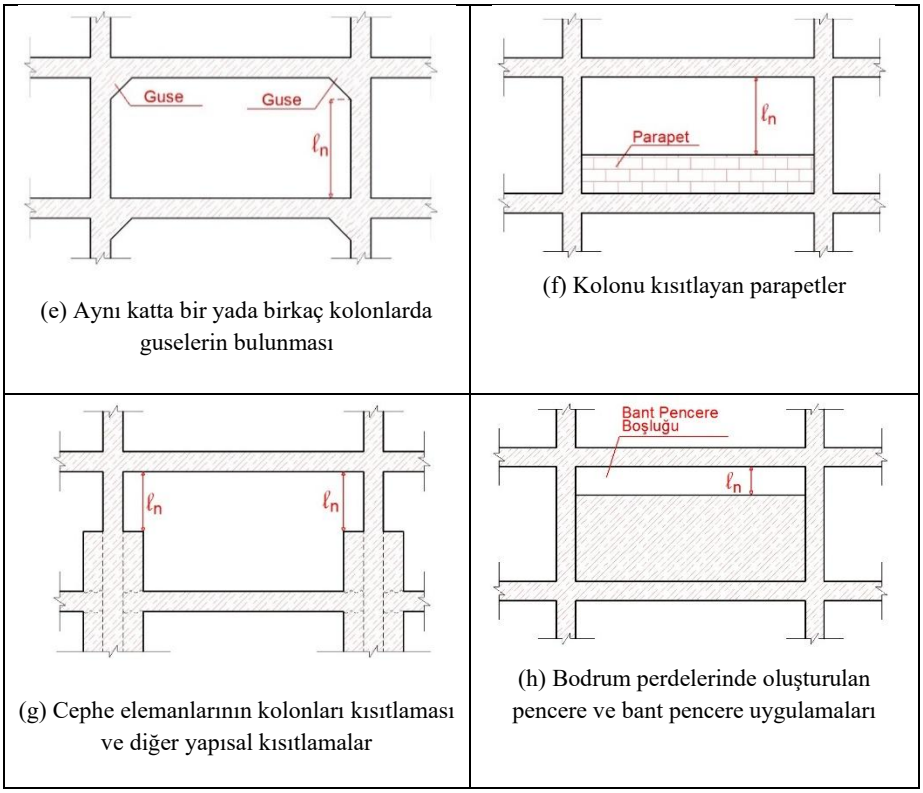
(b) Bodrum perdelerinde oluşturulan pencere boşlukları ve dolgu duvarlarda oluşturulan bant pencereler



(c) Yükseklikleri sebebiyle dolgu duvarlar için oluşturulan betonarme veya çelik hatıllar



(d) Aynı katta bir yada birkaç kolonlarda derin kirişlerin bulunması



(e) Aynı katta bir yada birkaç kolonlarda guselerin bulunması

(f) Kolonu kısıtlayan parapetler

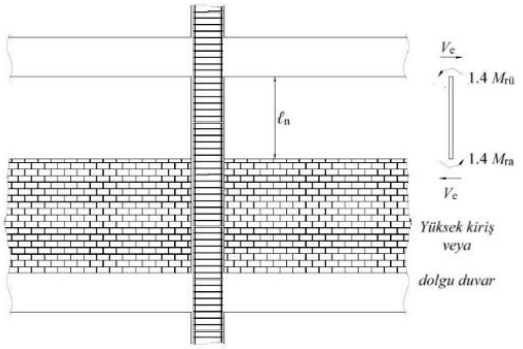
(g) Cephe elemanlarının kolonları kısıtlaması ve diğer yapısal kısıtlamalar

(h) Bodrum perdelerinde oluşturulan pencere ve bant pencere uygulamaları

Şekil 1. Sıkça rastlanan kısa kolon etkisine sebep olan imalatlar.

1.2 Deprem Yükleri Altında Kısa Kolon Davranışı

Deprem etkisi altında kolonlarda oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri, yapının taşıyıcı sistem davranışını belirleyen temel unsurlardır. Kısa kolonlar, normal kolonlara kıyasla daha kısa serbest boyları nedeniyle, deprem sırasında daha yüksek kesme kuvvetlerine maruz kalır. Bu durum özellikle yatay yer değiştirmelerin kısıtlandığı bölgelerde ortaya çıkar ve kısa kolonlarda ani, gevrek kesme hasarlarına neden olur. Normal kolonlarda moment ve eğilme davranışı ön plandayken, kısa kolonlarda kesme gerilmesi baskındır. Bu durum, "kesme baskın davranışın" yapısal sünekliği azaltan ve gevrek kırılma riskini artıran bir mekanizma olduğu yönündeki bulgularla örtüşmektedir (ACI 318, 2019).



Şekil 2. (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Şekil 7.6).

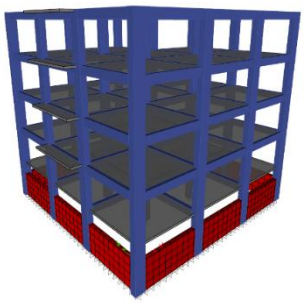


Şekil 3. Kısa kolon hasarına örnek görsel.

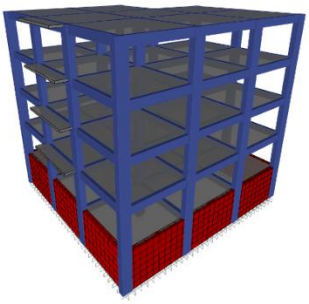
2 Örnek Çalışma

Bu çalışmada, beton dayanım sınıfı BS30 olan yapıda üç farklı kolon kesiti (30×60 cm, 40×60 cm ve 50×60 cm) esas alınarak 2 farklı yapı (kısa kolon etkisinin engellenmediği ve engellendiği durum) modellenmiştir. Söz konusu modeller, ETABS yapısal analiz programı kullanılarak analiz edilmiş ve her bir kombinasyona ait kolon üstü ve altı eksenel kuvvet değerleri elde edilmiştir.

Elde edilen eksenel kuvvetler dikkate alınarak, her bir kolona ait üst (Mrü) ve alt (Mra) uçlardaki taşıma gücü momentleri hesaplanmıştır (Doğangün, 2021).



Şekil 4. Kısa kolon etkisinin engellenmediği durum.



Şekil 5. Kısa kolon etkisinin engellendiği durum.

Hesaplanan moment değerleri, beton dayanımı ve kesit boyutlarına göre Tablo 1'de karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Bu tablo, kesit boyutu ve kısa kolonun serbest

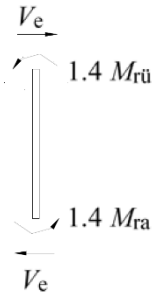
boyundaki değişimin moment kapasitesi üzerindeki etkilerini açık bir şekilde ortaya koymaktadır.

Ayrıca, Tablo 3'de ve Şekil 6'da kısa kolonun serbest boyunun kısalmasıyla birlikte artan kesme kuvvetleri değerlendirilmiştir. Bu kapsamda, kısa kolon etkisinin yapısal davranış üzerindeki belirleyici rolü vurgulanmıştır.

Yapıya ait taşıyıcı sistem bilgileri aşağıda sunulmuştur.

Taşıyıcı Sistem	Betonarme		Enlem	41.077539°
Kat Yükseklikleri	3 m		Boylam	28.684478°
Kat Açıklıkları	4,7-5,17arası		Zemin Sınıfı	ZC
Kiriş Boyutları	30/60		S_{DS} ve S_{D1}	0.994/0.351
Döşeme Hareketli Yükleri	0,35 tonf/m^2		Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R_x ve R_y)	8/8
Döşeme Kalıcı Yükleri	0,17 tonf/m^2		Dayanım fazlalığı katsayısı (D_x ve D_y)	3/3

Tablo 1. Yapıya ait genel bilgiler



$$V_e = (M_a + M_{Ü}) / \ell_n$$
$$V_e = \frac{(1{,}4M_{ra} + 1{,}4M_{rü})}{\ell_n} \leq V_r \text{ , } 0.85\, A_w \sqrt{f_{ck}}$$

Denklem 1.1 (Kolonlarda enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti) (TBDY, 2018; TS500, 2000)

V_e	Kolonlarda enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti
V_r	Kolon kesitinin kesme kuvveti dayanımı
$M_{ra,ü}$	Kolonun serbest yüksekliğinin alt-üst ucunda f_{cd} ve f_{yd} ye göre hesaplanan taşıma gücü momenti
A_w	Kolon enkesiti etkin gövde alanı
f_{ck}	Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı

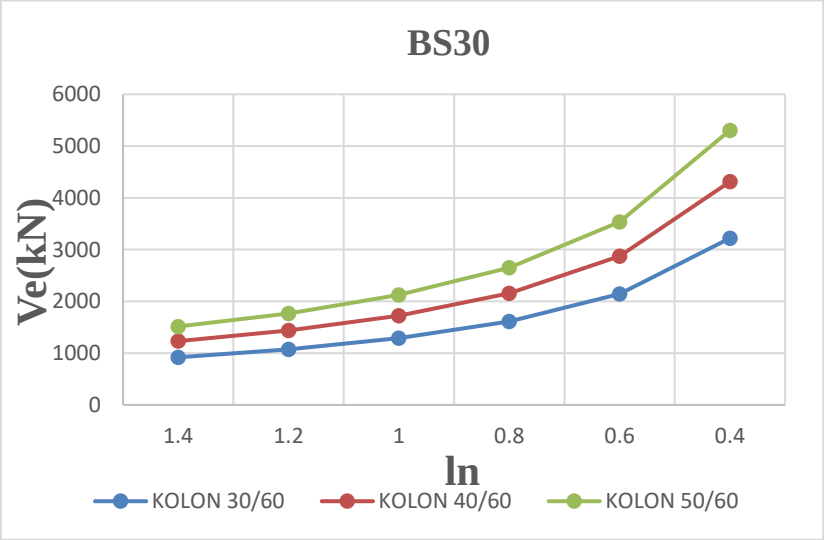
Tablo 2. (TBDY-2018'de verilen şartların irdelenmesi).

BS30	**Kolon 30/60**	**Ast(mm2)**	**Nü/Na (kN)**	**Mrü/ Mra(kN)**	**1.4 Mru/ 1.4Mra**	**ln**	**Ve**
		10ϕ16	1155,4	460,6	644,84	1,00	1287,9
		2010,6	1168,71	459,3	643,02		
	Kolon 40/60	**Ast(mm2)**	**Nü/Na (kN)**	**Mrü/ Mra(kN)**	**1.4 Mru/ 1.4Mra**	**ln**	**Ve**
		12ϕ16	1191,95	617	863,8	1,00	1725,1
		2412,7	1210,18	615,2	861,28		
	Kolon 50/60	**Ast(mm2)**	**Nü/Na (kN)**	**Mrü/ Mra(kN)**	**1.4 Mru/ 1.4Mra**	**ln**	**Ve**
		16ϕ16	1220,39	756,8	1059,52	1,00	2122,1
		3217	1243,18	759	1062,6		

Beton sınıfı	**Kolon Boyutları**	**Ve**	**Etriye**	**Şartlar**	
			ϕ/s	**Vr(kN)**	Ve< $\mathbf{0{,}85A_W\sqrt{fck}}$
BS30	**Kolon 30/60**	1287,9	ϕ16/10	1323 ✓	838 X
	Kolon 40/60	1725,1	ϕ16/7	1879 ✓	1117 X
	Kolon 50/60	2122,1	ϕ16/6	2205 ✓	1397 X

Tablo 3. Beton dayanım sınıfı BS30 olan modele ait kolonların serbest boy- kesme kuvveti hesapları

BS30	Kolon 30/60	Kolon 40/60	Kolon 50/60
ln	**Ve(kN)**	**Ve(kN)**	**Ve(Kn)**
1,4	919,9	1232,2	1515,8
1,2	1073,2	1437,6	1768,4
1	1287,9	1725,1	2122,1
0,8	1609,8	2156,4	2652,7
0,6	2146,4	2875,1	3536,9
0,4	3219,7	4312,7	5305,3



Şekil 6. Kesme kuvveti- Kolon serbest boyu

Elde edilen sonuçlar, kısa kolonun serbest boyundaki azalmaların, deprem etkisi altında kolonlarda oluşan kesme kuvvetlerini ciddi oranda artırdığını ortaya koymuştur. Serbest boyun kısalması, kolonun daha rijit davranmasına neden olmakta ve bu da doğrudan yüksek kesme taleplerine maruz kalmasına yol açmaktadır. Bu durum, kolonlarda kırılgan (gevrek) kesme kırılmalarının meydana gelme riskini artırmakta ve ani hasar olasılığını yükseltmektedir.

Özellikle sünek davranışın esas alındığı deprem tasarımlarında, kısa kolon etkisi önemli bir zafiyet kaynağı olarak değerlendirilmelidir. Bu nedenle, mimari veya yapısal düzenlemeler sonucunda kısa kolon oluşumuna neden olabilecek uygulamalardan

kaçınılması, hem yapısal güvenlik hem de ekonomik sürdürülebilirlik açısından büyük önem taşımaktadır. Kısa kolon etkisinin tasarım sürecinin erken aşamalarında dikkate alınması, mühendislik yaklaşımında proaktif ve bilinçli bir tasarım anlayışının göstergesi olmalıdır.

Serbest boyu kısa olan kolonlarda, kısa kolon etkisi nedeniyle kesme kuvvetleri önemli ölçüde artar. Bu artışı karşılamak için etriye aralıklarının standart dışı sıklaştırılması ve etriye çaplarının önemli ölçüde büyütülmesi gerekmektedir. Ayrıca beton dayanımının yükseltilmesi zorunludur. Ancak, bu önlemler beton yerleştirme sırasında şantiyede uygulama sorunlarına yol açabilmekte ve maliyet ile karmaşıklıkları artırmaktadır. Bu nedenle, tasarım aşamasında kısa kolon oluşumundan mümkün olduğunca kaçınmak en doğru yaklaşımdır.

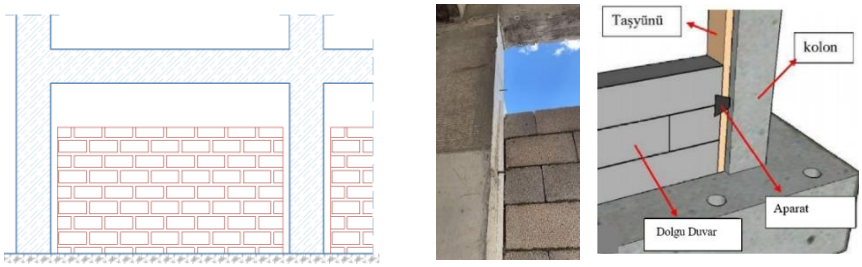
2.1 Kısa Kolon Etkilerinin Engellenmesi

Kısa kolon etkisinin tasarım aşamasında önlenmesi, yapısal güvenlik ve ekonomik açıdan birçok avantaj sağlar. Öncelikle, kolonlarda aşırı kesme kuvvetlerinin oluşmasının önüne geçilerek, ani ve kırılgan kesme hasarları büyük ölçüde azaltılır.

Ayrıca kısa kolon etkisinin engellenmesi, etriye çap ve aralıklarının önemli ölçüde artırılması ihtiyacını ortadan kaldırır; böylece betonarme donatı maliyetleri azalır ve uygulama kolaylaşır.

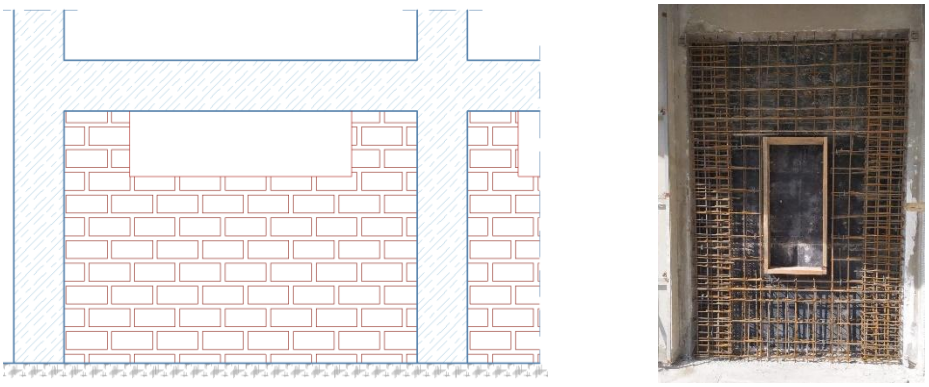
Ancak uygulamada, kısa kolon etkisinin çoğu zaman fark edilmediği veya yeterince önemsenmediği gözlemlenmektedir. Tasarım sürecinde mimari ve taşıyıcı sistem uyumu gözetilmeden yapılan düzenlemeler, kısa kolon oluşumuna zemin hazırlamakta; bu durum, özellikle deprem anında ciddi yapısal hasarlara neden olabilmektedir.

Bu nedenle, kısa kolon etkisinin sadece teknik bir detay değil, aynı zamanda hayati bir risk faktörü olarak ele alınması gerekir. Tasarımcıların, uygulayıcıların ve denetim mekanizmalarının bu konuda bilinçli hareket etmesi; mimari ve statik projelerin koordinasyon içinde geliştirilmesi kritik önemdedir.



(a) (b) (c)

Şekil 7. Kolon ve bant pencerenin bulunduğu perde arasında boşluk bırakılması yöntemi



(a) (b)

Şekil 8. (a) Kolonların arasına kısmi duvar örülmesi, (b) bant pencerenin bulunduğu perde arasında kısmi duvar örülmesi



(a) (b)

Şekil 9. (a) Mimari amaçlı betonarme hatıllar, (b) çelik hatıllar (taşıyıcı olmayan, cephe elemanları vs. için)

3 Sonuç ve Öneriler

Bu çalışmada ulaşılan bulgular doğrultusunda, kısa kolon etkisini önlemek amacıyla tasarım sürecinde, uygulama aşamasında ve yapının kullanım ömrü boyunca dikkat edilmesi gereken bazı temel ilkeler aşağıda üç ana başlık altında özetlenmiştir.

3.1. Tasarım Aşamasında Kısa Kolon Etkisini Engellemek İçin

Mimari ve statik projeler koordineli yürütülmeli; dolgu duvarlar, pencere boşlukları ve parapet gibi kısıtlayıcı elemanlar yapısal analizde dikkate alınmalıdır.
Kısa kolon oluşturacak bant pencere, bodrum penceresi ve mimari hatıllar tasarımdan çıkarılmalı veya etkileri minimize edilmelidir.

Kolon serbest boylarının eşitlenmesine özen gösterilmeli; kat içinde farklı yüksekliklerde serbestlik oluşmasına izin verilmemelidir, kısa kolon oluşumu zorunlu olarak ortaya çıktığında tasarım aşamasında mutlaka hesaba katılmalıdır.

3.2 Uygulama Aşamasında Kısa Kolon Etkisini Önlemek İçin

Dolgu duvarlar, kolonun tüm yüksekliğini kapsayacak şekilde ve projeye uygun zamanlamada örülmelidir, (Şekil 8a ve 8b)

Kolon ve bant pencerenin bulunduğu perde arasında boşluk bırakılması yöntemi uygulanabilir, (Şekil 7a ve 7b)

Mimari amaçlı betonarme hatıllar (Şekil 9a), çelik hatıllar (Şekil 9b) eklenebilir (taşıyıcı olmayan, cephe elemanları vs. için)

Şantiye sırasında kolon çevresine mimari eleman (asma tavan, parapet, cephe paneli) yerleştirilmeden önce mühendislik değerlendirmesi yapılmalıdır.

Etriye sıklaştırması, çapı ve beton sınıfı gibi detaylar, proje doğrultusunda doğru ve eksiksiz şekilde uygulanmalıdır.

3.3 Sonradan Müdahaleden Kaçınmak

Taşıyıcı sistem elemanlarına sonradan açılan niş, pencere, havalandırma boşluğu gibi müdahalelerden kaçınılmalıdır.

Yapıya sonradan eklenen duvar, bölme veya cephe elemanları kolonu kısaltacak şekilde konumlandırılmamalıdır.

Tüm iç tadilatlar mühendis onayı ile ve statik etkileri değerlendirildikten sonra yapılmalıdır.

Literatürde çoğunlukla göz ardı edilen sonradan müdahaleler kaynaklı kısıtlamalara bu çalışmada özellikle dikkat çekilmiş ve çözüm önerileri üç ana aşamada (tasarım, uygulama, kullanım) sınıflandırılmıştır.

Bu kapsamda, kısa kolon etkisinin neden olduğu yapısal zafiyetler hem teorik hem de sayısal analizlerle detaylı olarak incelenmiştir. Farklı kesit boyutlarına sahip kolonlarda, serbest boyun kısalmasıyla birlikte kesme kuvvetlerinde önemli oranlarda artışlar gözlemlenmiştir (Paulay ve Priestley, 1992).

Sonuç olarak; kısa kolon etkisinin kontrolü yalnızca doğru mühendislik tasarımıyla değil, aynı zamanda tüm yapım sürecinin bütüncül ve disiplinler arası yönetimiyle mümkündür.

Ancak saha uygulamalarında, kısa kolon etkisinin çoğu zaman fark edilmediği veya yeterince önemsenmediği gözlemlenmektedir. Bu durum, yapılan mühendislik hesaplarının sahada geçersiz hale gelmesine ve taşıyıcı sistemin beklenenden daha kırılgan davranmasına neden olmaktadır. Özellikle 1999 Marmara ve 2023 Kahramanmaraş depremlerinde, kısa kolon etkisinin göz ardı edildiği yapılar ciddi yapısal hasar görmüş, can ve mal kayıplarına yol açmıştır.

Bu farkındalık, yalnızca yapı güvenliğini artırmakla kalmaz; aynı zamanda sürdürülebilir, ekonomik ve uzun ömürlü yapı üretiminin de temelini oluşturur.

Kaynaklar

1. ACI Committee 318 (2019) Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19). American Concrete Institute. ISBN 978-1-64195-056-5.
2. Altındal A, Konak N (2002) 17 Ağustos 1999 depreminde yıkılan binaların mimari hataları. Sakarya University Journal of Science 6(2):147–152. https://doi.org/10.16984/saufbed.86914
3. Celep Z (2011) Betonarme yapılar, İstanbul: Beta Yayınları. ISBN 9789759540548.
4. Çağatay İH, Beklen C (2016) Düzlem çerçevelerde kısa kolon etkisinin incelenmesi. Çukurova Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Dergisi, 24(1).
5. Çağatay İH (2007) Binalarda kısa kolona etki eden parametrelerin incelenmesi. 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı (UDEMK'07), İstanbul, Türkiye.
6. Demir S, Hüsem M, Altın S, Pul S, Bikçe M, Emsen E (2013). Mevcut betonarme yapılarda kısa kolon davranışlarının iyileştirilmesi. 2. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı (TDMSK), Hatay, 25–27 Eylül, Türkiye.
7. Doğangün A (2021) Betonarme yapıların hesap ve tasarımı (Güncellenmiş baskı). İstanbul: Birsen Yayınevi. (Önceki baskılar 2008/2020).
8. European Committee for Standardization (CEN) (2004) Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1:2004). Brussels: CEN.
9. Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000) FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Prepared by ASCE for FEMA, Washington, DC. (November 2000).
10. Meral E (2019) Betonarme binalarda kısa kolon etkilerinin araştırılması. Uluslararası Mühendislik Araştırma ve Geliştirme Dergisi (UMAGD) 11(2): 515–527.
11. Paulay T, Priestley MJN (1992) Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: Wiley-Interscience. ISBN 9780471549154. https://doi.org/10.1002/9780470172841
12. TBDY (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı, Ankara.
13. TS 500 (2000) Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları. Türk Standardları Enstitüsü (2000, Şubat) Ankara: TSE.
14. Yön B, Sayın E (2008) Kısa kolon teşkilinin yapı hasarlarına etkisi. Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi 24(1):241–259.

Depreme Dayanıklı Cam Elyaf Takviyeli Kompozit Boru Bağlantılarının Tasarımı ve Geliştirilmesi

Gulum Tanrican[1][0000-0002-0535-5658- ORCID ID], Nuri Ersoy[2][0000-0002-0866-7008- ORCID ID], Hasan Emre Demirci[3][0000-0001-6455-9100- ORCID ID], Ayse Edincliler[4][0000-0003-2158-508X- ORCID ID], Kaveh Shahidi[5][0000-0001-8987-1723– ORCID ID], Hakan Mis[6][0000-0001-9086-298X- ORCID ID], Ahmet Güleç[7]

[1] Deprem Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, 34342 İstanbul, Türkiye
[2] Makine Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, 34342 İstanbul, Türkiye
[3] İnşaat Mühendisliği Bölümü, İzmir Katip Çelebi Üniversitesi, 35620 İzmir, Türkiye
[4] İnşaat Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, 34342 İstanbul, Türkiye
[5] Makine Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, 34342 İstanbul, Türkiye
[6] Superlit Pipe Industry Inc, 34367, İstanbul, Türkiye
[7] Sakarya Uygulamalı Bilimler Üniversitesi, Sakarya, Türkiye

birgore@bogazici.edu.tr

Özet. Altyapı sistemlerinin sismik güvenliği, toplum yaşamın sürekliliği ve ekonomik kayıpların azaltılması açısından kritik öneme sahiptir. Deneyimler, boru hatlarındaki deprem hasarlarının büyük ölçüde boru bağlantı noktalarında meydana geldiğini göstermektedir. Özellikle düktil demir boru hatlarında sistemin deprem esnasında hasar görmemesi ve sonrasında sağlıklı bir şekilde hizmet verebilmesi için esnek bağlantı elemanları kullanılmaktadır. Öte yandan, yüksek dayanım/ağırlık oranı, korozyon ve basınç direnci, imalat ve montaj kolaylıkları gibi üstün özellikleri nedeniyle kompozit borular, su ve atıksu sistemlerinde giderek daha fazla tercih edilmektedir. Ancak kompozit boru bağlantı sistemlerinin deprem performansına yönelik çalışmalar oldukça sınırlıdır. Bu çalışma cam elyaf takviyeli kompozit (CTP) boru bağlantı sistemi için deprem etkilerine dayanıklı bir boru bağlantı sisteminin tasarımı, prototip üretimi ve performans değerlendirmesini kapsamaktadır. Tasarım sürecinde depreme dayanımlı düktil demir borular standardı esas alınarak 200 mm çapındaki CTP borular için özel tasarıma sahip, güvenli bir şekilde açısal sapma yapmaya ve eksenel yer değiştirmeye imkân veren yeni bir bağlantı elemanı geliştirilmiş, malzeme karakterizasyonu, sonlu elemanlar analizleri, laboratuvar testleri ve sarsma masası deneyleriyle sistemin sismik performansı detaylı olarak incelenmiştir. Geliştirilen prototipin ±7 cm eksenel yer değiştirme, 6° açısal sapma ve 500 kN eksenel çekme kapasitesi sergilediği, ayrıca 30 bar iç basınç altında sızdırmazlığını koruduğu belirlenmiştir. Çalışma, CTP boru bağlantı sistemlerinin deprem performansına yönelik önemli bir katkı sunmakta ve altyapı güvenliği açısından uygulanabilir bir çözüm önermektedir.

Anahtar Kelimeler: Sismik Güvenlik, Boru Bağlantı Sistemi, Kompozit Borular, Deprem Performansı, Eksenel Yer Değiştirme.

1 Giriş

Depremin altyapı sistemleri üzerindeki yıkıcı etkileri, özellikle boru hatlarında kritik hasarlara neden olmaktadır. Bu hasarlar çoğunlukla boruların bağlantı noktalarında yoğunlaşmakta olup, sistemin bütünlüğünü kaybetmesine ve hizmet dışı kalmasına yol açmaktadır. 2023 Kahramanmaraş Depremlerinde fay geçişi, heyelan, sıvılaşma, kaya düşmesi gibi sebeplerle boru hatlarında yaygın hasar gözlenmiş, özellikle sünek demir boruların bağlantılarından ayrıldığı tespit edilmiştir (Toprak vd., 2023). Türkiye Cumhuriyeti Strateji ve Bütçe Başkanlığı (2023) verilerine göre, sadece su ve sanitasyon altyapısındaki hasarların toplam maliyeti yaklaşık 798 milyon ABD dolarıdır. Bu hasarlar, bağlantı noktalarının sismik açıdan güçlendirilmesinin önemini bir kez daha ortaya koymuştur.

Düktil demir borular için geliştirilen ve "Earthquake-Resistant Ductile Iron Pipe (ERDIP)" olarak adlandırılan sistemlerde, esnek bağlantılar kullanılmakta ve bu sistemler ISO 16134 ve ISO 10804 standartlarına göre değerlendirilmektedir. Gelişmiş özellikleri sayesinde CTP borular, boru malzemeleri arasında yenilikçi bir alternatif oluşturmaktadır. Ancak bu boruların birleşim yerlerinin sismik performansına ilişkin herhangi bir araştırma bulunmamaktadır. Bu çalışma söz konusu boşluğu doldurmayı ve CTP borular için deprem dayanımlı bağlantı sistemlerinin tasarımına ve üretimine yönelik bir temel oluşturmayı amaçlamaktadır.

2 Yöntem

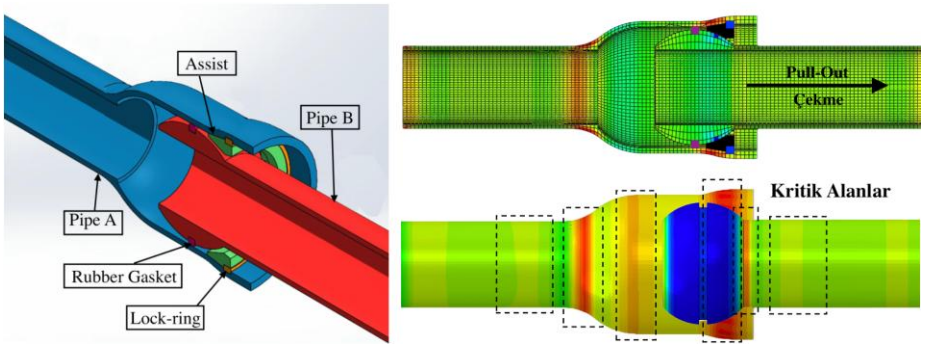
2.1 Malzeme Karakterizasyonu, Moedelleme

Filament sargı yöntemiyle 55° sarma açısında üretilmiş 200 mm çapında, CTP boruların mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla, çember yönünde elyaf içeren numuneler hazırlanmıştır. Numuneler üzerinde reçine yakma testiyle elyaf/reçine oranı belirlenmiş; çember çekme, basma, kısa kiriş kesme ve dört nokta eğme testleri gerçekleştirilmiştir. Test sonuçları mikromekanik hesaplamalarla karşılaştırılmış ve yüksek uyum elde edilmiştir.

Kilitleme sistemine sahip sismik bir boru ekleminin tasarımı, SOLIDWORKS yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu spigot ve soket boru top eklemi bağlantısı, önemli eksenel ve döner hareketlere karşı direnç gösterirken, yer deformasyonunu da karşılayacak şekilde mühendislik açısından tasarlanmıştır. Tasarım, etkili sızdırmazlık sağlamak amacıyla EPDM O-ring contası, yapısal güçlendirme için bir kilit halkası ve döner özgürlük sağlamak için bir yardımcı mekanizma içermektedir.

Kompozit katmanlar, özellikle kilit halkası çevresinde yapısal bütünlüğü artırmak amacıyla stratejik olarak entegre edilmiştir. Kilit halkası için tasarlanan oluğun, stres yoğunlaşmalarını azaltacak şekilde titizlikle oluşturulması, eklemin genel dayanıklılığını artırmaktadır. Eklemler, eksenel hareket ve dönüşe izin vererek, kauçuk halkasının sıkıştırma deformasyonu yoluyla güvenli bir sızdırmazlık sağlamaktadır.

Bu tasarım ayrıca eksenel esneklik sunmakta ve uzun mesafe sapmalarını karşılayabilmektedir ki bu, deprem riski taşıyan bölgelerde boru hattı sistemlerinin kurulumu için kritik öneme sahiptir.
Sonlu elemanlar modellemeleri ABAQUS yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiş; numune geometrileri ve boru eklemi tam sistem modeli modellenmiş, malzeme özellikleri tanımlanmış ve sınır koşulları uygulanarak yük-deplasman eğrileri elde edilmiştir. Buraya doğrudan sistem modeli eklenmiştir; çekme testi için boru eklemi ile birlikte tam sistem modeli sunulmuştur. Sayısal ve deneysel verilerin karşılaştırılması, modelin doğruluğunu kanıtlamıştır.



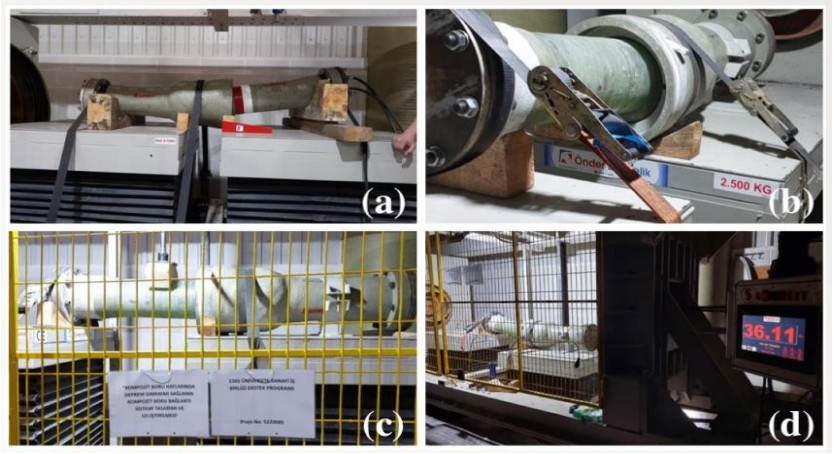
Şekil 1. Sistem modeli ve deney kesme hasarı karşılaştırması (çekme testi).



Şekil 2. Testler için hazırlanan prototipler.

3 Prototip Geliştirme ve Laboratuvar Testleri

Prototiplerin üretimi sürecinde bağlantı geometrisi, sızdırmazlık halkası ve kilit elemanları optimize edilmiştir. Bu süreçte, üretilebilirlik kriterleri, mekanik performans, contanın sıkışma karakteristikleri ve sızdırmazlık performansı dikkate alınmıştır. Tasarlanan muf tipi bağlantı sistemi filament sargı yöntemiyle üretilmiş, özel kalibrasyon topuzları ve muf kalıpları kullanılmıştır.
Prototipler üzerinde iki aşamalı testler gerçekleştirilmiştir. Öncelikle, ISO 10804 standardına göre bağlantı elemanının sızdırmazlık kapasitesi sabit basınç (30 bar), vakum ve çevrimli basınç koşullarında kesme kuvveti altında test edilmiştir (ISO 8513, 2016). Bu testlerde bağlantının açısal sapmaya uğradığı senaryolar da değerlendirilmiştir. 6° açısal sapmada sızdırmazlık korunmuş, bazı testlerde ise 8°'ye kadar başarılı sonuçlar elde edilmiştir. Toplamda 50'den fazla test gerçekleştirilmiştir. Boru bağlantısının sızdırmazlık performansında etkili olan parametreler bu testler ile tespit edilmiş reçine tipi ve conta tipi değişikliği, muf kalıbı ve stopper (Genişletilebilir Kayar Kılavuz Halkası) geometrik iyileştirme süreçleri sonunda üretilen nihai modelin prototipi tüm test şartlarını başarı ile tamamlamıştır.



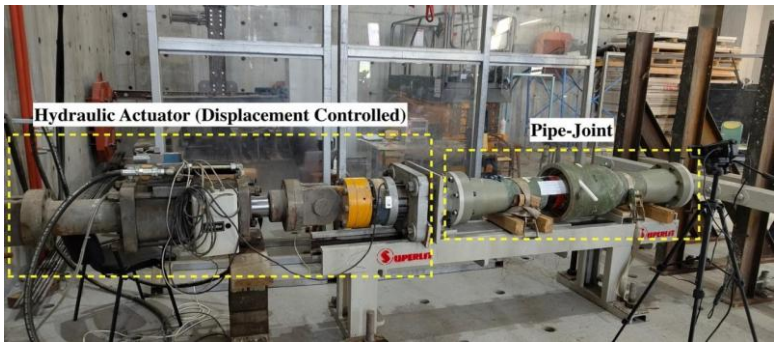
Şekil 3. Farklı test süreçlerinden görüntüler.a) açısal sızıntı performans testi b) açı basınç testi c)eksenel sızıntı performans testi d) basınçlı açısal yıkıcı test.

İkinci aşamada boru bağlantı sisteminin mekanik performansı ve sızdırmazlık özelliği eksenel itme-çekme testleri ile incelenmiştir. Kurulum, üç farklı koşul altında CTP boru bağlantılarında aktüatör tahrikli döngüsel yükleme testlerini içerir: (1) iç basıncı olmayan boş boru bağlantıları, (2) iç basıncı olmayan su dolu boru bağlantıları ve (3) 30 bar iç su basıncına sahip su dolu boru bağlantıları. Boğaziçi Üniversitesi Yapı Laboratuvarı'nda 100 tonluk aktüatör ile 0.2–0.3 m/s hız aralığında yükleme yapılmıştır. Sonlu elemanlar analizinde daha önce tespit edilen bölgeler üzerine gerinim ölçerler yerleştirilerek, şekil değiştirme ölçümleri alınmıştır.

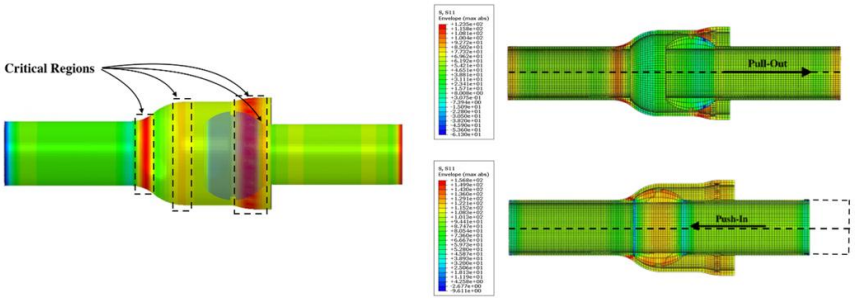
En olumsuz koşulda (30 bar iç basınç ve 300 kN piston kuvveti), sistem herhangi bir gözle görülür deformasyona uğramadan yaklaşık 500 kN çekme ve basma yüküne dayanım göstermiştir. ±60 mm hedef yer değiştirme aralığı ±10 mm'lik bir toleransla aşılmıştır. Son aşamada yapılan Patlama testi kapsamında, bağlantının 90 bar iç basınca kadar işlevini sürdürdüğü gözlemlenmiştir.

Modelin doğruluğunu ve güvenilirliğini sağlamak için, simüle edilmiş sonuçları fiziksel deneysel testlerle karşılaştırmak önemlidir. Bu tür doğrulama, sayısal modelin sistemin fiziksel davranışını doğru bir şekilde yansıttığını doğrulamak için kritik öneme sahiptir, böylece bu analizlerin tahmin gücünü artırır. Sayısal sonuçlar Şekil 5'de gösterilmiştir; bu şekiller, maksimum ana gerilmelerin üç boyutlu dağılımını illüstre eden bir sonlu elemanlar analizi simülasyonunu yansıtmaktadır. Sonlu eleman analizi ile elde edilen sayısal sonuçlar ve deneysel bulgular karşılaştırıldığında elde edilen yüksek korelasyon, kritik stres modelini doğrulamaktadır.

Bu simülasyon, genişleme ve büzülme hareketleri sırasında koşulları modellemek amacıyla ±60 mm eksenel yer değiştirme ve 500 kN eksenel yüke maruz bırakılarak gerçekleştirilmiştir. Bu şekillerde sunulan veriler, gerilme dağılımını vurgulamakta ve işletme koşulları altında arıza mekanizmaları ve dayanıklılığı anlamak için bir temel sağlamaktadır; bu da bağlantının performansını ve ömrünü artırmak için kritik bir öneme sahiptir.



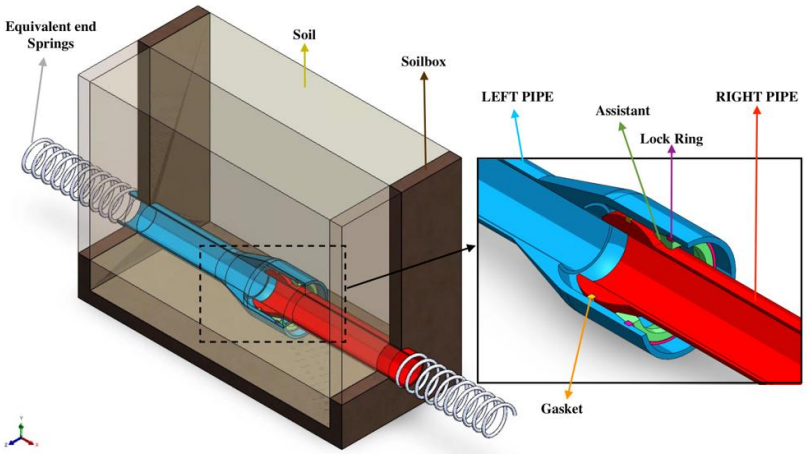
Şekil 4. Eksenel yükleme testi.



Şekil 5. İtme-içeri ve çekme-dışarı test senaryosunda kritik bölgelerin Sonlu Eleman Analizi (FEM).

4 Gömülü Boru Sistemi Sayısal Modellemesi ve Sarsma Masası Testleri

CTP borunun farklı deprem yer hareketleri altındaki davranışının belirlenebilmesi için üç boyutlu nümerik modeller ABAQUS sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak geliştirilmiştir. Sayısal modelde göz önünde bulundurulan sınır şartları sarsma tablası deneylerinde kullanılacak deney düzeneği göz önünde bulundurularak modellenmiştir. Zemin modellemesinde gerilim-şekil değiştirme ilişkisini temsil etmek için Mohr-Coulomb bünye modelini kullanan süreklilik elemanları (C3D8R) seçilmiştir. Zemine gömülü boruların analizi için gerçekçi senaryoları simüle etmek amacıyla yerçekimi yükü, modelin tüm gövdesine eşit olarak dağıtılmış, ayrıca, boruların iç yüzeylerine tipik çalışma koşullarını yansıtan 20 barlık bir iç sıvı basıncı uygulanmıştır. Boru uçlarında gerçek saha koşullarına benzer bir sürekli davranışın modellenmesi için eşdeğer yaylar kullanılmıştır (Liu vd., 2004). 4 farklı deprem yer hareketi etkisi altında boru ve bağlantı elemanları üzerinde oluşan gerilmeler ve deformasyonlar elde edilmiştir.



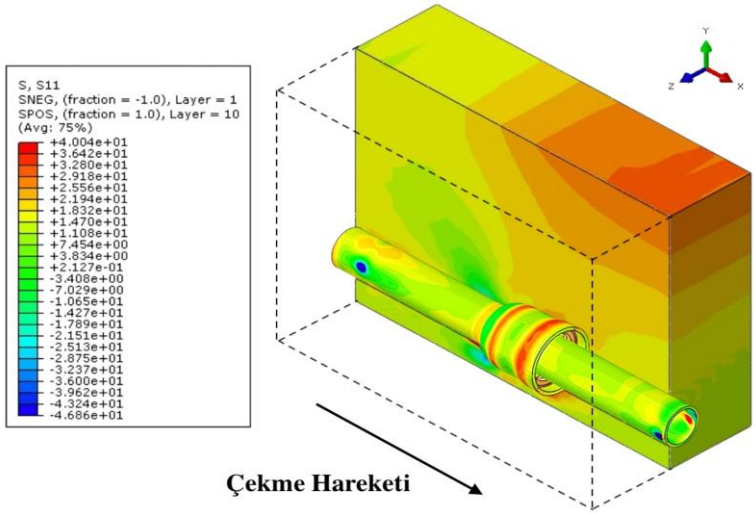
Şekil 6. Gömülü boru bağlantı modelinin şematik görünümü.

Sarsma masası testlerini gerçekleştirebilmek için 1.0 m x 2.0m x 1.5m boyutlarında "Zemin Kutusu" tasarlanmıştır. Sarsma masası model testlerinde dolgu malzemesi olarak "Silivri kumu" kullanılmıştır. Belirli değerler, Tablo 1'de gösterildiği üzere, bu parametreler için toprağın özelliklerine bağlı olarak belirlenmiştir. Zemin kutusu içine serilen 25 cm yüksekliğinde kumun üzerine boru bağlantı sistemi monte edilmiş ve yeterli sıkıştırmalar yapılarak kutunun tamamı kum ile doldurulmuştur. Deney düzeneğinde ivme ölçer, LVDT, Potansiyometre ve Toprak Basıncı Ölçerler ile toplam 24 kanaldan veri toplanmıştır. Sarsma masası deplasman limitleri içinde kalacak dört büyük ($6.9 \leq Mw \leq 7.8$) depreme ait ivme kayıtları kullanılmış, zemin yüzeyinde ve

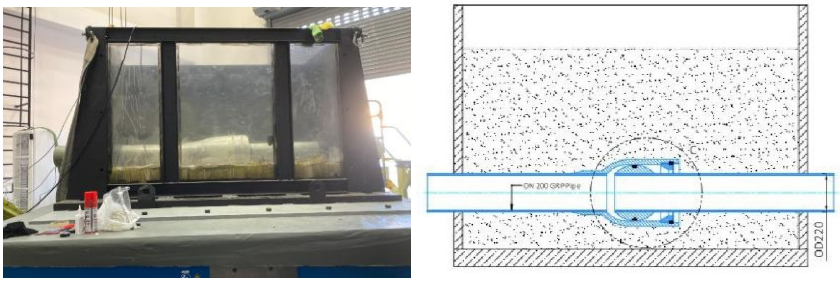
borudaki yer değiştirmeler ölçülmüştür. Sisteme uygulanan en yük ivme değeri PGA=1.05g de gözlemsel olarak hiçbir yapısal hasara rastlanmamıştır.

Tablo 1. Zemin parametreleri

Bilimsel Parametre	Değer
İç Sürtünme Açısı (φ)	33°
Dilatasyon Açısı (Ψ)	8°
Zemin Kohezyonu (c)	0,0001 Pa
Elastik Modül (E)	13.560 kN/m²
Poisson Oranı (ν)	0.33



Şekil 7. Sayısal simülasyonlar, boru ekleminde tam genleşme hareketi için kritik noktalarda maksimum eksenel gerilmeleri göstermektedir.



Şekil 8. (sol)Test kutusu ve içine yerleştirilmiş boru bağlantı sistemi (sağ) Test kutusu şematik çizimi.

5 Sonuç ve Değerlendirme

Bu çalışmada, CTP borular için geliştirilen yeni bir bağlantı sisteminin tasarım süreci, üretim yöntemi ve kapsamlı testlerle performans değerlendirmesi sunulmuştur. Geliştirilen sistemin temel performans çıktıları şu şekildedir:

- Eksenel hareket kabiliyeti: ±7 cm'ye ulaşmış, hedeflenen ±6 cm değerini aşmıştır.
- Açısal sapma kapasitesi: 6° sapmada sızdırmazlık korunmuş, bazı testlerde 8°'ye kadar başarılı sonuçlar elde edilmiştir.
- Eksenel çekme direnci: Hedeflenen 600 kN seviyesine yaklaşılmış, 530 kN'da hasar sınırına ulaşılmıştır.
- Sızdırmazlık: 30 bar iç basınç altında tüm testlerde başarıyla korunmuştur.

Geliştirilen sistem, mevcut esnek ve rijit bağlantıların ötesinde hibrit bir davranış sergileyerek, yüksek eksenel hareket ve açısal sapma kapasitesi ile deprem etkilerine karşı üst düzey performans sunmaktadır.

Bu araştırma, bilimsel açıdan CTP kompozit boruların ve ek yerlerinin sismik ve mekanik gerilmeler altındaki davranışı ve dayanıklılığı konusundaki bilgiyi genişletmekte, malzeme etkileşimleri ve hasar mekanizmaları hakkında yeni bilgiler sunmaktadır. Elde edilen bulgular, özellikle deprem riski yüksek bölgelerde altyapı sistemlerinde CTP boruların güvenli kullanımına katkı sağlamaktadır. Piyasada mevcut esnek ve rijit bağlantılar ile karşılaştırıldığında bu özelliklerde bir ürün bulunmamaktadır.

Teşekkür

Bu çalışmaya TEYDEB- 5220085 Kompozit Boru Hatlarında Deprem Dayanımı Sağlayan Bağlantı Sistemi Tasarımı ve Geliştirilmesi projesi kapsamında TÜBİTAK ve SUPERLIT Boru San. A.Ş tarafından maddi destek sağlanmıştır. Deneysel süreçte sağladıkları katkılarından dolayı Boğaziçi Üniversitesi Yapı, Kompozit Laboratuvarı ile Sarsma Masası Laboratuvarı teknik ekiplerine teşekkür ederiz.

Kaynaklar

1. ISO 8513:2016 (2016) Plastics piping systems – glass-reinforced thermosetting plastics (GRP) pipes – test methods for the determination of longitudinal tensile properties. ISO, Geneva, Switzerland.
2. Liu A, Hu Y, Zhao F, Li X, Takada S, Zhao L (2004) An equivalent-boundary method for the shell analysis of buried pipelines under fault movement. Acta Seismologica Sinica, 17(S1):150–156.
3. Shahidi K, Ersoy N, Tanircan G, Mis H (2024) Design and damage assessment in earthquake-resistant composite pipe joints., 21st European conference on composite materials: Material and Structural Behavior, European Society for Composite Materials 3:1619-1626.

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremi Yakın Alan Etkileri

Kemal Beyen [0000-0001-8878-0985]

Prof. Dr., İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, Türkiye
kbeyen@kocaeli.edu.tr

Özet. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depreminin yıkıcı etkisi karışık kenet mekanizma içinde çok kaynaklı kırılma özellikleriyle bölgede hissedilmiş, can ve mal kayıplarıyla yüzyılın en yıkıcı depremleri arasında yer almıştır. Ana şok sonrası yönetmeliğin ön gördüğü hafif ve orta hasar ve ön göremediği ağır hasarlı yapılar ilk 11 dakikada artarda oluşan 5Mw ve üstü artçılar ve Elbistan 7.6Mw depremleriyle hasarlar ilerlemiş ve göçmüştür. Artçıların yapılarda ürettiği ileri hasar ve göçmelerin TBDY 2018'de tarif edilen can güvenliğinin teminatı olan Standard tek DD2 tasarım depremi ile yapının değerlendirilmesi imkânı ortadan kalkmıştır. Bölgede yapılar çoklu ardışık DD1 ve DD2 seviyelerinde depremlerle karşılaşmıştır. Tasarım depremi düktil yapısal performans seviyesi bu depremlerle defalarca aşılmıştır. TBDY 2018 tasarım spektrumu bu çalışmada saha kayıtlarıyla mukayeseli işlenmiş yakın alan etkilerinin doğurduğu sonuçlar depremi üreten fay hattı boyu yerleştirilmiş olan Kuzey ve Güney istasyonlarından elde edilen ham kayıt analiz sonuçları üzerinden tartışılmıştır.

Bölge yapılarının karşılaştığı mevcut yönetmeliklerin özellikle değerlendirmediği ileri yönelim yayılımını fay yırtılma yönünde oluşan sismik enerji yığılmasının önündeki saha kayıtlarında büyük periyot ve hız genliğiyle zemin kayma dalgası hızında veya daha hızla boşalması olarak fay normal bileşeninde görülmektedir. İleri yönelim etkisi hasarlı yapıları ağırlaştıran en yıkıcı yayılım olarak görülüyor, Yırtılma yönü arkası saha büyük periyotlu yavaş sönen dalgalar olarak hasarlı yapıları çökmeye zorlayan bir diğer etkendir. Yönelim etkisi iki yönde tepe yapan hız dalgasıyla fark edilirken, kalıcı yer değiştirme kayıtlarda tek yön polarizasyonu olan hız dalgası olarak görülmektedir. Ani yer değiştirme yüksek deplasman talebiyle sünekliği zorlayan faya yakın alanda yönelimin doğrultusunda olan yapılar için tehlikelidir. Ani kalıcı zemin deplasmanını karşılayacak tasarım yakın alan etki olarak yönetmeliklerde cevap bulması gereken diğer bir tasarım detayıdır. Bu çalışmada fay yakın alan içinden örnek alınan birçok istasyon fay normali (KG bileşen) ve faya paralel (DB bileşen) yer hareketlerinin PSA, PSV ve SD karakteristikleri bu anlatılanlar çerçevesinde tasarım mühendisleri tarafından irdelenmelidir.

Anahtar Kelimeler: 6 Şubat 2023 Depremi, Yakın Alan Fay Etkisi, İleri Yönelim Etkisi, Kırılım Etkisi, Statik Kalıcı Ötelenme.

1 Bölgesel Sismisite

Anadolu Levhası ile Arap levhasının kenetlendiği güneydoğu bölgesinde 6 Şubat 2023 tarihinde yerel saat ile 04:17 (GMT 01:17) ile 13:24 (GMT 10:24)'de 9 saat arayla artarda 2 büyük karasal deprem olmuş ve önemli yapısal hasarlar oluşmuştur. Takip eden 11 dakika içinde Moment Magnitüdü M_w >=5 ve M_w > 6 olmak üzere 5 büyük artçılar yıkımları artmıştır. Kandilli Rasathanesi Deprem Araştırma Enstitüsü (KRDAE) (AFAD, 2023; Hancılar vd., 2023) verilerine göre sabahın ilk saatlerinde meydana gelen depremin merkez üssü Sofalaca mahallesi (Gaziantep) ve yaklaşık 9 saat sonra öğle saatlerinde gerçekleşen ikinci büyük depremin merkez üssü ise Ekinözü (Kahramanmaraş) olarak açıklanmıştır (Hancılar vd., 2023). Buna mukabil, AFAD depremlerin merkez üslerini sırası ile Pazarcık (Kahramanmaraş) M_w 7.8 ve Elbistan (Kahramanmaraş) M_w 7.7 olarak açıklamıştır (AFAD, 2023; Hancılar vd., 2023; USGS, 2023a, 2023b). Bölge ve yakın çevresinde artçı deprem sayısı ilk 1 hafta içinde yaklaşık 3.000, ilk bir ay içinde 44 adet Moment Magnitüdü M_w > 5 ve 3 tanesi M_w > 6 olmak üzere 9.000 civarına ulaşmıştır.

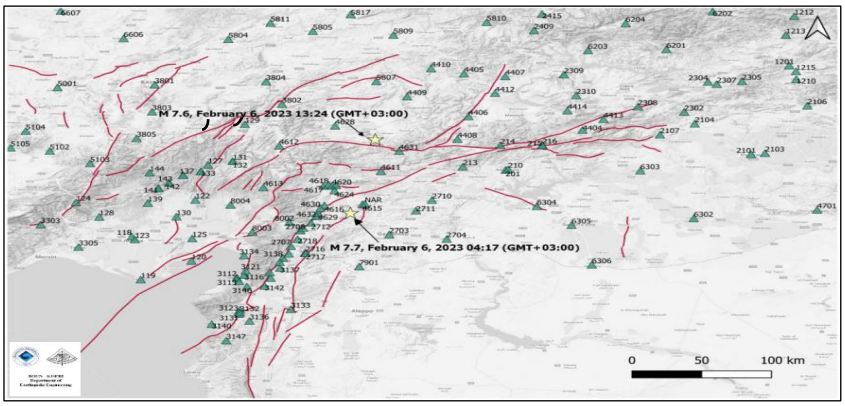


Şekil 1. Kahramanmaraş kavşağı ve çakışan plakaların sınırlarında oluşan aktif fay zonunda olan son iki ana deprem yüzey merkezleri (wikipedia).

Afrika, Anadolu ve Arap levhalarının oluşturduğu üçlü kenet kuşağı Şekil 1'de görülen kavşakta gelişen kenet içinde Afrika-Arabistan levhasının kuzeye doğru dalan litosfer katmanı Anadolu plakasının altına doğru itilmektedir. Sol yönlü yanal eğik/doğrultu atımlı fay 20-25 mm/yıl batı yönlü hareket etmektedir. Mevcut sol yanal eğik atımlı fay üçlü kenet yapı içindeki tüm levhaların tektonik rejimini etkilemekte ve bölgenin büyük ölçekte deformasyonlarını bu süreçte geliştirmektedir (Sengor vd., 1985; Muehlberger vd., 1987). Pazarcık depremi, sol yanal atımlı Doğu Anadolu Fay Zonunun Narlı Fay Parçası üzerinde oluşurken, bu merkezden 90 km uzakta bölgenin diğer aktif faylarına aktardığı gerilmelerle, Pazarcık depremini üreten faya komşu bir kol uzantı olan Çardak Fayı üzerinde Elbistan depremini tetiklemiştir. Bir diğer görüşe göre, Çardak fayı ayrı münferit bir büyük depremi yaklaşık 9 saat sonra üretmiştir. Bu yakın zamanlı iki

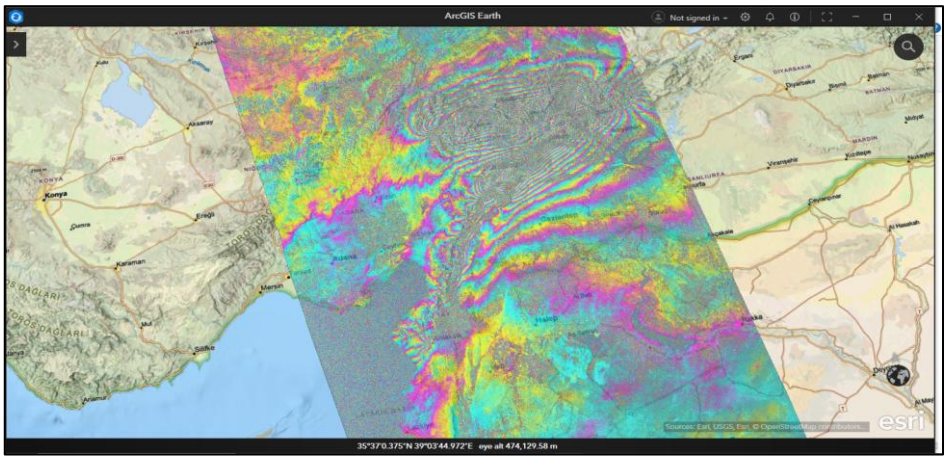
karasal deprem, aletle deprem izleme tarihinde yaşanılan ve yönetmelikte tanımlanmış olan tasarım depremlerinin çok çok üstünde gerçekleşen bir ilk dir. Yapının 50 yıllık servis ömrü sürecinde %10 karşılaşma ihtimali olan 475 yıl dönüşüm periyotlu can güvenliğini garantileyen DD2 deprem düzeyi (22 istasyonda) ve çok seyrek olan yapının ekonomik ömrü içinde %2 karşılaşma ihtimali olan 2475 yıl dönüşüm periyotlu DD1 deprem düzeyi defalarca 5 istasyonda aşılmıştır.

Tetikleyen ve tetiklenen ya da ayrı zamanlarda oluşan ardışık depremler yapısal hasarı artırmış ve göçmeler kaçınılmaz olarak yaşanmıştır. En büyük zarar faya en yakın bölgelerde beklense de -olsa da- kırılan faylar kırılma yönünde yayılırken, faylanma boyunca hasarı (ileri doğrultu yönelim etkisiyle) büyük bir alana yaymıştır. Çok parçalı kırılmanın oluşması depremin şiddetini yükseltmiş ve depremin yapıdan dayanım talebini 105sn kayıt boyunca tekrar etmiş ve depremin etkin yıkıcı süresini 40-50sn'lere yaymıştır.



Şekil 2. Bölgenin Diri Fayları (Kırmızı çizgiler) ve Mw7.7 ve Mw7.6 depremlerinin merkez üstlerini ve yakın alan deprem kayıt istasyonları yeşil üçgenle gösterilmiştir (Hancılar vd., 2023).

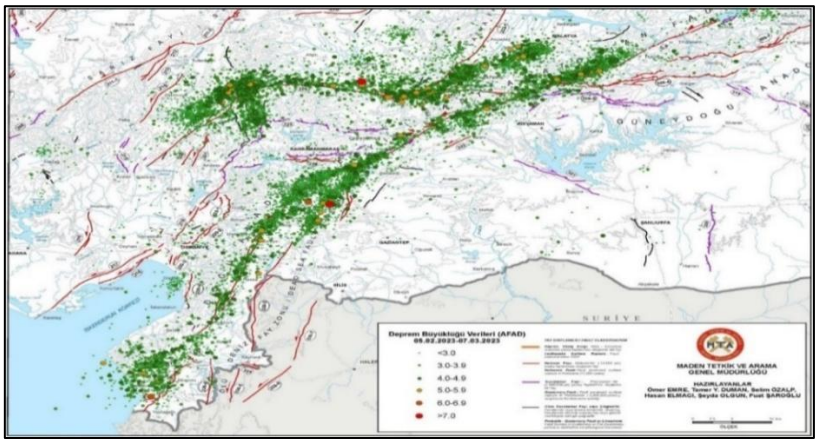
Şekil 2'de görülen AFAD yönetimindeki istasyonlar deprem üreten fay hattı boyunca büyük sayıda kayıt sunarak ulusal ve uluslararası yakın alan deprem kayıt arşivine önemli katkı sağlamıştır. Fay havzası içinde bulunan şehirlerin alan planlamasına ve yeniden-yapılanmaya yön verecek yakın alan etkilerinin çalışılmasına ve yönetmeliklerde yakın alan etkisi konusunda tasarım kriterlerinin geliştirilmesine önemli katkılar verecektir. 6 Şubat Pazartesi günü (TS) 04:17 (GMT 01:17)'de gerçekleşen Pazarcık merkezli 8.6 km derinliğinde moment magnitüt 7.7'lik deprem ve (TS) 13:24 (GMT 10:24)'te gerçekleşen Elbistan merkezli 7 km derinliğinde moment magnitüt 7.6'lık depremler sol yanal atımlı sığ depremler olup, Şekil 3'te ortaya çıkan yer değişiminin yayılmasının Avrupa Birliği Sentinel-1A uydusu tarafından izlenmiş ve işlenmiş gözlem bilgilerinin sonuçları (COMET) 6.0 m'yi aşan yanal atımlar vermektedir.



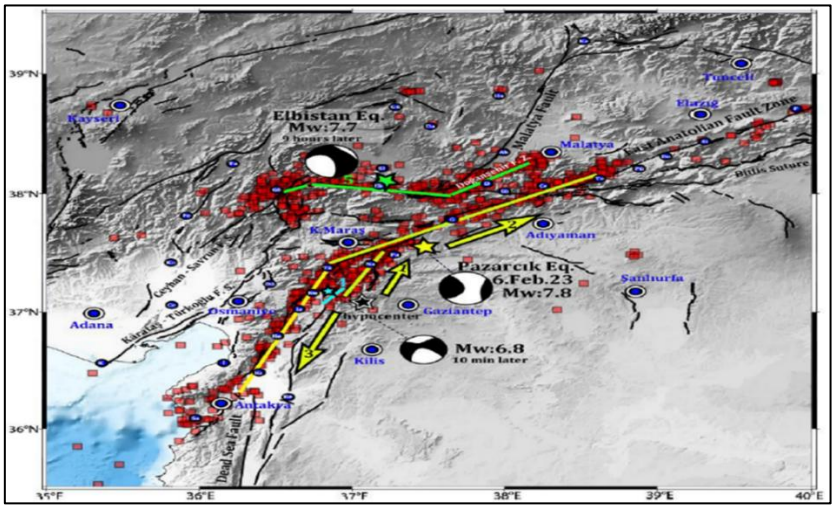
Şekil 3. Artarda olan iki ana ve sayısız artçı depremlerin yol açtığı faylanma ve ortaya çıkan yer değişiminin yayılmasının Avrupa Birliği Sentinel-1A uydusu tarafından tespit edilmiş işlenilen gözlem bilgilerinin sonuçları (COMET).

2 Deprem Üreten Fayın Davranışı ve Yüzey Kırıkları

Kandilli Rasathanesi Deprem Araştırma Enstitüsü (KRDAE) çözümlemesinde ilk olarak Doğu Anadolu Fay (DAF) bölgesi güneyindeki Narlı segmentinde yırtılma başlamış sonra kuzeyindeki Pazarcık-Erkenek fay segmentine KD yönünde yönelmiş, kırılım diğer uçta Amanos Fayını tetikleyerek GB yönüne yönelmiştir. Pazarcık depremi kayıtlarda zaman içinde (ilerleyen) çok segmentli (parçalı) kırılmalarla Şekil 4'te gösterildiği gibi birçok depremi barındıran kompleks bir karakteristik gösteren tek özgün örnektir. Şiddetli bir ileri yönelim etkisiyle Pütürge segmentine, güneyde ise Antakya-Hatay'a ulaşarak 3m-7m mertebelerinde 300 km'ye yakın yüzey kırığı ürettiği kayıtlarla, uydu görüntüleriyle ve GPS istasyonlarıyla yüzeyde izlenmiştir (ODTÜ, 2023). Mw7.7 ve diğeri Mw7.6 olan iki büyük ana şoktan sonra 1 ay içinde gerçekleşen magnitüdü 2.5 'dan büyük olan artçı sarsıntıların deprem merkezlerinin mekânsal dağılımlarının iki ayrı depremi üreten fay çizgi boyunca bölünebilmesi ve kümelenmesi, iki bitişik fayın kırılması Şekil 4'de çok açıktır (MTA, 2013). AFAD'dan alınan Sismotektonik haritada ana şok ve büyük artçıların kırılma yüzeyi gerilmeleri moment tensör çözümlemesinin sonuçlarıyla verilmiştir. Yırtılma yönleri zaman içinde oluşum sırasıyla kırılma numaraları verilerek Pazarcık depremi (Mw7.7) için Şekil 5'te gösterilmiştir. İleri yönelim (forward directivity) ve kırılma süreksizliğini



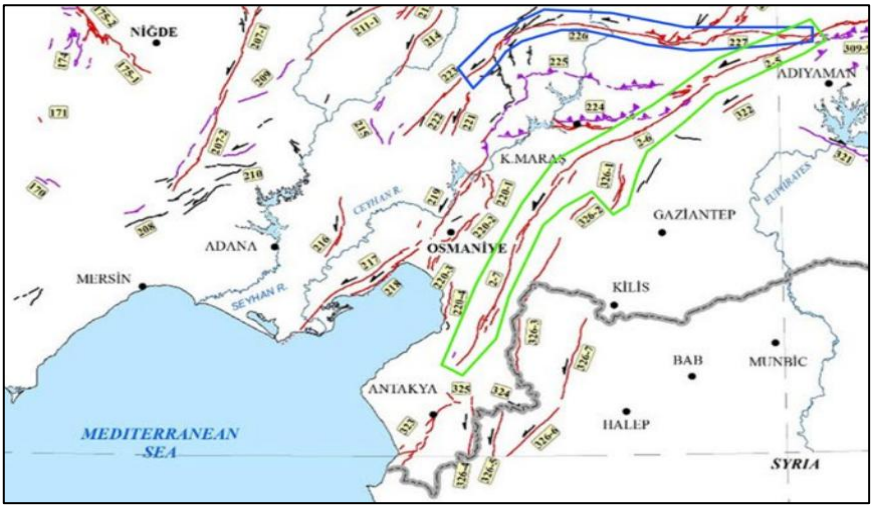
Şekil 4. AFAD' dan alınan Mw7.7 sonrası 6 Şubat 2023 ile 7 Mart 2023 tarihleri arasındaki 1 aylık zamanda bölgede oluşan artçı 37.634 sismik aktivitenin (MTA) mekânsal dağılımı (MTA, 2013).



Şekil 5. Çok parçalı yırtılma segmentleri ok-1, ok-2 ve arkasından kırılma yönü ok-3 numaralı segmentle GB'ya Amanos'a dönmüştür (Gokceoglu, 2023).

(sıçrama-basamak kırılma) gösteren bilgiler değerlendirmede dikkat çekmektedir (Gokceoglu, 2023). Candan, G. (USGS)'nin, bir çalışmasında kırılmalar ele alınmış ve Şekil 6'da çizildiği gibi görselleştirildiğinde, 'Pazarcık depremi güneyde nispeten küçük olan Narlı fayında başlayıp (Şekil 6'da 326-1) Kuzeye sıçrayarak, Doğu Anadolu Fay sisteminde Pazarcık (Şekil 6'da 2-6) ve Erkenek (Şekil 6'da 2-5) segmentlerini KD yönüne doğru kırmış ve GB'ya yönelerek Amanos segmentiyle (Şekil 6'da 2-7) kırılma

tamamlanmıştır. Çok parçalı kırılmada sol-yanal atım yüzey kırılmaları ve 4m. deplasman izlendi (USGS).

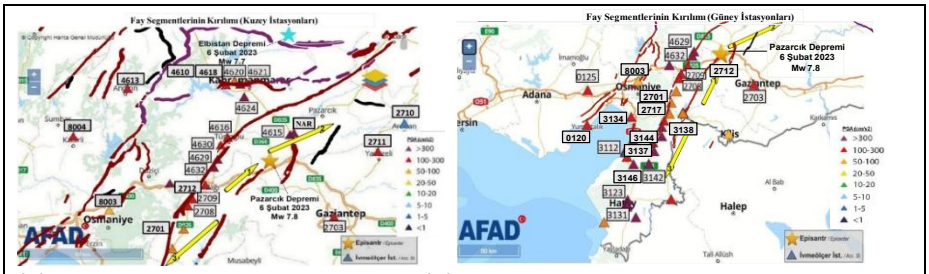


Şekil 6. Doğu Anadolu Fayı kırılan segmentleri yeşil çevrili bölge Pazarcık merkezli depremiyle, mavi çevrili bölge Elbistan merkezli depremiyle kırılmalardır (Emre et al., 2018'den sonra güncellenmiş) (USGS).

Amanos segmenti kırılım yönünde bulunan ve etkiyi önden karşılayan yakın fay alanındaki yerleşimler Hatay ve özellikle Antakya'da çok büyük kırılma etkileri almıştır. Kırılım hızının yüksek hızda yayılmasıyla oluşan yönelim etkisi (ani sıçrama-fling effect) 6m-9m'yi bulan kalıcı deformasyonlar ve heyelanlar üretmiş; ulaşım yollarına hasarlar verdirerek yardımları uzun süre sekteye uğratmıştır. Bütün bunların yanı sıra zeminin kayma mukavemeti aşılan bölgelerde sıvılaşma ve yanal yayılma kıyı şeritlerinde ve özellikle ovalarda gözlemlenmiş yerel zemin tepkileri -davranışları- hasarları artırmıştır.

Bölge yerleşiminin ve yapı stokunun karşılaştığı yakın alan (kırılma etkisi, ileri yönelim etkisi) gibi etkilere yırtılma yönleri olan 1 ve 2 parçalarının yayılımının yöneldiği yönde, yayılım önündeki şehirler ileri yönelim etkisine (forward directivity) maruz kalırken; yırtılmanın yön değiştirip Güney Batı Amanos'a doğru yırtılması (3 numaralı segmentin yırtılmasıyla) 1 ve 2 no'lu yırtılmalarda yayılım etkilerinin (directivity effect) açtığı hasarlarla periyotları büyüyen yapılar bu sefer yaklaşık sabit bir periyot içinde çok uzun sürede sönen salınım özelliğiyle geri yayılımın (backward propagation effect) etkisine girmiştir. Geri yayılımın hâkim periyotlarında tekrarlı deprem yükünün salladığı hasarlı yapı bir önceki safhada kırılma ve ileri yönelimden hasar almış-yapılar bu son seferde geri yayılım etkisinde göçmeye geçme ihtimali çok

büyüktür. Hasarın büyümesi ve göçmeye götüren etkenler tasarım spektrumunun kırılma ve yönelim etkisini parametrik olarak sunamaması ve tekrarlı yüklemelerle tasarımın test edilememesi -doğrulatılamaması- olarak açıklanabilir. Şekil 7'de kırılma ve yayılma yön etkilerine maruz kalan kayıt istasyonları ve çalışılması gereken Kuzey ve Güney istasyon numaraları görülmektedir. İstasyonlarda kaydedilen ivme tepe büyüklükleri lejantlarda verilmiştir. İvme büyüklüklerinin istasyon mesafeleriyle göreceli orantılı olarak nasıl bir dağılım sergilediği ve deprem merkezinden uzaklaşıldığı oranda azaldığı anlaşılmaktadır. Buna mukabil yerel zemin tepki farklılıkları beklenenin ötesinde uzak istasyonlarda yer yer büyütme yaptığı anlaşılmaktadır.



(a) Kuzey istasyonları (b) Güney istasyonları

Şekil 7. Fay segmentlerinin yırtılma sıra ve kayıt istasyon numaraları depremin bir yakın kaynak alan özelliğini güçlü bir şekilde göstermektedir (AFAD istasyon haritaları kullanılarak işlenmiştir (Gokceoglu, 2023).

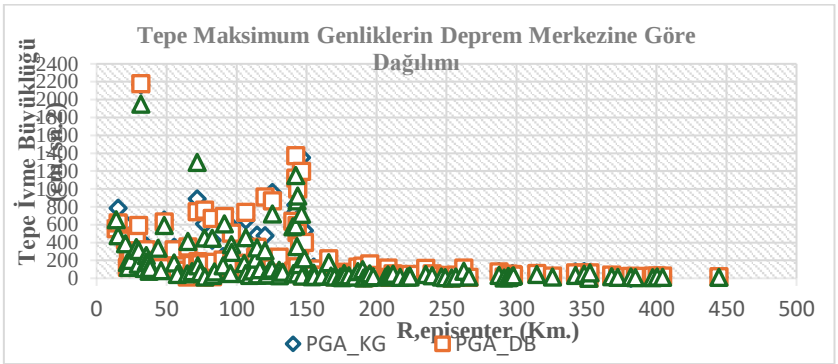
3 Kuvvetli Yer Hareketi Ağı Değerlendirmesi ve Sonuçları

Ardışık tekrarlı deprem etkisi ana şokta oluşan hasar tablosunu ileri hasara taşımış ve göçmeye sürüklenen bir süreç yaşatmıştır. Yaşanılan depremler, yakın alan etkisine maruz kalan bazı istasyonlarda yönetmelik depremleri olan DD2 ve DD1 düzeyinin çok üstündedir. Tasarım depreminin tekrar tanımlanmasının yanı sıra, simülasyon analizlerinin ardışık uygulanan depremler altında tekrarlanması ve göçmelerin önlenmesi yeni yönetmeliklerde önerilmelidir (Multiple earthquake events). Oysa, ana şoktan sonra geçen 66 dakikalık sürede gerçekleşen Mw5 ve Mw6 üstü on iki artçı deprem yönetmeliğinin hasarı öngördüğü yapıları göçmeye itmiştir. Dahası bazı bölgeler yönelim ve kırılma etkilerinin sonucu tasarım deprem büyüklüğünün aktif faya göre yeniden tanımlanması zaruridir. Dünya üstündeki yönetmeliklerde yakın fay etki faktörü farklılıklar göstermektedir. Çin'in sismik tasarım yönetmeliği diğerlerine göre çok küçük yakın fay etki faktör değerleri verirken, Amerika ve Yeni Zelanda ampirik metotlarla faya uzaklığa ve yapı periyoduna göre büyütme faktörü ve düktilite hesaplamaktadır. Japonya ampirik metot kullanarak kuvvetli yer hareketi hesabını bir deprem kaynak model ile tahmin etmektedir. Avrupa kodunda yakın fay etki faktörü çok basit olarak verilmektedir. Türkiye 2018 yönetmelik taslağında sunulan Faya Yakınlık Katsayısı sadece DD1 ve DD2 deprem yer hareketi düzeylerinde uygulanmak

üzere, aktif fay düzlemlerine 25 km ve daha az mesafedeki konumlar için, *faya yakınlık katsayısı* γ_F ile ilk 15km'ye kadar 1.2 katı artırılmasına 25 km'ye yaklaşırken etki faktörünün 1'e yaklaşması yetersiz olmasına rağmen öngörülmüştü. Bu taslak girişim yaşadığımız felaketin faya yakın alan etkisiyle büyüme faktörünü bir daha düşündürmektedir. Fay deltası üzerinde bulunan şehirlerin uygulamaya alınmasını zaruri kılmaktadır. Türkiye sismik tehlike haritası üzerinden S_S ve S_1 spektral katsayıları verilirken parselin aktif olan faya mesafesine göre çarpılarak yansıtılması mümkündür. Tasarım analizlerinde yapının çok bileşen ile yer hareketlerine simultane maruz bırakılması gerçekte yaşanacaklar ile tasarımın tutarlılığının sınanması önemli yapı davranış bilgileri verecektir.

Bu şartlar altında yönetmelik tasarım spektrum kuvvetlerinin birçok istasyonda doğru öngörülemediği; farklı deprem düzeyleri için, Türkiye sismik tehlike haritasının lokasyona bağlı olarak S_1 ve S_S spektral katsayılarını ve zemin etki katsayılarının zemin sınıflarına göre, F_1 ve F_S faktörlerinin yeterli büyütmeyi veya zeminin katkısını doğru yansıtmadığını ve yatay tasarım spektrumu köşe periyodları T_A ve T_B'nin S_{D1} ve S_{DS} ilişkisiyle doğru tanımlanamadığı gibi ihtimal çıkmazları akla getirmektedir. Tasarım depremi altında binada meydana gelen deprem etkilerinin taşıyıcı sistemin sünek davranışı ile azaltılması TBDY 2018'de tanımlanan süneklik ve kapasite tasarımı ilkelerine titizlikle uyulması istenirken; Dayanıma Göre Tasarım çerçevesinde bina taşıyıcı sistemlerinin tasarımında, kapasite tasarımının göz önüne alınarak uygulanacağı TBDY-2018 4.2.2'de ilkeleriyle açıklanmıştır.

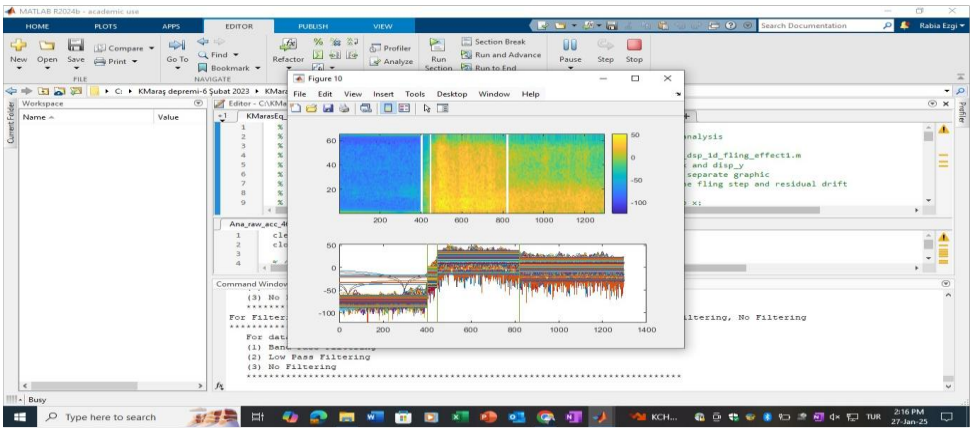
Bölgede yapı stokunun son 25 yılda önemli bir birikim oluşturduğu düşünülerek; karşılaştırmalar 2007 yönetmeliğine (Kalkan vd., 2006) göre yapılırken, -1998 yönetmelik tasarım deprem kuvvetinin 2007'de korunduğu düşünüldüğünde- sadece 2007 ve 2018 uygulamaları için değerlendirme yapılmıştır. Deprem yüzey merkez uzaklıklarına göre Tepe İvme Büyüklükleri çalışmaya katılan 129 yakın bölge istasyonu için grafik Şekil 8'de verilmiştir. Deprem yüzey merkezi 150 Km. 'den sonra ivme tepe büyüklükleri ani düşmeyle 1400cm/sn^2 değerlerinden 200cm/sn^2 değerlerine düşmektedir.



Şekil 8. Deprem yüzey merkez uzaklıklarına göre Tepe İvme Büyüklükleri çalışmaya katılan 129 yakın bölge istasyonu için üç bileşende grafikte verilmiştir.

4 Yakın Alan Kayıtlarının İşlenmesi

Yakın Kaynaklı Dalga Formları büyük ve uzun periyotlu darbeler üreten ileri yönelim (forward directivity) ve kopma -kırılma-sıçrama etkileri (Fling-Step) barındırırlar. İleri yönelim, fay normali yönünde hız kayıtlarında kısa süreli büyük hız genlikli çift polarizasyon ile izlenebilir. Kırılma sıçraması ise kopan bir fayın ortama yaydığı süper atım enerjisinin yayıldığı zemin ortamının kayma hızına ulaşması ve/veya aşılarak süper kayma şartlarında zeminin dalga yayılımını biriktirmesiyle ortaya çıkan kalıcı tektonik ötelenmedir ve hız kaydında tek taraflı bir darbe (pulse) ve fayın kırılma kaymasına paralel yönde (faya paralel yönde) yer değiştirme üretir ve sıfıra inmeyen kalıcı bir yer değiştirmeyle sonlanır. İleri yönelim etkisi uzak kaynak deprem kayıtlarına uygulanan işlemlerle elde edilebilir. Fakat, çoğunlukla küçük ivme değişimlerinden elde edilen hızdan elde edilen yer değiştirmeler temel eksen düzeltmeleriyle gürültü kaynaklı zannedilerek uzaklaştırılır. Oysa, hız darbeleri ve kalıcı statik ofsetler (deformasyonlar) izolatörlü yapılar, büyük açıklığı olan köprüler, enerji aktarma yapıları gömülü (boru hatları) veya asılı hatların altyapıları potansiyel olarak zarar alabilir. Bu yapıları tasarlarken bu etkiler göz önünde bulundurulmalıdır. Küresel Konumlandırma Sistemi (GPS) ve interferometrik Sentetik Açıklıklı Radar (InSAR) verileriyle kalıcı yer değiştirmeler okunduğu gibi ham-ivme dalga formlarına uygulanacak özel işlemlerle kalıcı yer değiştirmeler tespit edilebilir. Etkilerini süzerek uzaklaştırmak ise en basitinden response spektrumları değiştirmekte olup, mühendisin sağlıklı tasarım imkanını ortadan kaldırmaktadır. İvme geçmişinden elde edilen yer değiştirmelerin doğruluğu GPS ve InSAR verileriyle kontrol edilmelidir. Ancak, ivme ölçer istasyonlarına yakın GPS alıcılarının desteklenmesi uygulama olarak azdır. Gözlemin olmadığı durumlarda statik yer değiştirmeyi ham-ivme ölçümlerinden hesaplamak tercih edilebilir. Bu amaç doğrultusunda yapılan çalışmalar arasında Iwan (1985) (Kalkan vd., 2006), Boore (2001) ve son yıllardan Kalkan ve Kunnath (2006), kuvvetli yer hareket kayıtlarını kullanarak kalıcı yer değiştirmeleri incelemişlerdir. Gelişmeler ışığında sıçrama atımı (fling step) etkisi için Schiappapietra ve ark. (2022), sıçrama genliği etkilerini kapsamlı bir şekilde modellemek için D'Amico ve ark. (2021) tarafından sunulan NESS2-eBASCO veri kümesinin kullanımını ve kayıtlarının işlenmesi için yeni bir işlem algoritması önermiştir. Yakın alan etkileri sırasıyla büyük periyotlu yapılara ve periyodu büyümüş hasarlı yapılara hasar verme ve hasarı ilerletme (ağırlaştırma) riski her zaman mümkün olduğundan yerel etkileri göz önüne alarak seçilecek doğru yakın alan deprem kayıtlarıyla doğrusal olmayan zaman tepkilerinin analizi durum değerlendirme çalışması için önemlidir. Nitekim sahada yaşanan ilerlemiş hasarın sebebi yakın alan etkisidir. Veri tedarik merkezlerinde uygulanan otomatik veri işlemleri örneğin temel eksen düzeltmesi ve süzme işlemi uygun değildir. Uygun işlem algoritmaları uygulanarak yapı için önemli olan özellikler korunabilir.

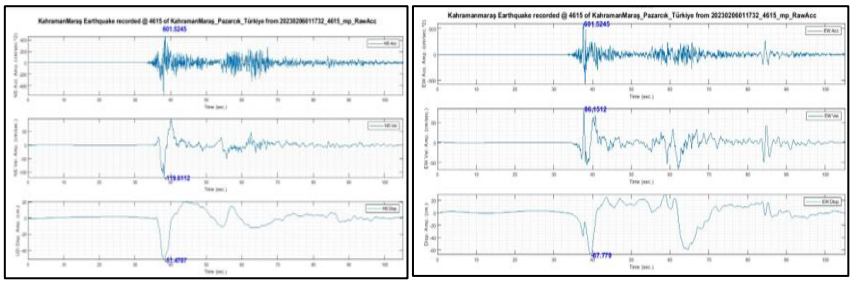


Şekil 9. Ham deprem ivme kayıtlarının işlenmesi aşamasında kırılma noktalarını bulan altprogramın spektral ortalamaları izleyerek kırılma noktalarına (break point) karar verme işlemi.

Bu çalışmada özel geliştirilmiş eksen düzeltme ve veri integrasyon tekniği (Savitzky-Golay süzgeç integrasyonu) uygulanarak hız ve deplasman zaman hikayelerine ulaşılmıştır. Şekil 9'da yazılan programın bir ara işlemine ait canlı ekran görüntüsü bilgi vermesi açısından paylaşılmıştır. Şekil 10'da yakın alan etkisine maruz kalmış gömülü boru hattı (fotoğraf için yer üstüne çıkarıldı) ve demir yolu hasarları (Adıyaman, Gölbaşı) örnek olarak paylaşılmıştır. Kuzey istasyon gurubu içinde en çarpıcı yakın alan etkisi 4615 numaralı istasyon kayıtlarında kaydedilmiş ve Şekil 11'de iki bileşen ivme, hız ve deplasman hikayeleri çizdirilmiştir. Hız bileşenlerinin + ve – tepe yapmış polarizasyonu ileri yönelim etkisinin ipuçlarını vermektedir.



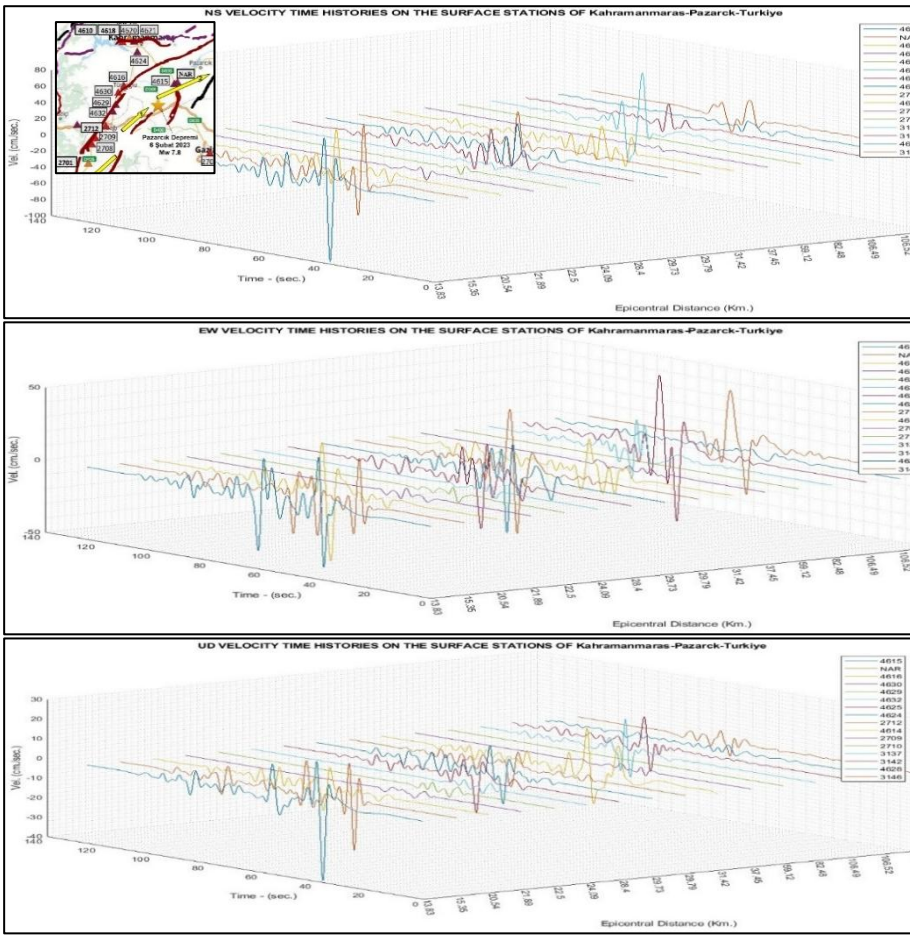
Şekil 10. Yakın alan etkisine maruz kalmış hasarlar (Adıyaman, Gölbaşı) Fotoğraf K. Beyen



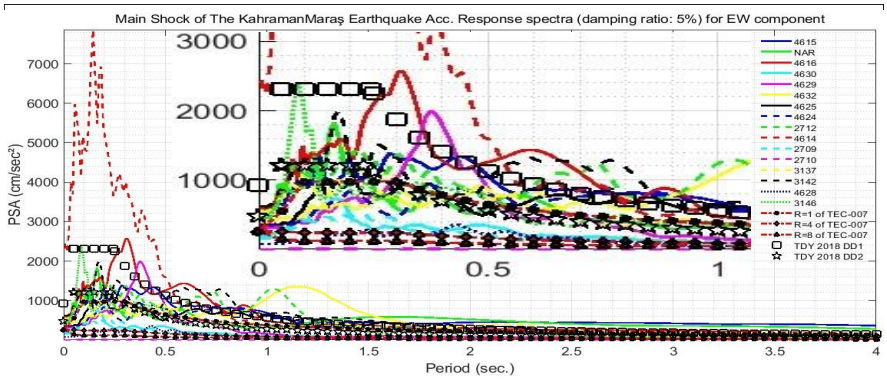
(a) Kuzey Güney Bileşen (b) Doğu Batı Bileşen

Şekil 11. Pazarcık depremi istasyon 4615 de iki bileşen olarak ivme, hız ve deplasman geçmişi

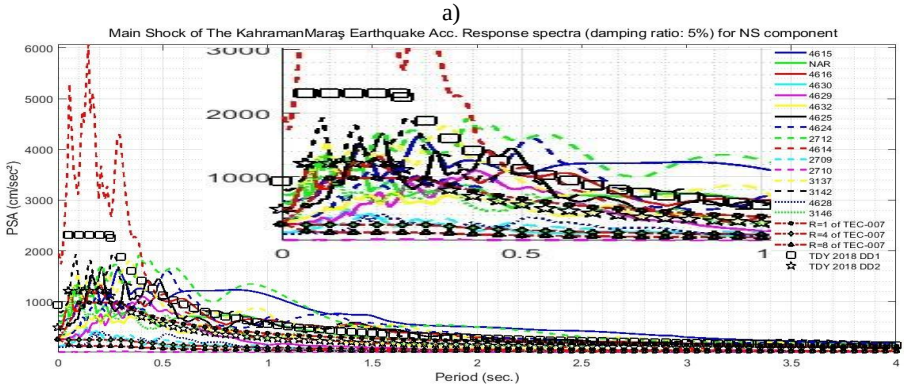
Çizilen grafikler bölgenin yerel deprem tepki spektrumlarını daha iyi anlamak için bina tasarım spektrumları olan yalancı ivme, yalancı hız ve deplasman cinsinden %5 sönüm altında Pazarcık depremi temsili ZB zemin sınıfı için çizilmiştir. Yakın dönem mevcut yapı tasarımında yürürlükte olan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2007 tasarım spektrumu 2018 Bina Yönetmeliği tasarım spektrumuyla beraber çizilerek yapıların performansının seviyesi mukayese edilebilir. Şekiller 13(a)-(c) elastik tasarım Spektrumu ve depremin ürettiği kuvvetler açmazını daha anlaşılır hale getirmiştir. DB bileşende; DD1, 4614, 4616, 4629 ve 4624'te DD2 ise sayısız istasyonda yaşanan depremler misliler mertebesinde yapılardan performans talebi oluşmuştur. 2007 R=4 ve R=8 tasarımları bütün istasyonlarda yıkım ile sonuçlanacak performans talebi oluşmuştur. KG bileşende 2712 istasyonunda DB bileşenler gibi depremin istemi yapısal periyot bölgesinde yükselmiştir. Düşey bileşende ise ekstrem değerler olarak 4614, 4615 ve 3137 istasyonlarında DD1 ve DD2 tasarımlarının çok üstünde yapısal direnç talepleri oluşmuştur. Bu istasyonlar yakın alan etkilerinin spektral büyüklükleri yükselttiği doğrultuda etki altında kalmış istasyonlardır.



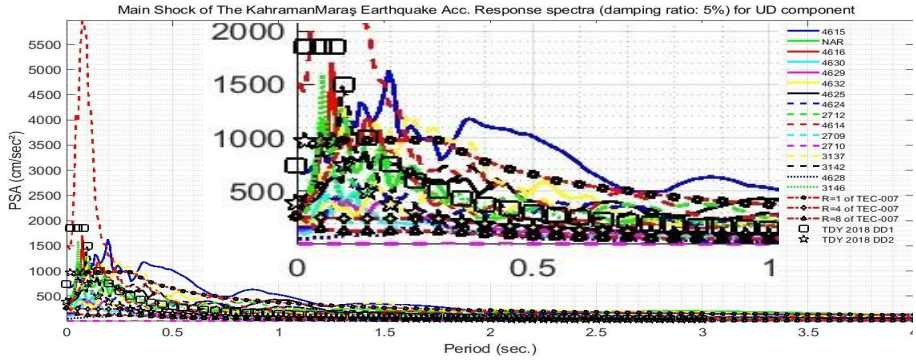
Şekil 12. Kuzey izleme istasyonlarının üç bileşen hız kayıtları ve kayıt istasyonu konumları.



a)



b)

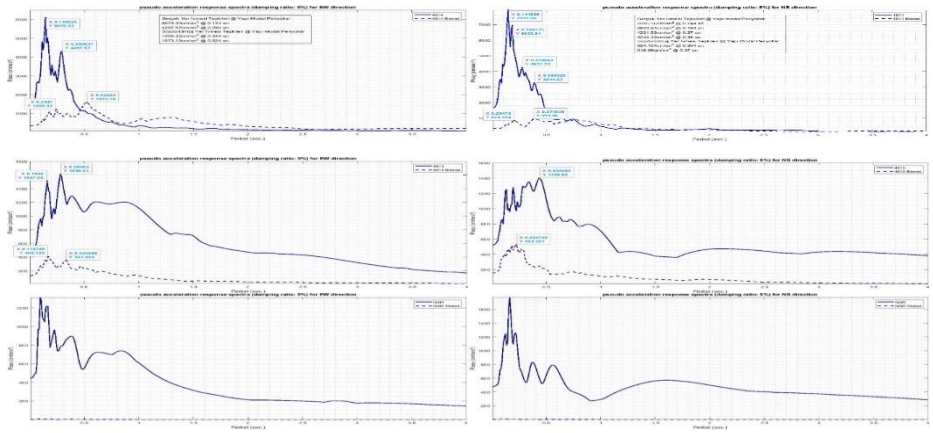


c)

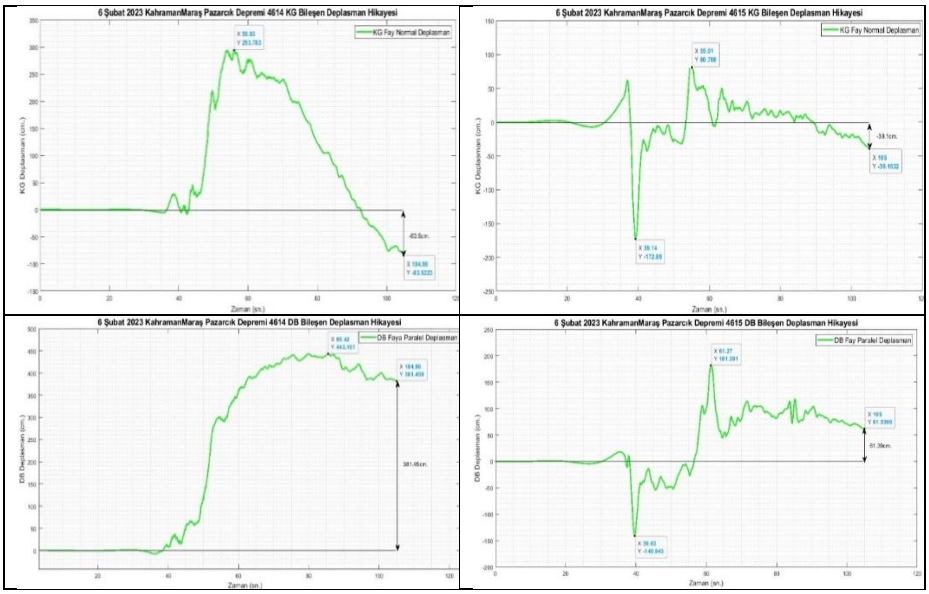
Şekil 13. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Pazarcık depremi istasyon kayıtlarının a) Doğu-Batı, b) Kuzey-Güney, c) Düşey deprem ivme talep spektrumları ve 2007 ve 2018 TBDY tasarım spektrum kuvvetleri. Grafik içi yakın çizim.

Tek taraflı büyük genlik büyük periyodun hâkim olduğu hız formları sonuç olarak kalıcı ani deplasman (fling effect) üretmektedir. Bu kalıcı sıçramanın kayıttan

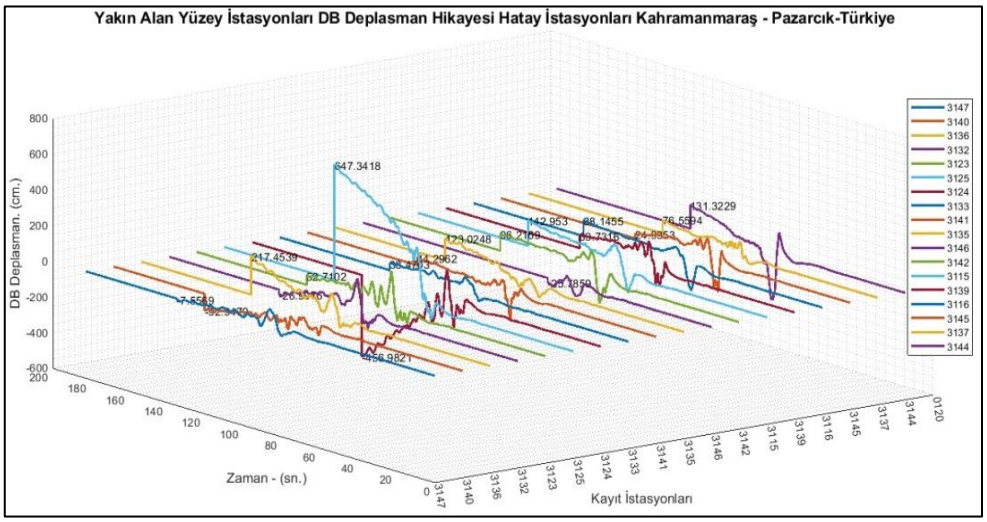
uzaklaştırılması (süzülmesi) tepki spektrum (S_a) değerlerini ve uzaklaştırılan periyottan gelecek etkiye bağlı olarak azaltabilir. Yapının temel hâkim periyoduna göre fling etkisi depremin yapıdan istediği tepki talebini aynı şekilde artırabilir veya azaltabilir. Dahası her istasyonun yerel etkilerinin farklılığı ve heterojen alt ve üst topoğrafya farklılığı farklı impulse yapı (kırılma ve ileri yönelim etkisi) vermekte veya yönelimin yayılma açısından çıkmakta ya da etkisi kaybolmaktadır. Tepe dalganın ve periyodun uzaması ve çoğalması iki etkinin girişimini tartışmaya açmaktadır. Ama yine de kırılma ve ileri yönelme etkisinin varlığı inkâr edilemeyecek kadar güçlüdür. Büyük periyotlu pulse yayılımı Türkiye'nin mevcut tasarım yönetmeliğini aşmakta olup, yüksek katlı yüksek sünek narin binalarda tasarlanan hasarları aşan göçmeyle bitecek vakalar görülebilir. Şekil 14'te 6 Şubat 2023 Pazarcık depremi istasyon kayıtlarının 0.1 Hz-0.25 Hz. arası bant geçiş (bandpass filtre) süzgeciyle süzdürülmüş (AFAD) ve ham veri %5 sönümlü tepki Spektrumları ve yapısal davranışın hâkim olduğu periyotlardaki kayıplar 4614, 4615 ve NAR fay normali ve faya paralel bileşenleri için örnek olarak çizdirilmiştir. Şekil 15'te ise 6 Şubat 2023 Pazarcık depremi istasyon kayıtlarında 4615 ve 4616 istasyonlarında fay normali (KG) ve faya paralel (DB) yöndeki atım izleri ne kadar atım gerçekleştiğinin örnekleri olarak verilmiştir. Uydu harita çalışmalarında atımlar izlenmiştir. Çalışılan bütün istasyonların atım izleri ise Şekil 16(a) ve (b)'de çizdirilmiştir. Kalıcı yer değiştirmeler kayıt süresi içinde oluşmakla beraber, bazılarının kayıt süresi sonunda yer değiştirmenin sıfıra düşmemesinden kayıt süresi 105 saniyenin yeterli olmadığı anlaşılmaktadır. Bölgenin bütünü için bulunan deformasyonların GPS ve uzay jeodezinin sunduğu verilerle karşılaştıran çalışma sonuçlarıyla tutarlı olduğu görülmektedir. Dahası Levha kavşağında uzay jeodezisiyle tespit edilmiş levha hareketlenmesi (6 m-9 m arası yer değiştirme) tespit edilmiştir.



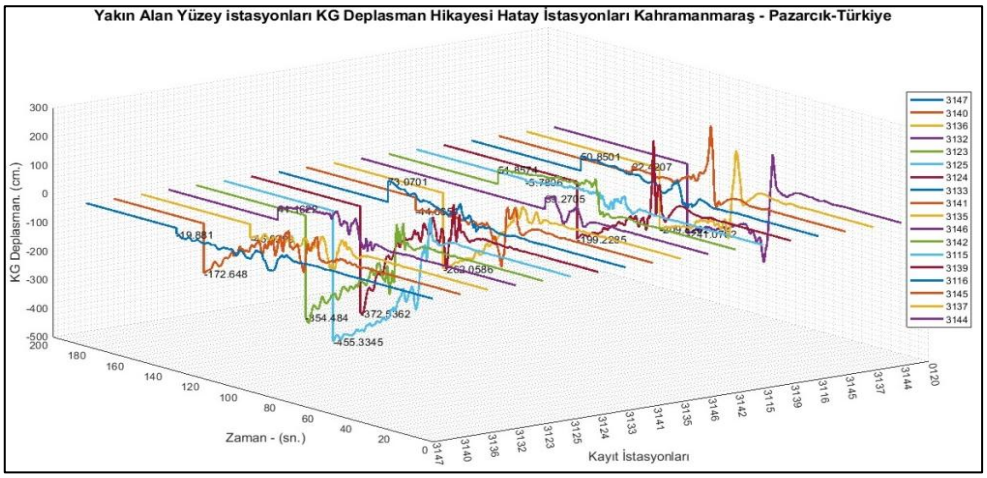
Şekil 14. 4614, 4615 ve NAR DB ve KG bileşen Pazarcık kayıtlarına AFAD'da 0.1Hz-0.25 Hz. arası bant geçiş süzgeci uygulaması ve yakın alan ham kayıtlarının spektrum fark örnekleri.



Şekil 15. 6 Şubat 2023 Pazarcık depremi istasyon kayıtlarında 4615 ve 4616 istasyonlarında fay normali (KG) ve faya paralel (DB) yöndeki atım izlerinin yaklaştırılmış örnekleri.



Şekil 16(a) Yakın alan kayıt istasyonlarının DB bileşen (faya paralel yönde) ham veri kullanılarak elde edilmiş deplasman geçmişinin zaman hikayesi ve içinde bulunan kırılma yönündeki ani (atım) sıçramanın etkisiyle oluşan kalıcı yer değiştirmeler faya paralel uzantıda bazı Güney istasyonları için grafiğe işlenerek verilmiştir.



Şekil 16(b) Yakın alan kayıt istasyonlarının KG bileşen (fay normal yönde) ham veri kullanılarak elde edilmiş deplasman geçmişinin zaman hikayesi ve içinde bulunan kırılma yönündeki ani (atım) sıçramanın etkisiyle oluşan ileri yönelim ile karışık kalıcı yer değiştirmeler faya paralel uzantıda bazı Güney istasyonları için grafiğe işlenerek verilmiştir.

5 Sonuçlar

- En büyük zarar faya en yakın bölgelerde beklense de -olsa da- kırılan faylar kırılma yönünde yayılırken, faylanma boyunca hasarı (ileri doğrultu yönelim ve kırılım etkisiyle) büyük bir alana yaymıştır. Çok parçalı kırılmanın oluşması depremin şiddetini yükseltmiştir.
- Yakın alan etkileri-ileri doğrultu yönelim ve kırılım etkileri depremin şiddetini yayılma yönünde olan bazı istasyonlarda misliyle artırmıştır.
- Dünya yönetmeliklerinde yakın fay etki faktörü değerlendirmeleri farklılıklar göstermektedir. Çin'in sismik tasarım yönetmeliği diğerlerine göre çok küçük yakın fay etki faktör değerleri verirken, Amerika ve Yeni Zelanda ampirik metotlarla faya uzaklığa ve yapı periyoduna göre büyütme faktörü ve düktilite hesaplamaktadır. Japonya ampirik metot kullanarak kuvvetli yer hareketi hesabını bir deprem kaynak model ile tahmin etmektedir. Avrupa kodunda yakın fay etki faktörü çok basit olarak verilmektedir. Türkiye 2018 yönetmelik taslağında sunulan Faya Yakınlık Katsayısı sadece DD1 ve DD2 deprem yer hareketi düzeylerinde uygulanmak üzere, aktif fay düzlemlerine 25 km ve daha az mesafedeki konumlar için *faya yakınlık katsayısı* γ_F ile 1.2 katı artırılması yetersiz olmakla beraber öngörülmüştü ama bu sadece taslakta kaldı.

- Ardışık tekrarlı deprem etkisi ana şokta oluşan hasar tablosunu ileri hasara taşımış ve göçmeye sürüklenen bir süreç yaşatmıştır. Çoklu deprem analizleri tasarımda ardışık olarak uygulanarak yapının test edilmesi önerilir.
- Hasarlı yapının (1) göçmemesi ve yönetmeliğin her şartta sağlamak zorunda olduğu (2) can güvenliği garantisi tasarım mühendisliğinin ana problemleridir. Yakın alan yapılarının hasar şartlarını zorlayarak ileri hasara ve göçmeye götüren yıkıcı yönelim etkileri düşey elemanların düşey etkiler altında ayakta yıkılmadan karşılamasıyla direnç kazandırılıp, göçme durdurulabilir. Düşey bileşen mutlaka yıkım oyununa dahil edilmeli ve bazı şartlara bağlı kalınmadan faya yakın bölgelerde analizlere mutlaka katılmalıdır.

Kaynaklar

1. AFAD. (2023, June 2). 06 Şubat 2023 Pazarcık (Kahramanmaraş) Mw 7.7 ve Elbistan (Kahramanmaraş) Mw 7.6 depremlerine ilişkin ön değerlendirme raporu (Rapor). https://deprem.afad.gov.tr/assets/pdf/Kahramanmara%C5%9F%20Depremi%20%20Raporu_02.06.2023.pdf
2. COMET – Centre for the Observation and Modelling of Earthquakes, Volcanoes and Tectonics. (n.d.). About COMET. (Erişim: 6 Ekim 2025). https://comet.nerc.ac.uk/about-comet/
3. Boore DM (2001) Effect of baseline corrections on displacements and response spectra for several recordings of the 1999 Chi–Chi, Taiwan, earthquake. Bulletin of the Seismological Society of America 91(5):199–1211, https://doi.org/10.1785/0120000703
4. D'Amico MC, Schiappapietra E, Felicetta C, Sgobba S, Pacor F, Lanzano G (2022) NEar-Source Strong-motion flatfile from eBASCO (NESS-eBASCO), version 2.0 [Dataset]. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. https://data.ingv.it/dataset/446
5. Gokceoglu C (2023) 6 February 2023 Kahramanmaraş – Türkiye earthquakes: A general overview. International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, XLVIII-M-1-2023, 417–424, https://doi.org/10.5194/isprs-archives-XLVIII-M-1-2023-417-2023
6. Hancılar U, Şeşetyan K, Çaktı E, Şafak E, Yenihayat N, Malcıoğlu FS, Dönmez K, Tetik T, Süleyman H (2023). Kahramanmaraş–Gaziantep, Türkiye M7.7 Earthquake, 6 February 2023 (04:17 GMT+03:00): Strong ground motion and building damage estimations. Preliminary report (v6). Boğaziçi University, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Department of Earthquake Engineering. https://eqe.bogazici.edu.tr/sites/eqe.boun.edu.tr/files/kahramanmaras-gaziantep_earthquake_06-02-2023_04.17-bogazici_university_earthquake_engineering_department_v6.pdf.
7. U.S. Geological Survey (2023a, February 6) M 7.8 – Pazarcik earthquake, Kahramanmaras earthquake sequence (Executive summary). https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/us6000jllz/executive.
8. Wikimedia Commons (2023, February 8) File: Anatolian_Plate_Vectoral.svg. (Erişim: 6 Ekim 2025). https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Anatolian_Plate_Vectoral.svg
9. Iwan WD, Moser MA, Peng C-Y (1985) Some observations on strong-motion earthquake measurement using a digital accelerograph. Bulletin of the Seismological Society of

America, 75(5), 1225–1246. https://pubs.geoscienceworld.org/ssa/bssa/article/75/5/1225/102161.
10. Kalkan E, Kunnath SK (2006) Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings. Earthquake Spectra 22(2):367–390, https://doi.org/10.1193/1.2192560.
11. U.S. Geological Survey (2023b, February 6) M 7.5 – Elbistan earthquake, Kahramanmaras earthquake sequence (Executive summary). https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/us6000jlqa/executive.
12. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü (MTA) (2013) Türkiye diri fay haritası (sayısal) (Erişim: 6 Ekim 2025), https://www.mta.gov.tr/v3.0/hizmetler/yenilenmis-diri-fay-haritalari.
13. Muehlberger WR, Gordon MB (1987) Observations on the complexity of the East Anatolian Fault, Turkey. Journal of Structural Geology 9(7):899–903, https://doi.org/10.1016/0191-8141(87)90091-5.
14. Middle East Technical University (ODTÜ) (2023) Preliminary reconnaissance report on February 6, 2023 Kahramanmaraş–Pazarcık (Mw 7.7) and Elbistan (Mw 7.5) earthquakes (EERC Report). https://eerc.metu.edu.tr/en/system/files/documents/DMAM_Report_2023_Kahramanmaras-Pazarcik_and_Elbistan_Earthquakes_Report_final_ENG.pdf.
15. Şengör AMC, Görür N, Şaroğlu F (1985) Strike-slip faulting and related basin formation in zones of tectonic escape: Turkey as a case study. In K. T. Biddle & N. Christie-Blick (Eds.), Strike-Slip Deformation, Basin Formation, and Sedimentation (SEPM Special Publication 37:227–264). SEPM Society for Sedimentary Geology. https://doi.org/10.2110/pec.85.37.0227.
16. Schiappapietra E, Lanzano G, Sgobba S (2022) Empirical predictive models for fling step and displacement response spectra based on the NESS database. Soil Dynamics and Earthquake Engineering:158, 107264. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107264.
17. TBDY (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı, Resmî Gazete, 30364 (Mükerrer, 18 Mart 2018). (Yürürlük: 1 Ocak 2019), https://www.afad.gov.tr/turkiye-bina-deprem-yonetmeligi.

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depreminin Hatay Bölgesindeki Yakın Alan Etkileri

Kemal Beyen [0000-0001-8878-0985]

Prof. Dr., İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, Türkiye
kbeyen@kocaeli.edu.tr

Özet. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş 7.7M_w depreminin yıkıcı etkisi karışık kenet mekanizma içinde çoklu parça kırılımıyla Doğudan Güneye Amanos segmentini kırarak Hatay ve civarında hissettirmiştir. Yönetmeliğin düktil yapı performansı altında sunduğu can güvenliği garantili kabul edilebilir hasara işaret eden Standard tasarım depremini misliyle aşan ana şokun ürettiği hasar ilk 11 dakikada artarda oluşan 5M_w ve üstü artçıların yansıra Elbistan 7.6M_w depremiyle büyümüş ve nihayetinde göçmelerle tablo ağırlaşmıştır. 7.6M_w ikinci deprem ile literatürde bir ilk yaşanmış, saat farkıyla ürettiği ileri hasar ve göçmeler TBDY-2018'de tarif edilen can güvenliğinin teminatı olan Standard DD2 tasarım depremi ile yapının değerlendirilmesi imkânını ortadan kaldırmıştır. Bölgede yapılar çoklu ardışık DD1 ve DD2 seviyelerinde depremlere maruz kalmışlardır. Yönetmelik tanımı olan tek deprem etkisinde düktil yapısal performans seviyesi yaşanan deprem fırtınasıyla defalarca aşılmış, ana şok ve çoklu artçıların etkisi göçmeyi tartışma dışına çıkarmıştır. TBDY-2018 tasarım spektrumu bu çalışmada verildiği koşullarda saha kayıtlarıyla mukayeseli işlenmiş yakın alan etkilerinin doğurduğu sonuçlar depremi üreten fay hattı boyu yerleştirilmiş olan Kuzey-Güney istasyonlarından elde edilen ham kayıtlarla tartışılmıştır. Yönetmeliklerde olmayan yakın alan kaynaklı etkiler; (1) Hasarlı yapıları göçmeye taşıyan ileri yönelim yayılımı fay yırtılma yönünde fay normalinde oluşan sismik enerji yığılmasıyla büyük periyot ve büyük hız genliğiyle zemin kayma dalgasından büyük hızda boşalarak gerçekleşmiştir. (2) Yırtılma yönü arkasındaki binalar düşük genlik ve uzamış periyot salınımlarıyla hasarda büyüyen periyotlu yapıları çökmeye zorlayan bir diğer etkendir. (3) Yayılım ve yönelim etkileri iki yönde tepe yapan hız dalgası olarak fark edilirken, ani sıçrama-kalıcı yer değiştirme kayıtlarda tek yön polarizasyon olan hız dalgasıyla fark edilir. Fay kırılmasından kaynaklanan ani sıçrama yapıya süneklik limitlerini aşan bir istem sunmaktadır. Ani kalıcı deplasman klasik deprem kaynaklı kalıcı zemin hareketinin ötesinde yakın alan etki olarak yönetmeliklerde yer almalıdır. Açısındaı olan bu talepler faya yakın ve yönelimin açısında olan yapılar için yıkıma kadar giden riskler barındırmaktadır. Hatay hasarı çalışma istasyonlarının bulguları açısından değerlendirilmiştir.

Anahtar kelimeler: 6 Şubat 2023 Depremi, Yakın alan fay etkisi, İleri yönelim etkisi, Kırılım etkisi, Statik kalıcı ötelenme, Hatay.

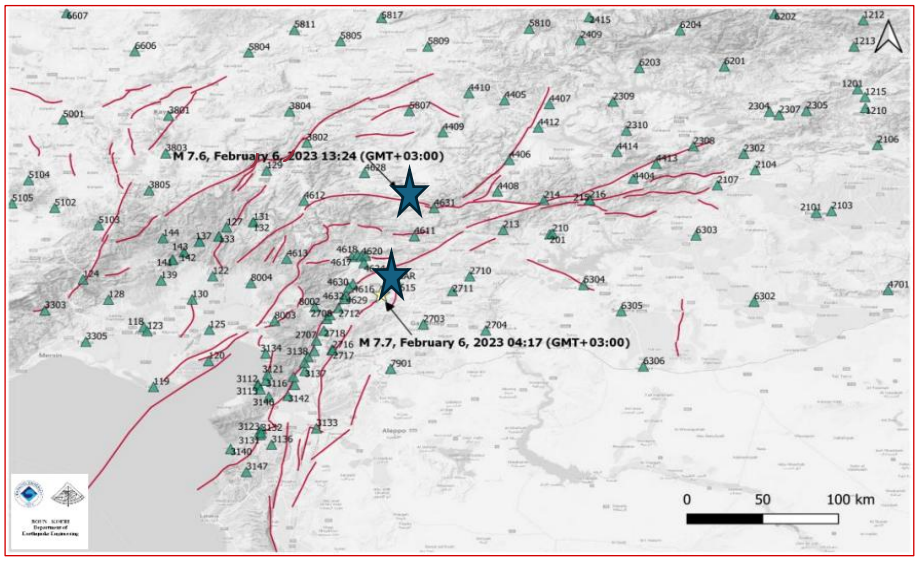
1 Giriş

Afrika, Arap ve Anadolu Levhalarının oluşturduğu üçlü kenet kuşakta Anadolu levhasının güneydoğusunda 6 Şubat 2023 tarihinde Kandilli Rasathanesi (KRDAE) (AFAD, 2023; Hancılar vd., 2023) verilerine göre yerel saat ile 04:17'de Mw7.7 depremini merkez üssü Sofalaca mahallesi (Gaziantep) ve yaklaşık 9 saat sonra 13:24'te M_w7.6 depremini merkez üssü Ekinözü (Kahramanmaraş) olarak açıklamıştır. Buna mukabil, AFAD depremlerin merkez üslerini sırası ile Pazarcık (Kahramanmaraş) M_w7.8 ve Elbistan (Kahramanmaraş) M_w7.7 olarak açıklamıştır (AFAD, 2023; Hancılar vd., 2023; USGS, 2023a, b). Bölge ve yakın çevresinde artçı deprem sayısı ilk 1 hafta içinde yaklaşık 3.000, ilk bir ay içinde 44 adet Moment Magnitüdü $M_w > 5$ ve 3 tanesi $M_w > 6$ olmak üzere 9.000 civarına ulaşmıştır. Şekil 1'de deprem bölgesinin Diri Fay Haritası üzerinde son iki büyük M_w=7.7 ve M_w=7.6 depremlerin merkez üsleri (odak derinlik merkezleri) ve tetikleyen faylarla olan ilişkisi ve mevcut AFAD izleme istasyonları çizilmiştir. 6 Şubat 2023 (TS) 04:17'de gerçekleşen Pazarcık merkezli 8.6 km derinliğinde moment magnitüdü M_w7.7'lik deprem ve (TS) 13:24'te gerçekleşen Elbistan merkezli 7 km derinliğinde moment magnitüdü M_w7.6'lık depremler sol yanal atımlı sığ depremler olup, Şekil 2'de verildiği gibi 6.0 m'leri aşan yanal atımlar izlendi. Uydu verisinin paylaşıldığı tektonik modelleme sonuçları Hatay'dan geçen Ölü Deniz Fayı boyunca ve Güney Doğu Anadolu Fayı boyunca oluşan deformasyonlar ve yayılmalar Şekil 3'te oluşturulan uzay harita uygulamasından izlenmektedir.

Pazarcık depremi, sol yanal atımlı Doğu Anadolu Fay Zonunun Narlı Fay Parçası üzerinde oluşurken, bölgenin diğer aktif faylarına aktardığı gerilmelerle, Doğu Anadolu Fayı'ndan ayrılan bir kolu olan Çardak Fayı üzerinde Pazarcık'tan yaklaşık 90 km uzakta Elbistan depremini tetiklemiş veya zamanlama olarak ayrı bir fay kolunda münferit bir büyük deprem olarak yaklaşık 9 saat sonra oluşması, kıta kara üzerinde art arda oluşmuş iki büyük deprem olarak kayıtlara ilk geçen aktivite olmuştur. Ardışık depremler yapısal hasarı artırmış ve göçmeler kaçınılmaz olarak yaşanmıştır. Art arda oluşan iki büyük deprem ve 6 ve 5 üstü artçıların çokluğu milyonlarca nüfusun yaşadığı 11 ili kapsayan bir bölgede çok büyük yıkım oluşturmuştur. İlk depremin kırılan parçası yaklaşık 300 kilometre uzunluğunda bir hatta fay kırığı oluştururken, ikinci depremde kırılma 140 kilometre olmuştur. Bir diğer husus en büyük zarar faya en yakın bölgelerde olsa da kırılan faylar kırılma yönünde yayılırken, faylanma boyunca hasarı büyük bir alana yaymıştır. Çok parçalı kırılmanın oluşması depremin şiddetini ve depremin yapıdan dayanım talebini kayıt boyunca 105 saniye içinde tekrar eden ve depremin etkin yıkıcı süresini 40-50sn'lere yaymıştır.

Dünya genelinde bir yıl içerisinde 7'nin üzerinde meydana gelen deprem sayısı 20'yi geçmezken, Kahramanmaraş depremleri 6 Şubat 2023'te arka arkaya meydana gelen 7'den büyük aynı coğrafyanın iki önemli depremi olarak olağan dışıdır. Bölgede AFAD yönetiminde olan Şekil 1'de görülen istasyonların dağılımı yakın alan deprem kayıt arşivine önemli katkı sağlamıştır. Bu veri bankası yakın alan etkilerinin çalışılmasına

ve yönetmeliklerde yakın alan etkisi konusunda tasarım kriterlerinin geliştirilmesine önemli katkılar verecektir.

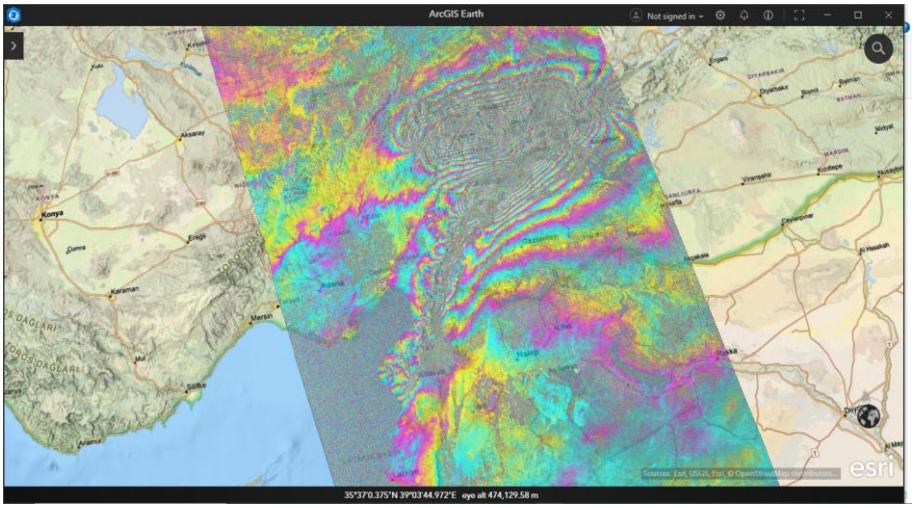


Şekil 1. Afet bölgesinin Diri Fayları (Kırmızı çizgiler) ve üzerinde M_w=7.7 ve M_w=7.6 depremlerinin merkez üstleri; yakın alan deprem kaydı sayısını önemli oranda artıran AFAD istasyonları yeşil üçgenlerle gösterilmiştir. Türkiye'nin aktif fay haritası (MTA, 2013) bilgileriyle derlenmiştir (Hancılar vd., 2023).

Şekil 2 Bölgenin bütünü için bulunan deformasyonların GPS ve uzay jeodezinin sunduğu verilerle karşılaştırılmasıyla açığa çıkan enerjilerin sebep olduğu depremlerin yeri nasıl hareket ettirdiğini gösteren en detaylı, canlı bir haritadır. Levha kavşağında uzay jeodezisiyle tespit edilmiş levha hareketlenmesi (6 m-9 m arası yer değiştirme) depremin ürettiği bir sonuçtur. Yörüngesi fay hatları üzerinden geçen Sentinel-1A uydusu, zemin deformasyonları zemin eğilmeleri, kırılma ve oluşan yeni fay yırtılmaları kullanılan deprem öncesi ve sonrası interferometre gözlemleriyle tespit edilmiştir.

Hasarlar Şekil 3'te görüldüğü gibi Kahramanmaraş, İskenderun ve Antakya'da büyümüş ve diğer illerdeki etkileri uydu rasadında izlenmiştir. Çok büyük coğrafyayı etkileyen Kahramanmaraş depremlerinin şiddeti uydu teknolojilerinin ulaştığı gözlem ve modelleme algoritmalarıyla anlaşılır hale gelmiştir. Şekil 3'te koyu kırmızı alanlar, binaların, yapıların ve altyapının ciddi hasar aldığı veya zeminin değiştiği yerleri temsil ederken, turuncu ve sarı alanlar orta derecede veya kısmen hasar görmüş yerleri göstermektedir. Şekil 1, 2 ve 3 haritaları mukayese edildiğinde, depremlerin olması ve ürettiği hasarın büyük bir coğrafyada yayılması ve afet yönetimi ancak uydu gözlemleri

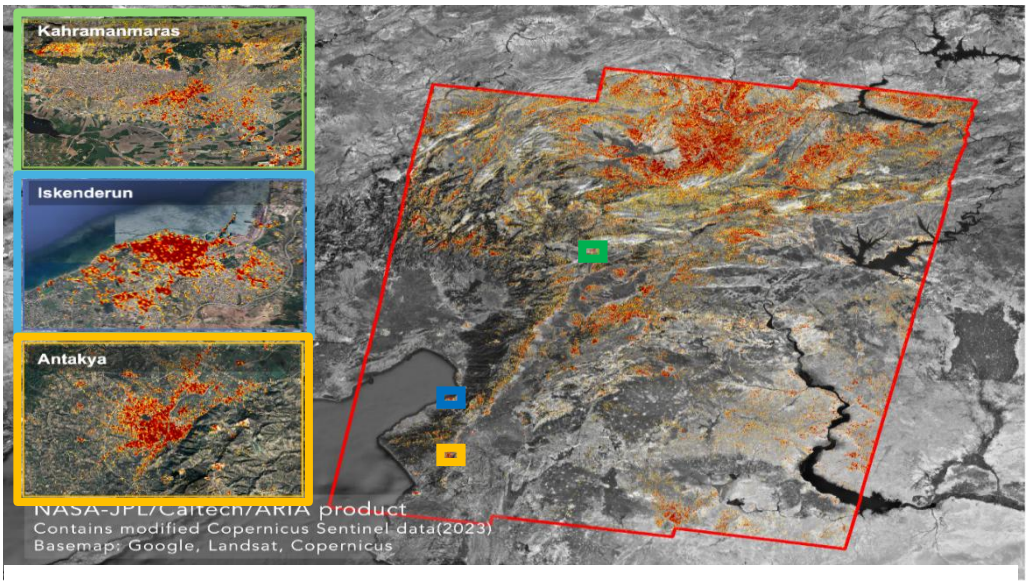
ve veri işleme teknolojileriyle elde edilebilecek yerden yürütülecek çalışmalardan daha hızlı ve sonuç odaklı ve afet yönetiminde kullanılabileceği daha iyi anlaşılmıştır. Ayrıca, kayma miktarları (levha yer değiştirmesi) yeryüzü saha çalışmasının dışında, uzay jeodezinin sunduğu verilerle de gözlenmiştir.



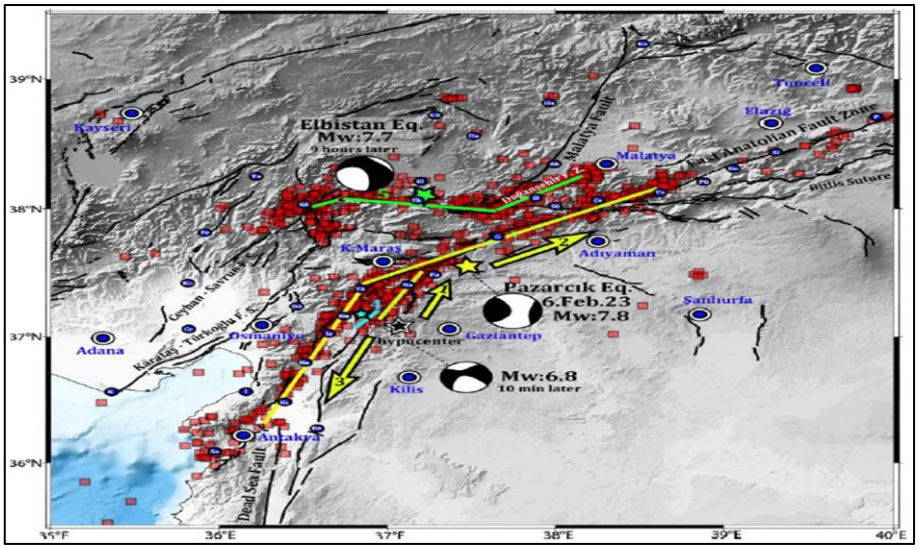
Şekil 2. Artarda olan iki ana ve sayısız artçı depremlerin yol açtığı faylanma ve ortaya çıkan yer değişiminin yayılmasının Avrupa Birliği Sentinel-1A uydusu tarafından tespit edilmiş (COMET) işlenilen gözlem bilgilerinin sonuçlarıdır (COMET).

2 Deprem Üreten Fayın Davranışı ve Yüzey Kırıkları

Doğu Anadolu Fay (DAF) bölgesi güneyindeki küçük Narlı segmentinde yırtılma ilk başlamış sonra kuzeyindeki Pazarcık-Erkenek fay segmentine KD yönünde yönelmiş, kırılım diğer uçta Amanos Fayını tetikleyerek GB yönüne yönelmiştir. Pazarcık depremi kayıtlarda zaman içinde (gecikerek ilerleyen) çok segmentli (3 parçalı) kırılmalarla AFAD'dan alınan kırılma yüzeyi gerilmeleri moment tensör çözümlemesinin sonuçlarıyla verilmiştir. Yırtılma yönleri zaman içinde oluşum sırasıyla kırılma numaraları verilerek Pazarcık depremi (M_w7.7) için Şekil 4'te gösterilmiştir. Şiddetli bir ileri yönelim etkisi kırılma yüzeyi normalinde gerçekleşmiştir. Artçılar Kuzeyde Pütürge segmentine, güneyde ise Antakya-Hatay'a ulaşarak 3m-7m mertebelerinde 300 km'ye yakın yüzey kırığı ürettiği kayıtlarda, uydu görüntülerinde ve GPS istasyonlarında yüzeyde izlenmiştir (ODTÜ, 2023).

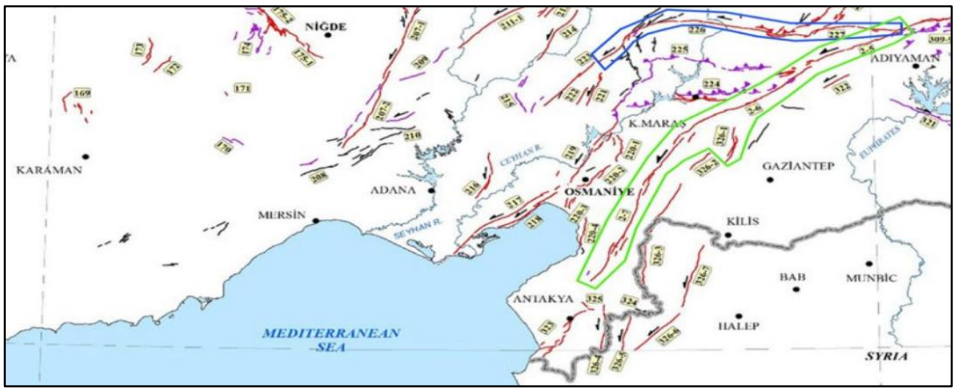


Şekil 3. NASA tarafından yayınlanan çalışmada 6 Şubat 2023 depremlerinin ülkemizin güneyi ve Suriye'nin batısında etkili olan 7,7 ve 7,6 büyüklüğündeki depremlerin hasarlarını göstermektedir. Koyu kırmızı alanlar, binaların, yapıların ve altyapının ciddi hasar aldığı veya zeminin değiştiği yerleri gösterirken, turuncu ve sarı alanlar orta derecede veya kısmen hasar görmüş yerleri gösteriyor.



Şekil 4. Çok parçalı yırtılma segmentleri ok 1 ve 2 ve arkasından kırılma yönün 3 numaralı segmentle GB'ya Amanos'a dönmüştür (ODTÜ, 2023).

12 dakika içinde 5 üstü artçıları ve güçlü bir deprem olan M_w 6.8 ana şok deprem kaynak merkezinin hemen batısında Salçagöz fayında gerçekleşmiştir. Dokuz saat sonra ise yine önceden hiç görülmemiş bir örnek olarak sol-yanal atım M_w7.6 Elbistan depremi Ekinözü'de saat (TS) 10:24'te Çardak-Sürgü fay parçasında oluşmuş doğuya Malatya Doğanşehir fay parçasına yönelmiş ve ulaşmıştır. Artçılar batı ucunda Güneye dönerek çatallanmıştır. 2 m-8 m mertebelerinde 160 km uzunluğunda yüzey kırığı üretmiştir (ODTÜ, 2023).



Şekil 5. Doğu Anadolu Fayı kırılan segmentleri yeşil çevrili bölge Pazarcık merkezli deprem ile, mavi çevrili bölge Elbistan merkezli deprem kırılmaları (Emre et al., 2018'den sonra güncellenmiş) (Gokceoglu, 2023).

Kırılma mekanizmasının tutarlılığını göstermek için bir diğer çalışma Candan, G. (Gokceoglu, 2023)'nin görselleştirdiği sonuç Şekil 5'te paylaşılmıştır. 'Pazarcık depremi güneyde nispeten küçük olan Narlı fayında başlayıp (Şekil 5'te 326-1) Kuzeye sıçrayarak, Doğu Anadolu Fay sisteminde Pazarcık (Şekil 5'te 2-6) ve Erkenek (Şekil 5'te 2-5) segmentlerini KD yönüne doğru kırdı ve sonra GB'ye yönelerek Amanos segmentiyle (Şekil 5'te 2-7) kırılma tamamlandı. Bu çok parçalı kırılmada sol-yanal atım yüzey kırılmaları izlendi ve deplasmanlar 4 m'ye ulaştığı (Gokceoglu, 2023)' ifade edilmiştir. Amanos segmenti kırılım yönünde bulunan ve etkiyi önden karşılayan yakın fay alanındaki yerleşimler Hatay ve özellikle Antakya'da çok büyük kırılma etkileri almıştır. Kırılım hızının yüksek hızda yayılmasıyla oluşan yönelim etkisi (ani sıçrama-fling effect) 6m-9m'yi bulan kalıcı deformasyonlara ve heyelanlara maruz kalmıştır. Bütün bunların yanı sıra zeminin kayma mukavemeti aşılan bölgelerde sıvılaşma ve yanal yayılma kıyı şeritlerinde ve özellikle ovalarda gözlemlenmiş yerel zemin davranışları hasarları arttırmıştır.

Yırtılmasıyla minin ve yapı stokunun karşılaştığı yakın alan (kırılma etkisi, ileri yönelim etkisi) gibi etkilere yırtılma yönleri olan 1 ve 2 parçalarının yayılımının yöneldiği yönde, yayılım önündeki şehirleri ileri yönelim etkisine (forward directivity) maruz bırakırken; yırtılmanın yön değiştirip Güney Batı Amanos'a doğru yırtılması (3

numaralı segmentin yırtılmasıyla) 1 ve 2 no'lu yırtılmalarda yayılım etkilerinin (directivity effect) açtığı hasarlarla periyotları büyüyen yapılar bu sefer geri yayılımın (backward propagation effect) etkisine girmiştirler. Geri yayılımın yaklaşık sabit bir periyot içinde çok uzun süreli salınımlar ürettiği bilinmektedir. Geri yayılımın hâkim olan periyotlarında tekrarlı sürekli deprem salınımlarına maruz kalan bir önceki safhada kırılma ve ileri yönelimden hasar almış yapılar bu sefer geri yayılım etkisinde göçmeye zorlayan şartlara maruz kalmıştır.

Şekil 6'da kırılma ve yayılma yön etkilerini maruz kalan kayıt istasyonları ve çalışılması gereken Kuzey ve Güney istasyon numaraları görülmektedir. İstasyonlarda kaydedilen ivme tepe büyüklükleri lejantlarda verilmiştir. İvme büyüklüklerinin istasyonların sıklığıyla orantılı olarak nasıl bir dağılım sergilediği ve deprem merkezinden uzaklaşıldığı oranda azaldığı anlaşılmaktadır. Buna mukabil yerel zemin tepki farklılıkları beklenenin ötesinde uzak istasyonlarda yer yer büyütme yaptığı anlaşılmaktadır.

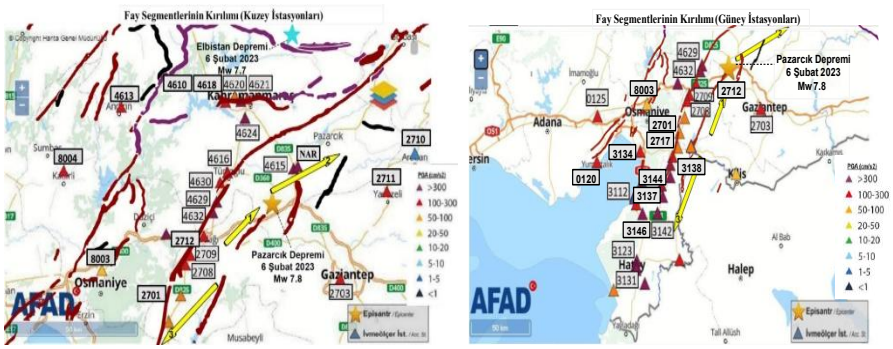
3 GNSS ve İNSAR ile Gözlenen Yüzey Deformasyonları

Küresel Navigasyon Uydu Sistemleri (Global Navigation Satellite Systems-GNSS) üzerinden alınan görüntüler Doğu Anadolu Fay Zonu'nun Karasu, Pazarcık ve Erkenek segmentlerinde toplam kırılma uzunluğunun 270±10 km olduğunu göstermektedir. Sol yanal doğrultu atımlı fay, maksimum yatay öteleme (D_{max}) 7.30m. ve ortalama öteleme (D_{ort}) 3.m olarak izlenmiştir. Yüzey kırığı 2-5 m'lik dar bir yüzey kırığı deformasyonuna rağmen, bazı kesimlerinde 50 m'ye kadar genişlediği görülmüştür. Kırılma dinamiği, kırık oluşumu önce ikincil fay (Narlı Fayı) üzerinde başladığı, daha sonra ana faya aktarıldığını ve uzun bir periyot gösteren Pazarcık segmentindeki (asperitinin) pürüzlerin kırılmasını tetiklediğini düşündürmektedir.

Ayrıca deprem sonrası kullanılan GNSS ağında bulunan 72 adet TUSAGA-aktif istasyon verisinin kullanıldığı Eda Esma EYÜBAGİL, vd.'nin yürüttüğü jeodezik incelemede 7.6 M_w Elbistan ve 7.7 M_w Pazarcık depremlerinde atım sırasıyla kuzey bileşende yaklaşık 20 cm ve doğu bileşende yaklaşık 23.3 cm ve diğerinde ise atım kuzey bileşende yaklaşık 69.6 cm olurken; doğu bileşende ise 440.44 cm olarak hesaplanmıştır (Eyübagil vd., 2023). Kahramanmaraş depremleri sırasında ve sonrasında deformasyon davranışını daha iyi anlamak için ESA Sentinel-1 uydusundan temin edilen Yapay Açıklıklı Radar İnterferometrisi (InSAR) veri kümeleri Haluk Özener ve grubu tarafından analiz edilmiş ve ilk sonuç olarak Pazarcık ve Çardak fayları boyunca ~8-9 metreye ulaşan yer değiştirme ve doğuya doğru derinleşen sismisite tespit edilmiştir (Özener vd., 2023). Ali Özkan vd.'nin yürüttüğü bir başka Global Navigation Satellite System (GNSS) veri çalışmasında, kırılmaların çoğunlukla fay segmentlerinin sol-yanal bileşenlerinde meydana gelmiş ve Doğu Anadolu Fay Zonu (DAFZ) boyunca ilk olayda maksimum kayma 7.25 m ve Çardak Fayı üzerindeki ikinci olayda ise 9.43 m olmuştur (Ozkan, 2023). Bu veriler nokta ölçüm Global Position System (GPS) okumalarıyla uyumludur.

4 Kuvvetli Yer Hareketi Ağı Değerlendirmesi

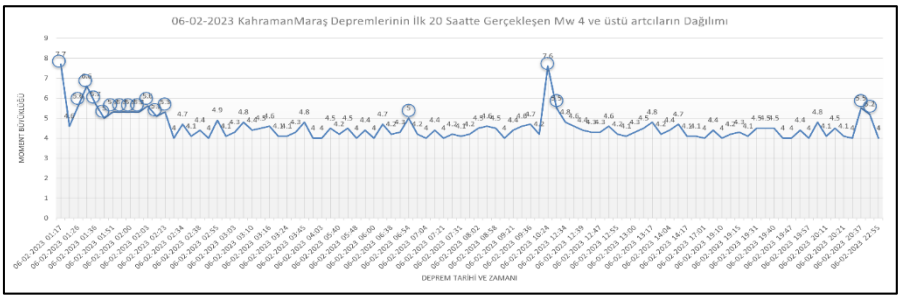
Afet bölgesinde Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı'nın denetiminde (AFAD) kuvvetli yer hareketi izleme ağı istasyonlarının kaydettiği ana şokları ve sayısız artçılara AFAD tarafından otomatik sinyal işleme algoritmaları uygulanarak sonuçları AFAD'ın web sitesinde sunulmuştur. Aynı zamanda bir alternatif olarak ham verilerde kullanıma açılmıştır. Yönetmelik tek tasarım değerlendirilmesinin Şekil 7'de verilen deprem-zaman kronolojisi karşısında yetersizliği tartışılmayacak kadar gerçek olarak Kahramanmaraş depremlerinde yaklaşık 20 saat içinde 90 adet M_w 4, M_w5 ve M_w6 büyüklüğünde depremler yaşanmıştır.



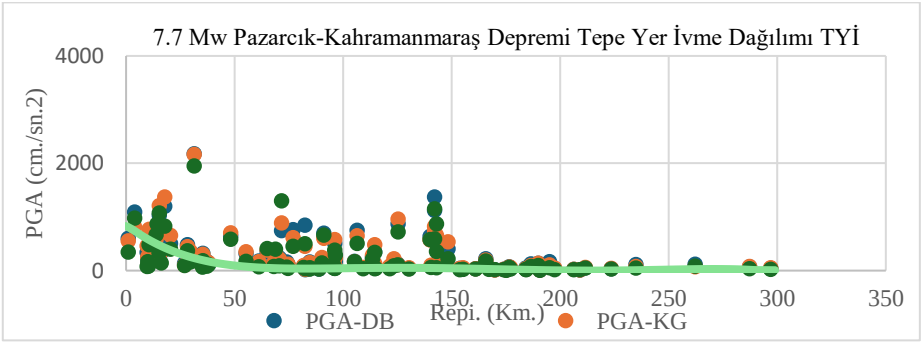
Şekil 6. Fay segmentlerinin yırtılma sıraları Kuzey istasyonları (sol) ve Güney istasyonları (sağ) (AFAD istasyon haritaları kullanılarak işlenmiştir (ODTÜ, 2023).

5 Seçilen Bölge İstasyonları

Güney Doğu Anadolu Fay hattı boyunca fay segmentlerinin doğuya doğru kuzey istasyonlarıyla Şekil 7 (üst) ve güneybatıya doğru güney istasyonlarıyla Şekil 7 (alt)'da yırtılmayla, ileri yönelim yayılma açısı içinde kalan istasyonlarda etkinin büyüdüğü gözlenmektedir. Pazarcık depremi çalışmasına konu olacak güney ve kuzey istasyon kayıtları ve ivme büyüklükleri deprem merkezine olan uzaklıklarına göre Şekil 8'de çizilmiştir. Şekil 8'de Tepe Yer İvme genlikleri yüzey merkezine uzaklıkları ilk 150 km içinde olan istasyonlarda yer ivme dağılımlarının aynı eğilimde ve oldukça büyük değerlerde olduğu görülmektedir. 150 km'den sonraki istasyonlarda da benzer dağılım oldukça küçülen genlik değerleriyle görmekteyiz.



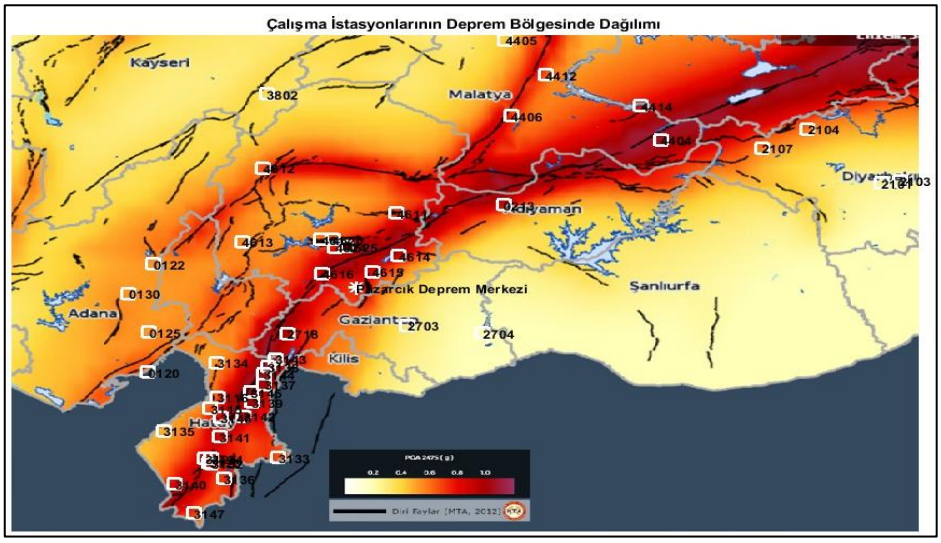
Şekil 7. M_w7.7'lik ana depremden sonraki ilk 11 dakikada oluşan M_w 4.6, 5.6 ve 6.6 artçılar ve ikinci M_w7.6'lık ana şok ve artçı fırtınasının 20 saatte ürettiği hasarların zaman kronolojisi.



Şekil 8 Pazarcık depremi tepe yer genlikleri deprem merkezine göre dağılımı çizildiği gibi bazı istasyonlarda ivme tepe değerleri 1g ve bazısında 2g değer seviyesini patlatarak aşmıştır.

Şekil 9'da fay hattı boyunca kırılan segmentler 1 ve 2 ve sonrası güneye dönen 3 parçası dikkat alınarak dalganın fay boyunca ilerleme dinamiği göz önünde bulundurulmuş Güney alt uçtan Kuzeydoğuya doğru enlem-boylam konumları dikkate alınarak 49 istasyon seçilmiştir. Hatay istasyonları kare kutularla işaretlenerek Şekil 10'da dikkatlere sunulmuştur. Yer hareketi mesafe ilişkisi tahmin modeli M_w>6 yanal atımlı ve ocak derinliği 4-6 km ve 10-16 km arası V_{S30} = 750 m/sn taban kayası şartlarında geliştirilen Tepe İvme Genlik tahmin modelleri fay hattı boyunca yer alan istasyon konumlarına göre Tepe İvme Genlik (TİG) değerlerinin dağılımına göre çizdirilmiş ve lejantta modellerin kaynakları belirtilmiştir. İstasyonlar uluslararası veri arşivlerinden (Grazier-Kalkan, 2007, Campbell-Bozorgnia, 2008) elde edilen ortalamaların yanı sıra Türkiye'nin moment büyüklüğü 6 üzeri Mw>6 veri arşivi (Özkale vd. 2015) kullanılarak önerilen ivme genlik tahmin modellerinin çok çok üstünde şiddetli depremler kaydedilmiştir. Kare kutularla gösterilen Hatay istasyonlarının tamamı TBDY-2018'de beklenen ihtimal deprem büyüklükleri DD2 (22 istasyonda) ve DD1 (5 istasyonda) (seyrek görülen 50 yılda %10 karşılaşılacak deprem ve çok seyrek görülen 50 yılda %2 karşılaşılacak) depremler bölge istasyonlarda misliyle aşılmış ve istatistiki tahmin modellerinin üzerinde deprem kuvvetlerine bölge maruz kalmıştır.

Türkiye bina deprem yönetmeliğinin önerisi olan tasarım spektrumunun son depremlerin ışığında neden doğru tasarım spektrum modeli sunamadığı ve dolayısıyla 6 Şubat depreminin yapılarda yükselen talebine yapıları hazırlamada görülen eksikliklerin cevabı yakın alan etkileri ve ardışık depremler gerçeğinde yatmaktadır.



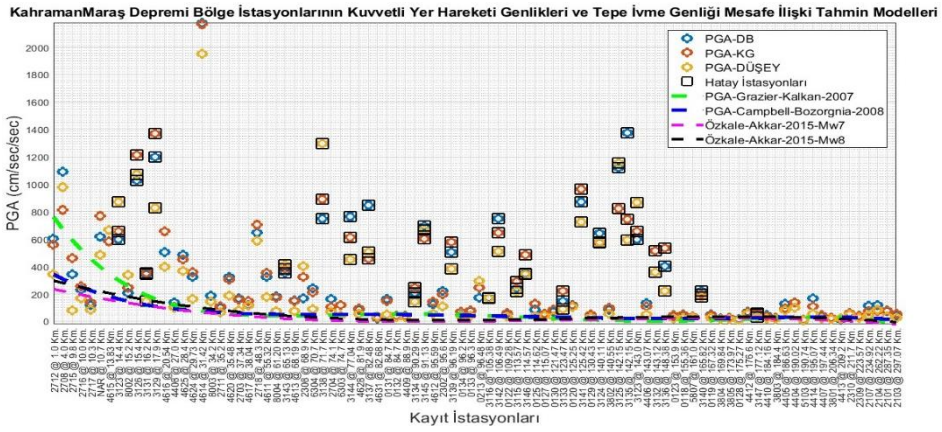
Şekil 9. 2475 yıl dönüşüm periyodu içinde %2 gerçekleşme ihtimali olan DD1 depremi sismik tehlike haritası üzerinde mevcut çalışma için seçilen 49 kayıt istasyonun dağılımı (AFAD, 2023).

6 İleri Yönelim Etkisi

Yavaş yönelim yayılımını fay yırtılma yönünde açığa çıkan sismik enerji yığılmasının yırtılma yönü önündeki sahaya örneğin çizilen hız grafiğinde görüldüğü gibi büyük hız genliği ve tepe değeriyle zemin kayma dalgası hızında veya daha büyük bir hızla (süper kayma şartlarında) boşalması olarak fay normal bileşeninde ileri yönelim etkisi (forward directivity) olarak görülürken, yırtılma yönü arkası saha düşük genlik ve stabil periyotlu yavaş sönen dalga yayılımı olarak Kalkan ved., 2006, tarafından tanımlanmıştır (Kalkan vd., 2006). Statik ofset diyebileceğimiz kalıcı yer değiştirme (fling step) etkisi, kayıtlarda tek yön polarizasyonu olan hız pulse dalgası olarak görülürken ileri yönelim etkisi iki yönde tepe yapan hız dalgası olarak fark edilir. Düşey bileşenin yüksek ivme değerleri benzer sebeplerden yapıların göçmesinde bir diğer faktör olabilir. Örneğin 2308 istasyonu düşey ivme genliğinin her iki yatay genlikten çok büyük olması yerel faktörlerin etkisi olabilir, çalışılmalıdır. Yakın alan fay bölgesi istasyonlarının DB, KG ve DÜŞEY bileşenlerin Hız zaman geçmişi Şekil 12'de çizilmiş çarpıcı yakın alan etkilerinin izlerinin olduğu istasyonlar kalın çizgilerle gösterilmiştir. Deprem Merkez istasyonu 4615'ten ilk kırılmanın yayılım yönü ve ikinci

kırılmanın yayılım yönü Doğuya ilerlerken sonra Amanos fayına sıçrayan üçüncü kırılma ile GB'ya dönen kırılma yayılımının gerçekleştiği sıralama rejimine uyularak istasyonların elverdiğince sıralandığı unutulmamalıdır. Şekil 11(üst)'de DB-fay paralel yönünde istasyonlar 2728 (kahverengi), 3138 (açık mavi), 3144 (koyu mavi), 3145 (mor), 3139 (açık mavi), 0213 (kahverengi), 3146 (yeşil), 3141 (hardal), 3124 (mor), 3123 (mavi), 3142 (hardal), 4412 (açık mavi) hız pulsları + veya – hız tepeler kırılma yayılım etkisini ileriye yönelterek ortamın kayma hızlarının üstünde sayılan istasyonlarda sıçrama-yer değiştirme-kalıcı statik ofsete dönüşmektedir. Diğer tarafta düşük genlikte mutedil salınım sergileyen ve sönümlenmesi zaman alan bazı istasyonlar geri yönelimin etkisi altında olup sürekli salınımla hasarlı yapıları ileri hasara taşımaktadır. Geri yönelime en belirgin örnek istasyon 4412'dir.

Şekil 11 (alt)'da KG-fay normal yönünde kısa periyotlu ani + ve – büyük genlikli hız dalgalarının hâkim olduğu istasyonlarda ileri yönelim etkisi kuvvetli gözlenen bölgelerdir. Ara istasyonlar konumlarına ve kırılan 2. segment ve güneye dönen 3. segmentin kırılması ile aşağı istasyonların bileşeni fay paralel davranıştan çıkmış fay normaline (KG yöne) yönelmiş tek büyük periyotlu büyük pulse'ın hâkim olduğu davranışa döndüğü görülür. Merkezden Doğuya doğru uzaklaşan istasyonlarda hız genliği düşerken 2. kırılan segmente yakın istasyonlarda küçük periyotlu nispeten büyük hız dalgaları görülmektedir. Güneye dönen 3. kırılan parçaya yakın istasyonlarda bileşen yön değiştirmiş ve DB bileşen gibi büyük periyotlu büyük genlik hız darbeleri izlenmiştir.

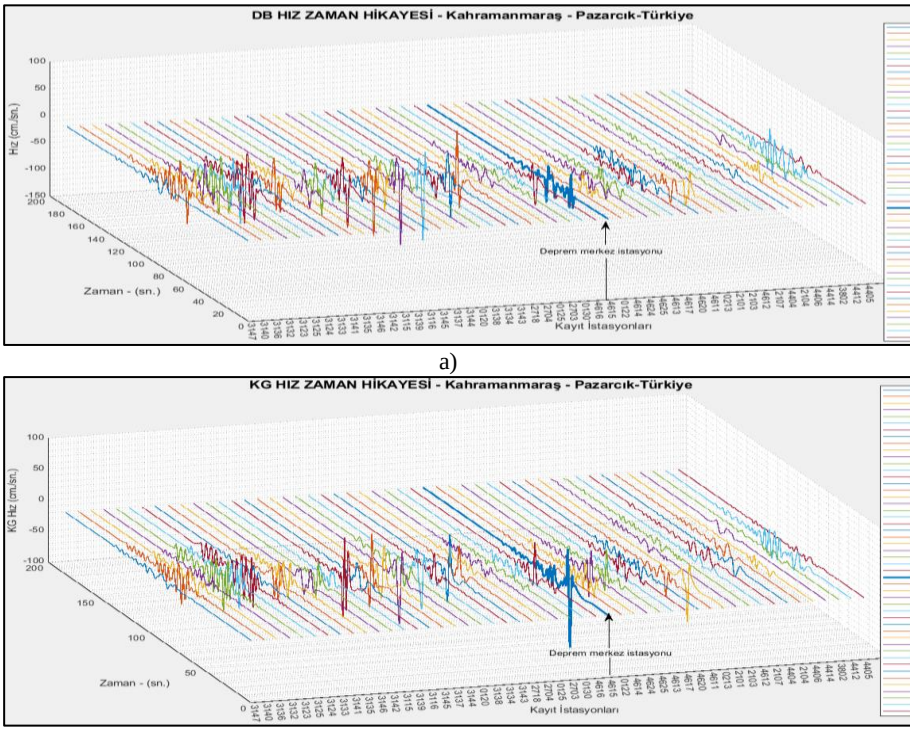


Şekil 10 Yer hareketi mesafe ilişkisi tahmin modelleri ve tutarlılık seviyeleri.

7 Ani Sıçrama (Atım) Etkisi

Şiddetli bir deprem etkidiği coğrafyada alt katmanlarda ve yüzeyde kırıklar üretir. Kalıcı yer değiştirmeler deprem sonrası saha çalışmalarıyla tespit edilebileceği gibi

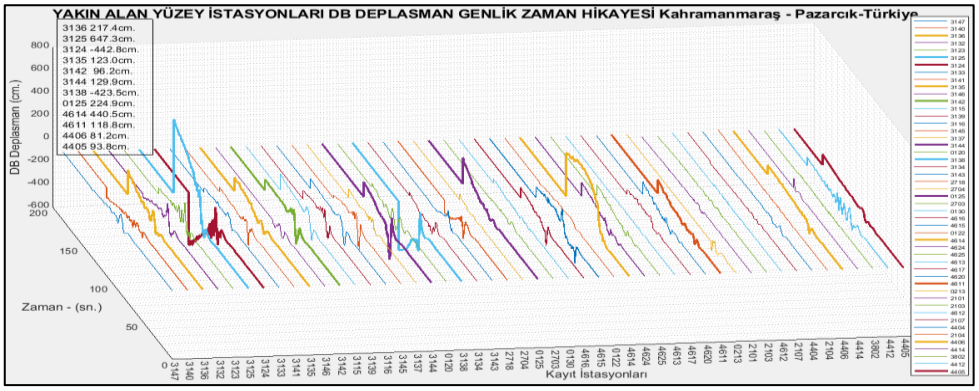
kuvvetli yer hareketi kaydeden ivme ölçer aletlerinden alınacak kayıtlarda da doğru işlem algoritması yer değiştirmeleri verebilir. Seçilecek deprem kayıtları veya sentetik kayıtlarının pulse tipi sıçrama (kalıcı atım) barındırmaları mümkündür. Deprem veri merkezleri arşivlerine otomatik veri işlemi uygular. Örneğin süzme işlemi orijinal ham verinin barındırdığı karakteristik özellikleri değiştirir. Bu çalışmada özel geliştirilmiş asal eksen, temel eksen düzeltme, sıfır nokta kırılmalarının tespiti (ZF spektrumu üzerinden istatistiki ortalamalarla) Savitzky Golay düşük filitre integrasyon tekniği uygulanarak hız ve deplasman zaman hikayelerine ulaşılmıştır. Güneydoğu Anadolu afet bölgesinde ve özellikle Hatay Bölgesinde kalıcı deplasman dağılımı Şekil 12'de önemli atım bilgileriyle görülmektedir.



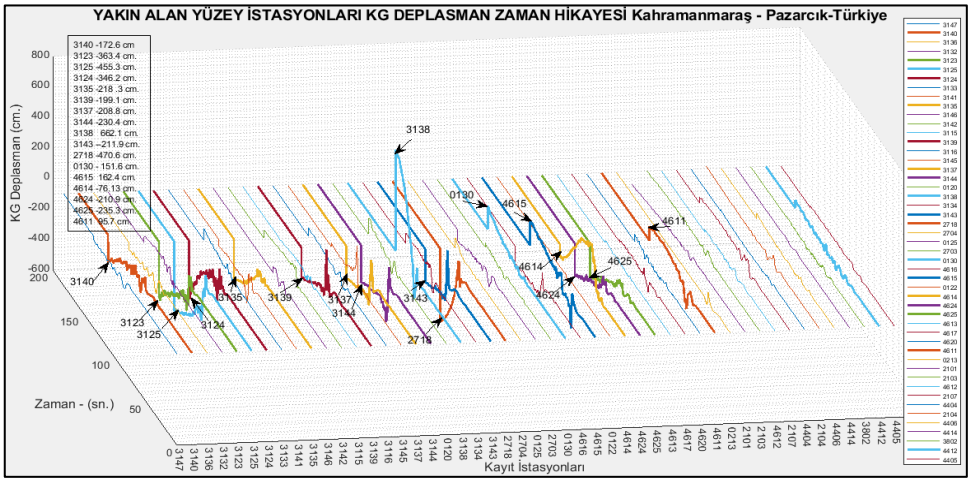
Şekil 11. Güneydoğu Anadolu Fay hattı boyu seçilmiş 49 istasyon kayıtlarından elde edilen hız geçmişi a) DB-fay paralel yön (üst), b) KG-fay normal yön (orta) bileşenler

Şekil 12 dikkatli incelendiğinde 3136, 3125, 3124, 3135, 3142, 3144, 3138, 0125, 4614, 4611, 4406, ve 4405 istasyonlarında Şekil içinde verilen tabloda görülen ortalama 1 m-6 m arası kalıcı yer değiştirmeler izlenmiştir. Şekil 13 ise faya normal yönde bulunan ileri yönelim etkisinde KG bileşen için içinde tablolaştırılan bazı önemli sonuçlar kırılan fayın uzantısı boyunca bazı istasyonlar için verilmiştir. Hatay güney segmente

bulunan 3140 ile başlayıp birçok güney bölge istasyonlarını içine alan 6m.'yi bulan kalıcı deformasyonlar bu bölgede ağırlıklı olarak izlenmiştir.



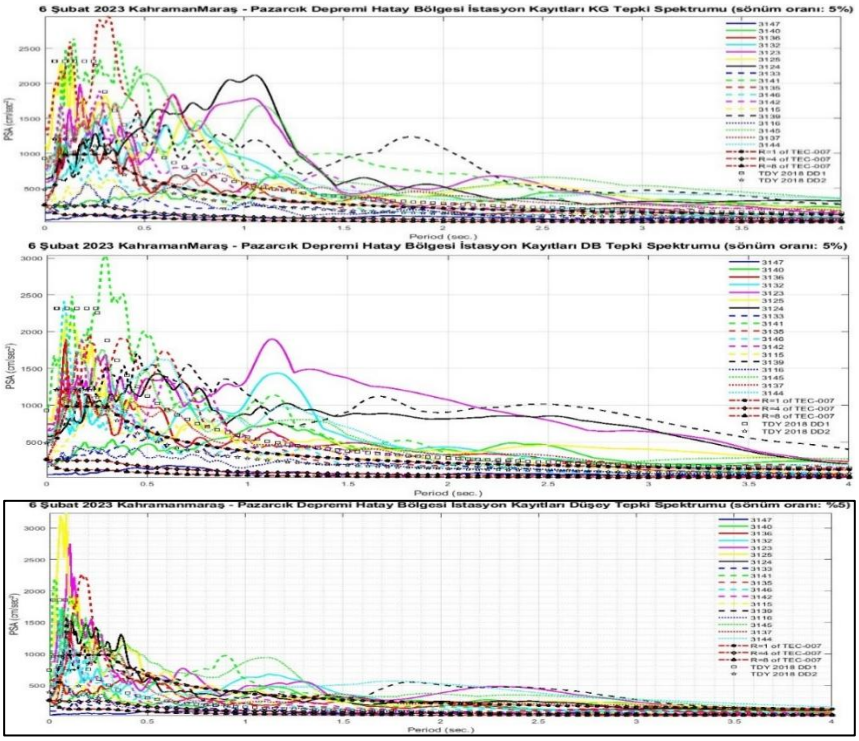
Şekil 12. Yakın alan kayıt istasyonlarının DB bileşen (faya paralel yönde) ham veri kullanılarak elde edilmiş deplasman geçmişi ve kalıcı yer değiştirmeler



Şekil 13. Yakın alan kayıt istasyonlarının KG bileşen (fay normali yönünde) ham veri kullanılarak elde edilmiş deplasman geçmişi ve kalıcı yer değiştirmeler.

İleri yönelim etkisi ve kırılmanın ürettiği ani sıçramayla (fling step) kırılma dinamiği yer ötelenmelerini ve kalıcı deformasyonları çok büyük mertebede yörenin beklentilerinin ötesinde bir katastrofik felakete dönüşmesinin sebeplerinin ilki olarak değerlendirilebilir. Bölgenin bütünü için bulunan deformasyonların GPS ve uzay jeodezinin sunduğu verilerle karşılaştırılması önemlidir. Deprem gözlemlerini destekleyen onlarca model çalışmalarından Jia vd., (2023)'nın çalışmasında Güneybatı

segmenti boyunca yönelim etkisine giren istasyonların olduğu bölge *'GüneyBatı segmentinin yaklaşık ~3 km/sn'lik bir kırılma hızıyla süper kayma hızında (süper shear) gerçekleşmesi durumunda kinematik modelin tutarlı bir şekilde alt kırılmalarla çoklu kırılmayı 300 km uzunluğunda karmaşık bilateral çok segmentli kopma (kırılma) hızları ve gecikmeli tetiklenme ile Mw 7.8'in güneybatı segmentinin kırıldığını'* açıklamıştır (Jia vd., 2023). Süper kayma hızında çok parçalı kırılma gerçekleşirken yakın alan etkisinin bölge istasyonlarında 6m'ye ulaşan kopma sıçramaları ve kalıcı yer değiştirmeleri doğrulayan dinamik kırılma olgusu açıktır. Ayrıca depremin kinematik sonlu fay modeli yer kabuğundaki kesme dalgası hızını ~4.5 km/sn'lik süper kayma hızıyla batıya doğru bir kırılma hızı gösterirken, deprem merkezinden Batıya doğru sismik istasyonlarda kaydedilen dalga formları, yüksek oranlı GNSS verilerinin analiziyle tutarlı olan bu süper kesme kırılma bölümüyle uyumlu olduğunu buna karşılık, doğuya doğru kırılmanın 2.5 km/sn'lik daha yavaş bir hızda yayıldığı sonucuna ulaşılması (Jia vd., 2023) bölgedeki atımları ve kalıcı deformasyonları açıklamaktadır. Senkronize gelişen sıçrama ve ileri yönelim yayılımı eş zamanlı karşılıklı etkileşim içinde gerçekleşmektedir. Bu ileri yönelimin ani sıçramaya yakalanmasıyla veya tersiyle açıklanabilecek kombine bir yer değiştirme gerçeğiyle uyuşmaktadır.



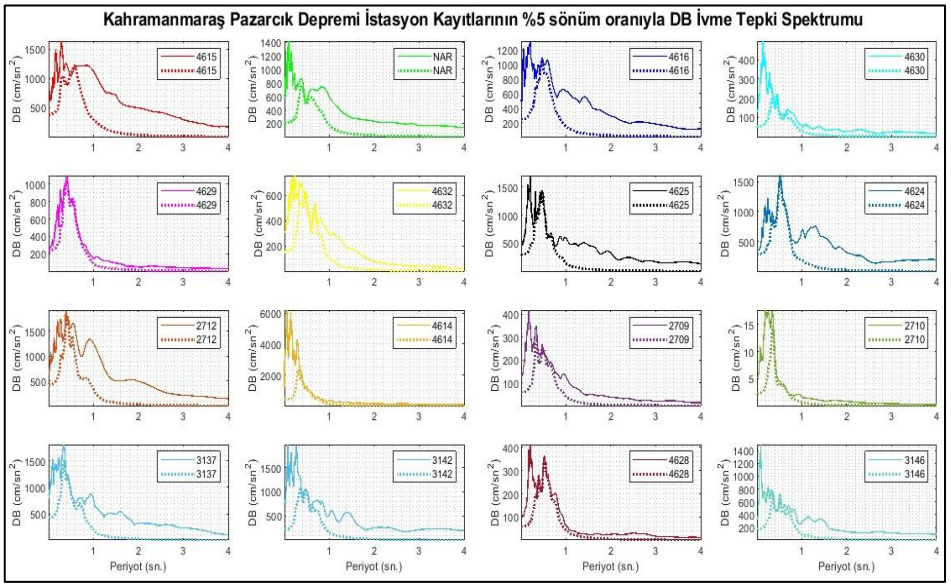
Şekil 14. Depremin Hatay bölge yapılarından talep ettiği tepki direnci ve 2007 ve 2018 yönetmeliklerinin binayı tasarlattığı direncin zarfları DB, KG ve DÜŞEY bileşenler üstten alta.

8 Yönetmelik Tasarımı ve Yaşanan Deprem Tepki Spektrumu

Hatay bölge istasyonları genel olarak yapı hâkim periyot (0.1san.-1.5san.) bandında yönetmelik tasarım spektrum değerlerinin 2007 ve 2018 DD1 ve DD2 düzeylerinde misliyle bütün bileşenlerde (Faya paralel, fay normali ve DÜŞEY bileşenlerde) birkaç istasyon haricinde aşıldığını görüyoruz. Bölge depremi bütün istasyonlarda düktil davranışın tavan yaptığı aşıldığı yapı davranışını talep etmiştir. Kısaca, Şekil 14'te depremin Hatay bölge yapılarından talep ettiği tepki direnci ve 2007 ve 2018 yönetmeliklerinin binayı tasarlattığı direncin zarflarının güncellenmesi gerektiğini fay paralel (DB), fay normal (KG) bileşenlerde gösteriyor. Yakın alan etkisi şiddeti artırmıştır.

9 Kaydedilen Deprem Tepki Spektrumları ve Yanlış İşlem

Şekil 15'te AFAD uygulaması sonucu 0.1Hz.-0.25Hz. bant aralığında butterworth süzgeciyle süzdürülmüş verinin %5 sönümlü spektrumu (kesik çizgi) ve ham verinin %5 sönümlü spektrumu (düz çizgi) Pazarcık depremi istasyonları DB kayıtları için örnek olarak çizdirilmiştir. Deprem bilgilerinin süzdürülme sonucu sebep olduğu kayıpların fark edilmesi amacıyla her istasyon için ayrı ayrı çizilmiştir. Yapı periyot bantları göz önüne alındığında tasarımı zayıflatacak yanlış bilgilerle tasarım mühendisi karşı karşıya kalmaktadır.



Şekil 15. 0.1Hz.-0.25Hz. bant aralığında butterworth süzgeciyle süzdürülmüş Pazarcık depremi istasyonu DB kayıtları ve sebep olduğu kayıplar.

10 Sonuçlar

- Meydana gelen Pazarcık ve Elbistan depremleri tasarım depremini ‘seyrek’ tanımlı DD2 (DBE)) ve en şiddetli kategoride yıkıcı olan ‘çok seyrek’ tanımlı DD1 (MCE)) depremlerini kat kat aşan seviyede olması, yönetmeliğin bölgede beklenen ihtimal depremi yakın alan etkisi altında büyümesini öngörememesi,
- Düktilite ve enerji söndürme kabiliyetini yürürlükte olan TBDY-2018’in tek deprem etkitilmesiyle can güvenliğini sağlatacak hafif - orta hasar performansıyla tasarlanması,
- Ardışık çok sayıda Mw5 ve üstü 6.2'ye ulaşan artçı depremlere ve Mw7.6 Elbistan ana şokundan oluşan deprem fırtınasına maruz kalması (tek deprem performansının değerlendirilme imkanının ortadan kalkması),
- Yerleşimlerin fay deltası üzerinde olması ve yakın fay etkilerini ikame eden 15 km-25 km bant içinde depremlerin büyütülmesi yaklaşımının 2018-taslağından çıkarılması,
- Fay yakın alan etkilerine (ileri yönelim ve ani sıçrama etkilerine) maruz kalınması sonucu depremin frekans içeriğinin ve genliğinin çok büyük mertebelerde değişmesi,
- Çok parçalı kırılmanın yanı sıra sıçramanın sunduğu kırılma rejimi istasyon kayıtlarında ezber olarak bilinen fay normali ve faya parallel beklenen deprem etkisini değiştirmiş ve etkileşim iki etkinin kombinasyonu olarak güney istasyonlarda görülmüştür. Örneğin kalıcı yerdeğiştirme faya parallel bileşeninin yanısıra fay normalinde toplam harekete yansımıştır.
- Ulaşım kanallarının (tünel, hava alanı, karayollarının) kalıcı yer hareketi sonucu kayması hasar alması,

Bu varılan sonuçlar yönetmeliklere yansıtılmalıdır.

Kaynakça

1. AFAD (2023, 2 Haziran) 06 Şubat 2023 Pazarcık (Kahramanmaraş) M_w 7.7 ve Elbistan (Kahramanmaraş) M_w 7.6 depremlerine ilişkin ön değerlendirme raporu. AFAD. https://deprem.afad.gov.tr/assets/pdf/Kahramanmaras%20%20Depremleri_%20On%20Degerlendirme%20Raporu.pdf.
2. Beyen K, Tanırcan G (2015) Strong ground motion characteristics of the 2011 Van earthquake of Turkey: Implications of seismological aspects on engineering parameters. Earthquake and Structures, 8, 1363–1386.
3. Beyen K, Carver D, Cranswick E, Çelebi M, Durukal E, Erdik M, Holzer T, Meremonte M, Mueller C, Özel O, Şafak E, Toprak S (2000) Recorded main shock and aftershock motions. Earthquake Spectra (Special Issue on Turkish Earthquakes) 97–112.

4. Beyen K, Erdik M (2004) Two-dimensional nonlinear site response analysis of Adapazarı Plain and predictions inferred from aftershocks of the Kocaeli Earthquake, 17 August 1999. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24:261–279.
5. Beyen K (2018) Hanging-wall and footwall effects in the largest reverse-slip earthquake of Turkey, October 23, 2011, Mw 7.2 Van Earthquake. Arabian Journal for Science and Engineering. https://doi.org/10.1007/s13369-018-3547-x.
6. COMET – Centre for the Observation and Modelling of Earthquakes, Volcanoes and Tectonics. (n.d.). COMET. (Erişim tarihi: 6 Ekim 2025).
7. Boore DM (2001) Effect of baseline corrections on displacement and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake. Bulletin of the Seismological Society of America 91(5):1199–1211.
8. Ergintav S, Vernant P, Tan O, Karabulut H, Özarpacı S, Floyd M, Konca AÖ, Çakır Z, Acarel D, Çakmak R, Vasyura-Bathke H, Doğan U, Kurt Aİ, Özdemir A, Ayruk ET, Turğut, M., Özel, Ö., Farımaz İ (2024) Unexpected far-field deformation of the 2023 Kahramanmaraş earthquakes revealed by space geodesy. Science, 386(6719), 328–335. https://doi.org/10.1126/science.ado4220.
9. Eyübağıl E, Yaşar ŞŞ, Çakanşimşek EB, Duman H, Solak Hİ, Özkan A, Gezgin C, Yavaşoğlu HH, Tiryakioğlu İ, Poyraz F, Aktuğ B, Yiğit CÖ, Özkaymak Ç, Özener H (2023). 6 Şubat 2023 Sofalaca-Şehitkamil (Gaziantep, Mw 7.7) ve Ekinözü (Kahramanmaraş, M_w 7.6) depremlerinin GNSS gözlemlerine bağlı öncül sonuçları. AKÜ Journal of Science and Engineering 23:160–176, 015501, https://doi.org/10.35414/akufemubid.1251601.
10. Gokceoglu, C. (2023, June). 6 February 2023 Kahramanmaraş – Türkiye earthquakes: A general overview. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, XLVIII-M-1, 417–424. https://doi.org/10.5194/isprs-archives-XLVIII-M-1-2023-417-2023.
11. Graizer V, Kalkan E (2007) Ground motion attenuation model for peak horizontal acceleration from shallow crustal earthquakes. Earthquake Spectra 23(3), https://doi.org/10.1193/1.2755949.
12. Hancılar U, Şeşetyan K, Çaktı E, Şafak E, Yenihayat N, Malcıoğlu FS, Dönmez K, Tetik T, Süleyman H (2023) Kahramanmaraş – Gaziantep, Türkiye M7.7 Earthquake, 6 February 2023 (04:17 GMT+03:00): Strong ground motion and building damage estimations (v6). Boğaziçi University, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Department of Earthquake Engineering.
13. NASA Earth Observatory. (n.d.). Earthquake damage in Türkiye. (Erişim tarihi: 6 Ekim 2025), https://earthobservatory.nasa.gov/images/150949/earthquake-damage-in-turkiye
14. Iwan WD, Moser MA, Peng C (1985) Some observations on strong-motion earthquake measurement using a digital accelerograph. Bulletin of the Seismological Society of America 75(5):1225–1246.
15. Jia Z, Jin Z, Marchandon M, Ulrich, T, Gabriel AA, Fan W (2023) The complex dynamics of the 2023 Kahramanmaraş, Turkey, M_w 7.8–7.7 doublet. Science 381:985, https://doi.org/10.1126/science.adi0685
16. Joyner WB, Boore DM (1988) Measurement, characterization, and prediction of strong ground motion. In Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Conference Proceedings (ASCE Geotech. Eng. Div. Specialty Conf.).
17. Kale Ö, Akkar S, Ansari A, Hamzehloo H (2015) A ground-motion predictive model for Iran and Turkey for horizontal PGA, PGV, and 5% damped response spectrum:

Investigation of possible regional effects. Bulletin of the Seismological Society of America, 105(2A): 963–980. https://doi.org/10.1785/0120140134
18. Kalkan E, Kunnath SK (2006) Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings. Earthquake Spectra 22(2):367–390, https://doi.org/10.1193/1.2192560
19. Karaca OŞ, Erten G, Ergintav S, Khan DS (2024) Anthropogenic problems threatening major cities: Largest surface deformations observed in Hatay, Türkiye based on SBAS-InSAR. Bulletin of the Mineral Research and Exploration 173:235–252, https://doi.org/10.19111/bulletinofmre.1298494

Kocaeli İli Mevcut Bina Stoğunun Hızlı Değerlendirme Yöntemleriyle İncelenerek Bölgesel Risk Durumlarının Değerlendirilmesi

Ali AKGÜN[1][0009-0004-5326-8630], Ali Serkan SİMAVLI[2], Ahmet Berkay MOSTURA[3][0009-0006- 0311-2069] ve Gökmen MENGÜÇ[4]

[1]Kocaeli Büyükşehir Belediyesi, İnşaat Mühendisleri Odası Kocaeli Şubesi Başkanı

[2]Kocaeli Büyükşehir Belediyesi Kentsel Dönüşüm Daire Başkanı

[3]İnşaat Yüksek Mühendisi

[4] Kocaeli Büyükşehir Belediyesi Genel Sekreter Yardımcısı

aliakgun@kocaeli.bel.tr

Özet. Deprem, üstünde yaşadığımız Türkiye coğrafyasının sismik olarak aktif olmasından dolayı, tasarlanmış olan yapılar için önemli bir parametre olmaktadır. Türkiye'de, depreme yönelik birçok şartname ve yönetmelik, araştırmalarla desteklenerek gelişmektedir. Güncellenen yönetmelik ve bilgiler ışığında yapılan yapılar, her geçen gün ülkemizde daha güvenli şekilde tasarlanabilmektedir. Geçmişinde, 1999 Gölcük depremini yaşamış Kocaeli şehrinde, yapı stoğunun büyük çoğunluğu 1998 yılında çıkan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği Yönetmeliği'ne (TBDY-1998) göre yapılmış yapılar olarak karşımıza çıkmaktadır. Eski yönetmeliklere göre yapılan yapılar, zamana bağlı olarak oluşan deformasyonlar ile birlikte depreme karşı dayanımı daha düşük ve kritik konumda olmaktadır. Yapılan çalışmanın temel amacı 2007 yılında yayınlanan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2007) öncesinde yapılmış olan yapıların, hızlı tarama yöntemi olan Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar'a (RYTEİE) göre incelenip bir tarama elde edilmesi amaçlanmıştır. RYTEİE'e göre belirlenen parametrelere göre, görsel tarama yapılarak yapılar incelenip puanlandırılması yapılmıştır. Kocaeli'nin tamamında yapılan bu çalışmada yapıların ortalama puanları hesaplanarak kritik bölgeler raporlanmıştır. Bu çalışmanın Kocaeli ilinin tamamında yapılması planlanan kentsel dönüşüm çalışmasına altlık olması hedeflenmektedir.

Anahtar Kelimeler: RYTEİE, Hızlı Tarama Yöntemi, Görsel Tarama, Öncelikli Yapı.

1 GİRİŞ

Kocaeli ili, geçmişte yaşadığı depremler ile yapısal anlamda eski yapılara sahip illerden biridir. Yönetmeliklerin, edinilen tecrübeler ve bilimsel çalışmalar eşliğinde gelişmesi sonucunda günden güne depreme dayanıklı yapıların ortaya çıkması sağlanmıştır. Günümüzde kabul edilen 2018 yılında yürürlüğe giren 'Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği' kapsamındaki birçok yapısal düzensizlik, kendinden önceki yönetmeliklere göre kapsam dışı kalmaktadır. Bununla birlikte o dönem için kriter olan malzeme dayanımları bugün için farklılık göstermektedir. Bu farklılığı gösteren en net örnekler olarak, B420C (420 MPa) çeliğinin bugünün standardı olması veya C20 (20 MPa) beton sınıfının geçmiş zamanlarda kullanılmasının yasal bir sorun teşkil etmemesi gibi gösterilebilir.

Kocaeli, 17 Ağustos 1999 Depremleri sonrasında yaşadıkları ile birlikte dönüşüm içerisine girmiştir. Depremin etkileri, yaşanan ölümler ve yıkılan binalar neticesinde, yapısal anlamda yetersiz binaların toplu bir şekilde yıkılarak yeniden o dönemin yönetmelik şartlarına uygun bir şekilde yapılmasının istenmesi, dönüşümün başlıca nedenleri olarak gösterilmektedir. Ekonomik olarak büyük maliyetlere sebebiyet veren bu dönüşümler, doğru bir şekilde hesaplanmalı ve öncelikli alanların belirlenip bölgesel kentsel dönüşümler eşliğinde yapıların değişimi yapılması gerekmektedir. Birçok ülkede kullanılan 'Hızlı Tarama Yöntemleri' (örn: FEMA- 154, Japon Bina Endeksi, Kanada Sismik Tarama Yöntemi vb.) ülkemizde yasallaştırılarak 2019 yılında yürürlüğe giren 6306 sayılı kanun olan 'Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar' ile 'Ek – A: Binaların Bölgesel Deprem Risk Dağılımını Belirlemek için Kullanılabilecek Basitleştirilmiş Yöntemler' bölümünü ortaya koymuştur.

Hızlı tarama yöntemlerine ilişkin ülkemizdeki ilk çalışma Hassan ve Sözen (1997) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada deprem bölgesindeki binaların hasar görme ihtimallerini göz önünde bulundurarak hızlı bir şekilde uygulanabilecek olan yöntemi uygulamaya koymuştur. Sucuoğlu ve Yazgan (2003) tarafından hazırlanan çalışmada, ilk olarak 1988 yılına ait FEMA -154 yönetmeliğine uygun şekilde düzensizlikler esas alınarak sokakta yapılan tespit çalışmalarını gerçekleştirmiştir. Aydoğan (2004), Betonarme binaların deprem kuvvetleri sonucunda hasar görme ihtimalinin tahmini için istatiksel bir analiz metodu geliştirmiştir. Binalarda oluşan deformasyonların tahmini için minimum değerdeki rijitliği esas alan bu yöntem günümüzde kullanılan düzensizliklerin birçoğunu esas almıştır. Yakut ve arkadaşları (2006), istatiksel veriler eşliğinde, düşük ve orta katlı yapıların binaların depremsellikleri ve deneysel çalışmalar sonucunda elde edilen bilgiler ile hızlı tarama yöntemini öne sürmüştür. Işık ve Kutanis (2013) tarafından uygulanan P25 hızlı tarama yöntemleri ile birlikte Bitlis

ilinde 94 adet betonarme yapının risk değerlendirilmesi yapılmıştır. Binici ve arkadaşları (2015) tarafından gerçekleşen çalışmada 10 adet betonarme bina kentsel dönüşüm kapsamında RYTEİE – 2013 ve DBYBHY 2007'ye göre analizi yapılmış olunup hasar durumları tespit edilmiştir. Özkan (2019), mühendislik hizmeti almamış yapıları hedef almış yapay sinir ağı yöntemi kullanarak yeni bir yöntem keşfetmiştir.

Bu araştırma, Kocaeli ilinde 2007 yılı öncesinde inşa edilmiş 230.000 yapıya ilişkin verilerin, RYTEİE–2019 yönetmeliğinin Ek-A bölümü esas alınarak 150'den fazla mühendisin katılımıyla yürütülen çalışmalar sonucunda elde edilen bulgularının değerlendirilmesini ve tartışılmasını kapsamaktadır. Çalışmanın temel amacı, yapısal açıdan kusurları bulunan öncelikli ve eski yapıların hızlı bir şekilde yenilenmesi ile depreme dirençli yapıların inşa edilmesinin sağlanmasıdır.

2 RYTEİE Ek -A'nın İçeriği ve Kullandığı Parametreler

Hızlı tarama yöntemlerinin temel amacı gözle gözlemlenen yapısal kusurların mühendislerin kararıyla raporlanması ve bunun sonucunda öncelikli yapı stoğunun belirlenmesidir. 'Hızlı Tarama Yöntemleri', benzer şekilde ülkemizde, 6306 sayılı kanunda bulunan Ek 2 bölümü olan 'Riskli Yapıların Tespitine İlişkin Esaslar' içerisinde yer almaktadır.

RYTEİE Ek – A bölümünün içeriği yasal olarak kullanıma sunulduğu şekilde temel yapısal düzensizlikleri esas almaktadır.

- Yapısal Sistem Türü: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde bulunan R ve D katsayısı ile aynı şekilde binanın taşıyıcı sistemleri belirlenerek yapısal sistem türü belirlenir.

- Kat Adedi: Serbest kat adeti toprak üstünde görünürde bulunan katlar sayılarak elde edilir.

- Bina Görsel Kalitesi: Dönemin şartlarına uygun şekilde belirlenen yönetmeliklerin sınırlarına göre elde edilen ve görsel anlamda hasar içerme durumunu kapsayan bölümdür.

- Düşeyde Düzensizlik: TBDY – 2018'de bulunan B3 düzensizlikleri ile aynı şekilde belirtilen düşey elemanların düzensizlikleri incelemeye alınır.

- Ağır Çıkmalar: Zemin kat ile diğer katlar arasında oluşan döşeme farkını esas

alınarak belirlenen yapılardır, kolona bağlı değillerdir, balkon olarak belirtilmez.

- Planda Düzensizlik / Burulma Etkisi: TBDY – 2018'de bulunan A1 düzensizliklerini temsil eden parametredir, planın simetrik olmaması ve düşey yapısal elemanların düzensiz yerleştirilmesi bu parametre için gerekli bölümlerdir.

- Kısa Kolon Etkisi: TBDY – 2018 yönetmeliğinin 7.7.6 maddesinde belirtilen tanıma uygun şekilde oluşan kusurlar belirlenerek elde edilir.

- Yapı Nizamı/Bitişik Binalarla Döşeme Seviyesi: Birbirlerine yapışık ve dilatasyon derzi içermeyen yapıların çekiçleme etkisinin oluşmasından ötürü RYTEİE yapısal kusur olarak belirlemiştir.

- Tabii Zemin Eğimi: Yamaç ve tepede bulunan yapıların 30°'lik değerin üstünde bir zemin yapısına sahip ise tabii zemin eğiminin var olduğu kabul edilir.

Bu yapısal kusurlar Tablo 1'de gösterilmiştir.

Tablo 1. Yapısal kusurların oluşturduğu olumsuzluk parametre değerleri.

Olumsuzluk parametre no	Olumsuzluk parametresi	Durum 1		Durum 2	
		Parametre tespiti	Parametre değeri	Parametre tespiti	Parametre değeri
1	Görünen kalite	İyi	0	Orta (Kötü)	1 (2)
2	Yumuşak kat	Yok	0	Var	1
3	Düşeyde düzensizlik	Yok	0	Var	1
4	Ağır çıkma	Yok	0	Var	1
5	Planda düzensizlik	Yok	0	Var	1
6	Kısa kolon	Yok	0	Var	1
7	Yapı Nizamı	Ayrık	0	Bitişik / Köşede bitişik	1
8	Tabii zemin eğimi	Yok	0	Var	1

Bu yapısal koşullar sahada görülen ve mühendislik eğitimi almış kişiler tarafından belirlenen kriterlerdir. Bununla birlikte en önemli iki koşul olan zemin ve depremsellik bölgenin koordinatlarına göre belirlenmektedir. Tablo 2, 3 ve 4'te gösterilen değerlerin hesapları TBDY -2018 Bölüm 2 ve Bölüm 3'ten esas alınarak elde edilmiştir. Zemin ve depremsellik bilgileri, AFAD ve belediyelerde bulunan veriler kullanılarak hesaplamalara dahil edilmiştir.

Tablo 2. Ek – A'da belirtilen deprem tehlike bölgeleri.

Tehlike bölgesi	S_{DS}	Zemin sınıfı
I	$S_{DS} \geq 1.0$	ZC/ZD/ZE
II	$S_{DS} \geq 1.0$	ZA/ZB
	$1.0 \geq S_{DS} \geq 0.75$	ZC/ZD/ZE
III	$1.0 \geq S_{DS} \geq 0.75$	ZA/ZB
	$0.75 \geq S_{DS} \geq 0.50$	ZC/ZD/ZE
IV	$0.75 \geq S_{DS} \geq 0.50$	ZA/ZB
	$0.50 \geq S_{DS}$	Tüm zeminler

Tablo 3. Ek – A'da gösterilen deprem tehlike bölgeleri.

Toplam kat sayısı	Taban puanı (TP)				Yapısal sistem puanı (YSP)	
					Yapısal sistem	
	Tehlike bölgesi				BAÇ	BAÇP
	I	II	III	IV		
1 ve 2	90	120	160	195	0	100
3	80	100	140	170	0	85
4	70	90	130	160	0	75
5	60	80	110	135	0	65
6 ve 7	50	65	90	110	0	55

Tablo 4. Ek – A'da olumsuzluk parametre puanı.

Toplam kat sayısı	Yumuşak kat	Görünen kalite	Ağır çıkma	Kat seviyesi/Bağımsız bina durumu				Düşeyde düzensizlik	Planda düzensizlik / Burulma	Kısa kolon	Tabii zemin etkisi
				Aynı		Farklı					
				Orta	Kenar	Orta	Kenar				
1, 2	-10	-10	-10	0	-10	-5	-15	-5	-5	-5	-3
3	-20	-10	-20	0	-10	-5	-15	-10	-10	-5	-3
4	-30	-15	-30	0	-10	-5	-15	-15	-10	-5	-3
5	-30	-25	-30	0	-10	-5	-15	-15	-10	-5	-3
6, 7	-30	-30	-30	0	-10	-5	-15	-15	-10	-5	-3

Bu elde edilen tüm parametreler tek bir noktada birleştirilerek yapının performans puanını vermektedir. Denk. 1'de puanlandırma formülü gösterilmiştir.

$$PP = TP + \sum^{n} (O_i * OP_i) + YSP \quad (1)$$

PP yapı için toplam puanı belirtirken, TP taban puanını, O_i her bir olumsuzluk parametresini, OP_i her bir olumsuzluk parametre puanını ve YSP olumu parametre puanını temsil etmektedir.

3 Araştırma Süreci ve Elde Edilen Örneklem Veriler

Yapılan çalışmalar; Kocaeli Büyükşehir Belediyesi, Kocaeli Üniversitesi ve İnşaat Mühendisleri Odası Kocaeli Şubesi iş birliği sayesinde gerçekleşmiştir. Yapılan çalışmada 2007 yılında yürürlüğe giren 'Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğine' tabii olmayan betonarme yapıların incelenmesini amaçlanmış bu yapı sayılarının Kocaeli genelinde 230 000 kadar olduğu belirlenmiştir. Bu çalışma için seçilen 150 mühendisle birlikte, RYTEİE -2019 bilgilerine göre 'Hızlı Tarama Teknikleri' yöntemi uygulanmıştır. Yönetmelik kapsamındaki yapısal düzensizlikleri içeren veriler, Kocaeli Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümündeki hocalar zümresi eşliğinde değerlendirilerek, kentsel dönüşümün öncelikli olduğu bölgeler belirlenmiştir.

Yapılan çalışmanın prensibini göstermek amaçlı örneklem olarak dört farklı bölge belirlenmiştir. Şekil 1'de orta öncelikli bölgenin kroki planı ve öncelik içeren yapıların bölgesel plandaki konumları görünmektedir.



Şekil 1. Orta öncelikli bölgenin kroki görüntüsü.

Şekil 1'deki yapıların öncelikli olduğunun varsayımı 230000 bina içerisindeki puan dağılımının beş eşit parçaya bölünmesi sonucunda incelenmesiyle belirlenmiştir. Beş başlıkta incelenen bu yapı modelinde sırasıyla; 'Az Düşük Öncelikli', 'Düşük Öncelikli', 'Orta Öncelikli', 'Yüksek Öncelikli' ve 'Çok Yüksek Öncelikli' sınıfları oluşturulmuştur. RYTEİE'nin bir sınır değeri olmamasından kaynaklı olarak inceleme yapılan yapılar arasında böyle bir karşılaştırma yapılmasını şart koşulmuştur. Şekil 1'de gösterilen alan için oluşturulan riskli yapıların rakamları Tablo 5'te gösterilmiştir.

Tablo 5. Orta öncelikli bölge için elde edilen öncelikli betonarme yapı stokları.

Öncelik Durumları	Yapı Sayısı	Yüzde
Az Düşük	7	18.4
Düşük	0	0
Orta	23	60.5
Yüksek	7	15.8
Çok Yüksek	2	5.3

Bölgenin orta öncelikte olduğunun kabulü için bölgedeki yapı stoğunda orta öncelikli çoğunluğun olduğu görülmektedir. Eğer 'Çok Yüksek' ve 'Yüksek' öncelik içeren bölgelerde gerekli önlemler alındığı süreçte bu bölge için gerekli yapılaşmaların ihtiyacı doğacaktır. Fakat bu bölge için yapılarda güçlendirmenin öncelikli olması gerekmektedir. Şekil 1'deki 'Tehlike Bölgesi I' içerisinde bulunan bölgede yapıların kat adetine göre, sahip oldukları kusurların sayıları Tablo 5'te gösterilmiştir.

Tablo 5. Orta öncelikli bölge için kat adetine göre puan betonarme dağılımı.

Kat Adeti	Sayı	Yumuşak Kat	Ağır Çıkmalar	Planda Düzensizlik	Kısa Kolon	Bitişik Yapı Nizamı	Ortalama Puan
6	2	1 (%50)	2 (%100)	0	0	1 (%50)	-60
5	5	2 (%40)	5 (%100)	1 (%25)	0	4	-43
4	12	4 (%33)	9 (%75)	3 (%25)	1 (%8)	1 (%8)	3
3	14	5 (%36)	10 (%71)	3 (%21)	1 (%7)	2 (%14)	35
2	3	1 (%33)	2 (%66)	0	0	1 (%33)	55
1	2	0	0	0	0	0	70

Tablo 6'da gösterilen tablo neticesinde bölgede risk altında olan yapıların yüksek katlı yapılar olduğu görülmektedir. Yapıların çoğunluğu ağır çıkma içermektedir. Yapılarda dışarıdan kısa kolon görüntüsü çok az olmaktadır, bunun sebebi yöntemin dinamikleri olan görünürde olmaması koşulundan kaynaklı olmaktadır. Fakat hızlı tarama yöntemlerinin bir kıstası bölgesel değerlendirmenin öncelikli olmasıdır. Yüksek öncelikte olan bölge için gösterilen kroki Şekil 2'de gösterilmiştir.



Şekil 2. Yüksek öncelikli bölgenin kroki görüntüsü.

Yüksek öncelikli olarak tabir edilen bölge 'Tehlike Bölgesi I' içerisinde bulunmaktadır. Bölgedeki sınıflandırılan yapıların sayısı ve kat sayısına göre yapısal kusurlar Tablo 7 ve 8'de gösterilmiştir.

Tablo 7. Yüksek öncelikli bölge için kat adetine göre puan betonarme dağılımı.

Tablo 8.

Öncelik Durumları	Yapı Sayısı	Yüzde
Az Düşük	10	23.3
Düşük	2	10
Orta	8	18.6
Yüksek	12	27.9
Çok Yüksek	11	25.6

Yüksek öncelikli bölge için elde edilen öncelikli betonarme yapı stokları.

Kat Sayısı	Sayı	Yumuşak Kat	Ağır Çıkma	Planda Düzensizlik	Kısa Kolon	Bitişik Yapı Nizamı	Puan
7	1	1 (%100)	1 (%100)	0	0	0	-70
6	9	8 (%89)	9 (%100)	3 (%33)	0	8(%89)	-79
5	12	10 (%83)	12 (%100)	6 (%50)	0	8 (%67)	-53
4	1	0	1 (%100)	1 (%100)	0	1 (%100)	-15
3	6	2 (%33)	3 (%50)	1 (%17)	0	2 (%33)	40
2	3	1 (%33)	3 (%100)	0	0	2 (%67)	52

Yüksek öncelikli yapıların genelinde, ağır çıkma, yumuşak kat ve bitişik nizam kusurları görünmektedir. Kısa kolon görüntüsü, yöntem gereğince dışarıdan görülmesi mümkün olmayan kusurlardan bir tanesidir. Bu sebeple kısa kolon kusurları, bu yapılarda görünmemektedir. Şekil 3'te az düşük öncelikli bölgenin krokisi görüntülenmiştir.



Şekil 3. Az düşük öncelikli bölgenin kroki görüntüsü.

Az düşük olarak tabir edilen bölge 'Tehlike Bölgesi I' içerisinde bulunmaktadır. Bölgedeki sınıflandırılan yapıların sayısı ve kat sayısına göre yapısal kusurlar Tablo 9 ve 10'da gösterilmiştir.

Tablo 9. Az düşük öncelikli bölge için elde edilen öncelikli yapı stokları.

Öncelik Durumları	Yapı Sayısı	Yüzde
Az Düşük	23	23.3
Düşük	3	10
Orta	5	18.6
Yüksek	0	27.9
Çok Yüksek	0	25.6

Tablo 10. Az düşük öncelikli bölge için kat adetine göre puan betonarme dağılımı.

Kat Sayısı	Sayı	Yumuşak Kat	Ağır Çıkma	Planda Düzensizlik	Kısa Kolon	Bitişik	Puan
3	6	0 (%100)	5 (%83)	0	0	0	45
2	13	0 (%89)	6 (%46)	2 (%15)	0	0	67
1	3	0 (%83)	0	1 (%33)	0	0	75

Düşük katlı yapılar içeren bu bölgede, ağır çıkma düzensizliğinin yüzdesel olarak az olması, bölgedeki tüm yapılarda yumuşak kat düzensizliğinin ve bitişik yapı nizamı düzensizliklerinin olmamasından dolayı, bu bölge için 'Az Düşük Öncelikli' sınıfı kabulü yapılmıştır. Son olarak bildiri içerisinde benzer bölgelerin karşılaştırılması için benzer bir 'Orta Öncelikli Bölge' incelenmiştir. Şekil 4'te 'Orta Öncelikli Bölge' gösterilmiştir.



Şekil 4. Orta öncelikli bölgenin kroki görüntüsü.

Orta öncelikli olarak tabir edilen bölge 'Tehlike Bölgesi I' içerisinde bulunmaktadır. Bölgedeki sınıflandırılan yapıların sayısı ve kat sayısına göre yapısal kusurlar Tablo 11 ve 12'de gösterilmiştir.

Tablo 11. Orta öncelikli ikinci bölge için elde edilen öncelikli yapı stokları.

Öncelik Durumları	Yapı Sayısı	Yüzde
Az Düşük	15	32.6
Düşük	1	2.2
Orta	18	39.1
Yüksek	8	17.4
Çok Yüksek	4	8.7

Tablo 12. Orta öncelikli bölge için kat adetine göre puan.

Kat Adeti	Sayı	Yumuşak Kat	Ağır Çıkma	Planda Düzensizlik	Kısa Kolon	Bitişik Yapı Nizamı	Ortalama Puan
7	2	2 (%100)	2 (%100)	0	0	2 (%100)	-69
6	4	2 (%50)	4 (%100)	1 (%25)	1 (%25)	2	-57
5	7	2 (%29)	7 (%100)	1 (%14)	0	6	-45
4	4	0	3 (%75)	0	0	2	21
3	13	1 (%8)	11 (%71)	2 (%15)	0	6 (%46)	34
2	10	0	7 (%85)	1 (%10)	0	2 (%20)	61
1	2	0	0	0	0	0	70

İki 'Orta Öncelikli Bölge' karşılaştırıldığında tüm yapıların ortalama puan aralığı 12 ila 15 puan olmaktadır. Fakat iki 'Orta Öncelikli Bölge' için aynı katlara sahip yapıların ortalama puanları farklılık göstermektedir. Örneğin dört katlı yapılarda Tablo 6'da ortalama puan 3 iken Tablo 12'de bu puan 21 olmaktadır. Yüksek katlı yapılarda dükkân katlarının sürekli olarak bulunmasından dolayı yumuşak kat düzensizliği büyük oranda bulunmaktadır. Örneklem bölgelerde yapılarda yüzde olarak en fazla kusur 'Ağır Çıkma' olarak karşımıza çıkmaktadır.

4 Sonuç ve Öneriler

Dört örneklem bölge için yapıların tekil olarak incelenmesinden ziyade bölgesel oluşabilecek olan tehlike durumu incelenmiş ve öncelikli olan noktalarda daha hızlı aksiyonların alınabileceği görülmüştür. Hızlı aksiyonun alınması için, çalışmada elde edilen öncelikli bölgelerde kentsel dönüşümün uygulanması veya güçlendirmeye ihtiyaç duyan bölgelerde hızlı ve doğru şekilde güçlendirme çalışmalarının yapılması uygun olacaktır. Fakat belirli noktalarda yapılar için gerekli olan bilgilerin alınması konusunda yetersiz kalmaktadır. Bu konu tüm 'Hızlı Tarama Yöntemleri' içerisinde bulunmaktadır bu sebepten dolayı ikinci bir adım içerecek olan değerlendirme yönteminin ihtiyacı olabilir fakat hızlı bir sonuç alınması adına RYTEİE'nin bölgedeki yapıların bütünü için bir fikir oluşturabileceği görülmüştür. Oluşan bu fikirde, yapısal düzensizlikler ve bölgedeki deprem tehlikesi önemli etkisi vardır.

Yapılan çalışma, güncel deprem yönetmeliği dışı kalmış yapılar için ve

projelendirmeleri arşiv dışı olan yapıların oluşturduğu bölgelerde büyük önem arz etmiştir. Bu araştırma tüm Kocaeli ilinde bulunan günümüz yönetmeliği olan TBDY 2018 ve 2007 TBDY yönetmeliğinde tabii olmayan yapıların aciliyet seviyesinde tespiti ve yapılacak olan kentsel dönüşümün en ihtiyaç noktaları için belirlenmesi adına önemli bir çalışma oluşturmuştur.

Öncelik içeren yapıların ortak noktaları, yüksek katlı olması, yapısal kusurlara sahip olması ve 'Tehlike Bölgesi I' içerisinde bulunması olarak görülmüştür. Ama bunlar arasında en önemli olan bölüm 'Tehlike Bölgesi I' olarak ortaya çıkmaktadır. Bunun sebebi bölgedeki zemin durumunun ve bölgenin sismik aktivitesinin yapılara olan yıkıcı etkisinden kaynaklı olmasıdır. Bu sebepten ötürü bölgelerin zemin durumlarının ve sismik aktivitelerin güncelleştirilerek bu projenin yapılması gerekmektedir. Yapılan bu çalışma için en güncel zemin durumları ve sismik aktiviteler incelenerek uygulamaya başlanmıştır.

Hızlı Tarama Yöntemlerinin genelinde bulunan bazı düzensizlik parametreleri, yapılara dışarıdan bakıldığında çok net bir şekilde görülmemektedir (bkz. 'Düşey Düzensizlik', 'Kısa Kolon'). Bu yönden 'Hızlı Tarama Yöntemleri' hâlâ geliştirilmeye açık olduğu görülmektedir.

Bölgesel olarak hesaplanan öncelik durumu, bir sınır puana göre değil, araştırmada incelenen tüm yapıların puanları göz önünde bulundurularak bir sıralamayla elde edilmiştir. Yapılan çalışmada incelenen 230000 yapı için, istatiksel olarak öncelik koşullarının sınırları belirlenmiştir. Belirlenen istatiksel sınırlar beş parçaya ayrılarak bölgedeki öncelik durumları belirlenmiştir.

Son olarak yapılan çalışma il bazında gerçekleştirilmesi için mühendislik açısından konu için gerekli olan merciler tarafından koordineli bir şekilde gerçekleştirilmelidir. Bölgedeki belediyeler, üniversiteler ve mühendislikle alakalı sivil toplum kuruluşlarının birlikte çalışması ile birlikte büyük çapta çalışmalar gerçekleştirilebilir. Kocaeli ili için Kocaeli Büyükşehir Belediyesinin, Kocaeli Üniversitesinin ve İnşaat Mühendisleri Odası Kocaeli Şubesi'nin ortak çalışması sonucunda önlem alınması gereken bölgelerin 'Hızlı Tarama Yöntemi' olan RYTEİE ile belirlenmesi sağlanmıştır.

Kaynaklar

1. Akkar S, Sucuoğlu H (2003) Peak ground velocity sensitive deformation demands and a rapid damage assement approach. Seismic Assesment and Rehabilitation of Existing Building, Springer, 77-96.
2. Bahşi E, Dada A, Demir C, Cenikli S (2023) A comparison of damage and risk

conditions of the structures in Mustafa Paşa neighborhood after the Elazığ earthquake Dated 24 January 2020, Elazığ: Research Square.
3. Demirbaş N, Şahin H, Durucan C (2021) Betonarme yapılarda deprem sonrası yapısal hasarların tahmini için kullanılan hızlı değerlendirme yöntemlerinin etkinliklerinin belirlenmesi. Fırat Üniversitesi Fen Bil. Dergisi 125-134.
4. Duran B, Tunaboyu O, Avşar Ö (2017) Düşük dayanımlı betonun elastisite modülünün belirlenmesi ve RYTEİE ile yapılan risk değerlendirmesine etkisi. Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University 253-264.
5. Günday F (2024) Modal parameters of the blended brick well model according to TBDY- 2018 and RYTEİE-2019. Konya, 324-332.
6. Karbassi A, Nollet MJ (2007) The adaptation of the FEMA 154 methodology for the rapid visual screening of existing buildings ın accordance with NBCC-2005. Ottawa, yazarı bilinmiyor, pp. 542-551.
7. Niğdelioğlu A, Chakkor O, Altan MF (2022) Urban transformation applications in low-rise reinforced concrete buildings. İstanbul, 141-150.
8. Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar (2019) T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Bakanlığı, Ankara, Türkiye.
9. Tampubolon SP (2023) Comparison of high-rise building structural performance using response spectrum method SNI 03-1726-2019 and FEMA-154 Rapid Visual Screening (RVS). Multidisciplinary International Journal of Research 89-100.
10. Türkoğlu A, Meydanlı Atalay H (2022) TBDY-2018 ve RYTEİE-2019 Kapsamında Tarihi Bir Yığma Binanın Deprem Güvenliğinin Belirlenmesi. Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi 10(4): 1926-1938.

Prekast Betonarme Yapilarin Deprem Performasının İyileştirilmesi için Yeni Nesil Güçlendirme Yöntemlerinin Kullanıldığı Örnek Tasarımlar

Gökberk Albay[1], Onur Ertaş[1], Şevket Özden[2], Ercan Yüksel[3]

[1]OTS Proje Müşavirlik Ltd. Şti., ots@otsproje.com.tr
[2]Erzincan Binali Yıldırım Üniversitesi
[3]İstanbul Teknik Üniversitesi

Özet. Mevcut prekast betonarme yapıların deprem performansının iyileştirilmesinde imalat süresi ve güçlendirme sonrası fonksiyonellik büyük önem taşımaktadır. Özellikle endüstriyel tesislerde üretim faaliyeti devam ederken güçlendirme uygulamasının gerçekleştirilmesi zorunlu olabilmektedir. Bu kısıtlar nedeniyle, yenil nesil güçlendirme araçlarının kullanımı gün geçtikçe yaygınlaşmaktadır. Ülkemizde mevcut prekast betonarme yapıların güçlendirilmesinde, kolonların mantolanması, temellerin büyütülmesi, birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi ve çatıda diyafram oluşturulması en yaygın uygulamalardır. Güçlendirme kapsamında gerekli olan ıslak imalatlar ve temel müdahaleleri endüstriyel tesisin üretim süreçlerini olumsuz etkilediği için pek çok güçlendirme çalışması ötelenmektedir. Bu çalışmada, Marmara Bölgesinde bulunan ve aktif olarak kullanılan farklı taşıyıcı sistem özelliklerine sahip tek katlı iki prekast betonarme sistemin (lambda tipi ve eğik çatı kirişli sistemin) yeni nesil güçlendirme teknikleri ile depreme karşı güçlendirilme müdahalelerine ait tasarım çalışmaları anlatılmıştır. Yapı performans hedefi, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem düzeyi olarak seçilmiştir. Her iki yapıya, burkulması önlenmiş çaprazlar eklenerek yatay rijitlik ve sönüm özellikleri iyileştirilmiş, ilave olarak da kurşun ekstrüzyon sönümleyiciler kullanarak sismik enerjinin harcanması sağlanmıştır. Taşıyıcı sisteme yapılan müdahale sınırlı düzeyde kalmıştır. Mevcut temellerin büyütülmesine gerek kalmamış, birleşim bölgelerine etkiyen yükler küçültülerek optimum ve üretim kaybını en aza indiren tasarımlar gerçekleştirilmiştir. Sunulan örnek tasarımlar, prefabrike betonarme yapıların üretim kaybını minimize edecek ve tesisin fonksiyonunu bozmayacak şekilde güçlendirilebileceğinin örneklenmesi bakımından önem taşımaktadır.

Anahtar Kelimeler: Prekast betonarme yapılar, deprem performansı, burkulması önlenmiş çapraz, kurşun çekirdekli sönümleyici.

1 Giriş

Geçmişten günümüze ülkemizde meydana gelen orta ve büyük ölçekli depremlerde, pek çok yapının "göçmenin önlenmesi" performans düzeyine uygun davranmadığı ve çok sayıda can kaybına neden olduğu tecrübe edilmiştir (Arslan vd., 2005; Özden vd., 2021). Bu hasarlar, deprem tehlikesinin tahmininde yapılan hatalar ile tasarım ve üretimde yapılan hatalardan oluşabildiği gibi, beton prefabrik yapı sistemlerinde montaj aşamasında kullanılan detaylar ile denetim eksikliğine bağlı olarak gerçekleşmektedir (Meydanlı, 2003; BPD, 2023).

Büyük açıklıklı beton prefabrik endüstri yapılarında ana çerçeve doğrultusunda yerdeğiştirme limitlerine daha yakın bir davranış elde edilirken dik doğrultuda yatay yerdeğiştirme limitleri genelde karşılanamamaktadır (Arslan, 2000).

Bu riskleri ortadan kaldırmak için farklı güçlendirme teknikleri kullanılmaktadır. Güçlendirme teknikleri, öncelikle "can güvenliğini" sağlamayı hedeflemektedir.

Bu çalışma kapsamında incelenen iki endüstriyel yapıdaki en önemli problemler yatay rijitlik eksikliği ve çatı düzleminde diyafram etkisinin bulunmayışıdır. Bunları kolon-kiriş birleşim bölgesindeki yetersizlikler ve çatı kirişi devrilme güvenliği problemleri izlemektedir, Şekil 1a, Şekil 1b.



Şekil 1a. Lambda sistem.



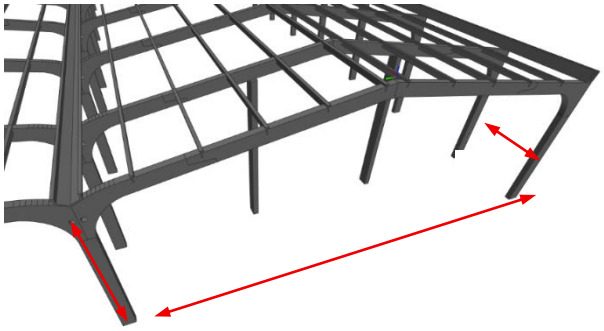
Şekil 1b. Eğik çatı kiriş sistem.

2 Bina Özellikleri

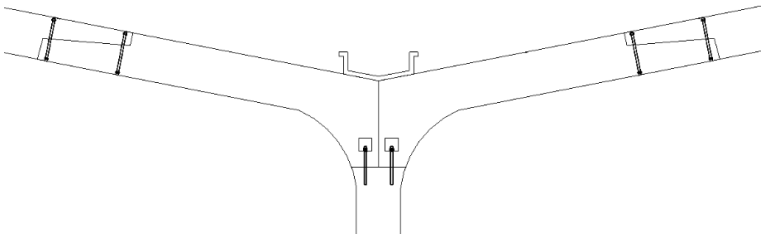
2.1. Lambda Sistem

Lambda tipi sistemler eğrisel kolon-kiriş birleşimlerinden oluşmaktadır. İsmini kiriş-kolon birleşim bölgesinin oluşturduğu lambda (λ) şeklinden almaktadır (Arslan, 2000). Sınırlı moment aktarma kapasitesine sahiptir.

İncelenen yapı tek katlıdır, Şekil 2. Kat yüksekliği 6.3 m dir. Yapıda çerçeve açıklığı 20 m, çerçeve aralığı 6 m dir. Yapı 2800 m^2 lik bir alana oturmaktadır. Kolon ve kiriş kesit boyutları 25×50 cm, boyuna donatı 420 MPa akma dayanımına sahiptir. Kolon boyuna donatı oranı %1.2 dir. Kolon ve kiriş birleşimlerinde 2 adet M24 rod kullanılmıştır, Şekil 3. Beton dayanımı, karot numunelerin değerlendirilmesi sonucu 38 MPa olarak tespit edilmiştir. Çatı seviyesinde betonarme aşık elemanlar ve sandviç panel kullanılmıştır.



Şekil 2. Taşıyıcı sistem boyutları.

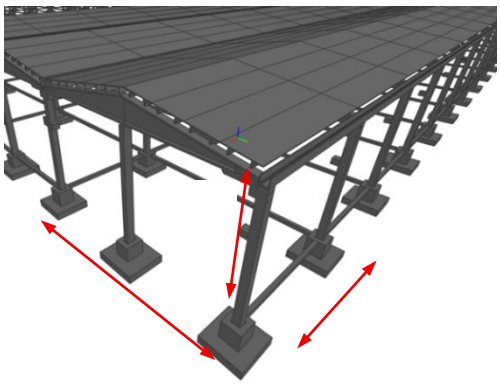


Şekil 3. Lambda sistem birleşim detayı.

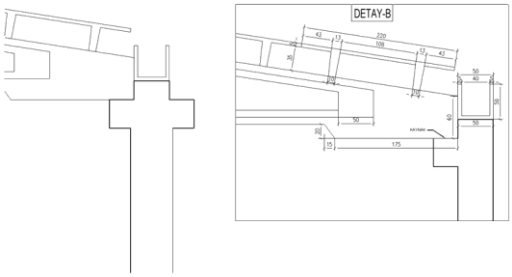
2.2. Eğik Çatı Kirişli Sistem

Eğik çatı kirişli (EÇK) sistemler, taşıyıcı kirişlerin belirli bir çatı eğimiyle tasarlandığı sistemleridir. Çatı kirişleri kolondan çıkan kısa betonarme konsollara mesnetlenmektedir.

İncelenen yapı tek katlıdır, Şekil 4. Kat yüksekliği 8.60 m'dir. Yapıda çerçeve açıklığı 18 m, çerçeveler arası mesafe 10 m'dir. Yapı 43220 m^2'lik bir alana oturmaktadır. Kolon boyutları 50×50 ve 60×60 cm, boyuna donatılar 420 ve 220 MPa akma dayanımına sahiptir. Kolon boyuna donatı oranı %2'dir. Eğik çatı kirişi kesit yüksekliği, kolon yüzünde 60 cm, mahya kesitinde 175 cm'dir. Kirişler kolon guselerine kaynaklı olarak bağlanmıştır, Şekil 5. Beton dayanımı, karot numunelerinin değerlendirilmesi sonucunda 40 MPa olarak tespit edilmiştir.

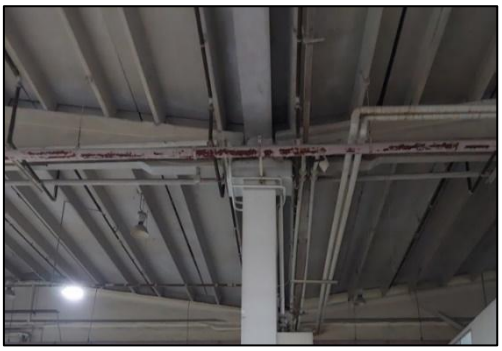


Şekil 4. Taşıyıcı sistem boyutları.



Şekil 5. Eğik çatı kirişi kolon bağlantısı.

Çatı seviyesinde pi-plak döşeme mevcuttur. Pi plak döşemeler 2.10 kN/m^2' lik özağırlık yükünü eğik çatı kirişine aktarılmaktadır, Şekil 6.



Şekil 6. Çatı seviyesi pi-plak döşeme.

3 Mevcut Deprem Performansının Belirlenmesi

Çalışılan iki endüstriyel tesisin performans değerlendirmesi için, TBDY 2018'e göre 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem düzeyinde "Kontrollü Hasar" hedefi esas alınmıştır. Sayısal hesapta sargısız beton, sargılı beton ve donatı çeliği için doğrusal olmayan malzeme modelleri kullanılmıştır. Kolonlar için fiber (P-M_2-M_3), kirişler için M_3 plastik mafsal modelleri tanımlanmıştır. Hazırlanan modellerde kolonların uç bölgelerinde donatı ve betonda oluşan birim şekil değiştirmeler ile kirişlerdeki dönme istemleri izlenebilmektedir. TBDY 2018'de tanımlandığı şekilde, eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesit rijitlikleri kullanılmıştır.

Her iki sistemin serbest titreşim özellikleri Tablo 1a ve 1b'de verilmiştir.

Tablo 1a. Lambda sistem serbest titreşim özellikleri.

Mod #	Periyot	Modal Kütle Katılım Oranı			
	s	X Doğ.	Y Doğ.	Toplam X Doğ.	Toplam Y Doğ.
1	2.12	0.703	0	0.703	0
10	0.67	0	0.563	0.933	0.564
16	0.60	0	0.095	0.940	0.733
19	0.54	0	0.098	0.969	0.831
30	0.21	0	0.053	0.994	0.956

Tablo 1b. EÇK li sistem serbest titreşim özellikleri.

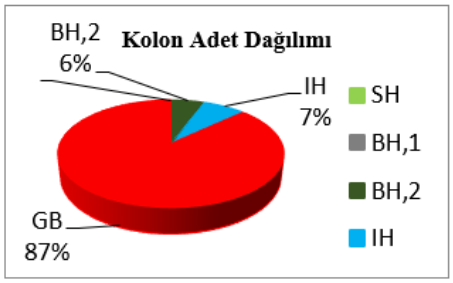
Mod #	Periyot	Modal Kütle Katılım Oranı			
	s	X Doğ.	Y Doğ.	Toplam X Doğ.	Toplam Y Doğ.
1	1.74	0.7275	0.002	0.727	0.002
2	1.51	0.2113	0.253	0.938	0.256
3	1.45	0.0488	0.736	0.987	0.992

İncelenen sistemlerin deprem performansı TBDY 2018 de tanımlanan "doğrusal elastik olmayan yöntemler ile değerlendirme" yaklaşımı kullanılarak belirlenmiştir. Beton ve donatı birim şekildeğiştirme kapasiteleri (Denk. 1) ve (Denk. 2) ile belirlenmiştir. Serbest kolon yüksekliği ve ağır çatı yükleri nedeniyle ikinci mertebe ektilerin analiz sonuçlarında etkin olduğu görülmüştür.

$$\varepsilon_c^{(GÖ)} = 0.0035 + 0.04\sqrt{\omega_{we}} \leq 0.018 \quad (1)$$

$$\varepsilon_s^{(GÖ)} = 0.4\varepsilon_{su} \quad (2)$$

Yapısal performans analizi sonucunda, lambda sistemdeki kolonların %87'si, EÇK'li sistemde kolonların %100'ü "göçme bölgesine" geçmektedir, Şekil 7a ve Şekil 7b.





SH: Sınırlı Hasa BH,1: Tek Ucu Belirgin Hasar BH,2: İki Ucu Belirgin Hasar IH: İleri Hasar

Şekil 7a. Lambda sistem kolon hasar dağılımı. **Şekil 7b.** EÇK sistem kolon hasar dağılımı.

4 Deprem Performansının İyileştirilmesi- Güçlendirme

4.1. Birleşim Bölgeleri

Lambda Sistem

Lambda sistemde kolon-kolon ve kiriş-kiriş birleşim bölgeleri (Şekil 8a, Şekil 9a) sınırlı dönme rijitliğine ve moment aktarma kapasitesine sahiptir, [4]. Birleşimlerin moment taşıma kapasiteleri betonarme elemanların kapasitelerinden küçüktür.

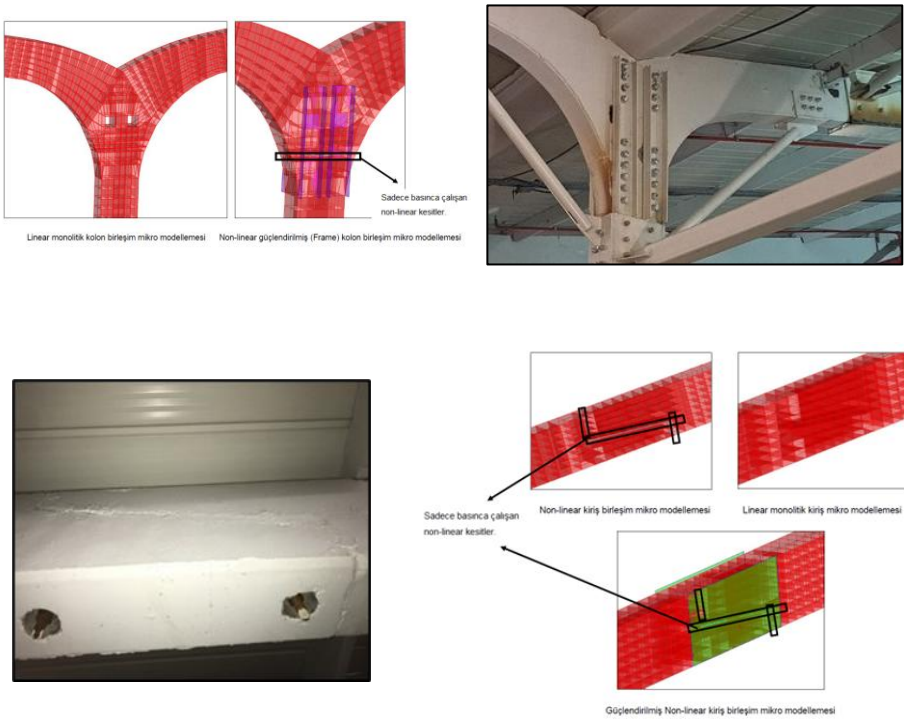
Kolon-kolon ve kiriş-kiriş birleşim bölgeleri sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak modellenmiştir (Şekil 8b, Şekil 9b). "Birleşim bölgesini içeren hesap modeli" ve kirişle kolonun rijit bağlandığı "rijit hesap modeli" oluşturulmuştur. Aynı yükleme etkisinde, "birleşim bölgesini içeren hesap modeli" ile "rijit hesap modeli" sonuçları dönme rijitliği ve yer değiştirmeler cinsinden karşılaştırılmıştır. Beklendiği gibi; "birleşim bölgesini içeren hesap modeli" "rijit hesap modeline" göre daha esnek davranmış ve daha fazla yer değiştirme yapmıştır (Arslan, 2000). Esnek davranış sergileyen lambda tipi birleşimin rijitleştirilmesi için güçlendirme yapılması ve rijit bağlantı durumundaki büyüklüklere yaklaşılması hedeflenmiştir.



Şekil 8a. Lambda sistemde birleşim bölgesi.

Kolon ek bölgesi, sırt sırta iki adet NPU profil ile güçlendirilmiştir. Deprem yükleri etkisinde "rijit hesap modeli" ile "güçlendirilmiş birleşim modeli" arasında karşılaştırmalar yapılarak plaka boyutları ve bağlantı elemanları belirlenmiştir (Şekil 8b, Şekil 8c).

Kiriş ek bölgesi (Şekil 9a), kirişi saran çelik plakalar ile güçlendirilmiştir (Şekil 9b, Şekil 9c). Kolon ve kirişlerin üzerinde oluşan iç kuvvetler kullanılarak plaka ve ankraj elemanlarının özellikleri belirlenmiştir.



Şekil 9c. Kiriş ek bölgesinin güçlendirilmesi.



Şekil 9c (devamı). Kiriş ek bölgesinin güçlendirilmesi.

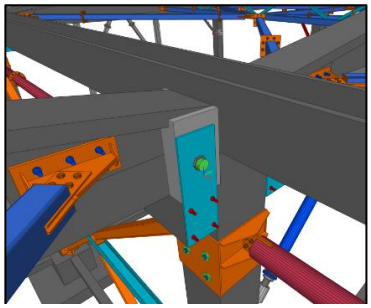
Eğik Çatı Kirişli Sistem

Eğik çatı kirişli sistemde, kirişler kolon kısa konsoluna kaynaklı olarak bağlıdır, Şekil 5 ve Şekil 10a. Hesap modelinde kolon kısa konsolu dikkate alınmıştır. Kiriş alt ve üst başlıkları çubuk eleman, gövde bölgesi kabuk eleman ile modellenmiştir. Bu şekilde

birleşim bölgesinde iç kuvvetler çubuklardan elde edilmiş ve kullanılmıştır. Devrilme stabilitesinin sağlanmadığı birleşim bölgesinde güçlendirme yapılmıştır, Şekil 10b.



Şekil 10a. EÇK ile prekast kolon birleşim bölgesi

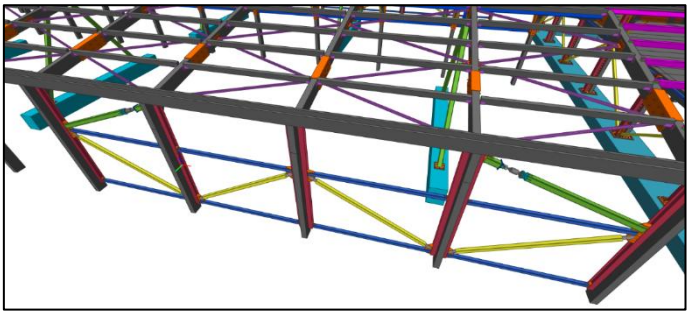


Şekil 10b. Birleşim bölgesinde güçlendirme

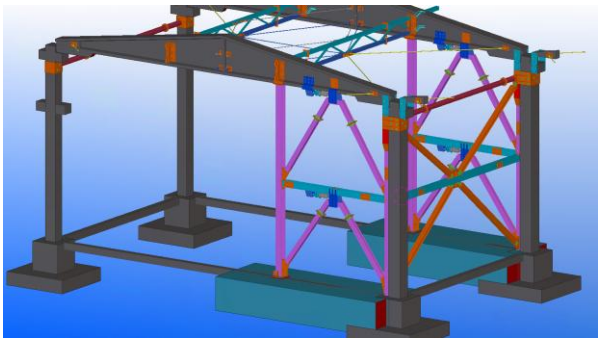
4.2. Taşıyıcı Sistem

İncelenen iki taşıyıcı sistemde, çerçeve düzlemine dik doğrultuda burkulması önlenmiş çapraz elemanlar kullanılarak yatay rijitlik artırımı yoluna gidilmiştir. İlave olarak, her iki doğrultuda kurşun çekirdekli sönümleyici kullanımı ile yapı sistemlerine ilave sönüm özelliği kazandırılmıştır.

Burkulması önlenmiş çaprazlar, çerçeve düzlemine dik doğrultuda oluşturulan çelik çerçeveler içerisine yerleştirilmiştir, Şekil 11a, Şekil 11b.



Şekil 11a. Lambda sistemde çerçeve düzlemine dik doğrultuda burkulması önlenmiş çapraz ve sönümleyici kullanımı



Şekil 11b. EÇK sistemde burkulması önlenmiş çapraz ve sönümleyici kullanımı

Kurşun çekirdekli sönümleyiciler ise farklı formlarda kullanılmıştır, Şekil 12a, Şekil 12b, Şekil 12c (Saingam vd., 2020; Kalyoncuoglu vd., 2015; Soydan, 2015; Soydan vd., 2020).

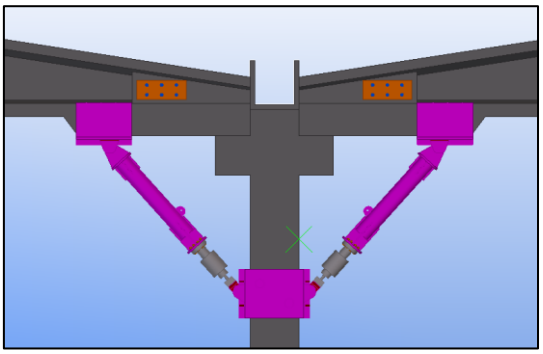
Hesap modellerinde, burkulması önlenmiş çapraz ve kurşun çekirdekli sönümleyici "non-linear link eleman" kullanılarak modellenmiştir.



Şekil 12a. Çerçeve düzleminde burkulması önlenmiş çapraz ve kurşun çekirdekli sönümleyici kullanımı.



Şekil 12b. Chevron tipli kurşun çekirdekli sönümleyici kullanımı.



Şekil 12c. Payanda tipinde kurşun çekirdekli sönümleyici kullanımı.

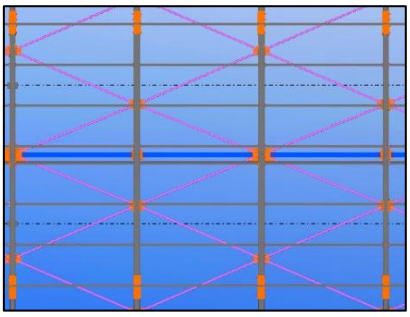
Çelik çerçeve ile mevcut prekast beton kolonlar arasındaki bağlantı; kayma çivileri, epoksi kamalar ve büzülme yapmayan çimento esaslı dolgu harcı ile sağlanmıştır, Şekil 13. Çelik çerçevenin sonlandığı kesitten temel soketine kadar olan kolon bölümünde, karbon lifli polimer ile kesme güçlendirmesi yapılmıştır.



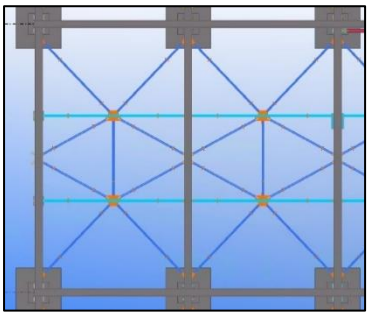
Şekil 13. Çelik kolonların bağlantı detayı.

Lambda sistemde 19 adet burkulması önlenmiş çapraz ve 15 adet kurşun çekirdekli sönümleyici; eğik çatı kirişli sistemde ise 198 adet burkulması önlenmiş çapraz ve 211 adet kurşun çekirdekli sönümleyici kullanılmıştır.

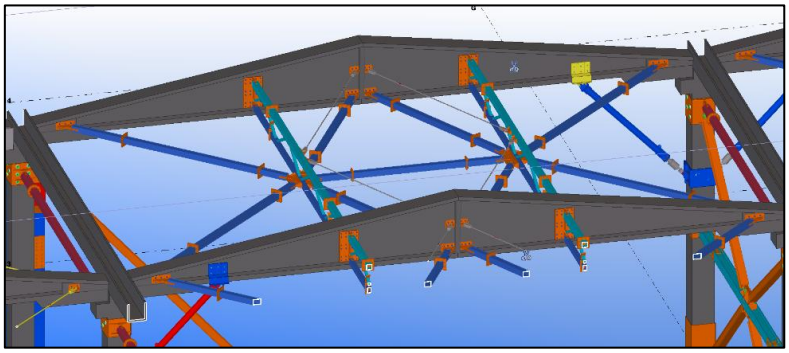
Çatı düzlem içi rijitliğini sağlayarak çerçeveler arasında yatay yük dağılımının düzgün oluşabilmesini sağlamak üzere her iki yapıya da çatı düzleminde çelik çaprazlar eklenmiştir, Şekil 14a ve 14b. Eğik çatı kirişlerinin devrilme stabilitesini sağlamak üzere açıklığın 1/3 lerine iki adet çelik makas eklenmiştir, Şekil 14c.



Şekil 14a. Lambda sistemde çatı düzlemine eklenen çelik çaprazlar.



Şekil 14b. EÇK sistemde çatı düzlemine eklenen çelik çaprazlar.



Şekil 14c. Eğik çatı kirişleri arası çelik makaslar.

5 Güçlendirme Sonrası Yapısal Performans

Güçlendirme sonrasında her iki yapının değişen titreşim periyotları ve modal kütle katılım oranları Tablo 2a ve 2b'de yer almaktadır.

Tablo 2a. Güçlendirilmiş Lambda sistem serbest titreşim özellikleri

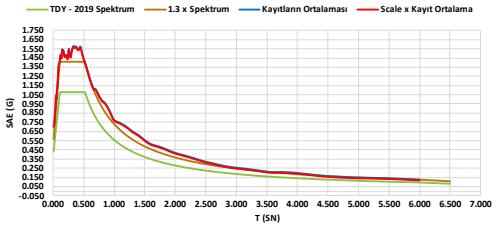
Mod #	Periyot	Modal Kütle Katılım Oranı			
	s	X Doğ.	Y Doğ.	Toplam X Doğ.	Toplam Y Doğ.
1	0.883	0.913	0.000	0.913	0.000
2	0.679	0.000	0.661	0.913	0.661
3	0.590	0.000	0.192	0.913	0.854
33	0.043	0.037	0.000	0.962	0.950

Tablo 2b. Güçlendirilmiş EÇK li sistem serbest titreşim özellikleri

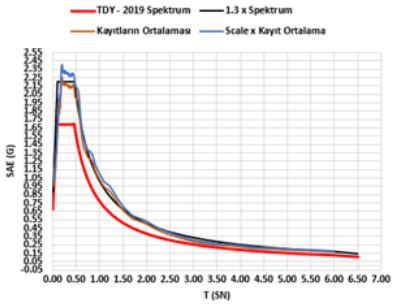
Mod #	Periyot	Modal Kütle Katılım Oranı			
	s	X Doğ.	Y Doğ.	Toplam X Doğ.	Toplam Y Doğ.
1	0.694	0.000	0.807	0.000	0.807
2	0.632	0.841	0.000	0.842	0.807
3	0.615	0.006	0.000	0.847	0.807
28	0.070	0.013	0.006	0.950	0.952

Güçlendirilmiş sistemlerin yapısal performanslarının belirlenmesi amacıyla zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi kullanılmıştır. Her iki yapının yerel zemin özellikleri ve depremselliğine uygun olarak belirlenen "hedef elastik ivme spektrumuna" uygun kayıt setleri oluşturulmuştur. Deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesinde TBDY-2018 de tanımlanmış yöntem kullanılmıştır, Şekil 15a ve 15b.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde ikinci mertebe etkiler dikkate alınmıştır.



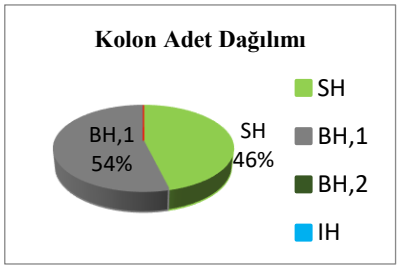
a) Lambda sistem

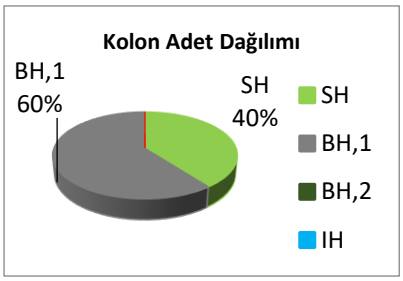


b) Eğik çatı kirişli sistem

Şekil 15. Hedef tasarım spektrumu ve ölçeklenmiş deprem kayıt setlerinin ortalaması.

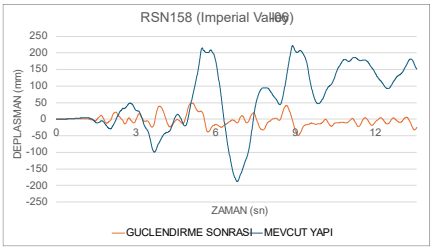
Güçlendirilmiş lambda sistemde kolonların %46 sı sınırlı hasar, %54 ü belirgin hasar bölgesinde kalmıştır, Şekil 16a. Güçlendirilmiş eğik çatı kirişli sistemde ise kolonların %40 ı sınırlı hasar, %60 ı belirgin hasar bölgesinde kalmıştır, Şekil 16b.

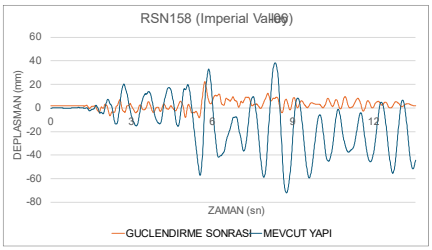




Şekil 16a. Güçlendirilmiş lambda sistemde. **Şekil 16b.** Güçlendirilmiş eğik çatı kirişli.

Lambda sistemde ana çerçeve doğrultusunda ve dik doğrultuda oluşan tepe yerdeğiştirmeleri Şekil 17 de verilmiştir. Güçlendirme sonrası her iki doğrultudaki tepe yerdeğiştirmelerinin önemli ölçüde küçüldüğü görülmektedir.

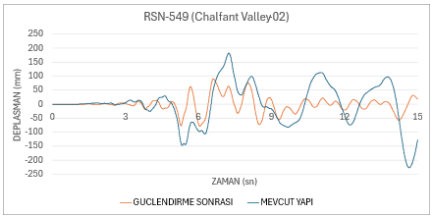




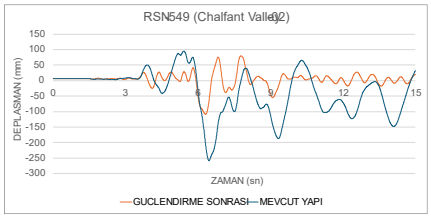
(a) Çerçeve düzlemi doğrultusu. **(b)** Çerçeve düzlemine dik doğrultu.

Şekil 17. Lambda sistemde oluşan tepe yerdeğiştirmeleri.

Eğik çatı kirişli sistemde ana çerçeve doğrultusunda ve dik doğrultuda oluşan tepe yerdeğiştirmeleri Şekil 18 de verilmiştir. Güçlendirme sonrası her iki doğrultudaki tepe yerdeğiştirmelerinin önemli ölçüde küçüldüğü görülmektedir.



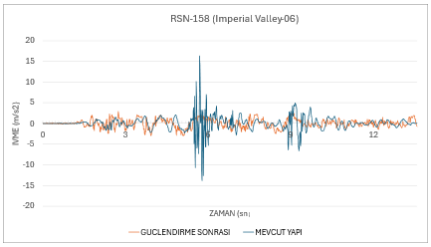
(a) Çerçeve düzlemi doğrultusu



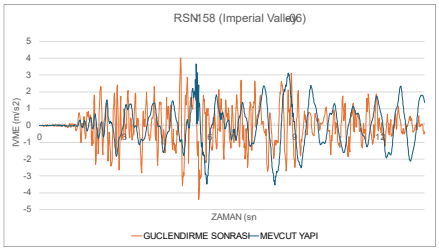
(b) Çerçeve düzlemine dik doğrultu

Şekil 18. Eğik çatı kirişli sistemde oluşan tepe yerdeğiştirmeleri.

Lambda sistemde ana çerçeve doğrultusunda ve dik doğrultuda oluşan tepe ivme geçmişleri Şekil 19 da verilmiştir.



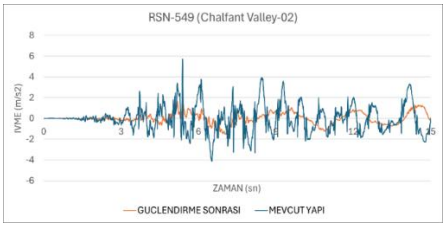
(a) Çerçeve düzlemi doğrultusu.



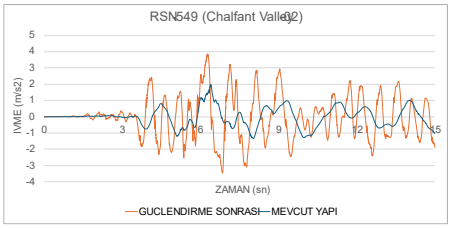
(b) Çerçeve düzlemine dik doğrultu.

Şekil 19. Lambda sistemde oluşan tepe ivme geçmişleri

Eğik çatı kirişli sistemde ana çerçeve doğrultusunda ve dik doğrultuda oluşan tepe ivme geçmişleri Şekil 20 de verilmiştir.



(a) Çerçeve düzlemi doğrultusu



(b) Çerçeve düzlemine dik doğrultu

Şekil 20. Eğik çatı kirişli sistemde oluşan tepe ivme geçmişleri

Şekil 19 ve Şekil 20 de yer alan ivme geçmişlerinden izlenebildiği gibi, güçlendirmede kullanılan burkulması önlenmiş çaprazlar ile kurşun çekirdekli sönümleyiciler ile ivme istemleri önemli ölçüde küçülmüştür.

6 Sonuç

Farklı taşıyıcı sistem özelliklerine sahip iki prekast betonarme yapının deprem performansı, burkulması önlenmiş çaprazlar ve kurşun çekirdekli sönümleyiciler kullanılarak iyileştirilmiştir.

Taşıyıcı sisteme yeni eklenen ters V çerçeveler haricinde, temel yapım işi çıkmamıştır. Sönümleyiciler sayesinde mevcut temellere aktarılan etkiler küçülmüş, mevcut temeller için gerekli stabilite ve kapasite koşulları sağlanabilmiştir.

Eğik çatı kirişli sistemde kaynaklı kolon-kiriş birleşim bölgelerine aktarılan devrilme momentleri, çatı seviyesinde oluşturulan diyafram çaprazları ve çelik makaslar sayesinde mevcut kapasitenin altında tutulabilmiştir.

Eklenen sönümleyiciler sayesinde güçlendirilmiş sistemlerde oluşan ivme büyüklükleri önemli ölçüde küçülmüştür.

Güçlendirme sonrasında, çerçeve düzlemindeki tepe yer değiştirmeleri lambda sistemde %3.0 den %0.8 e, eğik çatı kirişli sistemde %2.1 den %1.0 a inmiştir. Çerçeve düzlemine dik doğrultudaki tepe yer değiştirmeleri de lambda sistemde %1.2 den %0.42 ye, eğik çatı kirişli sistemde %3.2 den %0.85 e inmiştir.

Sunulan güçlendirme yaklaşımı, endüstriyel tesislerin rutin iş akışını en az etkileyecek şekilde iki farklı sistem için başarıyla tasarlanmıştır. Lambda sistemin güçlendirme çalışması yerinde tamamlanmıştır.

Kaynaklar

1. Arslan HM (2000) Prefabrike endüstri yapılarının deprem yükü etkisi altında davranışı. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
2. Arslan MH, Korkmaz HH, Gulay GF (2005) Damage and failure pattern of prefabricated structures after major earthquakes in Turkey and shortfalls of the Turkish Earthquake code, Engineering Failure Analysis 13 (2006):537-557
3. Beton Prefabrikasyon Dergisi (BPD), 06 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinin önüretimli betonarme yapılara etkisinin değerlendirilmesi, 146, Nisan 2023.
4. Kalyoncuoglu A, Yıldırım S, Erkus B (2015) Seismic retrofit of industrial precast concrete structures using friction dampers: Case study from Turkey, improving the seismic performance of existing buildings and other structures, California.
5. Meydanlı H (2003) Prefabrike lambda tipi endüstri yapıların deprem etkisi altındaki davranışı. Yüksek Lisans Tezi, [Kocaeli Üniversitesi], Kocaeli.

6. Özden Ş, Atalay H M., Akpınar E, Doyranlı B, Imren O (2012) Betonarme prefabrik yapıların 23 Ekim 2011 Van depreminde gözlenen performansı, Beton Prefabrikasyon, 103.
7. Saingam P, Sutcu F, Terazawa Y, Fujishita K, Lin P, Celik OC, Takeuchi T (2020) Composite behavior in RC buildings retrofitted using buckling-restrained braces with elastic steel frames. Engineering Structures 219,110896.
8. Soydan C (2015) Yeni Bir Enerji Sönümleyici Eleman ve Prefabrike Yapı Sistemlerindeki Moment Aktarmayan Birleşimlere Uygulanması", İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
9. Soydan C, Yüksel E, İrtem E (2020) Seismic performance improvement of single-story precast reinforced concrete industrial buildings in use", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 135, 106167, doi:10.1016/j.soildyn.2020.106167.
10. TBDY (2018), Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği.

Betonarme Bir Binanın U Şekilli Metalik Sönümleyiciler ile Deprem Performansının İyileştirilmesi

Hasan Talha Şahin[1], Kurtuluş Atasever[2], Oğuz Cem Çelik[3]
[1]İnşaat Yük. Müh., İstanbul, Türkiye
[1]Mimar Sinan Güzel Sanatlar Üniversitesi, Mimarlık Fakültesi, İstanbul, Türkiye
[1]İstanbul Teknik Üniversitesi, Mimarlık Fakültesi, İstanbul, Türkiye
hasantalhasahin@gmail.com

Özet. Türkiye'deki betonarme yapı stokunun önemli bir bölümü güncel deprem yönetmeliklerinin belirttiği performans seviyelerini karşılayamamaktadır. Yapının kullanım şeklinin değişmesi, yönetmeliklerin ve deprem tehlike haritalarının güncellenmesi, malzeme dayanım değerlerinin çeşitli dış koşullar nedeni ile düşmesi gibi nedenlerden dolayı mevcut betonarme yapılar güncel yönetmeliklerde belirtilen dayanım, rijitlik ve süneklik koşullarını karşılamayabilir. Bunlara ek olarak sünek olmayan detaylara sahip bir betonarme çerçevenin enerji yutma kapasitesi, çevrimsel yükler altında sınırlı olabilir. Bu türden sakıncalar, mevcut bina stoğunun hızlı bir şekilde güçlendirilmesi gerekliliğini ortaya koymaktadır. Geleneksel güçlendirme yöntemleri genellikle binaya kapsamlı müdahale gerektirir ve zaman alıcıdır. Bu çalışmada, mimari plana minimum müdahaleyle yapının depreme karşı performansını arttırmayı hedefleyen yenilikçi bir güçlendirme sistemi önerilmektedir. Sistem U şekilli metalik sönümleyici, rijit çelik kafes eleman ve disk ankrajlardan oluşmaktadır. Sönümleyici, çelik kafes elemanın üst kısmına yerleştirilmiş ve mevcut betonarme kirişe disk ankrajlarla bağlanmıştır. Bu bağlantı, özellikle düşük dayanımlı betonlarda kuvvet aktarımını iyileştirmek üzere özel olarak tasarlanmıştır. Önerilen güçlendirme modelinin etkinliğini değerlendirmek amacıyla, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinde hasar gören bir konut binası kapsamlı bir şekilde ele alınmıştır. Saha incelemeleri sonucunda yapısal elemanlarda ciddi bir hasar görülmezken, yapısal olmayan elemanlarda ileri düzey hasar tespit edilmiştir. Gözlemlenen bu yoğun hasarın açıklanabilmesi amacıyla mevcut bina, TBDY-2018 esas alınarak zaman tanım alanında analiz yöntemi ile değerlendirilmiş olup analiz sonucunda binada oluşan hasar durumu ile saha ziyaretinde tespit edilen hasar durumunun birbiri ile tutarlı sonuçlar verdiği görülmüştür. Önerilen güçlendirme sisteminin bina üzerinde uygulanması durumunda taşıyıcı sistem elemanlarının depreme karşı performansının iyileştiği, göreli kat ötelemesi oranının Japonya'da yaygın olarak benimsenen %0.67 sınırının altında kaldığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Güçlendirme, Histeretik Davranış, U Şekilli Metalik Sönümleyici, Disk Ankraj, Betonarme Çerçeve.

1 Giriş

Türkiye'deki betonarme yapı stokunun önemli bir bölümü günümüzde geçerli olan TBDY-2018'de belirtilen deprem performans seviyesini karşılayamamaktadır. Yapı stokundaki bazı binalar yapıldığı dönemdeki deprem yönetmeliğine göre yapılmış olsa da yönetmeliklerin güncellenmesi nedeni ile ilgili deprem performans hedefi sağlanamayabilir. Bunun dışında binanın yapım sürecinde gözlemlenen düşük dayanımlı malzeme kullanımı, denetim eksikliği, kötü işçilik, mühendislik hizmetinin yetersizliği gibi durumlar binanın depreme karşı performansını olumsuz şekilde etkiler. Bu tür eksiklikleri bulunan betonarme yapı stokunun uygun yöntemlerle bir an önce güçlendirilmesi büyük önem arz etmektedir.

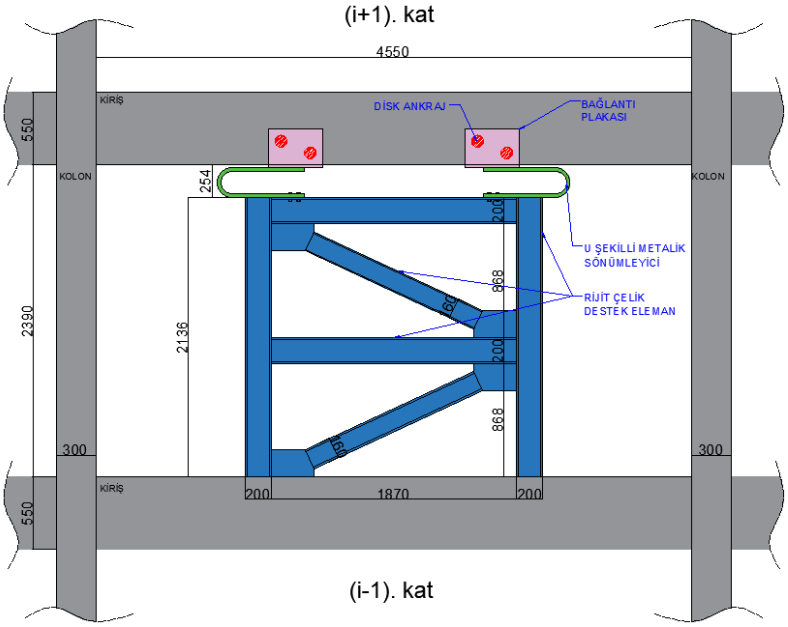
Geleneksel güçlendirme yöntemleri (kolon mantolama, betonarme perde ekleme, FRP sargılama vb.) çoğu zaman kapsamlı müdahale gerektirir ve zaman alıcıdır. Son zamanlarda yapı ve deprem mühendisliğinde olan gelişmeler sonucunda yapıların güçlendirilmesinde enerji sönümleyici sistemler de yaygın bir biçimde kullanılmaya başlanmıştır. Enerji sönümleyici sistemler ile güçlendirmede, geleneksel güçlendirme yöntemlerine göre binaya daha az mimari müdahalede bulunabilir. Ghobarah ve Elfath (2001), az katlı ve düşük dayanımlı betonarme bir binanın dışmerkez çelik elemanlar ve düşey kayma elemanı (shear link) ile güçlendirilmesi sonucunda yanal taşıma kapasitesinin arttığını ve betonarme elemanlarda daha az hasar oluştuğunu göstermiştir. Sahoo ve Rai (2010) tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmada sünek olmayan detaylara sahip betonarme çerçeve, alüminyumdan üretilmiş kayma elemanı, çelik çapraz ve kiriş ile güçlendirilmiştir. Güçlendirilen çerçevenin yatay yük kapasitesinin, rijitliğinin ve enerji yutma kapasitesinin önemli ölçüde arttığı gözlemlenmiştir. Çerçevede bulunan kayma elemanının belli bir kat ötelemesinden sonra eksenel yüklere maruz kalması bu çalışmanın önemli çıkarımlarından biridir. Metalik sönümleyici kullanımının yalnızca ana depreme karşı değil, artçı deprem etkilerine karşı da yapının performansını koruduğu gösterilmiştir (Hyung-Joon Ahn. vd. (2016). Lee vd. (2017) bal peteği şeklindeki çelik sönümleyicilerin betonarme yapıların rijitliğini arttırdığını ve kalıcı deplasmanları azalttığını göstermişlerdir. TahamouliRoudsari vd. (2018), ADAS ve TADAS sönümleyicilerinin yapının rijitlik ve enerji yutma kapasitesini önemli ölçüde arttırdığını ortaya koymuştur. Mahrenholtz vd. (2015) burkulması önlenmiş çaprazlar (BÖÇ) ile güçlendirilmiş betonarme çerçeve sistemin yaklaşık beş kat daha fazla enerji yuttuğunu tespit etmişlerdir. Madheswaran vd. (2017) X şekilli sönümleyicilerle yapılan güçlendirme sonrasında yapı rijitliğinin arttığını ve kat ötelemelerinin %66 oranında azaldığını tespit etmişlerdir. Kafi ve Nik-Hoosh (2019) sönümleyici geometrisinin enerji yutma kapasitesi üzerinde önemli etkisi olduğunu göstermişlerdir. Betonarme çerçevenin içerisinde farklı konumlarda yer alan çelik sönümleyicilerin etkinliğini Maida vd. (2019) araştırmışlardır. Sünek detaylara sahip olmayan betonarme çerçeveye, çelik çerçeve ve BÖÇ eklenerek yapılan deneysel çalışmalarda güçlendirilmiş çerçevenin yanal dayanımının ve enerji yutma kapasitesinin arttığı gözlemlenmiştir (Sutcu vd. 2020). Rahnavard vd.(2020) U şekilli sönümleyiciler ve kauçuk malzemelerin birlikte kullanımının enerji yutma ve kesme kapasitesini arttırdığını belirtmiştir. Javadi vd. (2023) çelik çapraz ve düşey olarak

konumlanan çelik kayma elemanı ile güçlendirilmiş betonarme çerçevelerin rijitlik, dayanım ve sünekliğinin arttığını göstermişlerdir. Güçlendirme elemanları ile mevcut çerçeve arasında güvenli bir şekilde enerji transferinin sağlanması için hibrit bir bağlantı modeli ortaya koymuşlardır.

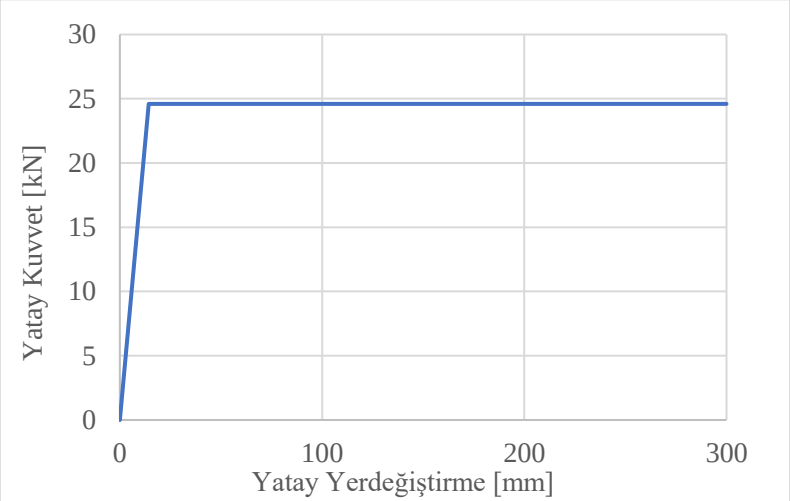
Bu çalışma kapsamında mevcut betonarme binalar için yapıda az yer kaplayan, binanın mimarisine minimum müdahale ile hızlı bir şekilde gerçekleştirilecek bir güçlendirme modeli önerilmiştir. Böylelikle betonarme yapı stokundaki depreme karşı performansı düşük olan yapıların önemli bir bölümünün hızlı, ekonomik ve güvenli bir şekilde güçlendirilebilmesi amaçlanmıştır. Önerilen güçlendirme sisteminin etkinliğinin incelenmesi için Adıyaman ilinde bulunan ve 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinde hasar almış bir konut binası ele alınmıştır. Binaya yapılan saha ziyareti sonucunda tespit edilen hasarlar ile TBDY-2018 esas alınarak yapılan sayısal analizler sonucuna elde edilen hasar durumu birbiri ile karşılaştırılmıştır. Çalışmanın devamında, güçlendirilmiş bina konfigürasyonlarının TBDY-2018'de belirtilen hedef performansın yanı sıra 1/150 göreli kat ötelemesi oranının sağlanması da kontrol edilmiştir.

2 Önerilen Güçlendirme Sistemi

Önerilen güçlendirme modeli mevcut betonarme çerçeve kirişleri arasına yerleştirilen U şekilli metalik sönümleyici ve rijit bir çelik elemandan oluşmaktadır (Şekil.1). U şekilli sönümleyici deprem sırasında yapıda meydana oluşan enerjinin önemli bir bölümünü plastik deformasyon yaparak yutar. Böylelikle deprem sonucu yapı üzerine etkiyen ivmeler ve betonarme elemanlarda oluşan iç kuvvetler azalır. Çalışmanın devamında yapılan analizlerde kullanılmak üzere U şekilli sönümleyici olarak Dr. Kurtuluş Atasever'in (2015) yüksek lisans tez çalışmasında tasarlanan UDK2 isimli delikli sönümleyici kullanılmıştır. UDK2 isimli U şekilli metalik sönümleyicinin iki doğrulu (elastik plastik) davranışı Şekil 2'de gösterilmiştir. Önerilen modelde yer alan U şekilli sönümleyicinin bağlantısında, kiriş eleman üzerinde daha az gerilme oluşturması ve daha az bağlantı elemanı kullanılması nedeni ile disk ankrajlar kullanılmıştır. Böylelikle deprem esnasında bağlantı bölgesinin elastik kalarak bu bölgelerde oluşması beklenen çatlakların en aza indirgenmesi amaçlanmıştır.



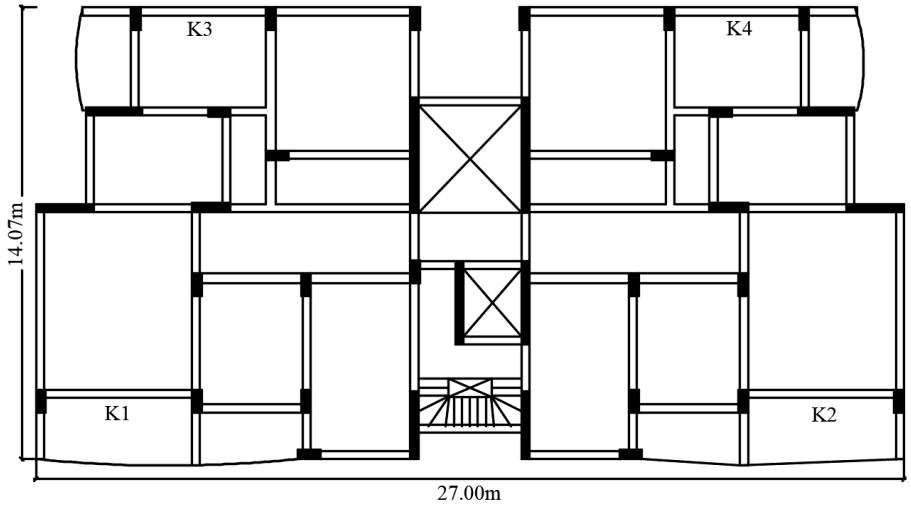
Şekil 1. Önerilen güçlendirme modeli.



Şekil 2. UDK2 isimli U şekilli metalik sönümleyicinin iki doğrulu (idealize elastik plastik) davranışı.

3 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremlerinde Hasar Görmüş Betonarme Bir Binanın Mevcut Dıurum Değerlendirmesi

Şekil 1'de gösterilen güçlendirme modelinin etkinliğinin incelenmesi amacıyla 6 Şubat 2023 tarihinde gerçekleşen Kahramanmaraş depremleri (M_w = 7.9 (Pazarcık) ve M_w = 7.8 (Elbistan)) sonucunda hasar almış betonarme bir konut binası ele alınmıştır. Binanın özgün projesi 2010 yılına ait olup yapı DBYBHY-2007 yönetmeliği esas alınarak tasarlanmıştır. Binada bulunan beton malzemenin basınç dayanımı C25, donatı çeliğinin akma dayanımı S420'dir. Bina kiriş-plak döşeme sistemine sahip olup döşeme kalınlığı merdiven sahanlığı ve ana koridorlarda h_f=15cm, geri kalan bölümlerde ise h_f=12 cm'dir. Binanın bulunduğu konumda tespit edilen zemin sınıfı DBYBHY-2007 yönetmeliğine göre Z3-C'dir. Binanın basitleştirilmiş kat planı Şekil 3'te gösterilmiştir.



Şekil 3. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinde hasar görmüş konut binasının kat kalıp planı.

Depremler sonucu toplam 9 katlı bu binada oluşan yapısal ve yapısal olmayan hasarların tespit edilmesi için saha ziyareti yapılmıştır. Yapı dışarısından yapılan ilk incelemelerde binanın bazı bölgelerindeki dış duvarların düzlem dışı etkiler nedeni ile yapıdan ayrıldığı gözlemlenmiştir. Bu hasarların özellikle yapının orta katlarında yoğunlaştığı gözlemlenmiştir. Yapı dışından gözlemlenen bazı betonarme kiriş elemanların uç bölgelerinde kılcal çatlaklar vardır. Binanın dışından yapılan gözlemlere ait fotoğraflar ise Şekil 4'te verilmiştir. Binanın iç bölgesinde yapılan incelemelerde yapısal olmayan elemanlarda ileri düzeyde hasar oluştuğu gözlemlenmiştir. Binanın betonarme taşıyıcı sisteminde gözlemlenen hasarın sınırlı düzeyde kaldığı söylenebilir.

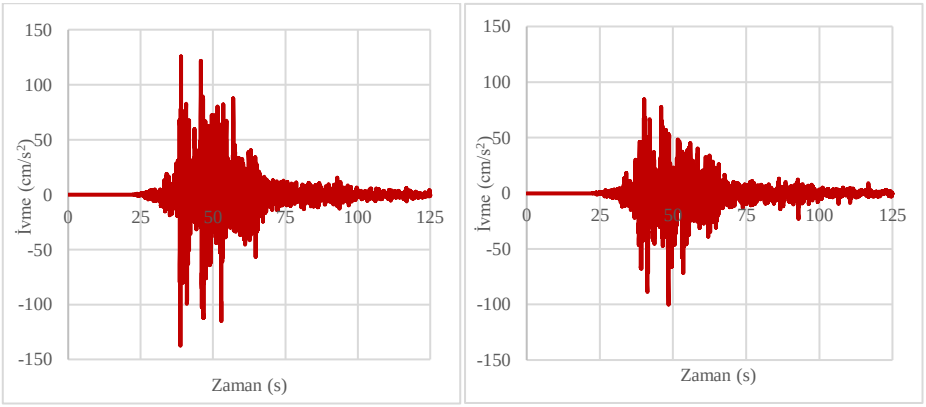
Binada gözle yapılan incelemelerde kalıcı bir yerdeğiştirmenin olmadığı söylenebilir. Yerinde yapılan bu gözlemler sonrasında sınırlı düzeyde kalan yapısal hasar nedeniyle binanın bir onarım ve daha iyi bir performans beklenmesi durumunda seçilecek bir güçlendirme yöntemiyle güçlendirilmesi anlamlı görünmüştür.



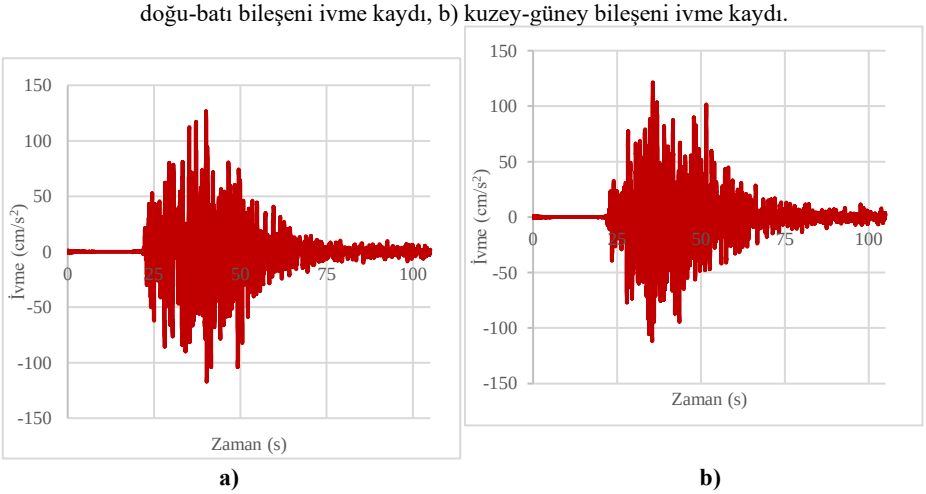
Şekil 4. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinde hasar görmüş binanın dıştan görünümü a-b-c-d), e-f-g-h) 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinde hasar görmüş binanın içten görünümü.

Saha ziyareti sonucu bina üzerinde tespit edilen yapısal ve yapısal olmayan hasarın sayısal olarak değerlendirilebilmesi için TBDY-2018 esas alınarak zaman tanım alanında analiz yöntemi ile öncelikle mevcut durum incelenmiştir. İlgili yönetmelikte belirtilen bina kullanım sınıfı (BKS), bina yükseklik sınıfı (BYS) ve deprem tasarım sınıfı (DTS) parametreleri kullanıldığında binanın sağlaması gereken performans kriterinin 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde (DD2) kontrollü hasar (KH) performans seviyesi olduğu tespit edilmiştir. Buna ek olarak, önerilen güçlendirme modelinin etkinliğinin incelenmesi ve yapısal eleman hasarlarının sınırlandırılması amacıyla hedef göreli kat ötelemesi oranı 1/150 (%0.67) olarak belirlenmiştir.

Bu çalışmada sahada tespit edilen hasarlar ile sayısal olarak hesaplanan hasarları karşılaştırmak amacıyla 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremleri kayıtları, bina konumuna en yakın 0213 ve 4408 numaralı deprem istasyonlarından alınmış olup herhangi bir spektral eşleşme yapılmadan doğrudan kullanılmıştır. Depremlere ait ivme-zaman grafikleri Şekil 5'te ve Şekil 6'da gösterilmiştir.



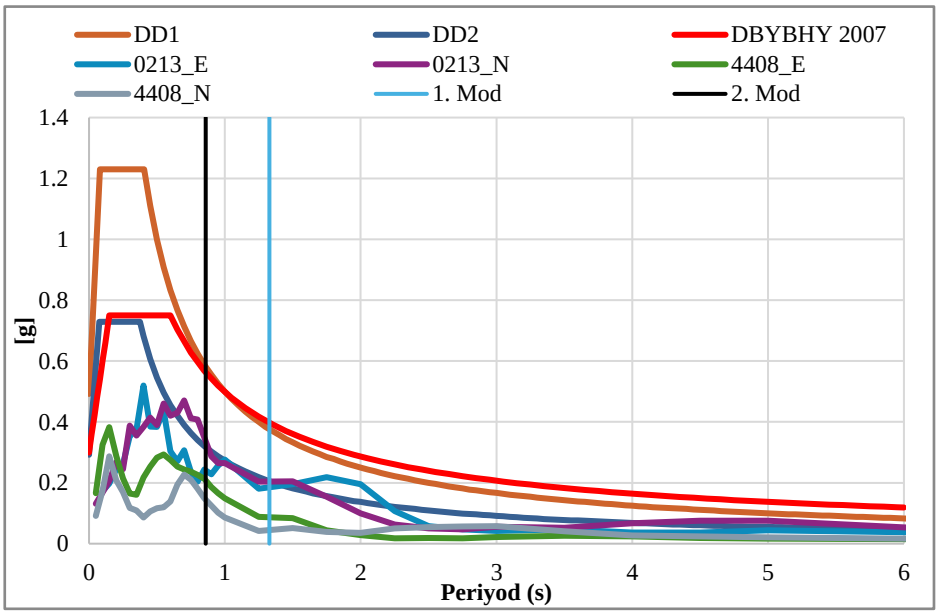
Şekil 5. 4408 numaralı deprem istasyonundan elde edilen M_w:7.9 büyüklüğündeki depremin doğu-batı bileşeni ivme kaydı, b) kuzey-güney bileşeni ivme kaydı.



Şekil 6. 0213 numaralı deprem istasyonundan elde edilen M_w:7.8 büyüklüğündeki depremin doğu-batı bileşeni ivme kaydı, b) kuzey-güney bileşeni ivme kaydı.

Yapılan birçok çalışmada 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinin bazı bölgelerde tasarım spektrumlarını aştığı tespit edilmiştir (Atasever, 2024). Çalışmada konu olan bina konumu için TBDY 2018 ve DBYBHY-2007 esas alınarak hesaplanan yatay elastik tasarım spektrumları ve deprem istasyonlarından elde edilen ivme kayıtlarına ait tepki spektrumları Şekil 7'de karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Deprem istasyonlarından elde edilen ivme kayıtlarına ait tepki spektrumları, TBDY-2018'e göre DD2 için hesaplanan yatay elastik tasarım spektrumunu 0.65~0.90, 1.50~2.25 ve 4.10~6.00 saniye aralığındaki değerlerde aştığı görülürken, DD1 ve DBYBHY-2007 esas alınarak hesaplanan yatay elastik tasarım spektrumu değerlerinin altında kaldığı anlaşılmaktadır. Şekil 7'nin üzerinde mevcut binaya ait 1. Mod ve 2. Mod bilgisine de

yer verilmiştir. Modal analiz sonucu elde edilen periyot ve kütle katılım değerleri Tablo 1'de gösterilmiştir.



Şekil 7. DD1 ve DD2 deprem yer hareket düzeyleri için hesaplanan yatay elastik tasarım spektrumu, DBYBHY-2007 esas alınarak hesaplanan yatak elastik tasarım spektrumu ve deprem istasyonlarından elde edilen ivme kayıtlarına ait tepki spektrumlarının karşılaştırılması.

Tablo 1. Mevcut binanın periyot ve kütle katılım değerleri.

Mod	Periyod (s)	X doğrultusunda kütle katılım oranı	Y doğrultusunda kütle katılım oranı	X doğrultusunda kümülatif kütle katılım oranı	Y doğrultusunda kümülatif kütle katılım oranı
1	1.666	0.1005	0.0014	0.1005	0.0014
2	1.328	0.6469	0.0010	0.7475	0.0024
3	0.859	0.0003	0.7165	0.7478	0.7189

TBDY-2018 esas alınarak yapılan mevcut durum değerlendirmesinde Şekil 5 ve Şekil 6'daki deprem kayıtları kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi kullanılmıştır. Bu analiz yönteminde kullanılmak üzere oluşturulan üç boyutlu bina modelinde betonarme kolon ve kirişler yığılı plastik mafsal yaklaşımı ile modellenirken, betonarme perdeler kabuk eleman olarak modellenmiş ve yayılı plastik

mafsal tanımlaması yapılmıştır. Mevcut yapının kolon ve kirişlerine ait dönme, betonarme perdelere ait beton birim kısalma ve donatı birim şekildeğiştirme sınırları TBDY-2018 esas alınarak hesaplanmış olup ilgili betonarme elemanların bulunduğu hasar bölgeleri M_w 7.9 büyüklüğündeki deprem için Tablo 2'de, M_w 7.8 büyüklüğündeki deprem için Tablo 3'te gösterilmiştir.

Tablo 2. M_w: 7.9 büyüklüğündeki deprem altında mevcut binanın taşıyıcı elemanlarının hasar durumları.

Taşıyıcı Sistem Elemanları	Sınırlı Hasar Bölgesi	Belirgin Hasar Bölgesi	İleri Hasar Bölgesi	Göçme Bölgesi
Mevcut Bina Kirişleri	%53.92	%46.08	%0	%0
Mevcut Bina Kolonları	%98.22	%1.78	%0	%0
Mevcut Bina Perdeleri	%100	%	%0	%0

Tablo 3. M_w: 7.8 büyüklüğündeki deprem altında mevcut binanın taşıyıcı elemanlarının hasar durumları.

Taşıyıcı Sistem Elemanları	Sınırlı Hasar Bölgesi	Belirgin Hasar Bölgesi	İleri Hasar Bölgesi	Göçme Bölgesi
Mevcut Bina Kirişleri	%25.50	%73.95	%0.55	%0
Mevcut Bina Kolonları	%96.89	%3.11	%0	%0
Mevcut Bina Perdeleri	%100	%0.00	%0.00	%0.00

Yapıda gözlemlenen en büyük göreli kat öteleme oranı %0.72 değeri mevcut binanın 4. Katında X doğrultusundadır. Yapı bu hali ile çalışmada hedeflenen 1/150 (%0.67) göreli kat ötelemesi oranı değerini sağlayamamakta, ancak yine de TBDY-2018 sınırları içinde yer almaktadır.

4 Önerilen Güçlendirme Sistemi ile Güçlendirilmiş Binanın Depreme Karşı Performansı

Çalışma kapsamında performans değerlendirmesi yapılan mevcut betonarme binanın TBDY-2018'de belirtilen kontrollü hasar (KH) performans seviyesinin sağladığı görülmekte, ancak katlar arasında hedeflenen göreli kat öteleme oranı 1/150 (%0.67) değerini sağlayamamaktadır. Yapıda taşıyıcı elemanlarda sınırlı da olsa izlenen yapısal çatlakların uygun bir yolla onarımından sonra (örneğin epoksi enjeksiyonu) bundan sonraki olası depremlerde ilgili kat öteleme oranı değerinin aşılmaması için önerilen güçlendirme modeli mevcut binaya 3 farklı konfigürasyonda uygulanmıştır. Model A

olarak adlandırılan konfigürasyonda önerilen güçlendirme modeli Şekil 3'te kat planında belirtildiği üzere K1 ve K2 kirişleri hizasında ilk 6 katta, Model B olarak adlandırılan konfigürasyonda K1 ve K2 kirişleri hizasında bina yüksekliği boyunca ve Model C olarak adlandırılan konfigürasyonda ise K1, K2, K3 ve K4 kirişleri hizasında yine bina yüksekliği boyunca yerleştirilmiştir. Bu sayede yapının depreme karşı performansının iyileştirilmesi amaçlanmış ve aynı zamanda yapısal olmayan elemanlarda oluşacak hasar durumunun da kontrollü hale getirilmesi düşünülmektedir. Güçlendirme konfigürasyonlarına ait kiriş hasar durumları Tablo 4 ve Tablo 5'te, kolon hasar durumları Tablo 6 ve Tablo 7'de karşılaştırmalı şekilde gösterilmiştir. Güçlendirilen bina modellerinde betonarme perdelerin tamamı sınırlı hasar (SH) bölgesinde kalmıştır.

Tablo 4. M_w: 7.9 (Pazarcık) büyüklüğündeki deprem altında güçlendirilmiş bina konfigürasyonlarına ait kiriş hasar durumları.

Konfigürasyonlar	Sınırlı Hasar Bölgesi	Belirgin Hasar Bölgesi	İleri Hasar Bölgesi	Göçme Bölgesi
Model A	%60.47	%39.53	%0	%0
Model B	%58.47	%41.53	%0	%0
Model C	%59.74	%40.26	%0	%0

Tablo 5. M_w: 7.8 (Elbistan) büyüklüğündeki deprem altında güçlendirilmiş bina konfigürasyonlarına ait kiriş hasar durumları.

Konfigürasyonlar	Sınırlı Hasar Bölgesi	Belirgin Hasar Bölgesi	İleri Hasar Bölgesi	Göçme Bölgesi
Model A	%39.89	%60.11	%0.55	%0
Model B	%32.60	%67.40	%0	%0
Model C	%39.71	%60.29	%0	%0

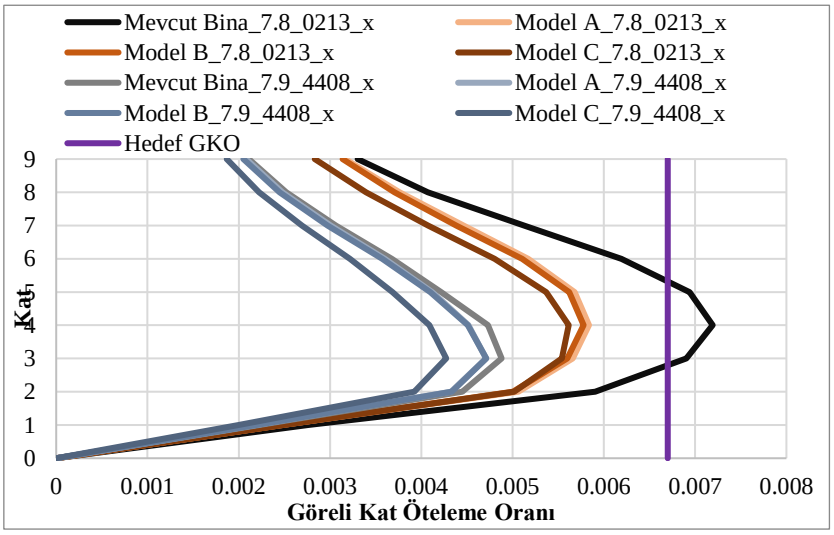
Tablo 6. M_w: 7.9 (Pazarcık) büyüklüğündeki deprem altında güçlendirilmiş bina konfigürasyonlarına ait kolon hasar durumları.

Konfigürasyonlar	Sınırlı Hasar Bölgesi	Belirgin Hasar Bölgesi	İleri Hasar Bölgesi	Göçme Bölgesi
Model A	%98.67	%1.33	%0	%0
Model B	%98.67	%1.33	%0	%0
Model C	%99.11	%0.89	%0	%0

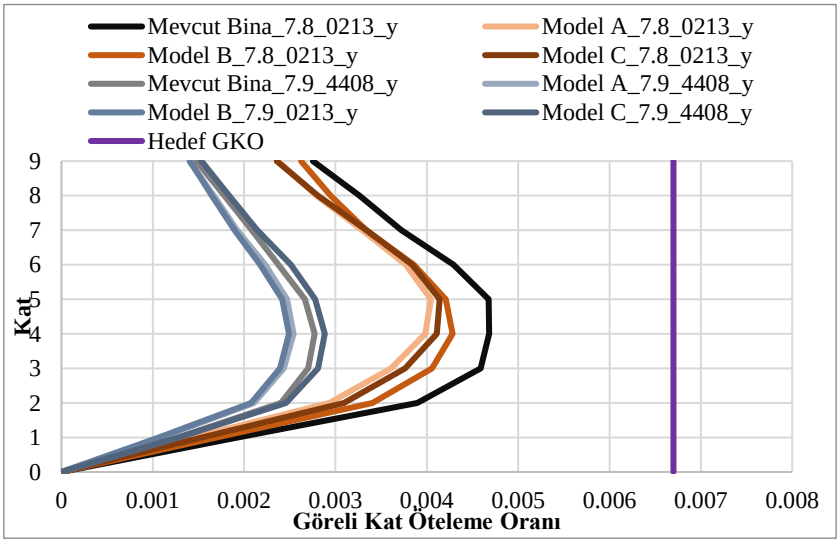
Tablo 7. M_w: 7.8 (Elbistan) büyüklüğündeki deprem altında güçlendirilmiş bina konfigürasyonlarına ait kolon hasar durumları.

Konfigürasyonlar	Sınırlı Hasar Bölgesi	Belirgin Hasar Bölgesi	İleri Hasar Bölgesi	Göçme Bölgesi
Model A	%98.22	%1.78	%0	%0
Model B	%97.33	%2.67	%0	%0
Model C	%98.22	%1.72	%0	%0

Mevcut bina ve güçlendirilmiş bina konfigürasyonlarına ait X doğrultusundaki göreli kat öteleme oranı sonuçları Şekil 8'de, Y doğrultusundaki göreli kat öteleme sonuçları ise Şekil 9'da gösterilmiştir.



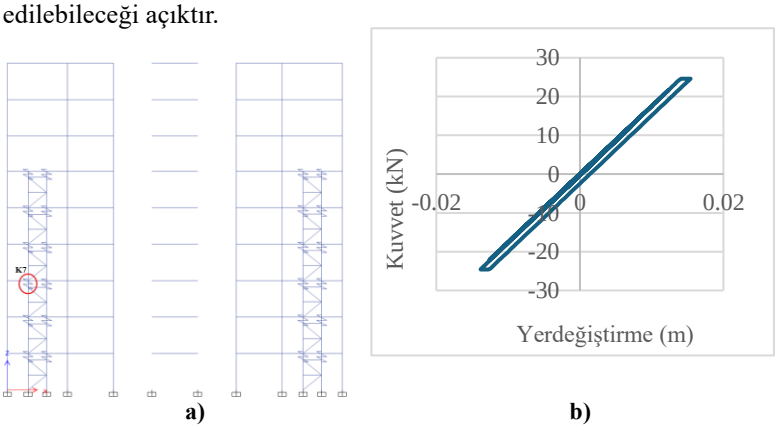
Şekil 8. Mevcut bina ve güçlendirilmiş bina konfigürasyonlarına ait göreli kat öteleme oranı – X doğrultusu.



Şekil 9. Mevcut bina ve güçlendirilmiş bina konfigürasyonlarına ait göreli kat öteleme oranı – Y doğrultusu.

5 Güçlendirilmiş Binada U Şekilli Sönümleyicinin Histeretik Davranışı

Güçlendirilmiş binada bulunan U Şekilli sönümleyicilerin örnek histeretik davranışını göstermek için M_w7.9 büyüklüğündeki deprem altında analiz edilen, Şekil 9a'daki güçlendirilmiş konfigürasyonunun 3. Katında bulunan K7 etiketli sönümleyici seçilmiştir. İlgili sönümleyiciye ait histeretik davranış Şekil 9b'de gösterilmiştir. Elde edilen histeretik eğri inelastik davranışın ve dolayısıyla sisteme eklenen sönümün sınırlı olduğunu göstermektedir. Sönümleyicinin özelliklerinin değiştirilmesi ile (örneğin daha zayıf sönümleyici kullanımı ile) daha dolu histeretik eğrilerin elde edilebileceği açıktır.



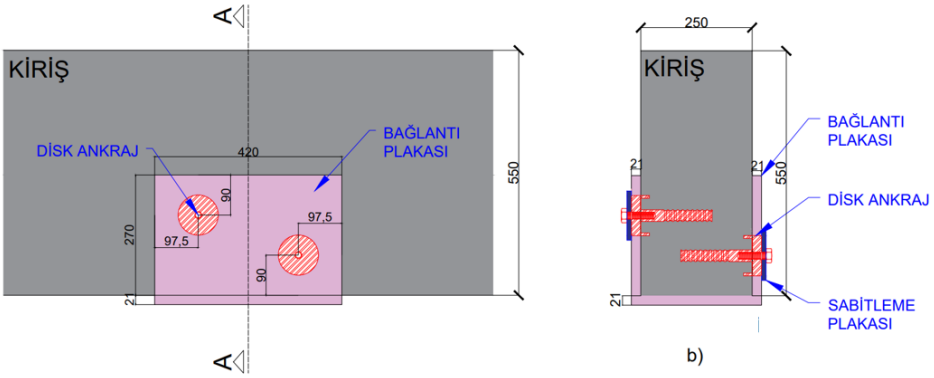
Şekil 9. a) Model A konfigürasyonunda kullanılan K7 etiketli sönümleyicinin güçlendirilmiş üzerindeki konumu, b) M_w: 7.9 büyüklüğündeki deprem altında K7 sönümleyicisinin histeretik davranışı.

6 U Şekilli Sönümleyicilerin Mevcut Betonarme Elemana Bağlantısı

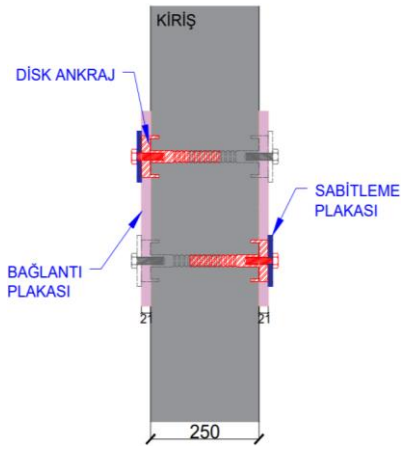
Önerilen güçlendirme sisteminde yer alan U şekilli sönümleyicinin bağlantısında Sutcu vd. (2021) tarafından düşük basınç dayanımlı beton bloklarda kesme ve çekme testi yapılan disk ankrajlar kullanılmıştır. Disk ankraj, sahip olduğu geniş disk başlığı sayesinde deprem etkisi altında betonarme elemanda oluşacak kesme kuvvetlerini geniş bir alana yayarak betonda oluşacak ezilme gerilmelerini azaltmaktadır. Bağlantı detayında sönümleyiciden gelen kesme kuvveti, bağlantı plakasının ardından disk ankraja aktarılır. Önerilen güçlendirme sisteminin olası düzlem dışı davranışı sonucu bağlantı plakasında oluşacak çekme kuvveti ise ilk olarak sabitleme plakasına, ardından disk ankraja monte edilen bulona iletilir.

Güçlendirilmiş yapıya ait zaman tanım alanında analiz sonucu U şekilli metalik sönümleyicide hesaplanan en büyük kuvvet 24.6 kN 'dur. Çelik plakada kullanılan disk

ankraj hesabında bu değer göz önünde bulundurulmuştur. Önerilen bağlantı detayına ilişkin çizimler Şekil 10 ve Şekil 11'de gösterilmiştir.



Şekil 10. a) Disk ankraj yerleşimi görünümü b) A-A kesiti.



Şekil 11. Bağlantı bölgesinin plan görünümü.

7 Sonuçlar ve Öneriler

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremleri sırasında 0213 ve 4408 numaralı deprem istasyonlarından alınan ivme kayıtlarına ilişkin tepki spektrumu değerleri elde edilmiş, bu değerlerin bu çalışmada incelenen binanın yapıldığı tarihteki yönetmelik olan DBYBHY-2007 yönetmeliği esas alındığında hesaplanan yatay elastik tasarım spektrumunun altında yer aldığı görülmüştür. Buna karşın, orta ve uzun denilebilecek

periyodlarda TBDY-2018 esas alınarak hesaplanan DD2 yatay elastik tasarım spektrumunun üzerinde kalındığı anlaşılmaktadır.

Mevcut binanın göreli kat öteleme oranı sonuçlarına bakıldığında en yüksek değerler 3,4 ve 5. katlarda hesaplanmıştır. Yapılan saha gözleminde mevcut yapıda oluşan yapısal olmayan hasarın bu katlarda yoğunlaştığı görülmüştür; bu durum hesaplanan hasar durumlarını doğrular niteliktedir.

Yapılan analizlerde Model A, Model B ve Model C güçlendirme konfigürasyonları için hesaplanan hasar durumları ve göreli kat öteleme oranı sonuçları birbiri ile oldukça benzerlik göstermektedir. Model A konfigürasyonunun taşıyıcı sistemin sahip olduğu burulma durumunu iyileştirmesi ve toplam maliyete etkisi göz önünde bulundurulduğunda diğer seçeneklere göre daha üstün olduğu söylenebilir.

Mevcut binanın en büyük göreli kat öteleme oranı değeri %0.72 ile bu çalışma kapsamında hedeflenen %0.67 değerini aşmakla birlikte mevcut yönetmelikle uyum göstermektedir. Ancak, bu durum aşırı denebilecek yapısal olmayan hasarla sonuçlanmıştır. Önerilen güçlendirme modeli ile güçlendirilen binanın en büyük göreli kat ötelemesi oranı değeri mevcut binanınkine göre %19.44 daha azalmaktadır.

Kaynaklar

1. AFAD (2019) Deprem Tehlike Haritaları. Erişim tarihi: 30.10.2023, www.tdth.afad.gov.tr
2. Ahn H-J, Kim Y-J, Bae J-H, Jung I-Y (2016) Cyclic loading test of wall damping system with steel dampers. Advances in Structural Engineering 19(8):1262-1274.
3. Atasever K (2024) A comparative study on the inelastic responses of buildings subjected to the Kahramanmaraş earthquake sequence: Classical and fuzzy logic approach. 18th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE2024), Milan, Italy.
4. Atasever K, Celik OC, Yuksel E (2017) 11.50: Modelling hysteretic behaviour of U-shaped steel dampers. ce/papers, 1(2-3):3239-3248.
5. Atasever K, Celik OC, Yuksel E (2018) Development and cyclic behavior of U-shaped steel dampers with perforated and nonparallel arm configurations. International Journal of Steel Structures (IJOSS) 18(5):1741-1753.
6. Ghobarah A, Abou Elfath HR (2001) Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing. Engineering structures 23(7):745-755.
7. Javadi P, Askari M, Vahedi S, GhafourianHesami A (2023) Retrofit of RC buildings using vertical shear links and hybrid connections. In Structures (Vol. 48:1788-1807).
8. Kafi MA, Nik-Hoosh K (2019) The geometric shape effect of steel slit dampers in their behavior. Magazine of Civil Engineering 3(87): 3-17.
9. Lee A, Lee J, Kim J (2017) Seismic retrofit of structures using steel honeycomb dampers. International Journal of Steel Structures 17:215-229.
10. Madheswaran CK, Prakash vel JP, Sathishkumar K, Rao GVR, Dingsdag D (2017). Earthquake response of reinforced concrete building retrofitted with geopolymer concrete and X-shaped metallic damper. Journal of The Institution of Engineers (India): Series A 98:41-52.

11. Mahrenholtz C, Lin P-C, Wu A, Tsai K, Hwang S, Lin R, Bhayusukma MY (2015). Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 44(1):9-78.
12. Maida Y, Sakata H, Qu Z, Maegawa T, Suzuki H (2021) Cyclic loading test of lightly reinforced concrete wall piers with slit dampers in RC frames. Engineering Structures 236, 112099.
13. Rahnavard R, Rebelo C, Craveiro HD, Napolitano R (2020) Numerical investigation of the cyclic performance of reinforced concrete frames equipped with a combination of a rubber core and a U-shaped metallic damper. Engineering Structures, 225, 111307.
14. Sahoo DR, Rai DC (2010) Seismic strengthening of non-ductile reinforced concrete frames using aluminum shear links as energy-dissipation devices. Engineering Structures 32(11):3548-3557.
15. Sutcu F, Keles F, Naruse T (2021) Experimental studies on shear capacity of disc anchors in low strength concrete. In 17th World Conference on Earthquake Engineering-17WCEE, Paper (No. 3e-0024).
16. Sütcü F, Bal, A, Fujishita K, Matsui R, Celik OC, Takeuchi T (2020) Experimental and analytical studies of sub-standard RC frames retrofitted with buckling-restrained braces and steel frames, Bulletin of Earthquake Engineering, 18 (2020), 2389-2410.
17. TahamouliRoudsari M, Eslamimanesh MB, J, Entezari AR, Noori O, Torkaman M (2018) Experimental assessment of retrofitting RC moment resisting frames with ADAS and TADAS yielding dampers. Structures 14:75-87.
18. TS 500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Ankara, TSE.
19. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018), T. C. Resmî Gazete, 30364, 18 Mart 2018.

Mikrotremor Ölçümleri ve Tek Boyutlu Dinamik Analizlerle Sismik Mikrobölgeleme

Taylan Aksoy[1] Ozan Subaşi[2] M. Emre Haşal[3] Recep İyisan[4]

[1] İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
[2] Türk Alman Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
[3] Bursa Büyükşehir Belediyesi, Bursa, Türkiye
[4] İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
aksoyt16@itu.edu.tr

Özet. Bursa Gemlik bölgesi, sahip olduğu zayıf zemin koşulları ve aktif tektonik yapısı nedeniyle önemli düzeyde sismik risk barındırmaktadır. Bölgedeki diri fay hatları, depremsellik açısından önemli bir tehdit oluştururken, zemin özellikleri de mühendislik yapılarında ciddi hasarlara yol açabilecek niteliktedir. Bu çalışmada, Bursa-Gemlik ilçesinin belirli bir bölümünde sismik tehlikenin değerlendirilmesi ve zemin dinamik davranışının belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu kapsamda, mikrotremor ölçümleri ve bir boyutlu dinamik analiz sonuçlarına dayalı bir sismik mikrobölgeleme çalışması gerçekleştirilmiştir. Bölge içinde karelaj ağı oluşturulmuş ve her kareye bir mikrotremor ölçümü düşecek şekilde arazi çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Elde edilen mikrotremor kayıtları, Nakamura yöntemine göre analiz edilerek zemin büyütmesi, zemin hâkim periyodu ve bu değerlere bağlı olarak kayma birim şekil değiştirme değerleri hesaplanmıştır. Bölgede daha önceden yapılmış sondaj verileri incelenerek zemin kesitleri oluşturulmuş ve doğrusal olmayan ve eşdeğer doğrusal bir boyutlu dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler, bölge için yapılan olasılıksal sismik tehlike analiz sonucunda elde edilen tasarım yer hareketi spektrumu kullanılarak seçilen 11 ivme-zaman kaydı yardımıyla gerçekleştirilmiştir. Hem mikrotremor hem de tek boyutlu saha tepki analizleri sonucunda elde edilen zemin büyütmesi ve kayma birim şekil değiştirme değerleri coğrafi bilgi sistemleri yazılımı kullanılarak haritalanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Zemin Büyütmesi, 1D Dinamik Analiz, Mikrotremor, Kayma Birim Şekil Değiştirmesi, GIS, Mikrobölgeleme.

1 Giriş

Depremlerin yol açtığı zararları anlamak ve bu zararları en aza indirmek, özellikle sismik olarak aktif bölgelerde yaşayan toplumlar için günümüzde bir zorunluluk hâline gelmiştir. Türkiye, üzerinde bulunduğu aktif tektonik sistemler nedeniyle her yıl çok sayıda depremle karşı karşıya kalmakta ve bu durum hem can güvenliği hem de ekonomik kayıplar açısından ciddi tehditler oluşturmaktadır. Ülkenin konumu, Ku-zey Anadolu Fayı, Doğu Anadolu Fayı ve Batı Anadolu Graben Sistemi gibi büyük fay hatlarının kesişiminde yer alması nedeniyle yüksek derecede sismik tehlike barındırmaktadır. Özellikle Kuzey Anadolu Fayı, küresel ölçekte en aktif ve yıkıcı fay zonlarından biri olarak, tarih boyunca birçok yıkıcı depreme neden olmuştur. Doğu Anadolu Fayı da benzer şekilde Türkiye'nin deprem dinamiklerinde kritik bir rol oynamakta ve önemli bir risk unsuru olarak öne çıkmaktadır. Batı Anadolu'da ise yer kabuğundaki gerilme hareketleriyle oluşan graben sistemleri, bu bölgenin de yüksek sismisiteye sahip olmasına neden olmaktadır. Tarihsel süreçte yaşanan 1939 Erzincan, 1999 Gölcük ve 2023 Kahramanmaraş depremleri, Türkiye'nin karmaşık sismotektonik yapısının ne denli yıkıcı sonuçlar doğurabileceğini açıkça göstermektedir. Bu tür afetler, ülkenin depremlere karşı olan hassasiyetini ortaya koymakta ve afet riskini azaltmaya yönelik çalışmaların sürekli ve sistematik şekilde yürütülmesini zorunlu kılmaktadır.

Bu çerçevede mikrobölgeleme çalışmaları, deprem tehlikesi ile yerel zemin davranışını ayrıntılı biçimde ortaya koymak için kullanılan yaygın yöntemlerden biridir. İlk aşamada veri toplama ve sismik tehlikenin belirlenmesi gerçekleştirilir. Kuvvetli yer hareketinin tanımlanması, deprem etkilerinin değerlendirilmesi ve olası hasarların azaltılması açısından kritik öneme sahiptir. Bu aşamada yer hareketinin lokasyonu, büyüklüğü, tekrar aralığı gibi belirsizlikler göz önünde bulundurulur. Sismik tehlike analizi, belirli bir bölgede olası kuvvetli yer hareketinin nicel olarak ortaya konmasıdır. Bu analiz deterministik yöntemlerle belirli senaryolar üzerinden yapılabileceği gibi, büyüklük ve tekrarlanma sıklığındaki belirsizlikleri de hesaba katan olasılıksal yaklaşımlarla da gerçekleştirilebilir. Her iki yöntem de farklı amaçlara hizmet etmekle birlikte, deprem riskinin azaltılmasına katkı sağlamaktadır. İkinci aşamada yerel zemin koşulları ve bölgenin geoteknik özellikleri detaylı olarak incelenir. Bu amaçla çeşitli arazi ve laboratuvar deneyleri yapılır. Özellikle mikrotremor ölçümleri, uygulama kolaylığı, düşük maliyeti ve zemin tabakalarının dinamik davranışı hakkında sağladığı bilgiler nedeniyle sıkça tercih edilmektedir. Son aşamada ise bölge, anlamlı alt birimlere ayrıldıktan sonra seçilen deprem kayıtları üzerinden zemin tepki analizleri gerçekleştirilir. Bu analizler bir boyutlu, iki boyutlu ya da üç boyutlu olarak yapılabilir. Elde edilen sonuçlar, saha ve laboratuvar verileri ile birlikte değerlendirilerek mikrobölgeleme çalışmasının nihai çıktıları oluşturulur.

2 İnceleme Alanı ve Yerel Zemin Koşulları

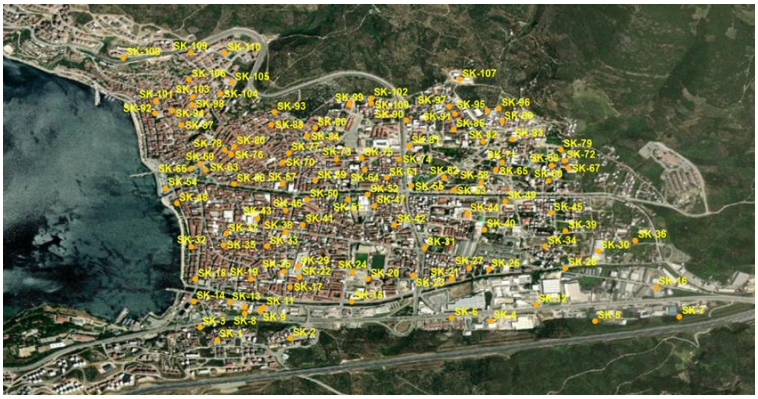
Gemlik ilçesi Marmara Bölgesinin Güneyinde yer alan Bursa ili sınırlarının içerisinde kalmaktadır. İnceleme alanı Gemlik Körfezi'nin doğusunda 2.5 km Gemlik sahili

boyunca 4 km Gemlik ilçesinin merkezine doğru yaklaşık 10 km^2'lik bir alan içinde kalmaktadır. Çalışma alanının iç kesimlerinde topoğrafya çoğunlukla düz, dış kesimlere doğru %20'ye varan eğimli yamaçlar yer almaktadır.



Şekil. 17. Gemlik ilçesi uydu görünümü.

Bu bildiri kapsamında, Gemlik ilçesi çalışma alanında sondajlar ve mikrotremor ölçümleri gibi saha araştırmaları gerçekleştirilmiştir. Öncelikle bölgede daha önce yapılmış sondaj verileri derlenmiş, bu sondajlarda uygulanan Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) sonuçları değerlendirilerek yerel zemin koşulları belirlenmiş ve harita üzerinde gösterilmiştir. Ayrıca, çalışma kapsamında yürütülen tekil mikrotremor ve mikrotremor ağ ölçümleri sayesinde bölgedeki anakaya derinlikleri hesaplanmış, zemin hâkim periyotları ile zemin büyütme değerleri ortaya konmuştur.

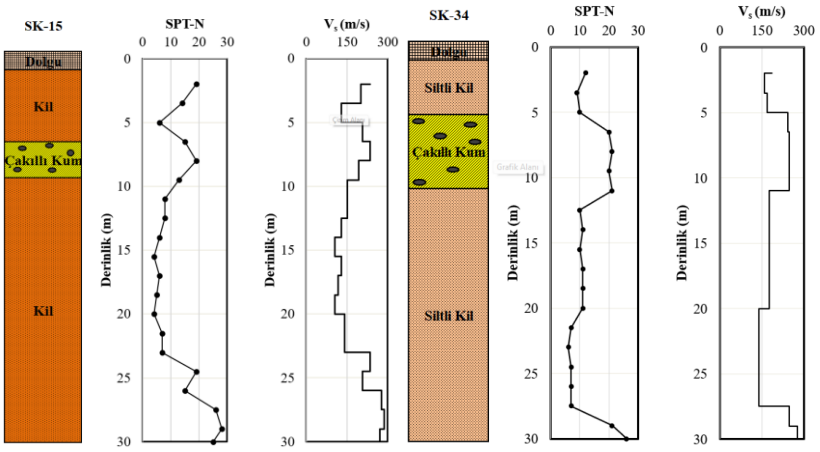


Şekil. 2. Gemlik ilçesindeki sondajlar.

Derlenen sondajlardan elde edilen SPT-N değerleriyle kayma dalgası hızı (Vs) değerleri aşağıdaki İyisan (1996) bağıntısı kullanılarak hesaplanmıştır.

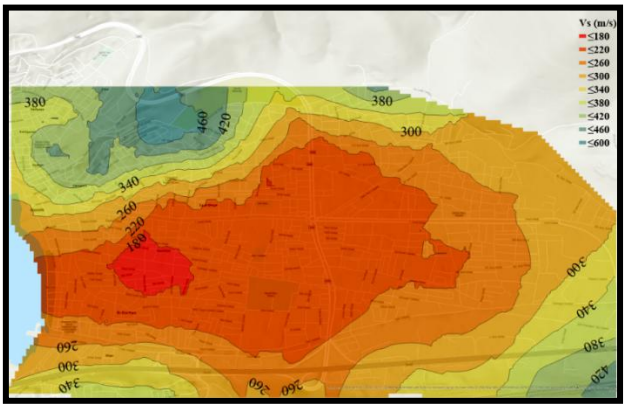
$$V_s = 51.5N^{0.516} \quad (7)$$

Denklem 1'de V_s kayma dalgası hızını, N darbe sayısını ifade etmektedir. Kayma dalgası hızı değerleriyle elde edilen kayma dalgası hızı grafikleri SPT-N grafiği ve zemin kesitleri Şekil 3 de sunulmuştur



Şekil. 3. Kayma dalgası hızının grafiği.

Her sondaj noktasından elde edilen V_s profiliyle ilk 30m'deki ortalama kayma dalgası hızları hesaplanmıştır. Kayma dalgası hızı değerleriyle ArcGIS yazılımı kullanılarak Şekil 4'te gösterilen harita oluşturulmuştur.

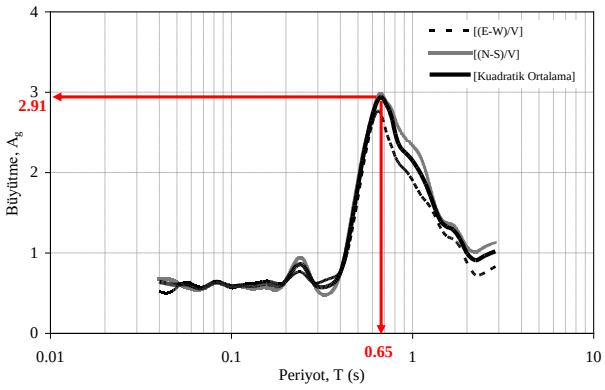


Şekil. 4. Kayma dalgası hızı kontur haritası.

3 Mikrotremor Ölçümleri

Bölgede sondaj çalışmalarına ek olarak mikrotremor ölçümleri de gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda hem tekil mikrotremor hem de mikrotremor ağ ölçümleri yapılmıştır. Tekil mikrotremor kayıtlarının Nakamura yöntemiyle analizi sonucunda bölgedeki zemin büyütmesi ve hâkim periyot değerleri elde edilmiştir. Mikrotremor ağ ölçümlerinin SPAC yöntemiyle değerlendirilmesiyle ise kayma dalgası hızı profilleri ve sismik anakaya derinlikleri hesaplanmıştır. Mikrobölgeleme çalışmaları kapsamında inceleme alanı 200 m × 200 m boyutlarında karelere ayrılmış ve her alt bölgede tekil mikrotremor ölçümleri alınmıştır. Çalışma süresince toplam 82 tek istasyon mikrotremor kaydı elde edilmiştir. Ölçümlerde üç kanallı sismometre, dijital veri kaydedici, GPS cihazı ve bilgisayar kullanılmıştır. Mikrotremor kayıtları, çevresel gürültünün en düşük seviyede olduğu zamanlarda, çoğunlukla gece veya mesai saatleri dışında alınmıştır. Ölçümlerde örnekleme aralığı 0,01 saniye olarak belirlenmiş, aynı noktada kararlı ve yorumlanabilir veriler elde edilinceye kadar kayıt işlemi tekrarlanmıştır. Kayıt süreleri ise 15 ila 30 dakika arasında değişmektedir.

Kaydedilen mikrotremor verileri mikrotremorların Fourier spektrumlarının yatay bileşenlerinin (H), düşey bileşeninin (V) Fourier spektrumuna oranının (H/V) elde edilmesi ile Nakamura yöntemi kullanılarak analiz edilmiştir. Spektral büyütme değerlerini gösteren M28 istasyonuna ait H/V eğrisi Şekil 5'te gösterilmiştir.

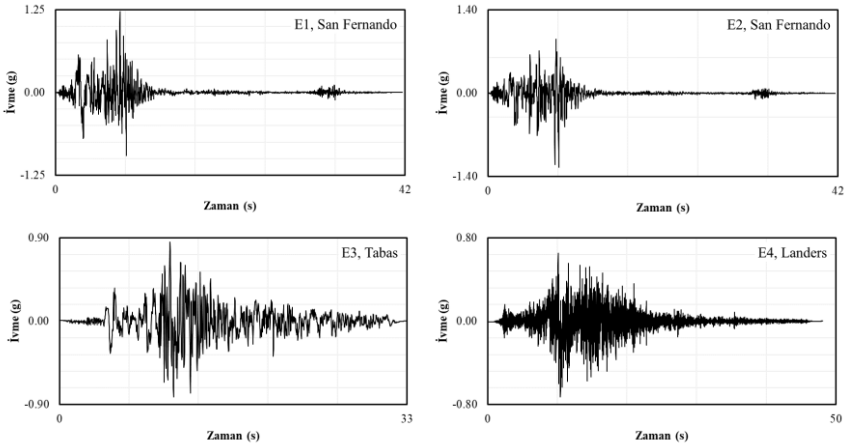


Şekil. 5. M28 numaralı tekil mikrotremor ölçümüne ait H/V eğrisi.

4 Tek Boyutlu Dinamik Analizler

Bölgede mikrobölgeleme çalışması kapsamında bir boyutlu dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizleri gerçekleştirmek için bir boyutlu analiz programı olan DEEPSOIL yazılımı kullanılmıştır. Bu kapsamda doğrusal olmayan dinamik analizler

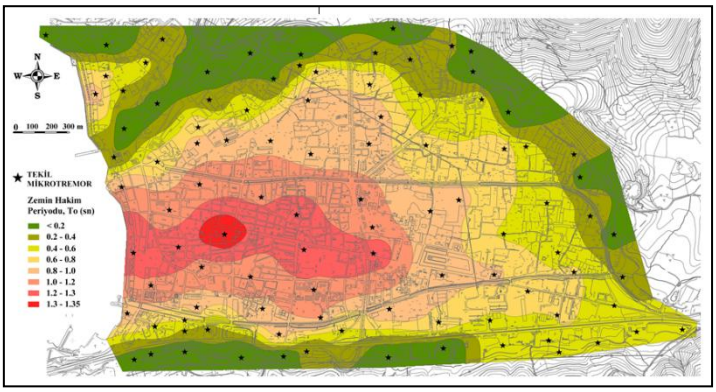
gerçekleştirilmiştir. Zemin profilleri oluşturulurken yapılan sondaj kuyularından alınan veriler ve mikrotremor ölçümlerinden elde edilen sismik anakaya derinlikleri kullanılmıştır. Dinamik analizler bölgede yapılan sismik tehlike analizi sonucunda oluşturulan ivme spektrumları kullanılarak anakayada seçilen deprem kayıtları ile yapılmıştır. Bu kapsamda DD-1 ve DD-2 için 11 deprem kaydı toplamda 22 deprem kaydı seçilerek gerçekleştirilmiştir. Seçilen depremlerden bazılarının ivme zaman grafikleri Şekil 6'da sunulmuştur.



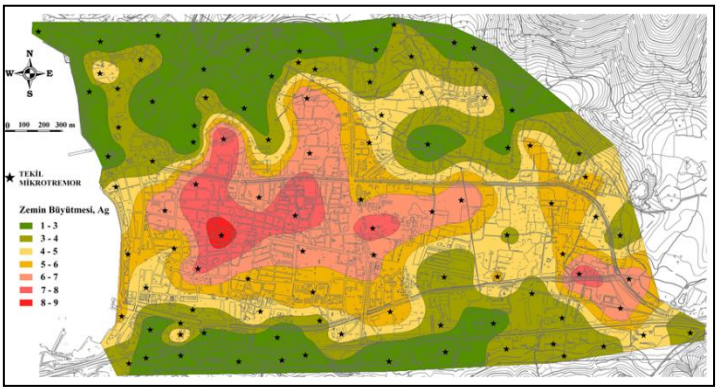
Şekil. 6. DD-1 için seçilen bazı depremlerin ivme zaman kayıtları.

5 Mikrobölgeleme Çalışması

Mikrobölgeleme çalışması kapsamında mikrotremor sonuçlarından elde edilen zemin hakim periyot ve zemin büyütmelerinin haritalandırılması için GIS yazılımı kullanılmıştır. Oluşturulan haritalar Şekil 7'de sunulmuştur.

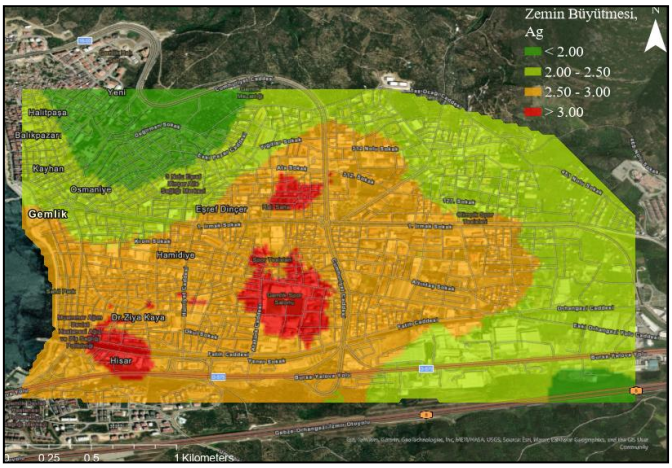


Şekil. 7 Gemlik İlçesi zemin hakim periyot dağılım haritası.

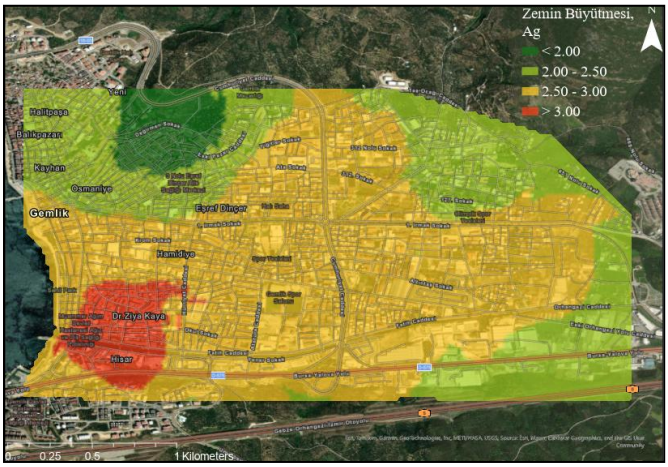


Şekil. 8 Gemlik İlçesi zemin hakim periyot dağılım haritası.

Ayrıca, bu çalışmada gerçekleştirilen bir boyutlu dinamik analizler sonucunda elde edilen yüzey ve taban spektrumları karşılaştırılmış ve her bir analiz için büyütme katsayıları hesaplanmıştır. Bu katsayılar, yerel zemin koşullarının deprem dalgaları üzerindeki etkisini nicel olarak ortaya koyması açısından büyük önem taşımaktadır. Analizler sonucunda elde edilen büyütme değerleri, ilgili sondaj noktalarının coğrafi koordinatları ile ilişkilendirilmiş ve mekânsal dağılımlarının belirlenebilmesi için ArcGIS ortamına aktarılmıştır. Böylece, farklı lokasyonlarda zemin davranışındaki değişimler karşılaştırmalı olarak incelenmiş ve bölgesel ölçekte zemin büyütmesi haritaları hazırlanmıştır. Şekil 9 ve 10'da deprem düzeyi 1 ve 2 için oluşturulmuş zemin büyütmesi dağılım haritası gösterilmektedir.



Şekil. 9 DD-1 doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre zemin büyütmesi haritası.



Şekil. 10 DD-1 doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre zemin büyütmesi haritası.

6 Sonuçlar

Çalışma alanındaki yerel zemin koşullarını değerlendirmek amacıyla, mevcut sondajlardan elde edilen Standart Penetrasyon Testi (SPT-N) verilerinden yararlanılmış ve İyisan (1996) tarafından geliştirilen ampirik bağıntı kullanılarak her sondaj noktasında ilk 30 metreye karşılık gelen ortalama kayma dalgası hızı (V_{S30}) hesaplanmıştır. Bu harita, çalışma alanındaki zemin profilinin belirgin bir heterojenlik sergilediğini açıkça ortaya koymaktadır. Özellikle alanın merkez ve güneybatı bölümlerinde $V_{S30} \leq 180$ m/s aralığında yoğunlaşan değerler gözlenmiş olup, bu durum

gevşek alüvyonal birimlerin yayılımını işaret etmektedir. Bu tür zeminler, yüksek sismik büyütme potansiyeline sahip olmaları nedeniyle mühendislik açısından riskli bölgeler olarak öne çıkmaktadır. Bu alanların çevresinde 220–300 m/s aralığında değişen Vs_{30} zonlarının bulunması, orta sıkılıkta zeminlerin varlığını göstermektedir. Çalışma alanının kuzey kesimlerinde ise 420 m/s ve üzeri değerlere sahip daha rijit birimler tespit edilmiştir.

Mikrobölgeleme çalışması kapsamında Gemlik havzası 200 × 200 m'lik hücrelere ayrılmış, 82 tekil mikrotremor ve 45 SPAC ölçümü yapılmıştır. Nakamura yöntemiyle tekil mikrotremor verilerinden zemin hâkim periyodu ve büyütme değerleri, SPAC yöntemiyle ise kayma dalgası hızı ve sismik anakaya derinlikleri belirlenmiştir. Elde edilen veriler doğrultusunda mühendislik anakayası haritası oluşturulmuş, ardından DD-1 ve DD-2 düzeylerine ait toplam 22 kuvvetli yer hareketi kaydı kullanılarak doğrusal olmayan 1D dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda zemin büyütmeleri ve kayma birim şekil değiştirmeleri hesaplanmış ve GIS ortamında haritalanmıştır.

Mikrotremor analizleri, esasen düşük genlikli elastik zemin davranışlarını temel aldığından, büyütme katsayılarını çoğu durumda olduğundan yüksek tahmin etme eğilimindedir. Çalışmada da görüldüğü üzere, özellikle kalın alüvyon tabakalarının bulunduğu bölgelerde mikrotremor verilerinden elde edilen büyütme değerleri 6'nın üzerine çıkmıştır. Bu durum, mikrotremor ölçümlerinin çevresel gürültü kaynaklı titreşimlere dayalı olması ve yalnızca elastik sınırlar içindeki zemin davranışını yansıtmasıyla ilişkilidir.

Buna karşılık, DEEPSOIL ile gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizler, kuvvetli yer hareketlerinin gerçek etkilerini hesaba katmakta ve zeminlerin plastik davranışlarını da modellemektedir. Bu nedenle, analiz sonuçlarında büyütme katsayıları genellikle 1.5 ile 3.5 arasında bulunmuş ve daha gerçekçi değerler ortaya konmuştur. Özellikle gevşek zeminlerde enerji sönümleme mekanizmalarının devreye girmesi, mikrotremor analizlerinin öngördüğü yüksek büyütmelerin gerçekte sınırlı düzeyde kaldığını göstermektedir. Dolayısıyla, mikrotremor sonuçları zemin büyütme potansiyeline dair ön bilgi sağlamakla birlikte, kuvvetli yer hareketleri altında gelişen dinamik davranışın doğru şekilde anlaşılması için doğrusal olmayan dinamik analizler daha güvenilir sonuçlar sunmaktadır.

Kaynaklar

1. Ansal A, Biro Y, Erken A, Gulerce U (2004) Seismic microzonation: A case study. Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation, 253–266, Kluwer Academic Publishers.
2. Ansal MA, İyisan R, Güllü H (2001) Microtremor measurements for the microzonation of Dinar. Pure and Applied Geophysics 158:2525–2541.

3. Danciu L, Nandan S, Reyes C, Basili R, Weatherill G, Beauval C, Rovida A, Vilanova S, Sesetyan K, Bard P-Y, Cotton F, Wiemer S, Giardini D (2021) The 2020 update of the European Seismic Hazard Model: Model overview. EFEHR Technical Report 001, v1.0.0. https://doi.org/10.12686/a15
4. Disaster and Emergency Management Authority (2018) Turkey Building Earthquake Regulation, Official Gazette, March 18, 2018, Issue: 30364.
5. Disaster and Emergency Management Authority (2019) Turkey earthquake hazard map. Retrieved from http://tdth.afad.gov.tr/TDTH
6. Esri (2023) ArcGIS Pro: Release 3.0 [Software]. Redlands, CA: Environmental Systems Research Institute.
7. GEM Foundation (2017) R-crisis: Version V20.0 [Software], GEM Foundation. Retrieved from http://www.r-crisis.com/.
8. İyisan R (1996) Zeminlerde kayma dalgası hızı ile penetrasyon deney sonuçları arasındaki bağıntılar. İMO Teknik Dergi 7(2):1187–1199.
9. İyisan R, Haşal ME, Kepçeoğlu Ö (2008) Bursa ili Güzelyalı beldesinde yapılan mikrotremor ölçüm sonuçları. Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Komitesi 12. Ulusal Kongresi, 123–132.
10. Nakamura Y (2001) Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), 2656, Auckland, New Zealand.
11. Ozaslan B, Hasal ME, Subasi O, İyisan R, Yamanaka H, Chimoto K (2018) Determination of local site soil conditions by microtremor measurements for sustainable buildings. Lecture Notes in Civil Engineering 763–775, https://doi.org/10.1007/978-3-319-63709-9_58.
12. Subaşi O, Haşal ME, Özaslan B, İyisan R (2019) Bir boyutlu dinamik analiz ve mikrotremor ölçüm sonuçlarının karşılaştırılması. Teknik Dergi 30(5):9459–9481, https://doi.org/10.18400/tekderg.399710.
13. Yamanaka H, Kato M, Hashimoto M, Gulerce U, İyisan R, Ansal A (2002) Microtremor and earthquake observations in Adapazari and Duzce, Turkey, for estimations of site amplifications. Proc. Assessment of Seismic Local-Site Effects at Plural Test Sites, Ministry of Education, Research No: 11694134, Japan, 129–136.

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremlerinde Betonarme Bir Binanin Çoklu Deprem Tepkisi

Hasret Gökçen ACAR*, Kemal BEYEN

*İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, Türkiye

hasretgokcenacar@gmail.com

Özet. Depremin yoğun yaşandığı ülkemizde, son Pazarcık depremine neden olan plaka levha kenet kuşağını çevreleyen yerleşimlerde binalar, TBDY-2018'in tanımladığı tasarım depremi ve koşullarını aşan depremlerle karşılaşmıştır. TBDY-2018'in temel amacı her şartta can güvenliğinin sağlanmasıdır. Ancak 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinde, yönetmeliğin öngöremediği çoklu deprem riski ve yakın alan deprem etkileri (ileri yönelim ve kırılma atımından kaynaklanan ani sıçrama sonucu oluşan kalıcı yer değiştirmeler) birleşmiş, yapılar art arda gelen depremlerin yıkıcı etkisine dayanamamıştır. Yönetmelik, tasarımı tek bir tasarım depremi için öngörmekte ve elastik doğrusal olmayan davranış (yüksek düktilite) şartlarında göçmeye karşı can güvenliğini hedeflemektedir. Ancak yapıların tekrarlı deprem etkisi altında maruz kaldığı ileri hasar, TBDY' nin tek deprem dayanımı sonuçlarının incelenmesini ve yönetmeliğin yeterliliğinin tartışılmasını engellemiştir. Bu çalışmada, Hatay'ın Antakya ilçesinde bulunan ve 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinde göçmüş olan mevcut bir betonarme binanın tekrarlı deprem altındaki davranışı ve yakın alan etkileri incelenmiştir. Çalışmada öncelikle yapı nümerik olarak yeniden modellenmiş, deprem yer hareketleri tanıtılmış, ardından yapının tasarımına ilişkin kabuller ve düzensizlik kontrolleri yapılmıştır. Zaman adımlı analizlerde yakın alan istasyon etkileri özellikle incelenmiş, ana şok sonrası 10 dakika içinde meydana gelen 5 ve üzeri büyüklükteki depremlerle tekrarlı depremlerin hasarı ilerletme ve göçme riski tartışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Zaman – Tanım Alaninda Analiz, Çoklu Deprem Etkileri, 6 Şubat Depremleri, Tasarım Depremi.

1 GİRİŞ

Türkiye'de geçmişte yaşanan büyük depremler, yetersiz tasarım ve uygulamanın yapı güvenliği üzerindeki yıkıcı sonuçlarını göstermiştir. Özellikle 1999 Marmara Depremi sonrasında yapılan çalışmalarda, betonarme binaların göçme nedenlerinin taşıyıcı sistem düzensizlikleri, düşük malzeme kalitesi ve yetersiz deprem tasarımıyla ilişkili olduğu ortaya konmuştur. Son yıllarda ise tek bir ana şokun ötesinde, artçı depremler ve çoklu deprem etkilerinin de yapısal davranış üzerinde kritik rol oynadığı vurgulanmaktadır. Ancak Türkiye özelinde, özellikle **Türk Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018)** kapsamında tasarlanmış yapıların çoklu deprem etkileri altında performansına dair saha temelli araştırmalar oldukça sınırlıdır.

Yapıların deprem etkilerine karşı yetersiz tasarlanmasının en büyük sonuçlarını 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremleri'nde gördük. Bunun temel sebeplerinden bazıları yapıların yeterince kuvvetli deprem etkilerinde göre tasarlanmaması ve yine tasarlanırken depremden sonra devam eden artçı depremlerin göz önüne alınmaması ile beraber çoklu deprem etkilerine bakılmamış olmasıdır.

Bu çalışmada ele alınan yapı Hatay, Antakya'da bulunan, Türk Bina Deprem Yönetmeliği – 2018'e göre tasarlanıp inşa edilen ve 06 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremlerinde göçmüş olan Altınpark Sitesi B Bloğunun neden göçtüğünü ve hasarlara nelerin sebep olduğu araştırılmıştır.

Bu çalışmada neden sonuç aramadan önce ilk olarak göçmüş olan binanın bulunduğu bölge, bağlı olduğu yönetmelik ve yapının kendisi hakkında bilgiler verilerek incelenen yapı tanıtıldı. Daha sonrasında mevcut yapının SAP2000 programında modellenirken bağlı olduğu modelleme ilkelerinden bahsedildi. Ardından mevcut betonarme binanın tasarlanırken hangi kabullerin yapıldığından bahsedildi ve yapının herhangi bir düzensizliğe sahip olup olmadığı kontrol edildi.

Yapının zaman – tanım alanındaki analizlerine bakmadan önce yapının modal analizi yapıldı. Modal analiz ile yapının kendi bünyesinde sahip olduğu yükler altındaki davranışı incelenmiş ve periyot kontrolleri ile hangi doğrultunun hangi mod altında kontrol edildiği raporlanmıştır. Sonrasında 6 Şubat Kahramanmaraş Depremleri hakkında bilgi verilmiş, ivme kayıtlarının alındığı istasyonlar hakkında ufak bir özet geçilip hangi istasyonun analiz için en uygunu olduğuna karar verilmiş, ardından ise bu istasyondan oluşum sırasında göre alınan 5 Mw ve üzeri depremler sıralanmış ve birleştirilmiştir. Oluşan yeni ivme – zaman hikayesi hakkında yorumlar yapılmış ve en sonunda da bu ivme – zaman hikayesinden elde edilen tepkilere bakılarak yapının neden göçmüş olabileceğiyle ilgili çıkarımlarda bulunulmuştur.

2 Yapının Tanıtılması

Değerlendirilmesi yapılacak olan yapı Hatay, Antakya'da bulunan 2018 – Türk Bina Deprem Yönetmeliği'ne göre yapılmış ve 06 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremlerinde göçmüş olan Altınpark Sitesi'nin B Bloğudur.

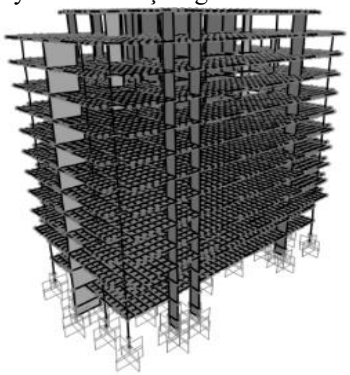


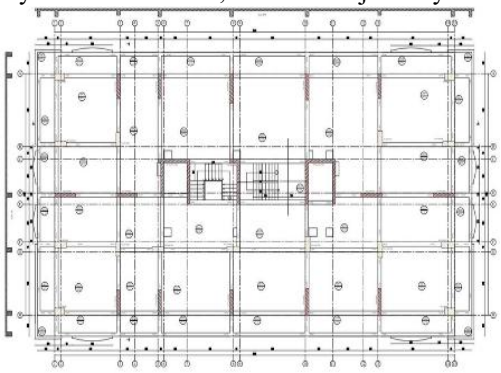
Şekil 2.1. Yapının reklam afişi.



Şekil 2.2. Deprem sonrası hali.

Değerlendirilmesi yapılacak olan yapının kat planı ve statik planları şekillerde verilmiştir. Buna göre yapı çatı ile birlikte 11 katlı olup, x yönünde 6 açıklıklı, y yönünde ise 7 açıklıklı olacak şekildedir. Yapının x yönündeki açıklığı 34,45 m iken y yönündeki açıklığı 17 m'dir. Kat yükseklikleri ise 2,9 m'dir. Proje detayında yapıda





malzeme olarak C30 betonu ve S420 çeliği kullanıldığı yazılmıştır.

Şekil 2.3. Yapının üç boyutlu görseli.

Şekil 2.4. Kat plan.

Yapının üç boyutlu analizi SAP2000 programında gerçekleştirilmiştir (Özmen, 2004). Modelde kiriş ve kolon elemanları çubuk, döşemeler ise kabuk eleman olarak tanımlanmıştır. Malzeme ve kesit özellikleri TBDY – 2018 esas alınarak programa girilmiş, yükler ve yük kombinasyonları ise TS – 498 uyarınca tanımlanmıştır (TS-498, 1976). Analizde doğrusal olmayan yöntemi kullanılmış, elde edilen iç kuvvet ve deplasman değerleri tasarım aşamasında değerlendirilmiştir (TS-500, 2000).

3 Düzensizlik Kontrolleri

3.1. Planda Düzensizlik Kontrolü

A1 – Burulma Düzensizliği Kontrolü

Burulma düzensizliği, TBDY – 2018'de, 'Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük göreli kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama göreli ötelemeye oranını ifade eden Burulma Düzensizliği Katsayısı ηbi 'nin 1.2'den büyük olması durumu' olarak ifade edilir (TBDY, 2018).

A1. BURULMA DÜZENSİZLİĞİ						
X DOĞRULTUSU;						
KAT	di(min)	di(max)	(Δi)min	(Δi)max	(Δi)ort	nbi
Zemin	-0,001	-0,0023	-0,001	-0,0023	-0,00165	1,39
1	-0,0015	-0,0035	-0,0005	-0,0012	-0,00085	1,41
2	-0,0021	-0,0048	-0,0006	-0,0013	-0,00095	1,37
3	-0,0027	-0,006	-0,0006	-0,0012	-0,0009	1,33
4	-0,0032	-0,0072	-0,0005	-0,0012	-0,00085	1,41
5	-0,0037	-0,0081	-0,0005	-0,0009	-0,0007	1,29
6	-0,004	-0,0089	-0,0003	-0,0008	-0,00055	1,46
7	-0,0042	-0,0093	-0,0002	-0,0004	-0,0003	1,33
8	-0,0043	-0,0095	-0,0001	-0,0002	-0,00015	1,33
9	-0,0043	-0,0095	0	0	0	0
Çatı	-0,0044	-0,0096	-0,0001	-0,0001	-0,0001	1

A1. BURULMA DÜZENSİZLİĞİ						
Y DOĞRULTUSU;						
KAT	di(min)	di(max)	(Δi')min	(Δi)max	(Δi)ort	nbi
Zemin	-0,0017	-0,002	-0,0017	-0,002	-0,00185	1,08
1	-0,0026	-0,003	-0,0009	-0,001	-0,00095	1,05
2	-0,0035	-0,0041	-0,0009	-0,0011	-0,001	1,1
3	-0,0045	-0,0052	-0,001	-0,0011	-0,00105	1,05
4	-0,0053	-0,0062	-0,0008	-0,001	-0,0009	1,11
5	-0,006	-0,0071	-0,0007	-0,0009	-0,0008	1,13
6	-0,0066	-0,0076	-0,0006	-0,0005	-0,00055	0,9
7	-0,0069	-0,0079	-0,0003	-0,0003	-0,0003	1
8	-0,007	-0,008	-0,0001	-0,0001	-0,0001	1
9	-0,007	-0,008	0	0	0	0
Çatı	-0,0073	-0,0079	-0,0003	-0,0001	-0,0001	-1

Tablo 3.1. ve 3.2. X ve Y yönündeki burulma düzensizliği.

Yapılan hesaplar sonucunda x doğrultusunda burulma çatı katı ve 9.kat harici yapıda düzensizliği bulunduğu görülmüşken, y doğrultusunda ise burulma düzensizliği bulunmadığı görülmüştür.

A2 – Döşeme Süreksizliği Kontrolü

Döşeme süreksizliği kontrolü aşağıda gösterilmiştir.

Tablo 4.3. Döşeme süreksizliği kontrolü.

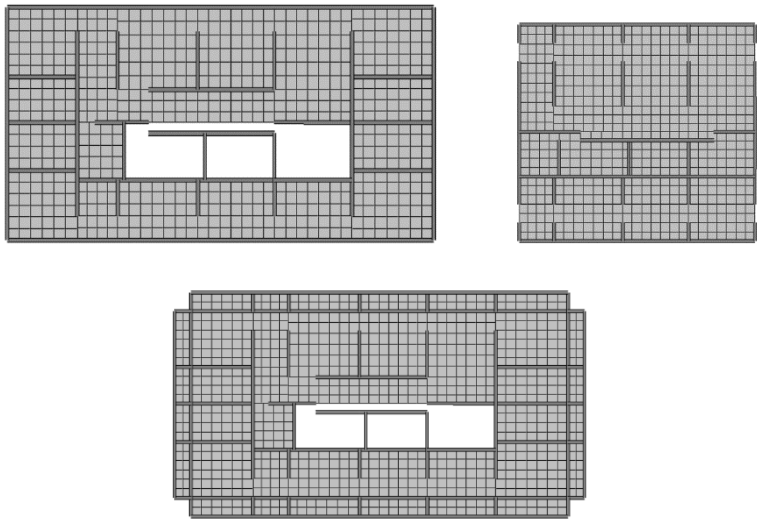
A2. DÖŞEME SÜREKSİZLİĞİ			
KAT	TOPLAM ALAN (m²)	BOŞLUK ALAN (m²)	Ab/Ar
Zemin	749	48,16	0,06
1	749	48,16	0,06
2	749	48,16	0,06
3	749	48,16	0,06
4	749	48,16	0,06
5	749	48,16	0,06
6	749	48,16	0,06
7	749	48,16	0,06
8	749	48,16	0,06
9	749	48,16	0,06
Çatı	444	0	0

Yapılan hesaplar sonucunda yapımızda döşeme süreksizliği bulunmamaktadır.

A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması Düzensizliği

Planda çıkıntılar bulunması düzensizliği, TBDY – 2018'de 'Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultulardaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumu' olarak tanımlanır (TBDY, 2018).

Aşağıda ise kat planları ve bu düzensizlik için yapılan kontroller bulunmaktadır.



Şekil – 3.1(a). 3.1(b). ve 3.1(c). Kat planları.

Tablo – 3.3. ve 3.4. X ve Y doğrultularındaki planda çıkıntı düzensizliği kontrolü.

A3. PLANDA ÇIKINTILAR BULUNMASI			
X DOĞRULTUSU;			
KAT	TOPLAM BOYUT (m)	ÇIKINTI BOYUTU (m)	ar/Ls
Zemin	31,75	4,1	0,13
1	31,75	4,1	0,13
2	31,75	4,1	0,13
3	31,75	4,1	0,13
4	31,75	4,1	0,13
5	31,75	4,1	0,13
6	31,75	4,1	0,13
7	31,75	4,1	0,13
8	31,75	4,1	0,13
9	31,75	4,1	0,13
Çatı	22,2	0	0

A3. PLANDA ÇIKINTILAR BULUNMASI			
Y DOĞRULTUSU;			
KAT	TOPLAM BOYUT(m)	ÇIKINTI BOYUTU (m)	ay/Ly
Zemin	17	3	0,18
1	17	3	0,18
2	17	3	0,18
3	17	3	0,18
4	17	3	0,18
5	17	3	0,18
6	17	3	0,18
7	17	3	0,18
8	17	3	0,18
9	17	3	0,18
Çatı	20	0	0

Yapılan hesaplar sonucunda ne X ne de Y doğrultularında planda çıkıntı bulunması düzensizliği görülmemiştir.

3.2. Düşeyde Düzensizlik Kontrolü

3.2.1. B1 – Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat)

Zayıf kat düzensizliği, TBDY – 2018'de 'Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki toplam etkili kesme alanının, bir üst kattaki toplam etkili kesme alanına oranı olarak tanımlanan Dayanım Düzensizliği Katsayısı ηci' nin 0.80'den küçük olması durumu.' olarak tanımlanmıştır (TBDY, 2018). Aşağıda bu düzensizlik için yapılan kontroller bulunmaktadır.

Tablo – 4.5. Zayıf kat kontrolü.

B1. ZAYIF KAT DÜZENSİZLİĞİ				
	Σ			
KAT	X	Y	ncx	ncy
Çatı	4,43	11	-	-
1	9,82	15,595	2,22	1,42
2	9,82	15,595	1	1
3	9,82	15,595	1	1
4	9,82	15,595	1	1
5	9,82	15,595	1	1
6	9,82	15,595	1	1
7	9,82	15,595	1	1
8	9,82	15,595	1	1
9	9,82	15,595	1	1
Zemin	9,82	15,595	1	1

Yapılan hesaplar sonuçta her iki doğrultuda da hiçbir katta zayıf kat düzensizliği görülmemiştir.

B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat)

Yumuşak kat düzensizliği, TBDY – 2018'de 'Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, bodrum katlar dışında, herhangi bir i' inci kattaki ortalama göreli kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama göreli kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı ηki' nin 2.0'den fazla olması durumu.' olarak tanımlanır (TBDY, 2018).

Aşağıda bu düzensizlik için yapılan kontroller bulunmaktadır.

Tablo – 3.6. ve 3.7. X ve Y doğrultusunda yumuşak kat düzensizliği kontrolü.

B2. YUMUŞAK KAT DÜZENSİZLİĞİ					
X DOĞRULTUSU					
KAT	hi	Δi(ort)	(Δi)/hi(ort)	nki (+1)	nbi (-1)
Base	2,9	-0,00165	-0,00057		1,95
1	2,9	-8,50E-04	-0,00029	0,51	0,89
2	2,9	-9,50E-04	-0,00033	1,11	1,05
3	2,9	-9,00E-04	-0,00031	0,95	1,05
4	2,9	-8,50E-04	-0,00029	0,94	1,21
5	2,9	-7,00E-04	-0,00024	0,82	1,27
6	2,9	-5,50E-04	-0,00019	0,79	1,83
7	2,9	-0,0003	-0,0001	0,55	2
8	2,9	-1,50E-04	-5,20E-05	0,5	0
9	2,9	0	0	0	0
Roof	2,9	-1,00E-04	-3,40E-05	0	

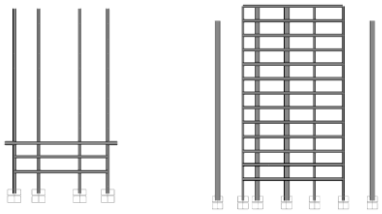
B2. YUMUŞAK KAT DÜZENSİZLİĞİ					
Y DOĞRULTUSU					
KAT	hi	Δi(ort)	(Δi)/hi(ort)	nki (+1)	nbi (-1)
Base	2,9	-0,00185	-0,00064		1,95
1	2,9	-9,50E-04	-0,00033	0,51	0,95
2	2,9	-1,00E-03	0,00013	1,05	0,67
3	2,9	-1,50E-03	-0,00052	1,5	1,67
4	2,9	-9,00E-04	-0,00031	0,6	1,13
5	2,9	-9,00E-04	-0,00028	0,89	1,46
6	2,9	-5,00E-05	-0,00019	0,69	1,83
7	2,9	-0,0003	-0,0001	0,55	3
8	2,9	-1,00E-04	-3,40E-05	0,33	0
9	2,9	0	0	0	0
Roof	2,9	-1,00E-04	-3,40E-05	0	

Yapılan hesaplar sonucunda yapımızda ne X ne de Y doğrultularında yumuşak kat düzensizliği görülmemiştir.

B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği

Bu düzensizlik türü, TBDY – 2018'de 'Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması, ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara oturtulması durumu.' olarak tanımlanır (TBDY, 2018).

Aşağıda yapının düşey elemanlarının görünümleri verilmektedir.



Şekil – 3.2(a) ve 3.2(b). Düşey taşıyıcı elemanlar.

Görselde yalnızca bazı ara kısımlar gösterilmiştir; diğer kesimler benzer özellikler taşıdığından eklenmemiştir. Buradaki temel amaç, düşey doğrultuda herhangi bir düzensizlik olmadığını net bir şekilde ortaya koymak olduğundan, görsel sadeleştirilmiştir.

Planların incelenmesi sonucunda düşey elemanlarda süreksizlik görülmemiştir.

4 Modal Analiz

Modal analiz, yapı modellendikten sonra yapının kendi sahip olduğu yükü altında analiz edildikten sonra elde edilen yapının kütlesi, periyodu, frekansı ve mod şekli gibi karakteristik özelliklerini öğrendiğimiz analiz yöntemidir (Fu ve He, 2001).

Aşağıda ise yapının modal analizinden elde ettiğimiz genel bilgileri verilmiştir.

Tablo – 4.1. Yapının katlarına ait genel bilgiler.

KAT	NOKTA	MERKEZ X (m)	MERKEZ Y (m)	KÜTLE (kN x sec^2/m)	U1 (mode-2) (m)	U2 (mode-3) (m)	U3 (mode-1) (m)
Roof	4002	17,83333	9,77143	1320,64	-6,40E-03	-0,0076	1,01E-05
9th	12997	17,83333	9,77143	2339,99	-6,50E-03	-0,0075	1,47E-05
8th	15470	17,83333	9,77143	2339,99	-6,50E-03	-0,0075	1,06E-06
7th	16429	17,83333	9,77143	2339,99	-0,0063	-0,0074	1,37E-07
6th	17388	17,83333	9,77143	2339,99	-0,0061	-0,0071	-1,82E-05
5th	18347	17,83333	9,77143	2339,99	-0,0055	-0,0065	-2,73E-05
4th	19306	17,83333	9,77143	2339,99	-0,0049	-0,0057	-3,61E-05
3rd	20625	17,83333	9,77143	2339,99	-0,0041	-0,0049	-4,23E-05
2nd	21224	17,83333	9,77143	2339,99	-0,0032	-0,0038	-4,54E-05
1st	22183	17,83333	9,77143	2339,99	-0,0024	-0,0028	-4,51E-05
Base	23142	17,83333	9,77143	2542,09	-0,0016	-0,0018	-4,11E-05
Σ				24922,64			

SAP2000 programından alınan verilere göre X yönündeki davranışı 2.mod, Y yönündeki davranışı 3.mod ve Z yönündeki davranışı 1.mod belirler.

Tablo 4.2. Yapının modal analiz değerleri.

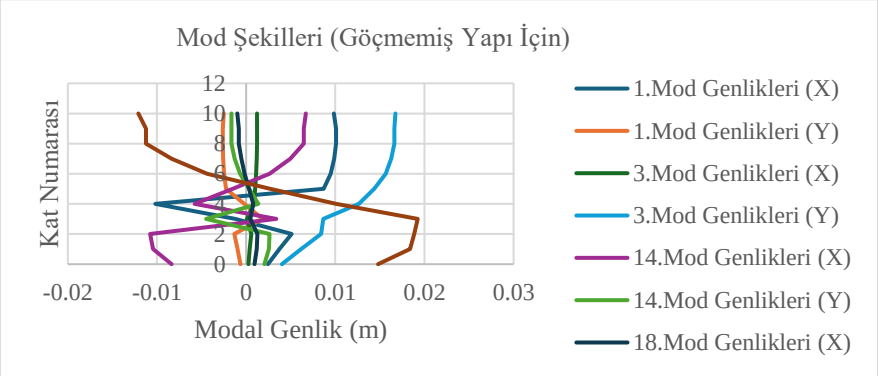
TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2,373904	0,12473	0,0033	5,11E-08	0,57352
MODAL	Mode	2	2,033323	0,5632	0,001	3,41E-07	0,7016
MODAL	Mode	3	1,760322	0,00271	0,68734	4,37E-08	0,70303
MODAL	Mode	4	1,244107	5,79E-07	1,58E-05	0,00025	0,70303
MODAL	Mode	5	1,237429	7,19E-07	1,83E-05	0,00011	0,70304
MODAL	Mode	6	1,160875	1,05E-05	9,1E-07	0,0083	0,70304
MODAL	Mode	7	1,156825	3,12E-06	1,04E-07	8,63E-05	0,70304
MODAL	Mode	8	1,071039	4,75E-06	8,65E-06	0,00164	0,70305
MODAL	Mode	9	1,066525	3,09E-06	4,94E-06	0,00034	0,70305
MODAL	Mode	10	0,974138	1,44E-05	2,82E-06	0,00566	0,70305
MODAL	Mode	11	0,969787	3,31E-06	5,2E-07	0,00013	0,70305
MODAL	Mode	12	0,6693	2,7E-07	6,74E-06	0,00225	0,70306
MODAL	Mode	13	0,667232	2,94E-07	5,04E-06	2,87E-05	0,70306
MODAL	Mode	14	0,616612	0,0148	0,00033	3,47E-08	0,78751
MODAL	Mode	15	0,50605	0,0886	0,00019	4,5E-07	0,80239
MODAL	Mode	16	0,44037	2E-06	1,49E-05	0,00407	0,80239
MODAL	Mode	17	0,438245	7,88E-08	1,52E-05	1,28E-05	0,80239
MODAL	Mode	18	0,418546	1,11E-06	2,33E-06	0,00079	0,80239
MODAL	Mode	19	0,415718	9,89E-07	2,13E-06	0,00033	0,80239
MODAL	Mode	20	0,401448	0,00046	0,10407	1,05E-05	0,80249

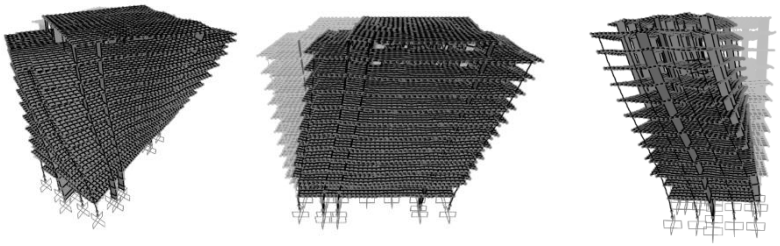
Programdan alınan bilgilere göre de yapının kütlesi 24922,64 kN sec^2/m (ton) olarak belirlenmiştir.

Yapının mod şekilleri ile belirli modlar dikkate alınarak aşağıda çizdirilmiştir.

Şekil 4.1. Yapının çeşitli mod şekilleri.



Şekil 5.1(a). 5.1(b). ve 5.1(c). Sırasıyla baskın modlar.



5 Eşdeğer Deprem Yükü ile Analiz

Eşdeğer deprem yükü yöntemi, yapıya deprem esnasında etki edecek deprem yüklerinin belirli katsayılar belirlenerek basite indirgenmesi ile hesaplanması esasına dayanan doğrusal bir hesap yöntemidir (TBDY, 2018).

Bu çalışmada yönetmeliğin bu yöntem için istediği kabuller sağlanmış ve yönteme devam edilmiştir.

Tablo 5.1. Yapıya ait deprem parametreleri.

PARAMETERELER								
$T_P\ (X)$	$T_P\ (Y)$	I	R	D	m_t	g	SD_S	SD_1
2,18E+00	2,3653676	1	7	2,5	24922,64	9,81	1,12401	0,5562
$S_{ae}\ (X)$	$R_a\ (X)$	$Sa_R\ (X)$	$S_{ae}\ (Y)$	$R_a\ (Y)$	$Sa_R\ (Y)$	N		
0,2556403	7	0,35826163	0,235143153	7	0,329536333	11		

Yapının modal analizinden ve zemin koşullarından elde ettiğimiz bilgilere göre eşdeğer deprem yükü hesaplanmış ve aşağıdaki gibidir

Tablo 5.2. Yapının X doğrultusunda eşdeğer deprem yükü hesabı.

EQUIVALENT EARTHQUAKE LOAD CALCULATION IN DIRECTION X								
VtE (X)	**ΔFNE**	**Fİ**						
19426,56	1602,691	100						
i (KAT)	**hi (m)**	**Hi (m)**	**mi (kN)**	**Wi (kN)**	**mi x Hi**	**(mi x Hi)/(Σmi x Hi)**	**VtE (X) - (ΔFNE x ((mi x Hi)/(Σmi x Hi)**	**VtE**
Roof	2,9	31,9	1320,64	12955,48	42128,42	0,101284133	19264,23281	20866,92
9	2,9	29	2339,99	22955,3	67859,71	0,163146696	19165,08623	40032,01
8	2,9	26,1	2339,99	22955,3	61073,74	0,146832027	19191,2336	59223,24
7	2,9	23,2	2339,99	22955,3	54287,77	0,130517357	19217,38098	78440,62
6	2,9	20,3	2339,99	22955,3	47501,8	0,114202687	19243,52836	97684,15
5	2,9	17,4	2339,99	22955,3	40715,83	0,097888018	19269,67574	116953,8
4	2,9	14,5	2339,99	22955,3	33929,86	0,081573348	19295,82311	136249,7
3	2,9	11,6	2339,99	22955,3	27143,88	0,065258679	19321,97049	155571,6
2	2,9	8,7	2339,99	22955,3	20357,91	0,048944009	19348,11787	174919,7
1	2,9	5,8	2339,99	22955,3	13571,94	0,032629339	19374,26525	194294
Base	2,9	2,9	2542,09	24937,9	7372,061	0,017723733	19398,15433	213692,2
Σ	31,9		24922,64	244491,1	**415942,9**	1	212089,4688	

Tablo 5.3. Yapının Y doğrultusunda eşdeğer deprem yükü hesabı.

EQUIVALENT EARTHQUAKE LOAD CALCULATION IN DIRECTION Y								
VtE (X)	**ΔFNE**	**Fİ**						
19426,56	1602,691	100						
i (KAT)	**hi (m)**	**Hi (m)**	**mi (kN)**	**Wi (kN)**	**mi x Hi**	**(mi x Hi)/(Σmi x Hi)**	**VtE (X) - (ΔFNE x ((mi x Hi)/(Σmi x Hi)**	**VtE**
Roof	2,9	31,9	1320,64	12955,48	42128,42	0,101284133	19264,23281	20866,92
9	2,9	29	2339,99	22955,3	67859,71	0,163146696	19165,08623	40032,01
8	2,9	26,1	2339,99	22955,3	61073,74	0,146832027	19191,2336	59223,24
7	2,9	23,2	2339,99	22955,3	54287,77	0,130517357	19217,38098	78440,62
6	2,9	20,3	2339,99	22955,3	47501,8	0,114202687	19243,52836	97684,15
5	2,9	17,4	2339,99	22955,3	40715,83	0,097888018	19269,67574	116953,8
4	2,9	14,5	2339,99	22955,3	33929,86	0,081573348	19295,82311	136249,7
3	2,9	11,6	2339,99	22955,3	27143,88	0,065258679	19321,97049	155571,6
2	2,9	8,7	2339,99	22955,3	20357,91	0,048944009	19348,11787	174919,7
1	2,9	5,8	2339,99	22955,3	13571,94	0,032629339	19374,26525	194294
Base	2,9	2,9	2542,09	24937,9	7372,061	0,017723733	19398,15433	213692,2
Σ	31,9		24922,64	244491,1	**415942,9**	1	212089,4688	

Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanması sonucunda yapıdan doğrusal bir cevap alıyoruz. Analiz sonuçlarını görmeden önce ikinci mertebe etkilerini incelemek gerekmektedir.

İkinci mertebe etkileri, kata gelen toplam ağırlık ile katın göreli kat ötelemesinin çarpımından elde edilen ikinci momentin, kata gelen toplam kesme kuvvetiyle katın yüksekliğinin çarpımından elde edilen birincil momentine bölünmesiyle elde edilen bir değerdir (TBDY, 2018).

$$\theta_{II,i}^{(X)} = \frac{(\Delta_i^{(x)})ort \sum_{k=i}^{N} w_k}{V_i^{(X)} h_i}$$

İKİNCİ MERTEBE X DOĞRULTUSU			
FLOOR	Pi x (Δ1)i	Vi x hi	(Pi x (Δ1)i) / (Vi x hi)
Roof	1,30E+00	60134,371	2,15E-05
9	0,00E+00	111556,77	0,00E+00
8	-4,59E+00	167273,42	-2,74E-05
7	-4,59E+00	223058,98	-2,06E-05
6	-1,38E+01	278913,47	-4,94E-05
5	-1,38E+01	334836,9	-4,11E-05
4	-1,84E+01	390829,23	-4,70E-05
3	-2,07E+01	446890,58	-4,62E-05
2	-1,84E+01	503020,66	-3,65E-05
1	-1,84E+01	559220,05	-3,28E-05
Base	-3,99E+01	615482,95	-6,48E-05

İKİNCİ MERTEBE Y DOĞRULTUSU			
FLOOR	Pi x (Δ1)i	Vi x hi	(Pi x (Δ1)i) / (Vi x hi)
Roof	-1,2955478	60134,371	-2,15442E-05
9	0	111556,77	0
8	-2,2955302	167273,42	-1,37232E-05
7	-6,8865906	223058,98	-3,08734E-05
6	-13,773181	278913,47	-4,93816E-05
5	-18,364242	334836,9	-5,48453E-05
4	-18,364242	390829,23	-4,69879E-05
3	-25,250832	446890,58	-5,65034E-05
2	-22,955302	503020,66	-4,56349E-05
1	-22,955302	559220,05	-4,10488E-05
Base	-44,888225	615482,95	-7,29317E-05

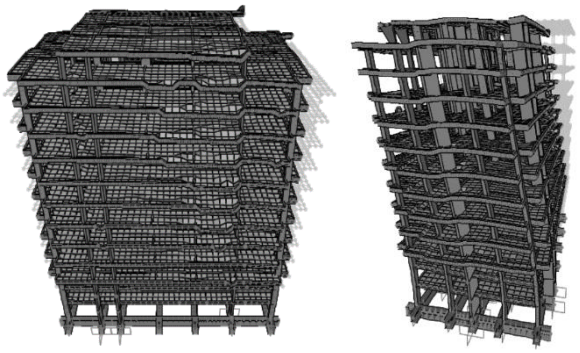
Şekil – 5.1(a) ve 5.1(b). Yapının X ve Y doğrultusunda ikinci mertebe değerleri.

$$\theta_{II,max}^{(X)} = 0{,}0000648 \leq 0{,}012\frac{2{,}5}{0{,}5*7} = 0{,}008571$$

$$\theta_{II,max}^{(Y)} = 0{,}000072931 \leq 0{,}012\frac{2{,}5}{0{,}5*7} = 0{,}008571$$

Her iki doğrultu için de ikinci mertebe etkilerinin tasarıma esas iç kuvvetlerin hesabında gözönüne alınması gerekli değildir.

Analizlere bakıldığında ise sonuç aşağıdaki gibidir;



Şekil 6.2(a) ve 6.2(b). Yapının X ve Y doğrultusu için statik analiz sonuçları.

Şekillerde görülen görüntüler yapının eşdeğer deprem yükü altında X ve Y doğrultularında yaptığı maksimum deformasyonlardır. Görsellerde de anlaşılacağı üzere, yapıda gerçekte olduğu gibi bir göçme durumu görülmemekte, sadece çatı katının bazı kolonlarında ve döşemelerde az hasar görülmektedir.

6 Zaman Tanım Alanında Analiz

6.1. 6 Şubat Kahramanmaraş Depremleri

06.02.2023 tarihinde, 04.17 (TSİ) ve 13.24 (TSİ) 'te sırasıyla Pazarcık (Kahramanmaraş) ve Elbistan (Kahramanmaraş) merkez üssünde gerçekleşen, büyüklükleri MW = 7.7 ve MW = 7.6 olan iki deprem gerçeklemiştir (TADAS, 2023).

AFAD' tan alınan verilere göre, birinci olarak gerçekleşen Pazarcık depreminin koordinatları 37,236 K – 37,057 D, odak derinliği 8,6 km; ikinci olarak gerçekleşen Elbistan depremi ise 37,239 K – 38,089 D, odak derinliği ise 7,0 km' dir (TADAS, 2023).

Her iki deprem de başta Kahramanmaraş olmak üzere, Hatay, Malatya, Gaziantep, Adıyaman, Kilis, Diyarbakır, Adana, Osmaniye, Şanlıurfa ve Elazığ'da çok şiddetli bir şekilde hissedilmiş, çokça hasara ve on binlerce can kaybına neden olmuştur (Çetin vd., 2023; AFAD, 2023).

6.2. Pazarcık Depremi

İlk vuran Pazarcık Depremi'nin etkilerini incelemek için toplamda 13 tane istasyon seçilmiştir. Ve bu istasyonlarla ilgili bilgiler aşağıda verilmiştir (TADAS, 2023).

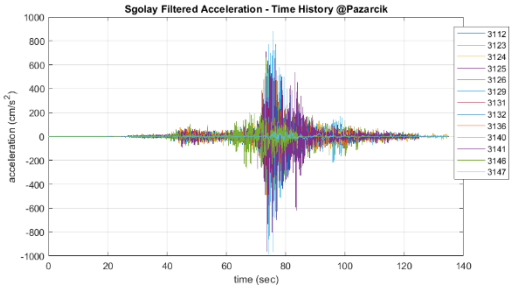
Tablo 6.1. Yakın alan depremleri.

Station		Earthquake						
Site	ID	Record ID	Latitude	Longitude	Depth (km)	Dep	Mw	PGA(cm/s)
		3112 - 1 (EW)						83.637
		3112 - 2 (NS)						**171.859**
Pazarcik	*3112*	3112 - 3 (UD)	36.58	36.14	8,6	111.31	7,7	83.965
		3123 - 1 (EW)						593.940
		3123 - 2 (NS)						655.571
Pazarcik	*3123*	3123 - 3 (UD)	36.214	36.159	8,6	143.00	7,7	**867.576**
		3124 - 1 (EW)						**638.321**
		3124 - 2 (NS)						572.632
Pazarcik	*3124*	3124 - 3 (UD)	36.238	36.172	8,6	140.11	7,7	578.080
		3125 - 1 (EW)						1121.94
		3125 - 2 (NS)						822.616
Pazarcik	*3125*	3125 - 3 (UD)	36.238	36.132	8,6	142.15	7,7	**1151.55**
		3126 - 1 (EW)						1030.17
		3126 - 2 (NS)						**1211.04**
Pazarcik	*3126*	3126 - 3 (UD)	36.220	36.137	8,6	143.54	7,7	1071.44
Pazarcik	*3129*	3129 - 1 (EW)	36.191	36.134	8,6	146.39	7,7	1209.57

Tablo 6.1 (devamı). Yakın alan depremleri.

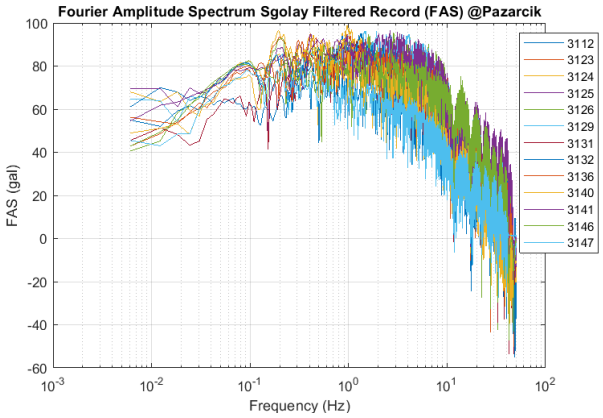
Station			Earthquake					
Site	ID	Record ID	Latitude	Longitude	Depth (km)	Dep	Mw	PGA(cm/s)
Pazarcik	*3129*	3129 - 2 (NS)						**1353.02**
		3129 - 3 (UD)						826.359
		3131 - 1 (EW)						**366.051**
		3131 - 2 (NS)						363.033
Pazarcik	*3131*	3131 - 3 (UD)	36.129	36.163	8,6	144.98	7,7	153.960
		3132 - 1 (EW)						514.634
		3132 - 2 (NS)						**515.309**
Pazarcik	*3132*	3132 - 3 (UD)	36.206	36.171	8,6	143.12	7,7	354.184
		3136 - 1 (EW)						401.969
		3136 - 2 (NS)						**534.224**
Pazarcik	*3136*	3136 - 3 (UD)	36.115	36.247	8,6	148.38	7,7	220.461
		3140 - 1 (EW)						**218.709**
		3140 - 2 (NS)						194.687
Pazarcik	*3140*	3140 - 3 (UD)	36.081	35.949	8,6	165.82	7,7	176.666
		3141 -1 (EW)						868.819
		3141 -2 (NS)						**961.116**
Pazarcik	*3141*	3141 -3 (UD)	36.372	36.219	8,6	125.42	7,7	722.660
		3146 - 1 (EW)						346.931
		3146 - 2 (NS)						**483.846**
Pazarcik	*3146*	3146 - 3 (UD)	36.490	36.226	8,6	114.57	7,7	341.394
		3147 - 1 (EW)						47.512
		3147 - 2 (NS)						**56.449**
Pazarcik	*3147*	3147 - 3 (UD)	35.902	36.064	8,6	177.12	7,7	29.118

Bu istasyonların etkilerini görmek için öncelikle istasyonlardan alınan ivme kayıtlarına 4.dereceden, 21 çerçeve sınırı içinde olacak şekilde Savitzky – Golay filtresi uygulanmıştır (Mueller, 2014).



Şekil 6.1. Farklı istasyonlardan alınan pazarcık depremi ivme – zaman grafiği.

İvme – zaman grafiğine bakılarak yorum yapılamayacağından bu ivmelerin Fourier Genlik Spektrumuna bakılır.



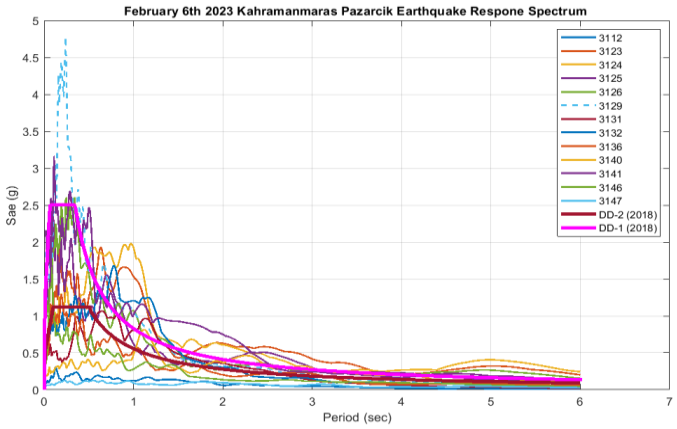
Şekil 6.2. Farklı istasyonlardan alınan pazarcık depremi için fourier genlik spektrumu.

Bu grafiğe bakarak en büyük enerji yoğunluğunun yaklaşık 0.5 – 5 Hz. civarında toplandığını söyleyebiliriz. Ayrıca grafiğe bakıldığında 3124 ve 3126 numaralı istasyonlar diğer istasyonlara göre daha büyük genliklere sahip gözüküyor.

3124 numaralı ayrıntılı olarak inceleyecek olursak, en yüksek genliğe sahip eğrilere sahip olduğu ve güçlü yer hareketine maruz kaldığı söylenebilir. 0.1 – 10 Hz arasında 80 – 95 dB seviyelerine ulaşıyor ve bu güç yoğunluğu potansiyel rezonans riski açısından dikkat edilmesi gereken aralıklardır (Kramer, 2014).

Pazarcık Depremi' nin etkilerini incelemek için toplamda 13 istasyon incelenmiş ve bu istasyonlardan elde edilen ivme kayıtları Türk Bina Deprem Yönetmeliği – 2018' in

önerdiği, DD-1 ve DD-2 deprem düzeylerine göre hesaplanan tepki spektrumları ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 6.3. Pazarcık depremi tepki spektrumları.

Görüldüğü üzere incelenen 13 istasyonun birçoğu DD – 2 deprem düzeyini aşmakla kalmıyor, bununla birlikte DD – 1 deprem düzeyinin aşıldığı da görülüyor. Yıkımın sebeplerinden birinin bu olduğu açık bir şekilde söylenebilir, çünkü konut tipi yapılar DD – 2 deprem düzeyine göre tasarlanmaktadır (AFAD, 2018). Ve açıkça görülüyor ki, Pazarcık Depremi'nin etkileri bu deprem düzeyinin en az üç katı daha büyük.

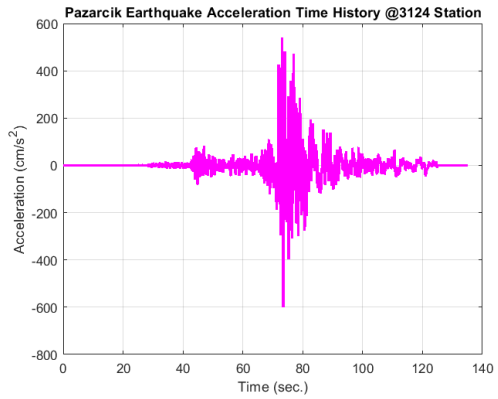
6.3. Ardışık Deprem Girdileri

Yapının konumu, genlik değerlerinin kritik olması ve erişilebilirliğinin kolay olmasından dolayı ardışık ivme kayıtlarının yapıya uygulanması için 3124 numaralı istasyondan alınan, Pazarcık Depremi'nden başlayıp, sonrasında Samandağ ve Elbistan Depremleri, aralarında ise Mw değeri 5'ten büyük olan depremler oluşum sırasına göre yapıya verilecektir. Bu ivme kayıtlarına Savitzky – Golay filtresi uygulanmıştır.

Tablo 6.2. Ardışık deprem bilgileri.

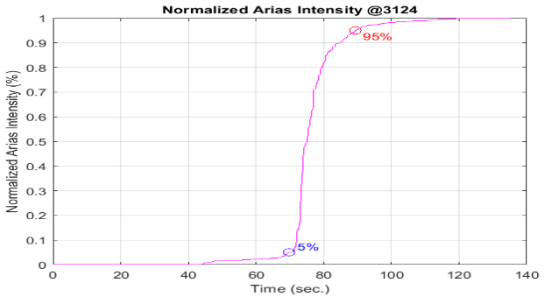
Station					Earthquake			
Site	ID	Recor ID	Latitude	Longitude	Depth (km)	Dep	Mw	PGA (cm/s^')
		3124 - 1 (EW)						**638.321**
		3124 - 2 (NS)						572.632
Pazarcik	*3124*	3124 - 3 (UD)	37.288	37.043	8,6	140.11	7,7	578.080
		3124 - 1 (EW)						**22.532**
		3124 - 2 (NS)						19.171
Nurdag	*3124*	3124 - 3 (UD)	37.235	36.992	6,9	132.70	6,4	16.483
		3124 - 1 (EW)						**103.126**
		3124 - 2 (NS)						66.508
Nurdag	*3124*	3124 - 3 (UD)	37.304	39.92	6,2	135.90	6,6	45.431
		3124 - 1 (EW)						**44.601**
		3124 - 2 (NS)						27.613
Islahiye	*3124*	3124 - 3 (UD)	37.128	36.639	9,7	107.29	5,7	38.470
		3124 - 1 (EW)						2.414
		3124 - 2 (NS)						**2.228**
Islahiye	*3124*	3124 - 3 (UD)	36.836	36.633	7	78.14	5	3.875
		3124 - 1 (EW)						**3.538**
		3124 - 2 (NS)						3.352
Nurdag	*3124*	3124 - 3 (UD)	37.194	36.955	8,29	127.09	5,3	1.575
		3124 - 1 (EW)						**366.051**
		3124 - 2 (NS)						363.033
Elbistan	*3124*	3124 - 3 (UD)	38.089	37.239	7	226.42	7,6	153.960
		3124 - 1 (EW)						**32.180**
		3124 - 2 (NS)						21.757
Pazarcik	*3124*	3124 - 3 (UD)	36.206	36.171	8,6	143.12	7,7	11.562

Yapıya, yukarıda belirtilen sıraya göre ardışık olarak uygulanacak deprem kayıtları dikkate alındığında, 3124 istasyonuna ait Pazarcık Depremi'nin ivme-zaman grafiği aşağıdaki şekilde gösterilmektedir.



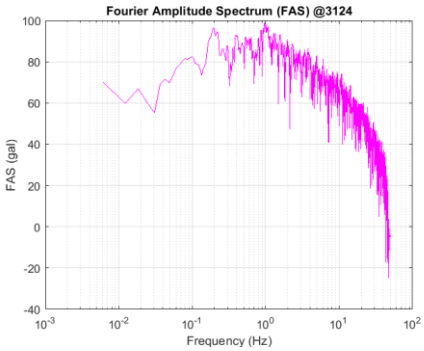
Şekil 6.4. 3124 numaralı istasyonundan alınan Pazarcık depremi ivme – zaman grafiği.

Yapının etkin olduğu zaman aralıklarını belirlemek amacıyla Arias Yoğunluğu hesaplanmış ve yapının dinamik tepki karakteristiklerinin değerlendirilmesinde kullanılmıştır.



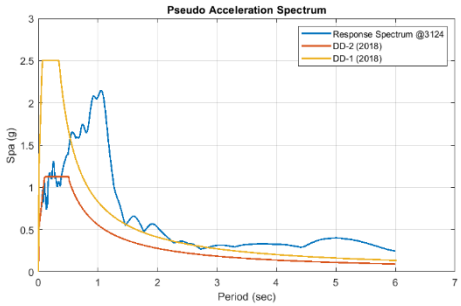
Şekil 6.5. 3124 numaralı istasyonundan alınan Pazarcık depremi arias yoğunluğu.

Arias Yoğunluğuna bakıldığına bu ivme – zaman hikayesinin enerji açısından en yoğun gerçekleştiği aralığının (%5-%95) 19,46 saniye olduğunu görmekteyiz. Bu yoğunluk bize depremin önemli ölçüde depremi aktardığını, bazı yapıların zarar görebileceğini anlatıyor (Rajasekan, 2009).



Şekil 6.6. 3124 numaralı istasyonundan alınan Pazarcık depremi FAS grafiği.

Bu grafiğe bakıldığında en yüksek genliğin (~100 dB) yaklaşık olarak 0.5 – 5 Hz aralığında olduğu söylenebilir. Bu da sinyalin en çok enerji taşıyan kısmının düşük frekanslı bileşenlerde olduğunu gösteriyor. Bu tür sinyaller özellikle yüksek katlı yapılar için tehlikelidir çünkü rezonans frekansları genellikle düşüktür (Kramer, 1996).



Şekil 6.7. 3124 numaralı istasyonundan alınan pazarcık depremi tepki spektrumu ve elastik tasarım spektrumları.

Birleştirdiğimiz ivme – zaman hikayesinin tepki spektrumunu çizdirip, TBDY – 2018' in önerdiği DD – 1 ve DD – 2 yer hareketine göre çizdirilen tepki spektrumlarıyla karşılaştırıldığında yapının maruz kaldığı deprem yer hareketinin yapının bağlı olarak tasarlandığı DD – 2 yer hareketine göre olan tepki spektrumundan oldukça büyük olduğu, hatta DD – 1' e bile oldukça yaklaştığı açıkça görülmektedir (TBDY, 2018).

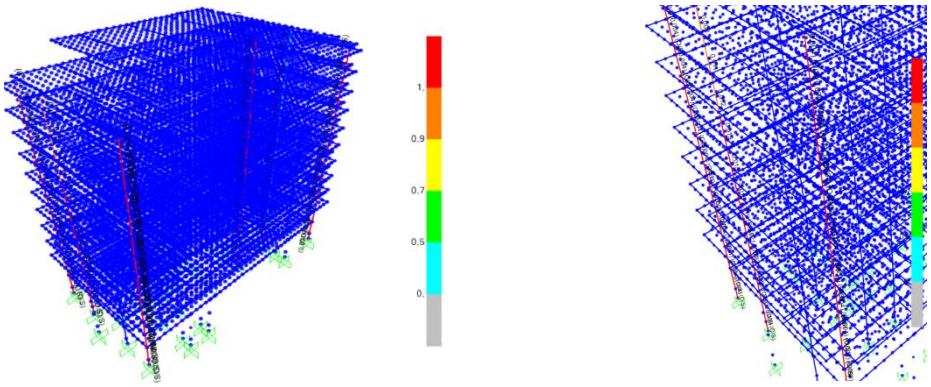
Sonlu eleman olarak modellenen bu yapının belirlenen deprem girdisi altında zaman – tanım alanında analiz edilmesi sonucunda yapının kolonlarının kapasitesinin böylesine büyük bir depremi karşılayacak kadar yeterli olmadığı görülmüştür. Bu analize göre yapı tahmin edilenden daha büyük bir yüke maruz kaldığından donatılar yetersiz

kalmıştır (Chopra, 2012). Böyle bir sonucun elde edilmesinde tekrardan yapının DD – 2 deprem yer hareketine göre tasarlanmış olması ve yapının öngörülenden çok daha büyük bir depreme maruz kalmış olması da nedenler arasındadır (TBDY, 2018).

Chopra'ya göre vurulma etkisi, bir yapıya veya yapı elemanına ani, kısa süreli bir kuvvetin uygulanması sonucu ortaya çıkan dinamik tepkidir. Bu etkide, aynı büyüklükteki statik yükten kaynaklanacak gerilme ve deformasyonlara kıyasla çok daha büyük kuvvetler ve şekil değişimleri meydana gelir (Chopra, 2012).

Yapının taşıyıcı elemanlarının deprem etkisi altında elastik bölgeyi aşarak kalıcı deformasyonlar yaptığı ve plastik bölgeyi geçtiği görülmüştür. Yapının böylesine büyük deformasyonlar altında göçmüş olması yapının vurulma etkisi altında olduğunu göstermektedir.

Aşağıdaki görsellerde yapının taşıyıcı elemanlarında oluşan deformasyon bölgeleri görülmektedir.



Şekil 6.8. ve Şekil 6.9. Yapının taşıyıcı elemanlarının deprem sonrası doğrusal olmayan analizi.

7 Çıkarımlar

Yapının 6 Şubat Depremleri' nde neden göçmüş olabileceğini tartışacak olursak;

1. *Yapının X doğrultusunda düzensizliğe sahip olması:* Yapının çatı ve çatının bir alt katı hariç tüm katlarında X doğrultusunda burulma düzensizliği gözlemlenmiştir. Bu düzensizlik, yapının göçme nedenleri arasında önemli bir faktör olarak değerlendirilmektedir. Mevcut yapının kendi ağırlığı ve deprem yükü kombinasyonları, var olan düzensizliği tetiklemiş ve göçme sürecini hızlandırmıştır. Ayrıca, yapının baskın modunun da burulma etkisi altında olduğu göz ardı edilmemelidir. Benzer şekilde, Marcilla ve Liel (2018) tarafından yapılan çalışmalar, burulma düzensizliklerinin yapıların deprem performansını olumsuz etkilediğini ve göçme riskini artırdığını ortaya koymaktadır. Bu nedenle, yapının zayıf noktaları uygun kesit güçlendirmeleri ile giderilmeli ve burulma, zayıf kat ve yumuşak kat yetersizlikleri, tasarım depreminin ürettiği şartlarda değerlendirilerek dayanım doğrulanmalıdır. İlk tasarım sonuçlarının güncellenmesinde bu değerlendirmeler, güvenilir bir kriter olarak kullanılmalıdır. Deprem, statik bir etkiden öte, zamanla an be an değişen dinamik bir yük olduğundan, zayıf kat, yumuşak kat ve burulma kontrollerinin tekrarlanması ve sağlanması, yapının artçı depremler altında da güvenliğini sağlamada kritik öneme sahiptir (Beyen, 2025).
2. *Tepki spektrumlarının karşılaştırılması:* Pazarcık depremlerinin tepki spektrumu, TBDY – 2018'e göre, yapının bulunduğu zemin koşulları ve DD – 2 deprem yer hareketine göre çizilen tasarım tepki spektrumu ile karşılaştırıldığında, yapının maruz kaldığı depremin tasarım kabulünün oldukça üzerinde gerçekleştiği görülmüştür. Bazı istasyonlarda DD – 1 yer hareketi düzeyinin defalarca aşıldığı tespit edilmiştir. Yönetmeliğin bu büyük depremi öngörememesinin temel nedeni, yakın alan etkisi altında ileri yönelim etkisi ve kırılma yayılımının, süper kayma hızına ulaşan deprem ortamında öngörülememesidir. Karasin ve arkadaşları (2023), benzer şekilde, yakın fay etkisi altındaki depremlerde tepki spektrumlarının tasarım değerlerini defalarca aşabileceğini rapor etmiştir. Bu durum, yapının göçmesinin önemli sebeplerinden biri olarak değerlendirilmektedir.
3. *Ardışık deprem (artçıların) etkilerinin ihtimal dahilinde bulundurulmamış olması:* Göçmüş binalar incelendiğinde, bazılarının ilk Pazarcık depreminde, bazılarının daha küçük artçı depremlerde, bazılarının ise daha sonraki Elbistan depreminde göçtüğü görülmektedir. Yapı tahlilinde, ardışık deprem etkilerinin dikkate alınması kritik bir aşamadır. Hulsey ve arkadaşları (2024), artçı depremlerin hasarı ilerleterek yapının çökmesine yol açabileceğini göstermiştir. Bu nedenle, yapılar için ikinci ve üçüncü deprem etkilerini de

simülasyon analizleri ile değerlendirmek, ilk depremde can güvenliğinin sağlanmasının yanı sıra artçıların yapıyı göçmeye taşımasının önlenmesi açısından gereklidir. Göçme olgusunun mühendislik ve afet yönetimi perspektifinde değerlendirilmesi, sahanın temizlenmesi ve acil müdahale kanallarının güvenliğinin sağlanması ile bütünleştirilmelidir (Beyen, 2025).

4. *Yapının yoğun bir deprem-girdi-enerjisine maruz kalması:* Pazarcık depreminin 3124 istasyonundan alınan verilerin Arias yoğunluğu analizleri, depremin yapıya kısa süre içinde yüksek enerji aktardığını ve etkin süresinin (t5-95) sınırlı olduğunu göstermektedir. Zayıf zemin koşullarına sahip yapılar, zemin iyileştirmesi yapılmadığında ciddi hasar alabilir. Wang, Arias yoğunluğunun zemin koşullarına bağlı olarak değiştiğini ve zayıf zeminlerde yapının daha fazla enerjiye maruz kaldığını belirtmiştir (Wan vd., 2025). Yapının ZD zemin sınıfında bulunması (TBDY, 2018), düşük taşıma kapasitesi ve zayıf kayma mukavemeti nedeniyle yapı-zemin etkileşiminin toplam davranışa katkısını yeterince karşılayamamaktadır.
5. *Eşdeğer deprem yükü ile analiz yönteminin gerçek deprem davranışını simüle edememesi:* Eşdeğer deprem yükü doğrusal bir analiz yöntemidir ve bu yönteme göre yapı elemanlarının sınırlı hasar alması beklenmektedir. Oysa yapının gerçek davranışı yalnızca bir tasarım depremiyle sınırlı kalmayacak, artçı depremler sonrası artık hasarlı hâle gelerek doğrusal olmayan bir davranış sergileyecektir. Bu durumda artçıların hasarı ilerletmesiyle yapının göçmeye doğru evrilmesi kaçınılmazdır. Nitekim analiz sonuçları da göstermektedir ki gerçekte göçmüş olan bir yapı, eşdeğer deprem yüküne göre yapılan doğrusal bir analizde yalnızca hasar almış görünmektedir. Dolayısıyla, bu yöntemle tasarlanıp inşa edilen binaların gerçek deprem altında göstereceği doğrusal olmayan (nonlinear) davranış, artık düktil tasarım varsayımlarını karşılamayacak ve göçme riski artacaktır (Beyen, 2025; Zou vd., 2024). Benzer şekilde, Mao Xin Wang ve arkadaşları doğrusal yöntemlerin gerçek deprem davranışını yansıtmakta yetersiz olduğunu ve yapının çökme kapasitesini doğru şekilde tahmin edemediğini rapor etmiştir.
6. *Taşıyıcı elemanların kapasitesinin yetersiz olması:* Yapının modellemesi ve kapasite değerleri her ne kadar TBDY – 2018'e uygun olarak yapılmış olsa da böylesine bir deprem karşısında aşırı yüke maruz kaldıklarından dolayı taşıyıcı elemanların kapasiteleri aşılmıştır. Buna neden olan etkenler yapının DD – 2 deprem yer hareketine göre tasarlanmış olması, tek deprem analizinin uygulanması ve yönetmeliğin böylesine büyük bir depremi öngörememesidir (Beyen, 2025).

Kaynaklar

1. AFAD, Kandilli Rasathanesi (2023) Teknik raporlar: Türkiye için yerel zemin etkileri. Haziran 2023.
2. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği. Resmi Gazete, 18 Mart 2018, Sayı: 30364 (Mükerrer).
3. Beyen K (2025) 6 Şubat Kahramanmaraş Depremlerinin Yıkıcı Karaktersizliği.
4. Chopra AK (2012) Dynamics of Structures. Pearson.
5. Çetin KÖ, Fahjan Y, Erkuş B, Livaoğlu R, Vuran E, Güleç C, Ülker Ö (2023) 6 Şubat Panel Sunumu. TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Hatay Şubesi, Nisan 2023.
6. Darılmaz K (2022) Betonarme I. Birsen Yayınevi, İstanbul.
7. Fu ZF, He J (2001) Modal Analysis. Butterworth-Heinemann/Elsevier.
8. Hulsey AM, Galvis FA, Baker JW, Deierlein GG (2024) Elevated collapse risk based on decaying aftershock hazard and damaged building fragilities. Earthquake Spectra 40(1):2–36.
9. Karasin E, Önder K, Fahjan Y, Erkuş B, Livaoğlu R, Vuran E, Güleç C (2023) Near-field earthquake effects on response spectra and design considerations for reinforced concrete buildings. Panel Presentation, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Hatay Şubesi, Nisan 2023.
10. Kramer SL (1996) Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall.
11. Marcilla T, Liel A (2018) Torsional irregularity as a collapse indicator for older concrete buildings. In: Proc. 11th National Conf. on Earthquake Engineering, Los Angeles, CA. Earthquake Engineering Research Institute.
12. Mueller (2014) MATLAB for Dummies. John Wiley & Sons, Ekim 2014.
13. Özmen G (2004) Örneklerle SAP2000. Mart 2004.
14. Rajasekan S (2009) Structural Dynamics of Earthquake Engineering.
15. TADAS (2023) Türkiye Deprem Araştırma ve Değerlendirme Sistemi. https://tadas.afad.gov.tr, last accessed 2025/10/05.
16. Türk Standardı Enstitüsü (1976) TS 498 – Betonarme Yapılarda Hesap Esasları. TSE, Ankara.
17. Türk Standardı Enstitüsü (2000) TS 500 – Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları. TSE, Ankara.
18. Wang L, et al. (2025) Arias intensity variation with soil conditions. ScienceDirect.
19. Wang M.X (2025) Ground-motion models for Arias intensity, cumulative absolute velocity, and duration. Soil Dyn. Earthquake Eng. 159:106137.Wang,
20. Zou H, et al. (2024) Nonlinear vs linear seismic analysis of RC buildings. ScienceDirect.



2025, İstanbul Teknik Üniversitesi

ISBN No: 978 – 975 – 561 – 750 - 3

İTÜ Yayınevi. No: 2025.2/30

TDV Yayın No:25/01

İMO Yayın No: E/25/02

Yayın Tarihi: 07/10/2025