

DEPREME DAYANIKLI BİNALARIN TASARIMINA GİRİŞ

Deprem Yönetmeliği
Yapı Dinamiği Temel Konuları
Betonarme ve Çelik Taşıyıcı Sistemler
SAP2000 Çözümlü Örnekleri
Python Program Kodları

ÖRNEK SAYFALAR

BİRSEN YAYINEVİ

GENİŞLETİLMİŞ 2. BASKI

Kutlu DARILMAZ

Depreme Dayanıklı Binaların Tasarımına Giriş

2. Baskı

Deprem Yönetmeliği
Yapı Dinamiği Temel Konuları
Betonarme ve Çelik Taşıyıcı Sistemler
SAP2000 Çözümlü Örnekleri
Python Program Kodları

Kutlu Darılmaz
İstanbul Teknik Üniversitesi
İnşaat Fakültesi
İnşaat Mühendisliği Bölümü

İÇİNDEKİLER:

1. GİRİŞ.....	1
2. TEMEL KAVRAMLAR VE DEPREM DEĞİŞKENLERİ.....	2
2.1. Depremlerin Oluşumu.....	2
2.2. Depremin Büyüklüğü ve Şiddeti.....	4
2.3. Deprem Olma Olasılığı ve Dönüş Periyodu.....	6
2.4. Yapıya Etkiyen Deprem Kuvvetleri.....	7
2.5. Deprem ve Rüzgar Yüklerinin Karşılaştırılması.....	7
2.6. Deprem Kayıtları.....	8
2.7. En Büyük Yer İvmesi ve Düşey İvme.....	9
2.8. Depremden dolayı oluşan hasarların nedenleri.....	9
3. DEPREM HESABINDA KULLANILAN YAPI DİNAMİĞİ TEMEL İLKELERİ.....	11
3.1. Dinamik ve Statik Etkiler Altında Çözüm.....	11
3.2. Serbestlik derecesi.....	11
3.3. Periyot, Frekans ve Açısal Frekans.....	13
3.4. Kütle, Rijitlik.....	14
3.5. Hareket Denklemi, Newton'un Hareket Yasası, D'Alembert Prensibi.....	14
3.6. Periyot, kütle ve rijitlik ilişkisi.....	20
3.7. Sönüm.....	23
3.8. Titreşim Hareketinin Sınıflandırılması.....	24
3.9. Tek Serbestlik Dereceli Sönümsüz Sistemin Serbest Titreşimi.....	24
3.10. Tek Serbestlik Dereceli Sönümlü Sistemin Serbest Titreşimi.....	27
3.11. Tek Serbestlik Dereceli Sönümsüz Sistemin Harmonik Yük Etkisinde Zorlanmış Titreşimi.....	32
3.12. Tek Serbestlik Dereceli Sönümlü Sistemin Harmonik Yük Etkisinde Zorlanmış Titreşimi.....	45
3.13. Yer Hareketi Etkisindeki Tek Serbestlik Dereceli Sönümlü Sistemin Titreşimi.....	53
3.14. Newmark Sayısal İntegrasyon Yöntemi ile Çözüm.....	58
3.15. Çok Serbestlik Dereceli Sistemler.....	76
3.15.1. Mod Şekilleri ve Açısal Frekanslar.....	77
3.15.2. Mod Birleştirme Yöntemi.....	79
3.15.3. Sönüm Matrisi.....	107
3.16. Tepki Spektrumları.....	108
4. TASARIM İLKELERİ VE DEPREM ETKİLERİ.....	118
4.1. Giriş.....	118

4.2. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde Tanımlanan Deprem Yer Hareketi Düzeyleri ve Bina Performans Düzeyleri	118
4.2.1. Deprem Yer Hareketi Düzeyleri	118
4.2.2. Bina Performans Düzeyleri.....	119
4.3. Taşıyıcı Sistemler.....	119
4.3.1. Betonarme Taşıyıcı Sistem Türleri.....	119
4.3.2. Taşıyıcı Sistemin Oluşturulması	120
4.3.3. Kütle ve Rijitlik Merkezi Kavramları.....	120
4.4. Kapasite Tasarımı İlkesi.....	121
4.5. İç Kuvvetlerin Hesabında Yapılan Kabuller	122
4.5.1. Eşit yerdeğiştirme ve eşit enerji kavramları.....	122
4.6. Türkiye Deprem Tehlike Haritaları.....	123
4.7. Deprem Tepki Spektrumları.....	123
4.7.1. Elastik Tepki Spektrumu ve Tasarım Spektrumu.....	126
4.7.2. TBDY Deprem Yer Hareketi Spektrumları	127
4.7.3. Sahaya Özel Deprem Yer Hareketi Spektrumu.....	132
4.7.4. Zaman Tanım Alanında Deprem Yer Hareketi	133
4.8. TBDY’de Bina Kullanım, Deprem Tasarım ve Bina Yükseklik Sınıfları.....	136
4.8.1. Bina Kullanım Sınıfları (BKS)	136
4.8.2. Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)	137
4.8.3. Bina Yüksekliği ve Bina Yükseklik Sınıfları (BYS).....	138
4.9. Depreme Dayanıklı Bina Tasarımında Kullanılan Yaklaşımlar.....	139
4.10. Performans Hedefleri ve Uygulanacak Tasarım Yaklaşımları.....	140
4.11. Deprem Etkisi Altında Uygun Tasarım İçin Bina Taşıyıcı Sistemlerinin Düzenlenmesi	141
4.11.1. Taşıyıcı Sistem Seçimi ve Düzensizlikler.....	142
4.11.2. Taşıyıcı Sistemde Fazla Bağlılık Özelliğinin Sağlanması	142
4.11.3. Dayanım ve Rijitlik	142
4.11.4. Süneklik.....	143
4.11.5. Katlarda ve Geçiş Katlarında Yeterli Döşeme Rijitliği ve Dayanımı	169
4.11.6. Taşıyıcı Sistemin Düzenli ve Simetrik Olarak Düzenlenmesi	170
4.11.7. Düzensizlikler	170
4.12. Dayanıma Göre Tasarım	175
4.13. Elastik Ötesi Doğrusal Olmayan Davranış.....	176
4.13.1. Doğrusal Olmayan Davranış ve Hesaplarda Kullanım Amacıyla İdealleştirme.....	178
4.13.2. Akma Dayanımı, Tasarım Dayanımı ve Deprem Yüğü Katsayıları	179
4.13.3. Dayanım Fazlalığı Katsayısı	180
4.13.4. Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı.....	181
4.13.5. TBDY’de Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı ve Dayanım Fazlalığı Katsayısı	183
4.14. Betonarme Sistemlerin süneklik düzeyine bağlı olarak sınıflandırılması	184
4.14.1. Binaların Üst ve Alt Bölümlerinde Farklı R Katsayılarının Kullanılması	185
4.15. Deprem Etkisinin Tanımlanması ve Diğer Etkilerle Birleştirilmesi	187
4.15.1. Yatay Deprem Etkisi Altında Azaltılmış Tasarım İvme Spektrumu	187
4.15.2. Yatayda Birbirine Dik Doğrultulardaki Deprem Etkilerinin Birleştirilmesi	187
4.15.3. Düşey Deprem Etkisi	187

4.15.4.	Deprem Etkilerinin Diğer Etkilerle Birleştirilmesi	188
4.15.5.	Doğrusal Hesap İçin Taşıyıcı Sistemin Modellenmesine İlişkin Kurallar	189
4.15.6.	Doğrusal Hesap Yönteminin Seçilmesi	196
4.16.	Etkin Görelî Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması,	239
4.17.	İkinci Mertebe Etkileri	242
4.18.	Deprem Derzleri.....	244
4.19.	Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı	246
4.19.1.	Tanım	246
4.19.2.	Performans Hedefleri	246
4.19.3.	Deprem Etkisinin Tanımlanması ve Diğer Etkilerle Birleştirilmesi.....	247
4.19.4.	Doğrusal Olmayan Hesap Yönteminin Seçimi	247
4.19.5.	Doğrusal Olmayan Davranış Modelleri.....	248
4.19.6.	Doğrusal Olmayan Hesap İçin Taşıyıcı Sistemin Modellenmesine İlişkin Kurallar	251
4.19.7.	Doğrusal Olmayan İtme Yöntemleri ile Deprem Hesabı.....	253
4.19.8.	Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Deprem Hesabı	261
5.	BETONARME BİNALARIN DEPREM DAVRANIŞI.....	265
5.1.	Malzeme Özellikleri.....	265
5.2.	Özel Deprem Etriyeleri ve Çirozları	265
5.3.	Kirişler	266
5.3.1.	Süneklik Düzeyi Yüksek Kirişler.....	266
5.3.2.	Süneklik Düzeyi Sınırlı Kirişler.....	279
5.4.	Kolonlar	281
5.4.1.	Süneklik Düzeyi Yüksek Kolonlar.....	281
5.4.2.	Süneklik Düzeyi Sınırlı Kolonlar.....	295
5.5.	Perdeler	299
5.5.1.	Perdelerin Yerleşimi.....	300
5.5.2.	Süneklik düzeyi yüksek perdeler	302
5.5.3.	Perde Uç Bölgeleri ve Kritik Perde Yüksekliği	303
5.5.4.	Gövde Donatısı Koşulları	304
5.5.5.	Gövde Donatılarının Düzenlenmesi	306
5.5.6.	Perde Uç Bölgelerinde Donatı Koşulları	306
5.5.7.	Farklı Geometriye sahip perdelerde etkili başlık genişliklerinin belirlenmesi	307
5.5.8.	Tasarım Eğilme Momentleri.....	309
5.5.9.	Kesme güvenliği	311
5.5.10.	Perdelerde Güç Tükenmesi Durumları	316
5.5.11.	Perdelerde Boşluklar	318
5.5.12.	Bağ Kirişli (Boşluklu) Perdeler İlişkin Kural ve Koşullar	319
5.6.	Bağ kirişleri.....	319
5.7.	Süneklik Düzeyi Sınırlı Perdeler.....	333
5.8.	Birleşim Bölgeleri	333
5.8.1.	Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeve Sistemlerde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri.....	333
5.8.2.	Süneklik Düzeyi Sınırlı Çerçeve Sistemlerde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri.....	338
5.9.	Döşemeler	341

5.9.1.	Döşemelerin Düzlem İçindeki Davranışları.....	341
5.9.2.	Döşemeler ile ilgili TBDY Koşulları	345
5.10.	Temeller	356
5.10.1.	Yüzeysel temellerin Taşıma Gücü	358
5.10.2.	Temel Bağ Kirişleri.....	360
5.10.3.	Kazıklı Temeller	360
6.	ÇELİK BİNALARIN DEPREM DAVRANIŞI.....	364
6.1.	Kullanılabilecek Tasarım Yöntemleri	365
6.1.1.	Güvenlik Katsayıları ile Tasarım	366
6.1.2.	Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım (YDKT)	366
6.2.	Malzeme	366
6.3.	Enkesit Koşulları.....	367
6.4.	Kapasite Tasarımı ve Olası Malzeme Dayanımları.....	368
6.5.	Kapasitesi Korunmuş Bölgeler.....	369
6.6.	Kolon ve Kiriş Ekleri	370
6.7.	Yük Birleşimleri.....	370
6.8.	Moment Aktaran Çelik Çerçevesel Sistemler	371
6.8.1.	Moment Aktaran Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Çerçevesel Sistemler	371
6.8.2.	Kiriş-Kolon Birleşim Bölgeleri.....	376
6.8.3.	Moment Aktaran Çerçevelerde Kiriş-Kolon Birleşim Detayları.....	380
6.8.4.	Moment Aktaran Süneklik Düzeyi Sınırlı Çelik Çerçevesel Sistemler	396
6.9.	Merkezi Çelik Çaprazlı Sistemler	397
6.9.1.	Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler	397
6.9.2.	Süneklik düzeyi sınırlı merkezi çaprazlı çelik çerçeveler	406
6.10.	Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Sistemler	408
6.10.1.	Bağ Kirişleri	409
6.10.2.	Rijitlik (Berkitme) Levhaları	413
6.10.3.	Çaprazlar, Kat Kirişleri ve Kolonlar	414
6.10.4.	Bağ Kirişi-Kolon Birleşimi.....	414
6.10.5.	Çapraz-Kiriş-Kolon Birleşimi.....	415
6.11.	Çapraz-Kiriş-Kolon Birleşim Detayları	415
6.12.	Burkulması Önlenmiş Çaprazlı Çelik Çerçeveler	423
6.13.	Diyafram Tasarımı	428
	KAYNAKLAR.....	430
	DİZİN	432

1. GİRİŞ

Yerin hareketi ile oluşan deprem, ancak heyelan veya büyük yıkıcı dalgalar (tsunami) oluşturması gibi nadir durumlarda insan hayatını tehdit eden bir doğa olayıdır. Depremın asıl tehlike yarattığı durum yapılar üzerindeki etkisi ile ortaya çıkmaktadır. Deprem tehlikesi olarak adlandırılan sorunun kaynağı deprem olmakla birlikte sorunun kendisi deprem etkisindeki yapının davranışıdır.

Bir yapının depreme dayanıklı olarak tasarımında amaç, yapının kullanım ömrü boyunca yapıldığı bölgede oluşması beklenen en şiddetli depremde geçmeden ayakta kalabilmesini ve can güvenliğini sağlamaktır. Bir yapının şiddetli bir depreme maruz kalma sıklığı, sabit yük, hareketli yük gibi etkilere göre çok daha seyreklerdir. Tüm yapıların bu tür şiddetli depremleri elastik davranış göstererek ve hasar görmeden geçirecek şekilde tasarlanması, ekonomik olmayan ve uygulanması çok güç çözümlere neden olmaktadır. Bu nedenle depreme dayanıklı, uygulanabilir ve ekonomik olan çözüm ancak yapıda hasar oluşmasına izin verilerek sağlanabilmektedir.

Depremden sonra kullanımı yaşamsal önem taşıyan yapıların (hastane, itfaiye binası, enerji tesisi, iletişim tesisi vb.) tasarımında geçmenin önlenmesinin yanı sıra kullanımına devam edebilmesi de amaçlanmaktadır. Bu da can güvenliğinin sağlanmasına ek olarak hasarın sınırlandırılmasını gerektirmektedir.

Diğer yapılar için de depremden sonraki hasarın giderilmesi veya hasarın oluşturabileceği maddi kaybın yerine koyulmasının pahalı olacağı durumlarda başlangıç yapım maliyetini arttıran fakat hasarı sınırlandıran bir tasarım yapılabilir.

Genel olarak deprem yönetmeliklerinin ana ilkesi hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabılır düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılmasıdır.

Yapıların deprem etkilerine karşı tasarımında genel olarak aşağıdaki adımlar izlenir.

Öngörülen deprem etkilerini karşılayabilecek özelliğe sahip yatay yük taşıyıcı sistemin seçimi ve elemanların yerleşimi belirlenir. Bu aşamada taşıyıcı sistemde yük iletiminin sürekli ve güvenilir şekilde olmasının sağlanması amaçlanır.

Yönetmeliğin öngördüğü deprem etkisi altında etkitilecek yükler belirlenir ve taşıyıcı elemanlar arasında paylaşılır. Zemin özellikleri, taşıyıcı sistemin davranış şekli, kullanım amacı, yapı rijitliği gibi özellikler yüklerin belirlenmesinde göz önünde bulundurulur.

Düşey ve yatay yükler etkisinde elemanların ve birleşim bölgelerinin boyutlandırılması ve detaylandırılması yapılarak öngörülen etkiler altında yeterli dayanım, rijitlik ve süneklik sağlanarak yönetmelikte öngörülen yapısal performans ve yerdeğiştirme sınırları koşulları yerine getirilmiş olur.

2. TEMEL KAVRAMLAR VE DEPREM DEĞİŞKENLERİ

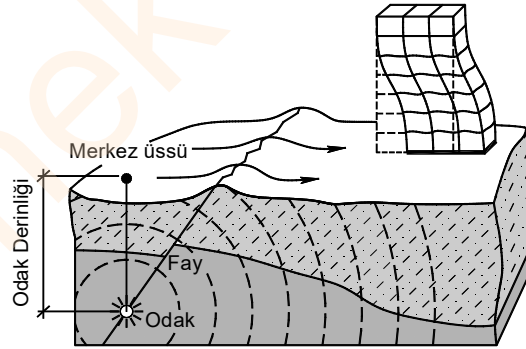
2.1. Depremlerin Oluşumu

Depremlerin farklı türleri olmakla birlikte burada deprem tektonik deprem anlamında kullanılacaktır. Yeryüzü tektonik plakaları birbirlerine göre göreceli hareket ederken gerilme birikimi oluşur ve bu gerilmeler yeterli büyüklüğe ulaştığında dış kabuğu yırtar. Bu yırtılma fay olarak adlandırılan zayıf düzlem boyunca devam eder. Yerkürenin biriken gerilmeleri doğal yolla bırakması sonucu enerji ortaya çıkar ve yerkürede titreşim dalgaları oluşur. Bu dalgaların yayılarak geçtikleri ortamları ve yeryüzeyini sarsma olayına deprem adı verilmektedir.

Deprem oluştuğunda ortaya çıkan enerji yerkürede dalgalar halinde yayılır. Dalgaların geçtiği yol üzerindeki her şey sarsılmakla birlikte belirli bir noktada oluşacak yer hareketinin büyüklüğü üç değişkene bağlıdır.

- i. İlgili nokta ile deprem kaynağı arasındaki uzaklık
- ii. Depremde ortaya çıkan toplam enerji (depremin büyüklüğü)
- iii. İlgili alandaki zemin koşulları

Odak noktası (hiposantr), yerkürenin derinliklerinde deprem enerjisinin ortaya çıktığı noktadır. Merkez üssü (episantr), yeryüzünde odak noktasına en yakın olan yerdir. Genellikle depremin en çok hasar oluşturduğu ve en kuvvetli olarak hissedildiği noktadır. Odak noktası ile merkez üssü arasındaki uzaklık odak derinliğidir, (Şekil 2-1). Depremler odak derinliklerine göre sınıflandırılabilir. Odak derinliği 0-60km arasında olan depremler sığ depremler, 60km-300km arasında olanlar orta derinlikte depremler ve 300km'den daha fazla derinliğe sahip olanlar derin depremler olarak adlandırılır Türkiye'de oluşan depremler genellikle sığ depremlerdir. Örneğin 1999 Kocaeli depreminde odak derinliği 18 km olarak belirlenmiştir.



Şekil 2-1 Depremin oluşumu

Zemin koşulları bakımından, derin yumuşak zeminler veya yeterli sıklıkta olmayan zeminler, sıkı zeminler veya kaya zeminlere göre daha olumsuz ortam oluşturmaktadır.

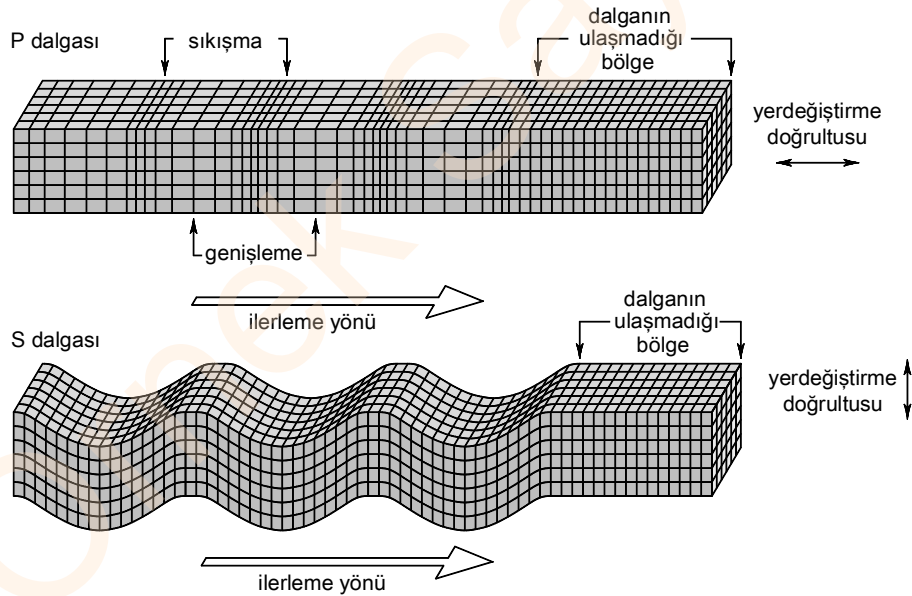
Fayın türü, dalga yayılımının yönü ve frekans içeriği gibi daha karmaşık değişkenler, göz önüne alınan bölgedeki yer hareketinin şiddetini artırabilmekte veya azaltabilmektedir. Bu belirsizlikler nedeniyle oluşabilecek yer hareketi hassas şekilde önceden belirlenmemektedir. Geçmişte kaydedilmiş yer hareketleri kullanılarak ve yukarıda bahsedilen üç ana etkeni dikkate alarak belirli bir olasılık ile öngörülen

bölgede oluşabilecek en büyük yer ivmesinin belirlenmesi mümkündür. Modern deprem yönetmeliklerinde bu prensip esas alınmaktadır.

2.2. Sismik Dalgalar

Fay kırılması sonucu açığa çıkan deprem enerjisi, deprem odağından başlayarak zeminde şekil değiştirmelere neden olan dalgalar oluşturur. Sismik dalgalar olarak adlandırılan bu elastik dalgalar, depremi oluşturan kırılma ve faylanma nedeniyle kaynaktan uzaklaşacak şekilde tüm yönlere doğru farklı türlerde yayılırlar. Deprem sırasında cisim dalgaları ve yüzey dalgaları olarak adlandırılan iki dalga türü açığa çıkar.

Yerkürenin içerisinde hareket edebilen cisim dalgaları P dalgası ve S dalgası olmak üzere ikiye ayrılır, Şekil 2-2. P dalgası yer içerisinde en hızlı yayılan ve sismometreler tarafından ilk algılanan dalgalardır. Birincil (primary), basınç (pressure) veya boyuna dalga olarak da tanımlanırlar. P dalgasının yayılma doğrultusu üzerinde bulunan taneciklerin ileri-geri hareketinden dolayı dalganın geçtiği ortam sıkışma ve genişlemeye maruz kalır ve hacimsel değişikliğe uğrar. P dalgaları katı ve sıvıların içinde ilerleyebilirler. S dalgaları P dalgasından sonra istasyonlara ulaşan ikinci cisim dalgasıdır. İkincil (secondary), kayma (shear) veya enine dalga olarak da tanımlanırlar. Bu dalgalar yayılırken tanecikler, yayılma doğrultusunda dik, yatay (SH dalgası) veya düşey doğrultuda (SV dalgası) titreşerek geçtikleri ortamın kayma deformasyonuna uğramasına neden olur. S dalgaları kayma rijitliği olmayan sıvılar içerisinde yayılamazlar.



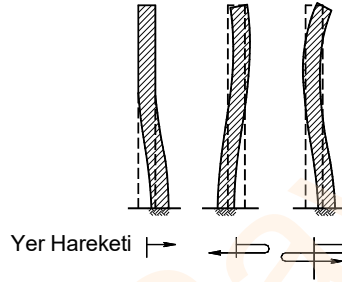
Şekil 2-2 Cisim dalgaları

Yüzey dalgaları, cisim dalgalarının yeryüzü veya yeryüzü tabakalarıyla kırılma ve yansımaya biçiminde etkileşmesi sonucu oluşurlar, Şekil 2-3. Yüzey dalgaları, Rayleigh dalgaları ve Love dalgaları olarak sınıflandırılır. Rayleigh dalgaları, P dalgaları ve SV dalgalarının yeryüzü tabakaları ile etkileşmesi sonucu oluşurlar ve taneciklerin hem düşey hem de yatayda hareket etmesine neden olurlar. Love dalgaları SH dalgalarının yumuşak yeryüzü tabakalarıyla etkileşmesi sonucu oluşurlar. Love dalgasının düşey bileşeni bulunmamaktadır.

Genellikle depreme dayanıklı yapı tasarımında kullanılan depremlerin dönüş periyodu 500 yıl ve üzeri olarak seçilmektedir. Bu dönüş periyodu değerinin rüzgar vb. diğer çevresel etkiler için seçilen 50 yıllık dönüş periyodu değerinden büyük seçilmesinin nedeni depremin daha ender ama daha çok hasar oluşturucağı özelliğinden dolayıdır.

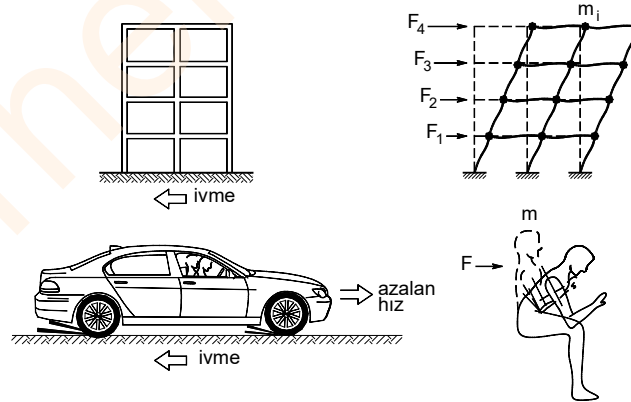
2.5. Yapıya Etkiyen Deprem Kuvvetleri

Deprem sırasında yapı davranışı Şekil 2-5’de basit olarak gösterilen biçimdedir. Yapının üzerinde bulunduğu zemin titreşim hareketi yaptığında yapının tabanı zemin ile birlikte yerdeğiştirir. Yapı kütesinin ataleti bu harekete karşı koyarak yapıda yatay ve düşey doğrultularda atalet kuvvetlerinin oluşmasına neden olur. Atalet kuvvetleri doğrultusunda yapıda hareket ile birlikte yerdeğiştirmeler oluşur. Bu yerdeğiştirmeler dalgasal şekildedir ve karmaşık bir salınım hareketi ortaya çıkarır.



Şekil 2-5 Deprem sırasında yapı davranışı

Atalet kuvvetinin oluşumunun anlaşılması amacıyla günlük yaşamdan bir örnek verilebilir. Bir araç frenleme yaptığında hızındaki azalma ile oluşan negatif ivme araç içindeki insanları aracın önüne doğru hareket etmeye zorlar. Buna, oluşan atalet kuvveti neden olmaktadır. Benzer şekilde deprem sırasında zeminde oluşan ivmelerde yapıda atalet kuvvetleri oluşur, (Şekil 2-6). Atalet kuvvetleri kütle ile orantılıdır.



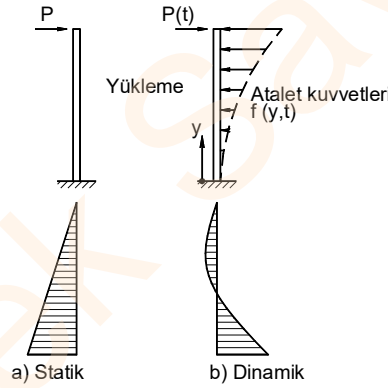
Şekil 2-6 Atalet kuvvetinin oluşum

3. DEPREM HESABINDA KULLANILAN YAPI DİNAMİĞİ TEMEL İLKELERİ

3.1. Dinamik ve Statik Etkiler Altında Çözüm

Yapı dinamiği problemlerinde yükleme ve bunun sonucu yapıda oluşan tepkiler olarak adlandırılabilir iç kuvvetler ve yerdeğiştirmelerin hepsi zamana bağlıdır. Bu nedenle çözüm her zaman dilimi için ayrı olarak elde edilmelidir.

Statik ve dinamik problemler arasında önemli bir fark bulunmaktadır. Şekil 3-1’de gösterilen kolon statik yük etkisindeyken iç kuvvetler yapı statiği bilgileri ile elde edilebilmektedir. Aynı yük dinamik olarak etkilendiğinde zamana bağlı olarak değişen yerdeğiştirmeler ivmelenmeye neden olacaktır. Bu ivmelenme harekete karşı koymak isteyen atalet kuvvetleri oluşturacaktır. Harekete neden olan dış yük $P(t)$ ve atalet kuvveti $f(y,t)$ sisteme aynı anda etkimektedir. Kolondaki iç kuvvetler bu iki yükün birlikte oluşturduğu etkileri dengeleyecek şekilde olmalıdır. Bu nedenle iç kuvvetlerin belirlenmesinden önce atalet kuvvetlerinin bilinmesi gerekmektedir. Atalet kuvvetleri yükün yüklenme hızına, yapının rijitliğine ve kütle özelliklerine bağlıdır. Dinamik çözümlemede temel güçlük atalet kuvvetlerinin oluşumuna neden olan yerdeğiştirmelerin kendisinin, atalet kuvvetlerine bağlı olmasıdır.



Şekil 3-1 Statik ve dinamik yükleme arasındaki temel farklılıklar

3.2. Serbestlik Derecesi

Titreşim hareketi sırasında herhangi bir zaman anı için sistemin konumunu belirli bir eksen takımına göre tanımlamak için gerekli bağımsız değişken sayısına serbestlik derecesi adı verilmektedir. Gerçekte sürekli bir sistemin sonsuz sayıda serbestlik derecesi bulunmaktadır. Yapı sisteminin idealleştirilerek uygun matematik modelin oluşturulması, serbestlik derecesinin azalmasına ve sonlu sayıda olmasına olanak tanımaktadır. Bu tür sistemlere ayrık kütleli sistem adı verilmektedir. Bina türü sistemler ayrık kütleli olarak modellenebileceğinden burada yalnızca ayrık kütleli sistemler göz önüne alınacaktır.

Şekil 3-2’de düzlem içindeki davranışları göz önüne alındığında dinamik analiz için tek serbestlik dereceli (TSD) olarak modellenebilecek sistem örnekleri gösterilmektedir.

3.3. Periyot, Frekans ve Açısal Frekans

Bir sistemin doğal periyodu (T) titreşim sırasında bir tam çevrimi yaparak başlangıç konumuna dönmesi için geçen süredir ve saniye birimi cinsinden ifade edilir (Şekil 3-5). Yorumlanırken birimi s/(1 tam çevrim) olarak değerlendirilmelidir.

Doğal periyodun tersi doğal frekanstır ve birimi bir saniyede yapılan çevrim miktarını belirten hertz (Hz) veya $1/s$ 'dir. Açısal doğal frekans ω , titreşim hareketi dairesel hareket olarak gösterildiğinde birim zamanda taranan açıyı gösterir ve rad/s birimindedir. Bir periyotluk süre geçtiğinde, Şekil 3-5'de A noktasından tekrar A noktasına gelindiğinde, taranan açı 2π radyan olacaktır.

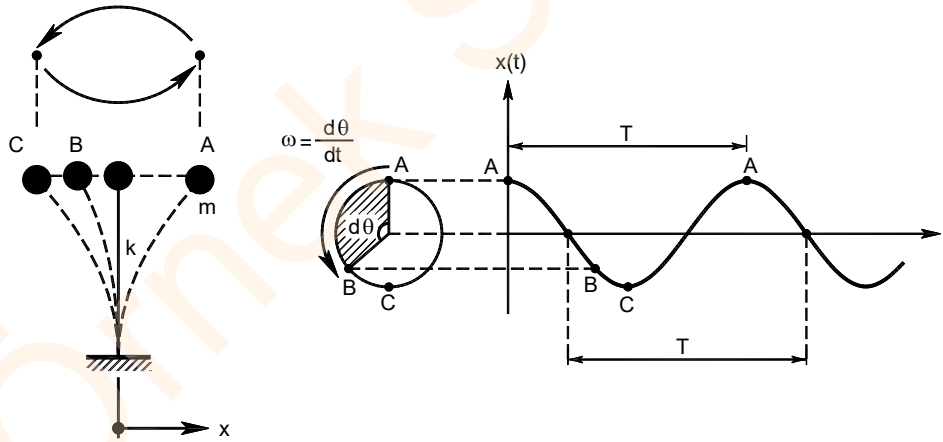
Bu üç büyüklük arasında aşağıdaki bağıntılar bulunmaktadır.

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.1)$$

veya

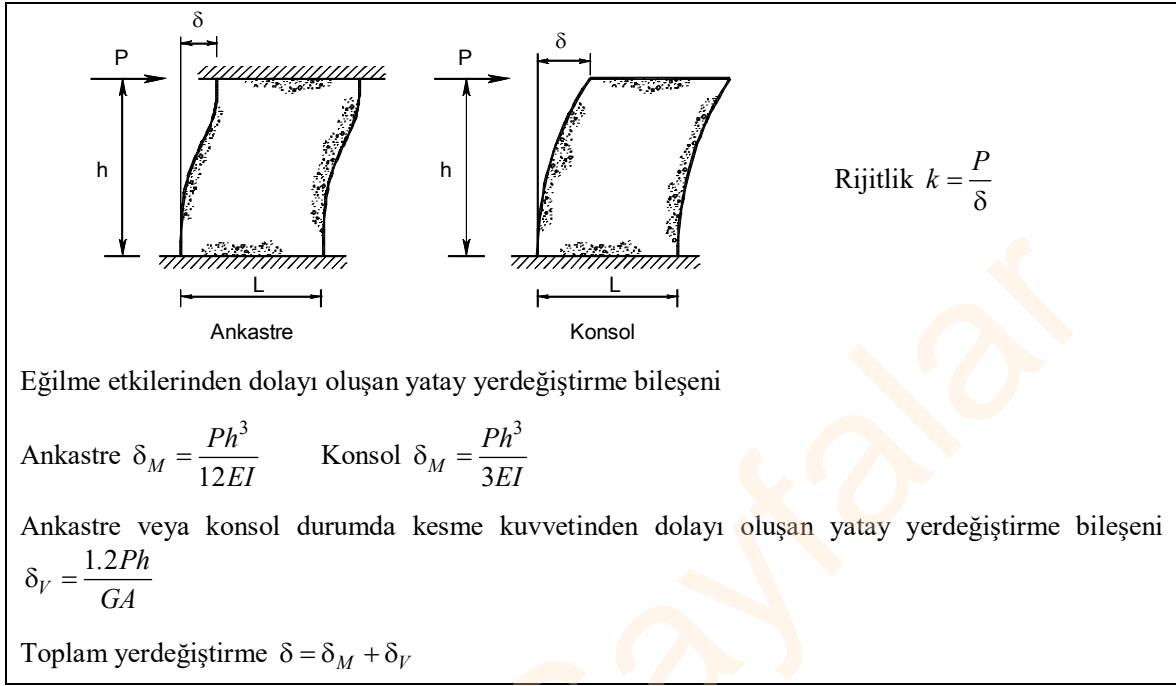
$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \quad (3.2)$$

Örneğin periyodu $T=0.5s$ olan bir yapı bir tam salınımını 0.5 's'de tamamlayacak, $1s$ 'de 2 tam çevrim yapacak ($f = 2s^{-1}$) ve dairesel hareket gösteriminde birim zamanda ($1s$ 'de) 4π radyan açı tarayacaktır ($\omega = 4\pi rad/s$).

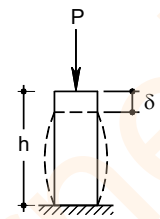
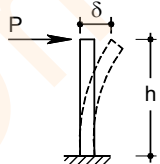
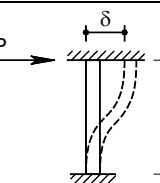


Şekil 3-5 Doğal titreşim periyodu ve ω açısal frekansı

Yapının doğal titreşim periyodu yapının kütlesi ve rijitliği gibi doğal özelliklerine bağlıdır ve deprem titreşim özelliklerinden bağımsızdır. Büyük yapı sistemlerinin periyodunun temel yapı dinamiği bağıntılarıyla belirlenmesi çoğu zaman mümkün olmamaktadır. Bu durumda doğal periyot, yapı sisteminin analitik modeli oluşturulup bilgisayar ile çözüm yapılarak (en yaygın olarak kullanılan yöntemdir), yönetmeliklerde verilen ampirik bağıntılardan veya Rayleigh yönteminden yararlanarak belirlenebilmektedir.



Tablo 3-2 Çeşitli sistemlerin yerdeğiştirme ve rijitlik değerleri

Sistem	En büyük yerdeğiştirme	Rijitlik
	$\delta = \frac{Ph}{EA}$	$k = \frac{EA}{h}$
	$\delta = \frac{Ph^3}{3EI}$	$k = \frac{3EI}{h^3}$
	$\delta = \frac{Ph^3}{12EI}$	$k = \frac{12EI}{h^3}$

bağıntısı elde edilir. Bu sistemin hareket denklemdir.

Dış yükün ve sönümün bulunmadığı durumda D'Alembert prensibi kullanılarak yapı sisteminin hareket denklemi

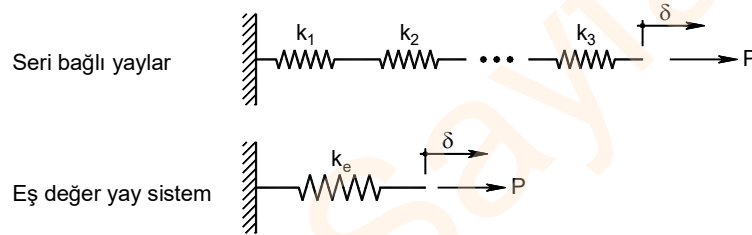
$$(Atalet kuvvetleri) + (Yay Kuvvetleri) = 0$$

biçiminde yazılabilir.

Yapı sisteminin yaylar ile idealleştirildiği durumlarda yaylar bazen gruplar oluşturmak üzere bulunur. Seri veya paralel ya da seri ve paralel olarak karmaşık bir sistem oluştururlar. Böyle durumlarda her bir elemanın yay katsayısı bilinen bir sistem yerine eş değerli bir yay özelliği belirlenmeye çalışılır.

3.5.1. Seri Bağlı Yaylar

Yay katsayıları k_1, k_2, \dots, k_n olan yayların seri bağlanması ile elde edilen sistem göz önüne alındığında bu sistemin eş değer yay katsayısını belirlemek için ucuna P kuvveti uygulansın, Şekil 3-7.



Şekil 3-7 Seri bağlı yaylar

Her bir yayda aynı P kuvveti bulunmaktadır ve bu yayların her biri $\frac{P}{k_1}, \frac{P}{k_2}, \dots, \frac{P}{k_n}$ kadar uzayacaktır.

Toplam uzama $\delta = \frac{P}{k_1} + \frac{P}{k_2} + \dots + \frac{P}{k_n}$ olacaktır. Eş değer sistemde yay katsayısı k_e olduğuna göre $\delta = \frac{P}{k_e}$

olacaktır. δ 'nın bu değeri yukarıda verilen eşitlikte yerine yazılırsa $\frac{1}{k_e} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \dots + \frac{1}{k_n}$ elde edilir.

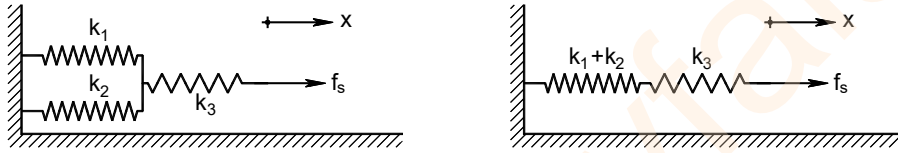
$$f_s = k_1 x_1 \quad f_s = k_2 x_2$$

$x = x_1 + x_2$ eşitliği $\frac{f_s}{k_e} = \frac{f_s}{k_1} + \frac{f_s}{k_2} \rightarrow \frac{1}{k_e} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \rightarrow k_e = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}$ olarak elde edilir.

c) a şıkında çözülen paralel yayların çözümünden yararlanarak rijitliği k_1 ve k_2 olan iki yay yerine rijitliği $k_1 + k_2$ olan eşdeğer tek bir yay yerleştirilebilir.

b şıkındaki seri bağlı yayların çözümünden de yararlanarak

etkin yay rijitliği $\frac{1}{k_e} = \frac{1}{k_1 + k_2} + \frac{1}{k_3} \rightarrow k_e = \frac{(k_1 + k_2) k_3}{k_1 + k_2 + k_3}$ olarak elde edilir.



3.6. Periyot, Kütle ve Rijitlik İlişkisi

Periyot ile kütle ve rijitlik arasındaki bağıntı Denk. (3.7)'de verilmektedir.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (3.7)$$

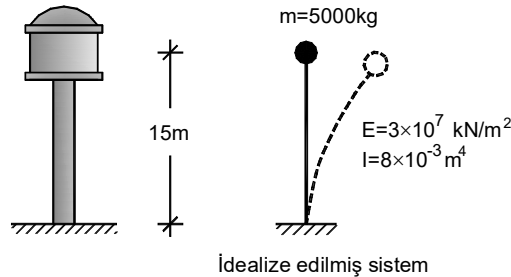
Açısal frekans ile kütle ve rijitlik arasındaki bağıntı da Denk. (3.8)'deki gibi olur.

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{veya} \quad \omega^2 = \frac{k}{m} \quad (3.8)$$

Yapının ağırlığı dolayısıyla kütlesi arttığında doğal periyot büyümektedir. Yapının öteleme rijitliği arttığında (örneğin kolon, perde gibi düşey taşıyıcılarının boyutları büyütüldüğünde) periyot değeri küçülmektedir.

Örnek 3-2

Küçük bir su tankı narin bir kolon üzerine yerleştirilmiştir. Kolonun ağırlığını ihmal ederek sistemin doğal titreşim periyodunu belirleyiniz.



- General düğmesine basınız.
 - Ekrana gelen ileti kutusunda Properties bölümünde Section Properties... düğmesine basınız.
 - Cross-section (axial) area kutucuğuna 1E6 yazınız
 - Moment of Inertia about 3 axis kutucuğuna 0.008 yazınız
 - Shear area in 2 direction kutucuğuna 0 yazınız
 - OK düğmesine basınız.
 - Section Name kutucuğuna C yazınız.
 - Material açılır listesinden MAT seçeneğini seçiniz ve 2 kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Draw-Draw Frame/Cable/Tendon seçeneğini seçiniz
- Önce 1 ve sonra 2 nolu düğüm noktalarına tıklayınız.
- Klavyede Esc tuşuna basarak çubuk eleman oluşturma işlemini tamamlayın.
- 1 numaralı düğüm noktasını seçiniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints... seçeneğini seçiniz.
 - Ankastre mesnet tanımı için Translation ve Rotation kutucuklarının tamamını seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.
- 2 numaralı düğüm noktasını seçiniz.
- Menüde Assign-Joint-Masses... seçeneğini seçiniz.
 - Specify Joint Mass bölümünde As Mass seçeneğini seçiniz.
 - Mass Coordinate System bölümünde Direction olarak GLOBAL seçeneğini seçiniz.
 - Translation Global X kutucuğuna 5 yazınız ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Analyze-Set Analysis Options... seçeneğini seçiniz.
 - XZ Plane düğmesine basarak UX, UZ, RY serbestliklerinin seçili olmasını sağlayınız.
 - OK düğmesine basınız.
- Menüde Analyze-Run Analysis... seçeneğini seçiniz.
 - Run Now düğmesine basınız
 - Dosya adı istendiğinde uygun bir dosya adı veriniz
 - Çözümü yapınız.
- Menüde Display-Show Deformed Shape seçeneğini seçiniz.
- Case/Combo Name açılır listesinden MODAL'ı seçiniz ve OK düğmesine basınız. Ekrana gelen pencerenin başlığında hesaplanan periyot değeri 0.962s olarak gösterilmektedir.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.96191; f = 1.0396



3.8. Titreşim Hareketinin Sınıflandırılması

Titreşim hareketleri aşağıdaki şekilde sınıflandırılabilir.

Sönümsüz ve sönümlü titreşimler

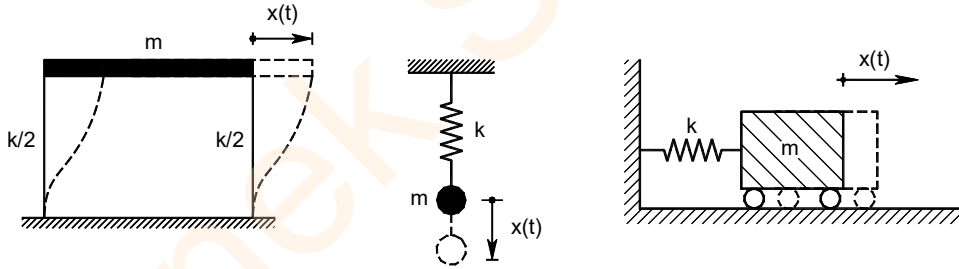
Eğer bir sistemde enerji kaybı ve sönümüne neden olacak bir etki yok ise titreşim sönümsüz titreşim olarak adlandırılır. Aksi durumda sistem sönümlü sistem olarak adlandırılır.

Serbest ve zorlanmış titreşimler

Eğer bir sistem başlangıç koşulları sonucunda titreşiyorsa ($t > 0$ için sisteme etki eden dış zorlama yoksa) sistem serbest titreşim durumundadır. Eğer sistem düzgün, düzensiz veya rastgele şekilde bir dış zorlama etkisindeyse zorlanmış titreşim durumunda olarak adlandırılır. Zorlanmış titreşimde sisteme enerji aktarılır ve enerjiyi sağlayan etkiye zorlayıcı kuvvet denilmektedir. Zorlayıcı kuvvetler sabit (örneğin basamak şeklinde yükleme), kısa sürede etkiyen ve kalkan (örneğin darbe yükleme), sinüs fonksiyonu veya rastgele yükleme biçiminde olabilir. Düzenli olarak zorlayan bir etkiye örnek olarak esnek bir döşeme sistemi üzerinde çalışan makina motoru gösterilebilir. Çalışma sırasında motor dönme hızı ile orantılı periyodik bir yük etkileyecektir. Rastgele yük etkisine örnek olarak da rüzgar ve deprem etkileri gösterilebilir. Bu yüklemelerde düzensiz bir değişim bulunmaktadır.

3.9. Tek Serbestlik Dereceli Sönümsüz Sistemin Serbest Titreşimi

Sönümsüz sisteme bir başlangıç yerdeğiştirmesi verilir ve serbest bırakılırsa hareket kendini tekrarlar (basit harmonik hareket). Buna örnek olarak ideal bir yaya asılmış kütle veya kütesiz kolonlara mesnetlenmiş rijit bir kirişten oluşan sistem gösterilebilir (Şekil 3-10).



Şekil 3-10 Tek serbestlik dereceli sönümsüz sistem

Sönümün bulunmadığı bir sistem titreşim hareketini aynı genlik ile sonsuza dek sürdürür. Bu durumda hareket denklemi

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (3.9)$$

ikinci mertebeden diferansiyel denklemi biçimindedir. Bu denklemin çözümü için iki adet başlangıç koşuluna gereksinim bulunmaktadır. Denklemin çözümü, $\omega = \sqrt{k/m}$ açısal frekans olmak üzere

$$x(t) = C_1 \cos \omega t + C_2 \sin \omega t \quad (3.10)$$

şekindedir. C_1 ve C_2 integrasyon sabitleridir ve başlangıç koşullarından (örneğin $t = 0$ 'daki başlangıç yerdeğiştirmesi x_0 , başlangıç hızı \dot{x}_0 gibi) belirlenmektedir. $t = 0$ 'da başlangıç yerdeğiştirmesi

Denk.(3.42) trigonometrik dönüşümler kullanılarak

$$x = \rho e^{-\xi\omega t} \cos(\omega_D t - \beta) \quad (3.45)$$

haline dönüştürülebilmektedir. Hareketin genliği ρ Denk. (3.46) ile elde edilmektedir.

$$\rho = \sqrt{x_o^2 + \frac{(\dot{x}_o + x_o \xi \omega)^2}{\omega_D^2}} \quad (3.46)$$

Faz açısı β Denk. (3.47) ile elde edilmektedir.

$$\tan \beta = \frac{(\dot{x}_o + x_o \xi \omega)}{\omega_D x_o} \quad (3.47)$$

Şekil 3-13'de başlangıç hızı ve yerdeğiştirilmesi ile harekete geçen sönümlü bir sistemin yerdeğiştirmesinin zamana bağlı değişimi gösterilmektedir. Görüldüğü gibi, sistem denge konumu etrafında ω_D sabit açısal frekansı ile genliği azalarak titreşmektedir. Genlik sürekli azaldığı halde titreşimin periyodu T_D sabit kalmaktadır.

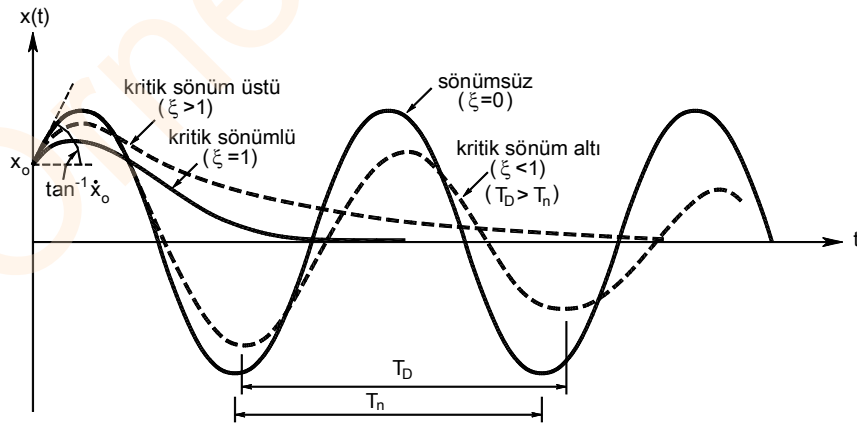
Kritik sönüm üstü hareket: Karekök içindeki ifadenin pozitif olması durumu “kritik sönüm üstü hareket” olarak adlandırılır. Bu durum $c > c_{cr} = 2m\omega$ veya sönüm oranının $\xi = c / c_{cr} > 1$ olmasına karşı gelmektedir. Karakteristik denklemin gerçel iki kökü bulunur.

$$s_{1,2} = -\xi\omega \mp \omega\sqrt{\xi^2 - 1} \quad (3.48)$$

$\bar{\omega} = \omega\sqrt{\xi^2 - 1}$ olarak tanımlanırsa Denklem(3.48)

$$s_{1,2} = -\xi\omega \mp \bar{\omega} \quad (3.49)$$

şeklini alır.



Şekil 3-14 Farklı Sönüm Özelliklerine Sahip Sistemlerin Hareketi

Hareket denkleminin çözümü

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} (A \sinh \bar{\omega}t + B \cosh \bar{\omega}t) \quad (3.50)$$

olarak bulunur. A ve B başlangıç koşulları kullanılarak elde edilebilir. Bu durumda sistemin davranışı bir titreşim hareketi biçiminde olmayıp, kritik sönümlü sisteme benzer şekilde denge konumuna asimptotik olarak yaklaşan biçim ortaya çıkar, Şekil 3-14.

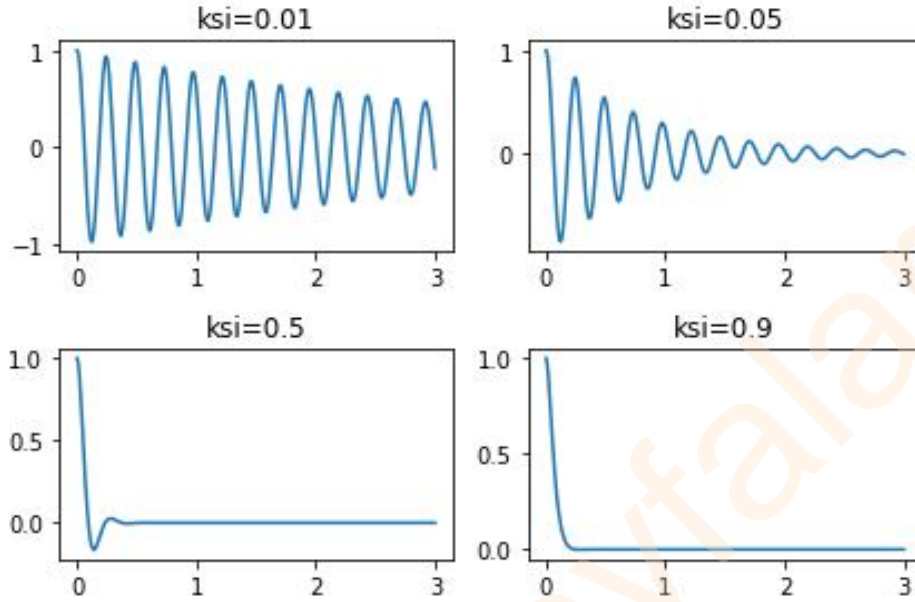
Yapı sistemlerinde sönüm kritik sönümden küçük olduğundan bu kitapta genel olarak kritik sönüm altı durum göz önüne alınacaktır.

Örnek 3-3

Kütlesi $m = 60kNs^2 / m$, rijitliği $k = 40000kN / m$ olan sönümlü sistemde aşağıdaki sönüm özelliklerinin bulunduğu durumlar için yerdeğiştirme zaman grafiğini elde eden Python programı.

- $\xi = 0.01$
- $c = 150kNs / m$
- $\xi = 0.5$
- $\xi = 0.9$

```
import matplotlib.pyplot as plt
import numpy as np
import math
t0=0 ; tn=3 ; dt=0.01
n=int(tn/dt)
m=60 ; k=40000 ; c=150
u0=1 ; v0=0
omega=math.sqrt(k/m) ; c_cr=2*math.sqrt(k*m) ; xi=c/c_cr
ksi=np.zeros((4))
d=np.zeros((n+1)) ; x=np.zeros((n+1,4)) ; t=np.zeros((n+1))
maks=np.zeros((n+1))
ksi[0]=0.01 ; ksi[1]=xi ; ksi[2]=0.5 ; ksi[3]=0.9
for i in range(4):
    omegad=omega*math.sqrt(1-ksi[i]**2)
    for j in range(n+1):
        t[j]=j*dt
        d[j]=math.exp(-ksi[i]*omega*t[j])
        C1=math.sqrt(((v0+u0*ksi[i]*omega)/omegad)**2+u0**2)
        phi=math.atan((v0+u0*ksi[i]*omega)/(omegad*u0))
        maks[j]=C1*d[j]
        x[j][i]=maks[j]*math.cos(omegad*t[j]-phi)
# grafik çizimi
fig, axs = plt.subplots(2, 2)
axs[0, 0].plot(t, x[:,0])
axs[0, 0].set_title('ksi=0.01')
axs[0, 1].plot(t, x[:,1])
axs[0, 1].set_title('ksi='+str("{:.2f}".format(xi)))
axs[1, 0].plot(t, x[:,2])
axs[1, 0].set_title('ksi=0.5')
axs[1, 1].plot(t, x[:,3])
axs[1, 1].set_title('ksi=0.9')
fig.tight_layout()
```

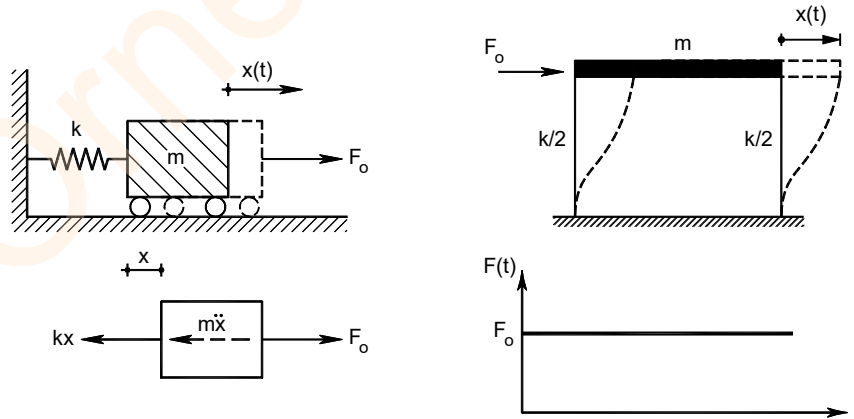


Şekil 3-15 Farklı sönüm oranları için TSD sistemin davranışı

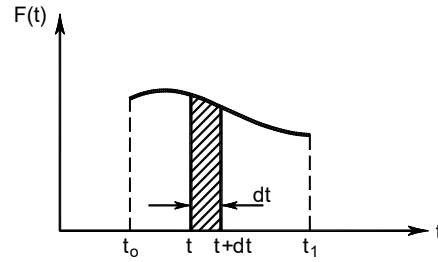
3.11. Tek Serbestlik Dereceli Sönümsüz Sistemin Ani Olarak Etkiyen Sabit Yük Etkisinde Titreşimi

Durağan halde bulunan tek serbestlik dereceli sönümsüz sisteme Şekil 3-16'de gösterilen sabit F_o kuvvetinin ani olarak etkimesi (basamak yüklemesi) ve kuvvetin etki ettiği anın zaman başlangıcı olarak alınması durumunda hareket denklemi Denk. (3.51)'deki gibi yazılabilir.

$$m\ddot{x} + kx = F_o \quad (3.51)$$



Şekil 3-16 Ani etkiyen sabit yük etkisindeki TSD sönümsüz sistem



Şekil 3-23

Bunun için Şekil 3-23'de görüldüğü gibi t_0 anından t_1 anına kadar darbe etkilerinin ek kuvvet şeklinde etkideği varsayılır ve bunların her birinden oluşan t_1 anındaki ek yerdeğiştirmeler belirlenir. Bu ek yerdeğiştirmeler genel olarak t anında etkiyen $F(t)dt$ impulsları nedeniyle

$$\frac{F(t)dt}{m\omega} \sin \omega(t_1 - t) \quad (3.111)$$

şeklinde olup t_0 anından t_1 anına kadar toplamları

$$\int_{t_0}^{t_1} \frac{F(t)}{m\omega} \sin \omega(t_1 - t) dt \quad (3.112)$$

integrali ile belirlenebilir. Diğer taraftan bu etkiler olmasaydı t_0 anındaki yerdeğiştirme x_0 , hız \dot{x}_0 olmak üzere serbest titreşim nedeniyle t_1 anında yerdeğiştirme

$$x_0 \cos \omega(t_1 - t_0) + \frac{\dot{x}_0}{\omega} \sin \omega(t_1 - t_0) \quad (3.113)$$

olacaktır. Denk.(3.113) ve (3.112) birleştirilirse t_1 anındaki x_1 yerdeğiştirmesi için

$$x_1 = x_0 \cos \omega(t_1 - t_0) + \frac{\dot{x}_0}{\omega} \sin \omega(t_1 - t_0) + \frac{1}{m\omega} \int_{t_0}^{t_1} F(t) \sin \omega(t_1 - t) dt \quad (3.114)$$

elde edilir. Denk. (3.114)'de verilen belirli integralin değeri serbest değişken için kullanılan notasyona bağlı olmadığından integral içerisinde t yerine τ kullanılabilir. Bu durumda

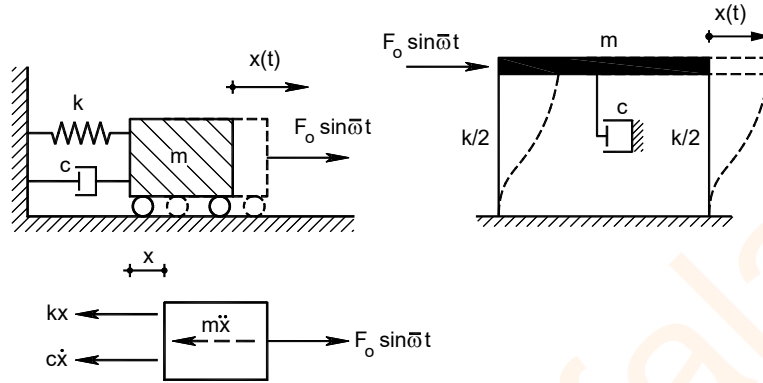
$$x_1 = x_0 \cos \omega(t_1 - t_0) + \frac{\dot{x}_0}{\omega} \sin \omega(t_1 - t_0) + \frac{1}{m\omega} \int_{t_0}^{t_1} F(\tau) \sin \omega(t_1 - \tau) d\tau \quad (3.115)$$

bulunur. Bu bağıntıda t_1 yerine t alınırsa t anındaki yerdeğiştirme için

$$x(t) = x_0 \cos \omega(t - t_0) + \frac{\dot{x}_0}{\omega} \sin \omega(t - t_0) + \frac{1}{m\omega} \int_{t_0}^t F(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau \quad (3.116)$$

elde edilir.

şeklini almaktadır. Herhangi bir zaman anında atalet, sönüm ve yay kuvvetlerinin aynı yönde etkimeyebileceği ancak her zaman dinamik dengenin sağlanacağı hatırdta tutulmalıdır.



Şekil 3-25 Sönümlü sistemin harmonik yük etkisinde zorlanmış titreşimi

Hareket denklemi yerdeğiştirmelere bağlı olarak Denk. (3.127)'daki gibi olur.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = p(t) \quad (3.127)$$

Dış yük harmonik yük olarak kabul edilirse bağıntı Denk. (3.128) halini alır.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F_o \sin \bar{\omega}t \quad (3.128)$$

Diferansiyel denklemin çözümü sönümsüz durumda olduğu gibi homojen çözüm ve özel çözümün toplamı olarak yazılabilir.

$$x(t) = x_h(t) + x_p(t) \quad (3.129)$$

Serbest titreşimi içeren homojen çözüm $x_h(t)$, $\xi = c / (2m\omega)$, $\omega = \sqrt{k/m}$, $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$ tanımı ile

$$x_h(t) = e^{-\xi\omega t} (A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t) \quad (3.130)$$

şeklinindedir.

Özel çözüm için

$$x_p(t) = G_1 \sin \bar{\omega}t + G_2 \cos \bar{\omega}t \quad (3.131)$$

varsayımı yapıp diferansiyel denklemde yerleştirilir ve trigonometrik fonksiyonların katsayıları karşılaştırılarak G_1 ve G_2 sabitleri bulunabilir. Sonuç olarak $r = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$ olmak üzere özel çözüm

$$x_p(t) = \frac{F_o}{k} \frac{1}{\left[(1-r^2)^2 + (2\xi r)^2 \right]} \left[(1-r^2) \sin \bar{\omega}t - 2\xi r \cos \bar{\omega}t \right] \quad (3.132)$$

veya

$$x_p(t) = \frac{F_o}{k} \frac{\sin(\bar{\omega}t - \theta)}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2r\xi)^2}} \quad (3.133)$$

olarak yazılabilir. Burada θ yerdeğiştirmenin kararlı titreşiminden oluşan bölümünün dış kuvvet ile arasındaki faz farkını göstermektedir.

Sonuç olarak hareket denkleminin çözüümü $x_{st} = \frac{F_o}{k}$ olmak üzere Denklem (3.134)'de verilen şekilde elde edilir.

$$x(t) = \underbrace{e^{-\xi\omega t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t)}_{\text{Geçici Titreşim}} + \underbrace{\frac{x_{st} \sin(\bar{\omega}t - \theta)}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2r\xi)^2}}}_{\text{Kararlı Titreşim}} \quad (3.134)$$

Burada A ve B sabitleri başlangıç koşulları kullanılarak belirlenmelidir.

Çözüm incelendiğinde ilk bölümün sistemin davranışına olan etkisi azalan bir üstel fonksiyon olduğundan zamanla sönümlenir, bu nedenle bu bölüm Geçici Titreşim olarak adlandırılır. İkinci bölüm ise dış yük ile aynı frekansta olan ve zamanla azalmayan kalıcı bir titreşimdir ve bu nedenle Kararlı Titreşim veya kalıcı titreşim olarak adlandırılır.

Yerdeğiştirmenin kararlı titreşiminden oluşan kısmının dış kuvveti izlemekteki faz farkını gösteren θ , Denk. (3.135) ile hesaplanmaktadır.

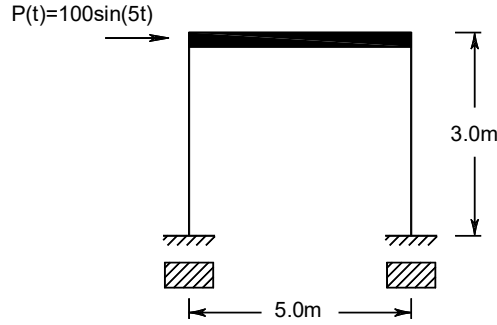
$$\tan \theta = \frac{2\xi r}{1-r^2} \quad (3.135)$$

Örnek 3-4

Şekil 3-26'de verilen tek katlı sönümsüz sistem $3.0m$ yüksekliğinde ankastre mesnetli iki adet kolon ve rijit bir kiriş olarak modellenmiştir. Toplam kütle $20t$ 'dir. Kolonlar $0.25m \times 0.40m$ boyutlarındadır. Sisteme rijit kiriş seviyesinde $P(t) = 1000 \sin(5t) kN$ harmonik yük etkimektedir. Brüt kesit rijitliklerini kullanarak

- Sistemin kararlı titreşiminin genliğini
- Kolonlarda oluşacak en büyük dinamik momenti

hesaplayınız. $E = 3 \cdot 10^7 kN / m^2$



Şekil 3-26 Tek serbestlik dereceli sönümsüz sistem

Çözüm:

Denklemin kararlı titreşim bölümü Denk. (3.134)'den aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$x(t) = \frac{x_{st} \sin(\bar{\omega}t - \theta)}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2r\xi)^2}}$$

Verilen sistemde sönüm olmadığı için $\xi = 0$ olur ve bağıntı $x(t) = \frac{x_{st} \sin(\bar{\omega}t)}{1-r^2}$ olarak sadeleşir.

$$\text{Sistemin rijitliği } k = 2 \cdot \frac{12EI}{h^3} = 2 \cdot \frac{12 \cdot 3 \cdot 10^7 \cdot \frac{0.25 \cdot 0.40^3}{12}}{3^3} = 35555.6 \text{ kN / m}$$

$$\text{Statik yerdeğiştirme } x_{st} = \frac{F_o}{k} = \frac{1000}{35555.6} = 0.0281 \text{ m}$$

$$\text{Doğal Açısal frekans } \omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{35555.6}{20}} = 42.164 \text{ rad / s}$$

$$\text{Dış yükün açısal frekansının sistemin doğal açısal frekansına oranı } r = \frac{\bar{\omega}}{\omega} = \frac{5}{42.164} = 0.1186$$

Kararlı titreşimin zamana bağlı değişimi

$$x(t) = \frac{0.0281 \sin(5t)}{1 - 0.1186^2} = \frac{0.0281 \sin(5t)}{0.9858}$$

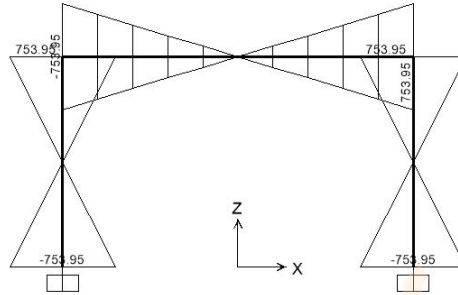
olarak elde edilir.

Yerdeğiştirmenin en büyük değeri genliğe eşit olacağından $\sin(5t) = 1$ olduğu durumda

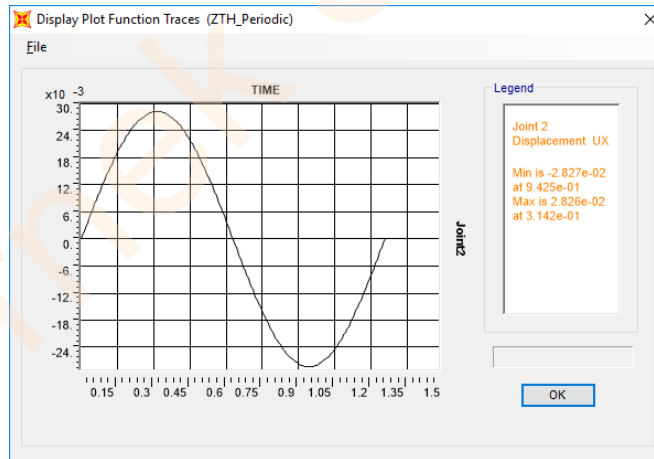
$$x_{max} = \frac{0.0281}{0.9858} = 0.02853 \text{ m} \text{ olarak bulunur.}$$

- Case/Combo Name kutucuğundan ZTH seçeneğini seçiniz
- Multivalued Options bölümünden Envelope (Max or Min) seçeneğini seçiniz
- Component bölümünden Moment 3-3 seçeneğini seçiniz
- Options for Diagram bölümünden Show Values seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız

Moment 3-3 Diagram (ZTH_Periodic) x



- Yerdeğıştirmelerin zaman ile değişiminin grafiğini oluşturmak için menüde Display>Show Plot Functions seçeneğini seçiniz.
 - Define Plot Functions... seçeneğini seçiniz.
 - Choose Function Type to Add bölümünden Add Joint Disps/Forces seçeneğini seçiniz ve Add Plot Function... düğmesine basınız
 - Joint ID kutucuğuna 2 yazınız
 - Vector Type bölümünden Displ, Component bölümünden UX seçeneğini seçiniz ve 2 kez OK düğmesine basınız.
 - List of Functions bölümünde Joint2 seçeneğini seçiniz ve Add -> düğmesine basınız.
 - Display düğmesine basarak 2 nolu düğüm noktasının X yönündeki yerdeğiştirmesinin zaman ile değişiminin grafiğini çizdiriniz.



Tablo 3-4 Sonuçların karşılaştırılması

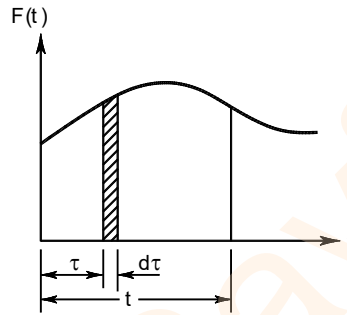
	Teorik sonuç	SAP2000	Göreceli Fark %
Yerdeğiştirme (m)	0.02853	0.02827	0.9
Moment (kNm)	760.7	753.9	0.9

3.16. Herhangi Bir Yük Etkisindeki Tek Serbestlik Dereceli Sönümlü Sistemin Titreşimi

Şekil 3-27’de gösterilen $F(\tau)$ gibi genel bir yükleme için çözüm Bölüm 3.13.2’dekine benzer bir yaklaşımla elde edilebilir. Burada τ davranışın belirleneceği t anından daha küçük bir anı göstermektedir. Yük tek serbestlik dereceli sönümlü bir sisteme etkidiğinde sistemin hareket denklemi

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(\tau) \quad (3.136)$$

olacaktır.



Şekil 3-27 Genel şekilli yük fonksiyonu

Herhangi bir τ anında Şekil 3-27’de taralı alan ile gösterilen $F(\tau)d\tau$ impulsu hesaplanabilir. Bu impuls m kütlelerinin hızında ani bir artışa neden olacaktır.

$$d\dot{x} = \frac{F(\tau)d\tau}{m} \quad (3.137)$$

Bu bağıntı kütleye etkileyen diğer kuvvetlerden (yay kuvveti vb.) , τ anındaki yerdeğiştirme ve hızdan bağımsızdır. Hızdaki artış τ anındaki başlangıç hızı olarak değerlendirilirse daha büyük t anında oluşacak yerdeğiştirme artışı Denk.(3.42)’den

$$dx = e^{-\xi\omega(t-\tau)} \left(\frac{F(\tau)d\tau}{m\omega_D} + \sin\omega_D(t-\tau) \right) \quad (3.138)$$

olarak belirlenir.

$\tau=0$ ve $\tau=t$ aralığındaki her impuls benzer etkiye neden olacağından etkileyen yükten oluşacak toplam yerdeğiştirme integral alınarak

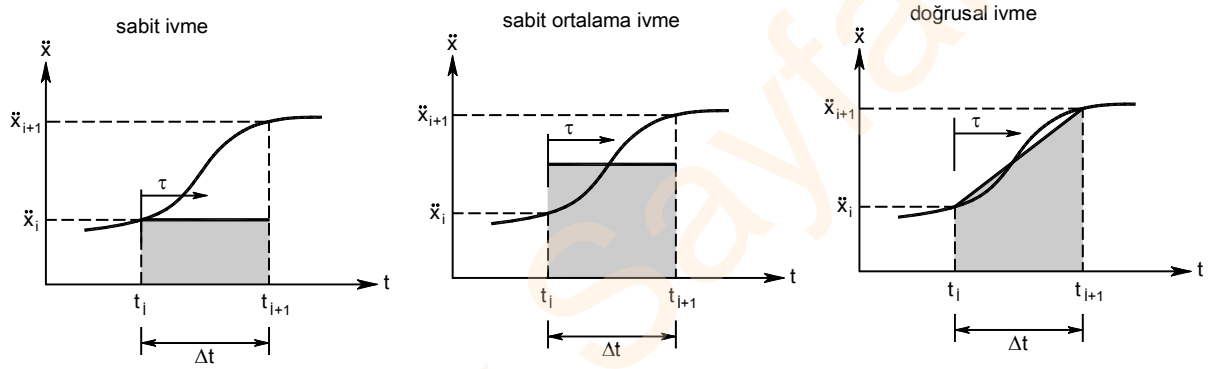
$$x(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t F(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_D(t-\tau) d\tau \quad (3.139)$$

olarak elde edilir. Bu denklem Duhamel integrali olarak adlandırılmaktadır.

denklemleri yazılabilir. Denklemlerin aşağıdaki durumlarda

- $\gamma = 0$ ve $\beta = 0$ için sabit ivme,
 $\gamma = 1/2$ ve $\beta = 1/4$ için sabit ortalama ivme,
 $\gamma = 1/2$ ve $\beta = 1/6$ için doğrusal ivme

yöntemlerinde verilen bağıntılara karşı geldiği görülebilir. Yapı mühendisliğinde sayısal stabiliteyi iyi sağladığı için bu üç yöntem içinde sabit ortalama ivme yöntemi ($\gamma = 1/2$ ve $\beta = 1/4$) daha çok tercih edilmektedir. Sayısal analiz yöntemi kullanıldığında zaman aralığının değeri de çözümün duyarlılığını etkilemektedir. Araştırmalar sonucu zaman aralığı için en fazla yapı periyodunun $1/10$ 'u mertebesinde bir değer ($\Delta t \leq T/10$) kullanılmasının oldukça iyi sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir. Deprem kayıtları genellikle 0.005 veya 0.01 zaman aralıklarında kaydedilmektedir. Bu değerlerin zaman adımı olarak kullanılması çözüm duyarlılığı bakımından çoğu zaman yeterli olmaktadır.



Şekil 3-31 Sabit, sabit ortalama ve doğrusal ivme yöntemleri

Yerdeğiştirme, hız, ivme ve dış yük artımı

$$\Delta x_i = x_{i+1} - x_i \quad (3.163)$$

$$\Delta \dot{x}_i = \dot{x}_{i+1} - \dot{x}_i \quad (3.164)$$

$$\Delta \ddot{x}_i = \ddot{x}_{i+1} - \ddot{x}_i \quad (3.165)$$

$$\Delta p_i = p_{i+1} - p_i \quad (3.166)$$

Denklemleri ile tanımlanırsa, hız ve yerdeğiştirme artımları γ ve β değişkenleri kullanılarak Denk. (3.167) ve (3.168)'da verilen şekilde elde edilir.

$$\Delta \dot{x}_i = \ddot{x}_i \Delta t + \Delta \ddot{x}_i \gamma \Delta t \quad (3.167)$$

$$\Delta x_i = \dot{x}_i \Delta t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{x}_i + \beta \Delta t^2 \Delta \ddot{x}_i \quad (3.168)$$

Denk. (3.168) ivme değişimine göre düzenlenirse

$$\Delta \ddot{x}_i = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta x_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{x}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{x}_i \quad (3.169)$$

şeklinde yazılabilir.

$$\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i \quad \Delta \hat{p}_i = -m\Delta \ddot{x}_g + 8168.65\dot{x}_i + 40\ddot{x}_i$$

$$\Delta x_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{k}} \quad \Delta x_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{852421}$$

$$\text{Denk. (3.170) 'den } \Delta \dot{x}_i = \frac{2}{\Delta t} \Delta x_i - 2\dot{x}_i = 200\Delta x_i - 2\dot{x}_i$$

$$\text{Denk. (3.169) 'den } \Delta \ddot{x}_i = \frac{4}{\Delta t^2} (\Delta x_i - \Delta t\dot{x}_i) - 2\ddot{x}_i = 4000(\Delta x_i - 0.01\dot{x}_i) - 2\ddot{x}_i$$

Çözüm 0.25s zamanına kadar Tablo 3-6'da verilmektedir. Yerdeğiştirmenin mutlak değerce en büyük değeri 0.07s'de 0.0861m olarak elde edilmektedir.

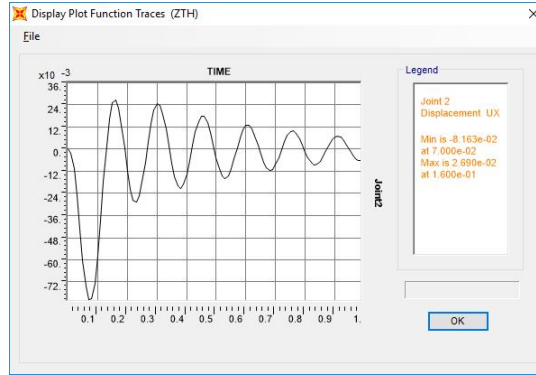
Tablo 3-6 Ortalama ivme yöntemi ile sayısal çözüm

t_i	\ddot{x}_g	\ddot{x}_i (Adım 2.5)	$\Delta \hat{p}_i$ (Adım 2.1)	Δx_i (Adım 2.2)	$\Delta \dot{x}_i$ (Adım 2.3)	$\Delta \ddot{x}_i$ (Adım 2.4)	\dot{x}_i (Adım 2.5)	x_i (Adım 2.5)
0	100	-100.000	-3900	-0.0046	-0.9150	16.9919	0.0000	0.0000
0.01	95	-83.008	-10695	-0.0125	-0.6792	30.1690	-0.9150	-0.0046
0.02	90	-52.839	-15037	-0.0176	-0.3394	37.7911	-1.5943	-0.0171
0.03	85	-15.048	-16298	-0.0191	0.0436	38.8064	-1.9337	-0.0348
0.04	80	23.758	-14390	-0.0169	0.4041	33.3068	-1.8902	-0.0539
0.05	75	57.065	-9756	-0.0114	0.6830	22.4678	-1.4860	-0.0708
0.06	70	79.533	-3279	-0.0038	0.8369	8.3090	-0.8031	-0.0822
0.07	65	87.842	3890	0.0046	0.8450	-6.6758	0.0338	-0.0861
0.08	60	81.166	10526	0.0123	0.7119	-19.9538	0.8789	-0.0815
0.09	55	61.212	15543	0.0182	0.4652	-29.3772	1.5908	-0.0691
0.10	50	31.835	18168	0.0213	0.1507	-33.5263	2.0560	-0.0509
0.11	45	-1.691	18058	0.0212	-0.1765	-31.9175	2.2067	-0.0296
0.12	40	-33.609	15340	0.0180	-0.4613	-25.0470	2.0302	-0.0084
0.13	35	-58.656	10570	0.0124	-0.6579	-14.2695	1.5689	0.0096
0.14	30	-72.925	4625	0.0054	-0.7369	-1.5376	0.9110	0.0220
0.15	25	-74.463	-1457	-0.0017	-0.6899	10.9470	0.1741	0.0274
0.16	20	-63.516	-6654	-0.0078	-0.5296	21.1111	-0.5158	0.0257
0.17	15	-42.405	-10136	-0.0119	-0.2873	27.3507	-1.0454	0.0179
0.18	10	-15.054	-11389	-0.0134	-0.0066	28.7801	-1.3327	0.0060
0.19	5	13.726	-10292	-0.0121	0.2640	25.3511	-1.3394	-0.0074
0.2	0	39.077	-7221	-0.0085	0.4565	13.1356	-1.0754	-0.0194
0.21	0	52.213	-2967	-0.0035	0.5417	3.9043	-0.6189	-0.0279
0.22	0	56.117	1614	0.0019	0.5331	-5.6131	-0.0773	-0.0314
0.23	0	50.504	5744	0.0067	0.4360	-13.8173	0.4559	-0.0295
0.24	0	36.687	8752	0.0103	0.2699	-19.3916	0.8918	-0.0228
0.25	0	17.295					1.1617	-0.0125

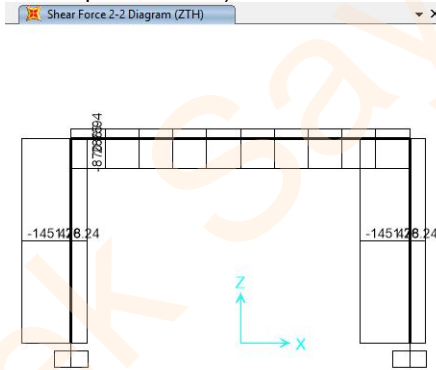
SAP2000

Örnek 3-5'de verilen sistemin çözümünü yapınız.

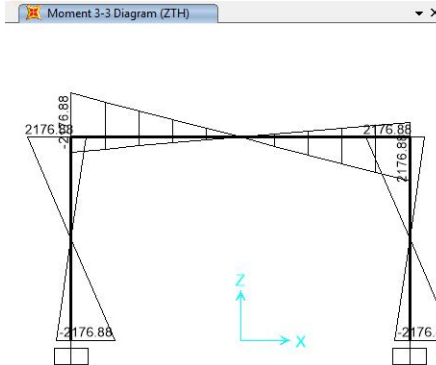
- SAP2000 programını çalıştırınız.
- Birim bölümünden kN,m,C seçiniz.
- Menüde File-New Model seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen pencerede 2D Frames seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda
 - Number of Stories kutucuğuna 1
 - Number of Bays kutucuğuna 1
 - Story Height kutucuğuna 3
 - Bay Width kutucuğuna 5 yazınız ve OK düğmesine basınız.
- Menüde View-Set 2D View seçeneğine seçiniz.
 - X-Z Plane seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde View-Set Display Options seçeneğini seçiniz.
 - Joints bölümünde Labels kutucuğunu seçili duruma getiriniz
 - Joints bölümünde Invisible kutucuğunu seçili durumdan çıkarın ve OK düğmesine basınız.
- 1 ve 3 numaralı düğüm noktalarını seçiniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints... seçeneğini seçiniz.
 - Ankastré mesnet tanımı için Translation ve Rotation kutucuklarının tamamını seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.
 - Add New Material... düğmesine basınız.
 - Region açılır listesinden User seçeneğini,
 - Material Type açılır listesinden Other seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
 - Material Name kutucuğuna C25 yazınız
 - Material Type açılır listesinden Other seçeneğini seçiniz.
 - Weight per Unit Volume kutucuğuna 0 yazınız.
 - Modulus of Elasticity, E kutucuğuna 3E7 yazınız
 - Poissons's Ratio, U kutucuğuna 0 yazınız.
 - Coefficient of Thermal Expansion, A kutucuğuna 0 yazınız ve iki kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Section Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
 - Add New Property düğmesine basınız.
 - Frame Section Property Type açılır listesinden Concrete seçeneğini seçiniz.
 - Rectangular düğmesine basınız.
 - Section Name kutucuğuna KOLON yazınız.
 - Material açılır listesinden C25'i seçiniz.
 - Depth (t3) kutucuğuna 0.40 yazınız
 - Width (t2) kutucuğuna 0.25 yazınız.
 - Set Modifiers düğmesine basınız
 - Cross-section Area kutucuğuna 10000 yazınız
 - Shear Area in 2 direction kutucuğuna 0 yazınız
 - 2 kez OK düğmesine basınız.
 - Add Copy of Property düğmesine basınız.
 - Section Name kutucuğuna KIRIS yazınız.
 - Material açılır listesinden C25'i seçiniz.
 - Depth (t3) kutucuğuna 0.60 yazınız
 - Width (t2) kutucuğuna 0.25 yazınız.
 - Set Modifiers düğmesine basınız
 - Cross-section Area kutucuğuna 100000 yazınız
 - Shear Area in 2 direction kutucuğuna 0 yazınız
 - Moment of Inertia about 3 axis kutucuğuna 1E6 yazınız
 - 3 kez OK düğmesine basınız.



- Oluşan kesme kuvvetlerini görmek için menüden Display>Show Forces/Stresses-Frame Cables seçeneğini seçiniz.
 - Case/Combo Name kutucuğundan ZTH seçeneğini seçiniz
 - Multivalued Options bölümünden Envelope (Range) seçeneğini seçiniz
 - Component bölümünden Shear 2-2 seçeneğini seçiniz
 - Options bölümünden Show Values on Diagram seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız (V=1451.3kN olarak hesaplanmaktadır)



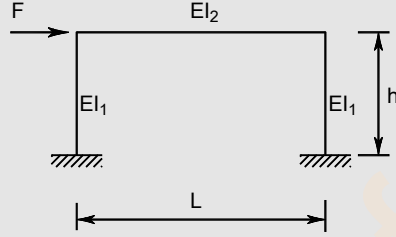
- Oluşan momentleri görmek için ekranda bulunan Display Frame Forces/Stresses penceresinde seçeneğini seçiniz Moment 3-3 seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız. (M=2176.9kNm olarak hesaplanmaktadır).



Örnek 3-7

Şekildeki çerçeve sistemde kiriş ve kolonların eksenel boy değişimlerini ihmal ederek ve $I_2 = 2I_1$ $L = 2h$ durumu için

- sistemin yanal rijitliğini hesaplayınız.
- $m = 50kNs^2 / m$, $I_1 = 0.005m^4$, $I_2 = 0.01m^4$, $L = 6m$, $h = 3m$, $E = 3.2 \cdot 10^7 kN / m^2$ sayısal değerleri için sistemin periyodunu belirleyiniz.



Çözüm:

Sistemin çözümü matris-deplasman yönteminde kullanılan rijitlik katsayıları kullanılarak yapılacaktır. İstenirse açı yöntemi, kuvvet yöntemi gibi çözüm yöntemleri de kullanılabilir.

Aşağıdaki şekilde bu katsayılar L uzunluklu sabit enkesitli doğrusal elastik bir çubuk eleman için gösterilmektedir. Burada E Elastisite modülünü, I atalet momentini göstermektedir. Şekilde (a) (c)'de düğüm noktalarının dönmeleri, (b) ce (d)'de düğüm noktalarının ötelenmeleri ile ilgili değerler gösterilmektedir.

Şekilde (e)'de gösterilen iki ucu A ve B olarak adlandırılan eksenel boy kısılmasının ihmal edildiği eleman göz önüne alındığında bu elemanın θ_A, θ_B uç dönmeleri, x_A, x_B uç ötelenmeleri olmak üzere dört serbestliğinin bulunduğu görülür. İki uçtaki eğilme momentleri ile bu dört serbestlik derecesi arasında aşağıdaki ilişkiler bulunmaktadır.

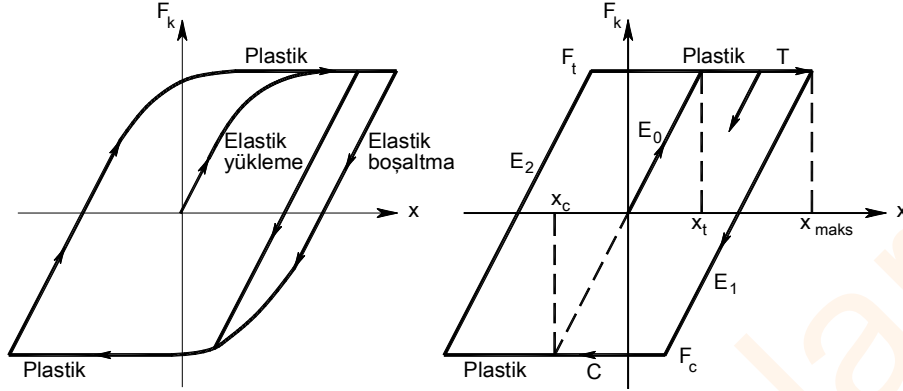
$$M_A = \frac{4EI}{L} \theta_A + \frac{2EI}{L} \theta_B + \frac{6EI}{L^2} x_A - \frac{6EI}{L^2} x_B$$

$$M_B = \frac{2EI}{L} \theta_A + \frac{4EI}{L} \theta_B + \frac{6EI}{L^2} x_A - \frac{6EI}{L^2} x_B$$

Benzer şekilde iki uçtaki kesme kuvvetleri ile bu dört serbestlik derecesi arasında da aşağıdaki ilişkiler bulunmaktadır.

$$V_A = \frac{6EI}{L^2} \theta_A + \frac{6EI}{L^2} \theta_B + \frac{12EI}{L^3} x_A - \frac{12EI}{L^3} x_B$$

$$V_B = -\frac{6EI}{L^2} \theta_A - \frac{6EI}{L^2} \theta_B - \frac{12EI}{L^3} x_A + \frac{12EI}{L^3} x_B$$



Şekil 3-34

Bu tip basit davranış modelleri kullanılsa bile dinamik hesaplar doğrusal elastik davranış gösteren sistemlerin hesabından çok daha karmaşık olmaktadır. Doğrusal olmayan davranış kullanılarak yapılan hesaplarda herhangi bir anda yerdeğiştirmenin veya sistemde oluşan kuvvetin değerine ek olarak o duruma gelinme şeklinin de önemi vardır. Akmanın oluşması, yükün yöndeğiştirmesi gibi durumlarda davranış değişeceğinden hesaplamalarda bu durumlar doğru şekilde göz önüne alınmalıdır.

Hesaplamalarda kullanılacak bağıntılar, sistemde oluşan kuvvetin büyüklüğüne ek olarak yerdeğiştirmenin artıyor mu ($\dot{x} > 0$) yoksa azalıyor mu ($\dot{x} < 0$) olduğuna da bağlı olacaktır.

Şekil 3-34(b) esas alınarak başlangıç koşullarının ($x_0 = 0, \dot{x}_0 = 0$) olduğu sistemde çekme ve basınç durumunda akmaya ulaşılacak yerdeğiştirme değerleri

$$x_t = F_t / k, \quad x_c = F_c / k \quad (3.179)$$

olarak belirlenir. Burada F_t ve F_c sırasıyla çekme ve basınç etkisinde akmayı oluşturacak kuvvetleri, k ise elastik rijitliği göstermektedir. Sistem, x yerdeğiştirmesi aşağıdaki koşulu sağladığı sürece E_0 doğrusu üzerinde olacaktır.

$$x_c < x < x_t \quad (3.180)$$

x yerdeğiştirmesi artarak x_t yerdeğiştirme değerine ulaştığında sistem çekme etkisinde plastik davranış göstermeye başlayacak ve T doğrusu üzerinde bulunacaktır. ($\dot{x} > 0$) olduğu sürece T doğrusu üzerinde kalacaktır. ($\dot{x} < 0$) olduğunda sistem yeniden elastik davranış göstereceği E_1 doğrusu gibi yerdeğiştirmenin azaldığı bir üzerinde bulunacaktır. Bu durumda yeni akma noktaları

$$x_t = x_{maks} \quad x_c = x_{maks} - (F_t - F_c) / k \quad (3.181)$$

bağıntıları ile belirlenecektir. Burada x_{maks} maksimum yerdeğiştirmesi, T doğrusu üzerinde ($\dot{x} = 0$) olduğundaki yerdeğiştirmeyi göstermektedir.

Benzer şekilde sistem ters yönde x_c yerdeğiştirme değerine ulaştığında sistem basınç etkisinde plastik davranış göstermeye başlayacak ve C doğrusu üzerinde bulunacaktır. ($\dot{x} < 0$) olduğu sürece C doğrusu üzerinde kalacaktır. Hız yön değiştirerek ($\dot{x} > 0$) olduğunda sistem yeniden elastik davranış gösterecektir.

Bu durumda yeni akma noktaları

$$x_c = x_{min} \quad x_t = x_{min} + (F_t - F_c) / k \quad (3.182)$$

bağıntıları ile belirlenecektir. Burada x_{min} minimum yerdeğiştirmesi, C doğrusu üzerinde ($\dot{x} = 0$) olduğundaki yerdeğiştirmeyi göstermektedir. Denk. (3.180) ile verilen koşul gerçekleştiği her durumda sistem E_o , E_1, \dots gibi elastik davranış göstereceği bir doğru üzerinde bulunacaktır. Bu durumda oluşacak F_k değeri

$$F_k = F_t - (x_t - x)k \quad (3.183)$$

çekme etkisinde plastik bölgede

$$F_k = F_t \quad (3.184)$$

basınç etkisinde plastik bölgede

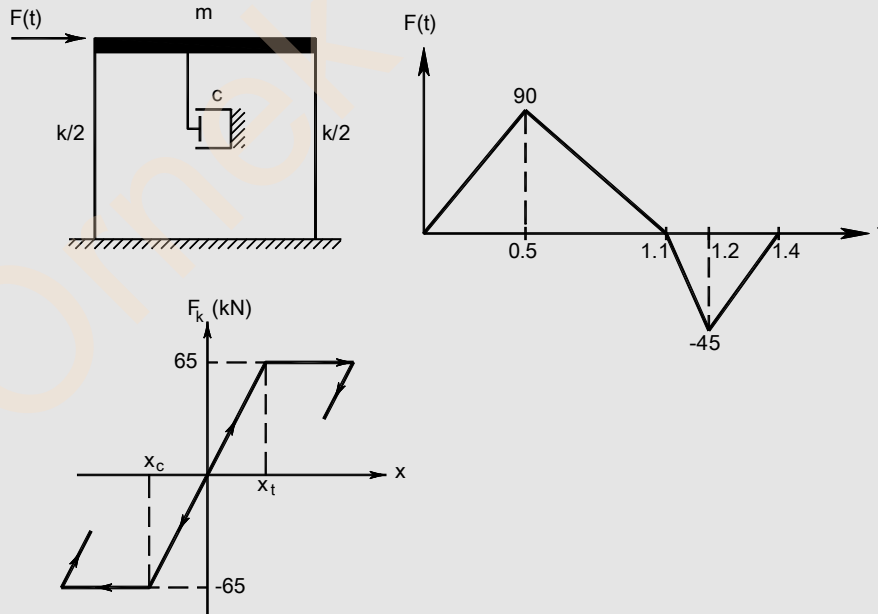
$$F_k = F_c \quad (3.185)$$

olarak belirlenir.

Örnek 3-8:

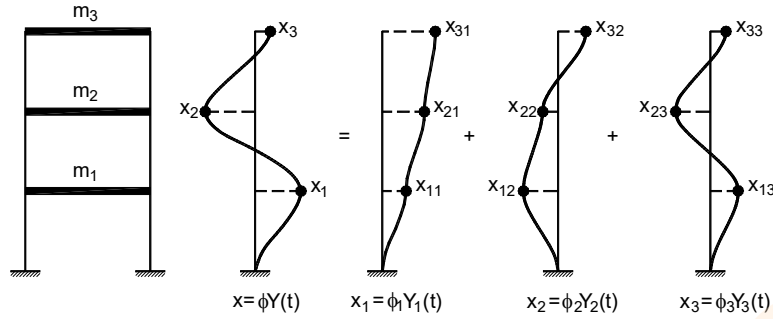
Şekilde verilen elastoplastik davranış gösteren tek katlı sönümlü sistemin özellikleri aşağıda verilmektedir. Sistemin başlangıçta durağan olduğunu varsayarak zamana bağlı dış yük etkisinde davranışını belirleyiniz.

$m=35\text{kNs}^2/\text{m}$, $k=2150\text{kN/m}$, $c=45\text{kNs/m}$



Tablo: Sayısal integrasyon tablosu

t (s)	F (kN)	x (m)	Anahtar	\dot{x} (m/s)	F_k (kN)	\ddot{x} (m/s ²)	k_p (kN/m)	\bar{E} (kN/m)	ΔF (kN)	$\Delta \bar{F}$ (kN)	Δx (m)	$\Delta \dot{x}$ (m)
0	0	0.0000	0	0	0.00	0.0000	0	24500	18	18.000	0.00073	0.02204
0.1	18	0.0007	0	0.02204	1.58	0.4408	2150	24500	18	114.539	0.00468	0.05209
0.2	36	0.0054	0	0.07413	11.63	0.6010	2150	24500	18	248.130	0.01013	0.05140
0.3	54	0.0155	0	0.12553	33.41	0.4270	2150	24500	18	344.351	0.01406	0.02372
0.4	72	0.0296	0	0.14925	63.62	0.0474	2150	24500	18	356.657	0.01456	-0.01340
0.5	90	0.0442	1	0.13585	65.00	0.5396	0	22350	-15	346.507	0.01550	0.03057
0.6	75	0.0597	1	0.16642	65.00	0.0717	0	22350	-15	364.647	0.01632	-0.01339
0.7	60	0.0760	1	0.15303	65.00	-0.3396	0	22350	-15	290.596	0.01300	-0.05204
0.8	45	0.0890	1	0.10098	65.00	-0.7013	0	22350	-15	135.490	0.00606	-0.08603
0.9	30	0.0950	1	0.01496	65.00	-1.0192	0	22350	-15	-90.878	-0.00407	-0.11590
1	15	0.0910	0	-0.10094	65.00	-1.2988	2150	24500	-15	-379.899	-0.01551	-0.09742
1.1	0	0.0755	0	-0.19836	31.66	-0.6496	2150	24500	-45	-558.004	-0.02278	-0.05571
1.2	-45	0.0527	0	-0.25407	-17.31	-0.4646	2150	24500	22.5	-595.175	-0.02429	0.05665
1.3	-22.5	0.0284	-1	-0.19742	-65.00	1.4681	0	22350	22.5	-261.270	-0.01169	0.16814
1.4	0	0.0167	-1	-0.02927	-65.00	1.8948	0	22350	0	137.793	0.00617	0.17803
1.5	0	0.0229	0	0.14876	-65.00	1.6659	2150	24500	0	511.147	0.02086	0.09632



Şekil 3-37 Mod katkılarının birleştirilmesi

Denk. (3.201) soldan $\{\phi_i\}^T [m]$ ile çarpılırsa

$$\{\phi_i\}^T [m] x(t) = \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_1\} Y_1(t) + \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_2\} Y_2(t) + \dots + \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_n\} Y_n(t) \quad (3.202)$$

elde edilir. Kütle matrisine göre ortogonal olma özelliği kullanılarak $\{\phi_i\}^T [m] \{\phi_j\} = 0$ ($i \neq j$), (3.202) bağıntısının sağ tarafı sadeleşir ve

$$\{\phi_i\}^T [m] x(t) = \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\} Y_i(t) \quad (3.203)$$

haline gelir.

Buradan i nolu mod için sistemin normal koordinatı

$$Y_i(t) = \frac{\{\phi_i\}^T [m] x(t)}{\{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\}} \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (3.204)$$

olarak elde edilir. Denk. (3.201) ve ortogonalite özelliği kullanılarak çok serbestlik dereceli sistemin hareket denklemi Denk. (3.186) yeniden yazılırsa

$$\{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\} \ddot{Y}_i(t) + \{\phi_i\}^T [c] \{\phi_i\} \dot{Y}_i(t) + \{\phi_i\}^T [k] \{\phi_i\} Y_i(t) = \{\phi_i\}^T \{p(t)\} \quad (3.205)$$

elde edilir. Burada Denk. (3.196)'e benzer olarak

$$\{\phi_i\}^T [c] \{\phi_j\} = 0 \quad i \neq j \quad (3.206)$$

ortogonalite özelliğinin sönüm matrisi için de geçerli olduğu varsayılmaktadır.

Genelleştirilmiş kütle $M_i = \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\}$

Genelleştirilmiş sönüm $C_i = \{\phi_i\}^T [c] \{\phi_i\} = 2\xi_i \omega_i M_i$

Genelleştirilmiş rijitlik $K_i = \{\phi_i\}^T [k] \{\phi_i\} = \omega_i^2 M_i$

Genelleştirilmiş yük $P_i = \{\phi_i\}^T \{p(t)\}$

Genelleştirilmiş koordinat Y_i

olarak adlandırılmak üzere hareket denklemi

$$M_i \ddot{Y}_i + C_i \dot{Y}_i + K_i Y_i = P_i \quad (3.207)$$

veya

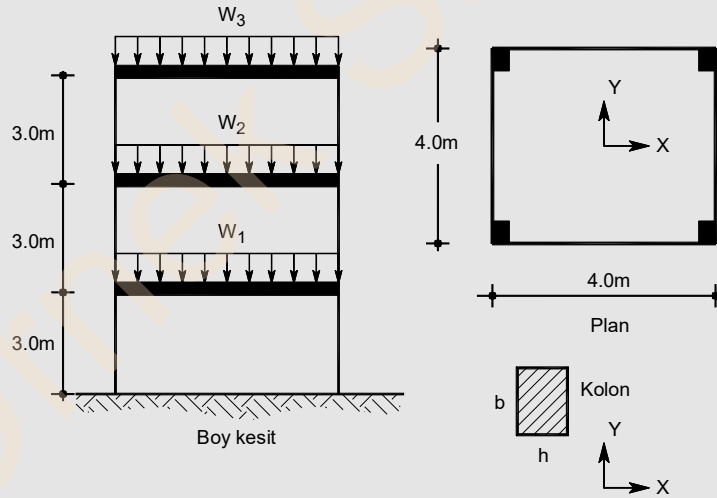
$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = \frac{P_i}{M_i} \quad (3.208)$$

olarak yazılır. Böylece Denk. (3.186) verilen çok serbestlik dereceli sistemin dinamik davranışını gösteren diferansiyel denklem sistemi, genelleştirilmiş koordinat, kütle, sönüm, rijitlik ve yük kullanılarak ayrıklaştırılmış olur. Denk. (3.208) ile çok serbestlik dereceli bir sistemin herhangi bir titreşim modundaki hareket denklemi Denk. (3.145)'deki gibi tek serbestlik dereceli bir sistemin hareket denklemi ile aynı hale gelmekte ve Denk. (3.186)'de verilen çok serbestlik dereceli sistemin bağımlı hareket denklemi mod şekilleri ve normal koordinatlar kullanılarak bağımsız denklem takımına dönüştürülmüş olmaktadır. Bu özellik, modların birleştirilmesi yönteminde her bir serbest titreşim modunun incelenmesinin birbirinden bağımsız olarak yapılabilmesine olanak tanımaktadır.

Örnek 3-9

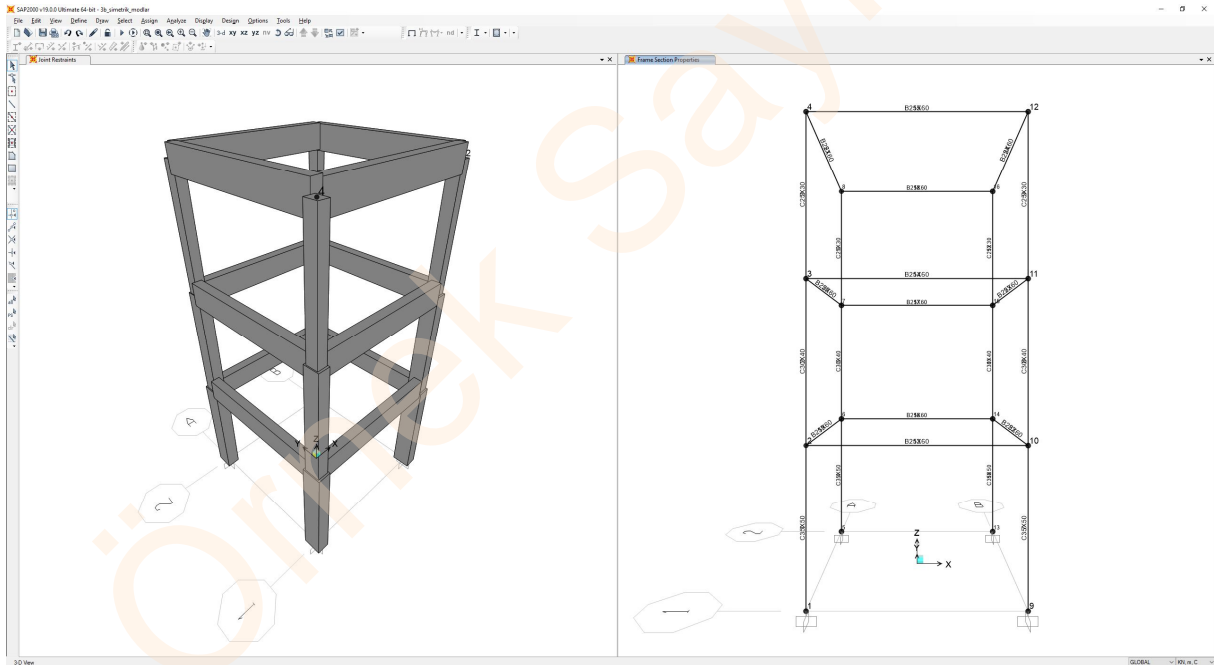
Verilen rijit plaklı çerçeve sistemde kolonların öteleme rijitliğini (k) ve kat öteleme rijitliğini (\bar{k}) hesaplayınız.

Sistemin serbest titreşim hareket denklemini yazarak serbest titreşim frekanslarını ve periyotlarını elde ediniz. Sistemin karşı gelen mod şekillerini ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 belirleyiniz.



Kat	W [kN]	Kütle m [kN-s ² /m]	b_{kolon} [m]	h_{kolon} [m]
3	124.8	12.72	0.30	0.25
2	176	17.94	0.40	0.30
1	176	17.94	0.50	0.35

- 1,4,7,10 nolu kolonları seçiniz.
- Menüde Assign-Frame-Frame Sections... seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen Frame Properties penceresinden C35X50 seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
- Klavyede F4 tuşuna basınız.
- 2,5,8,11 nolu kolonları seçiniz.
- Ekranı bulunan Assign Frame Properties penceresinden C30X40 seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
- Klavyede F4 tuşuna basınız.
- 3,6,9,12 nolu kolonları seçiniz.
- Ekranı bulunan Assign Frame Properties penceresinden C25X30 seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
- Klavyede F4 tuşuna basınız.
- Menüde Select-Select-Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
 - Ekranı gelen pencerede FSEC1 kesitini seçiniz ve Select düğmesine basınız.
 - Tüm kirişlerin seçili duruma geldiğini kontrol ediniz ve Select by Frame Section Properties ileti kutusunda Close düğmesine basınız.
- Ekranı bulunan Assign Frame Properties penceresinden B25X60 seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.



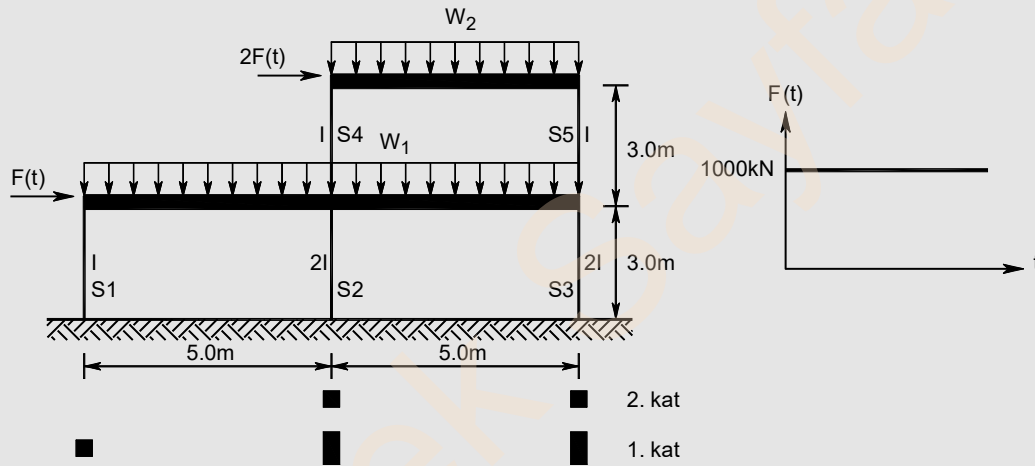
- Klavyede F4 tuşuna basınız.
- 2,6,10,14,3,7,11 ve 15 nolu düğüm noktalarını seçiniz.
- Menüde Assign-Joint-Masses... seçeneğini seçiniz.
 - Specify Joint Mass bölümünde As Mass seçeneğini seçiniz.
 - Mass Coordinate System açılır listesinden GLOBAL seçeneğini seçiniz.
 - Translation Global X kutucuğuna 4.485 (17.94/4) yazınız ve Apply düğmesine basınız.
- 4,8,12 ve 16 nolu düğüm noktalarını seçiniz.
- Ekranı bulunan Assign Joint Masses ileti kutusunda

Örnek 3-11

Verilen çerçeve sistemde kolonların kütlelerini ihmal ederek ve kirişlerin sonsuz rijitliğe sahip olduğu varsayımı ile

- Kolonların öteleme rijitliğini (k) ve kat öteleme rijitliğini (\bar{k}) hesaplayınız.
- Sistemin serbest titreşim hareket denklemini yazarak serbest titreşim frekanslarını ve periyotlarını elde ediniz.
- Sistemin karşı gelen mod şekillerini ϕ_1, ϕ_2 belirleyiniz.
- Verilen yüklerinin etkimesi durumunda en büyük kat yerdeğiştirme değerleri ile kolon eğilme momenti ve kesme kuvvetlerini hesaplayınız.

$E = 3.2 \cdot 10^7 \text{ kN} / \text{m}^2$, S1, S4 ve S5 kolonları $0.3\text{m} \times 0.3\text{m}$, S2 ve S3 kolonları $0.6\text{m} \times 0.3\text{m}$ dir.



Çözüm:

a) Kirişleri sonsuz rijit kabul edilebilen sistemlerde herhangi bir katın öteleme rijitliği o kattaki kolonların öteleme rijitlikleri toplamına eşittir.

Kolon öteleme rijitliği (Etkin kesit rijitliği kullanılacaktır) $I_{etkin} = 0.7I_{brüt}$

$$\text{S1, S4 ve S5 için } k = \frac{12EI}{h^3} = 0.7 \frac{12 \cdot 3.2 \cdot 10^7 \cdot 0.3 \cdot 0.3^3 / 12}{3^3} = 6720 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\text{S2 ve S3 için } k = \frac{12EI}{h^3} = 0.7 \frac{12 \cdot 3.2 \cdot 10^7 \cdot 0.6 \cdot 0.3^3 / 12}{3^3} = 13440 \text{ kN} / \text{m}$$

2. Titreşim modunda taban kesme kuvveti modal etkin kütlesi

$$m_{ix2} = \Gamma_2 \sum_{i=1}^3 m_i \phi_{i2} = (-5.739) \cdot (-5.739) = 32.94t$$

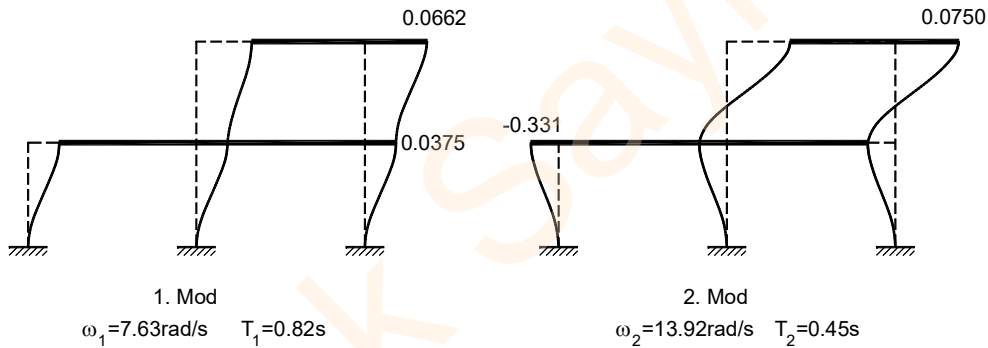
Tüm titreşim modları göz önüne alındığında etkin kütlelerin toplamı toplam yapı kütlelerine eşit olmalıdır.

$$\sum m_{ii} = 467.06 + 32.94 = 500t \quad ; \quad \sum m_i = 400 + 100 = 500t$$

$$\eta_1 = \frac{m_{i1}}{\sum m_i} = \frac{467.06}{500} = 0.934 \quad \eta_2 = \frac{m_{i2}}{\sum m_i} = \frac{32.94}{500} = 0.066$$

$$\text{Modal katkı çarpanı } \Gamma_n^{(X)} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i(X)n}}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{ixn}^2 + m_i \phi_{iyn}^2 + m_{i0} \phi_{i0n}^2)}$$

Özvektörler:



Tüm titreşim modları göz önüne alındığında etkin kütlelerin toplamı toplam yapı kütlelerine eşit olmalıdır.

$$\sum m_{ii} = 36.422 + 7.605 + 4.573 = 48.6t \quad ; \quad \sum m_i = 17.94 + 17.94 + 12.72 = 48.6t$$

$$\eta_1 = \frac{m_{i1}}{\sum m_i} = \frac{36.422}{48.6} = 0.749 \quad \eta_2 = \frac{m_{i2}}{\sum m_i} = \frac{7.605}{48.6} = 0.156 \quad \eta_3 = \frac{m_{i3}}{\sum m_i} = \frac{4.573}{48.6} = 0.094$$

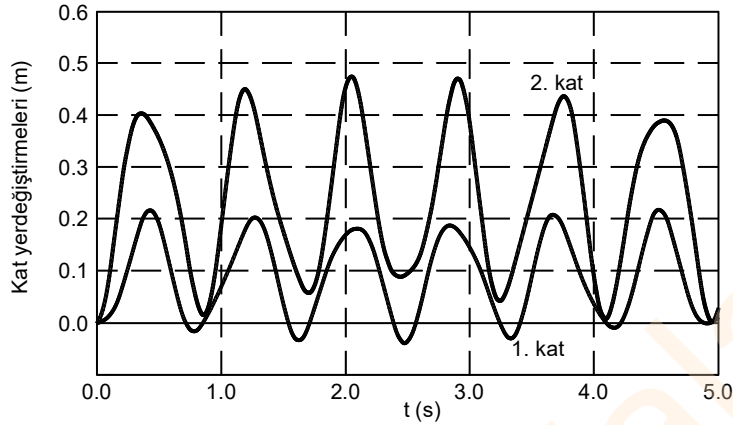
Sistemin hareket denklemi

$$[m]\{\ddot{x}\} + [k]\{x\} = \{F\}$$

$$\{x\} = [\hat{\phi}]\{\bar{x}\}$$

$[\hat{\phi}]$: Normalleştirilmiş modal matris

$\{\bar{x}\}$: Modal yerdeğiştirmeler

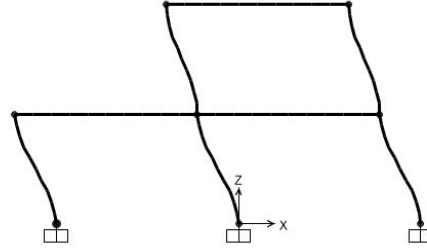


2. katın en büyük yerdeğiştirmesi 2.0475s'de 0.474m olarak hesaplanmıştır.

SAP2000 :Örnek 3-11'de verilen sistemin çözüümü.

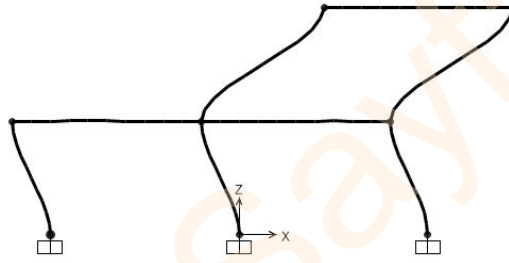
- SAP2000 programını çalıştırınız.
- Birim bölümünden kN,m,C seçiniz.
- Menüde File-New Model → 2D Frames seçeneğini seçiniz.
 - 2D Frame Type açılır listesinden Portal seçeneğini seçiniz.
 - Number of Stories kutucuğuna 2 yazınız
 - Story Height kutucuğuna 3 yazınız
 - Number of Bays kutucuğuna 2 yazınız
 - Bay Width kutucuğuna 5 yazınız ve OK düğmesine basınız.
- Sol pencereye tıklayarak aktif duruma getiriniz.
- Menüde View-Set 2D View seçeneğini seçiniz.
 - X-Z Plane seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde View-Set Display Options seçeneğini seçiniz.
 - Joints bölümünde Labels kutucuğunu seçili duruma getiriniz
 - Joints bölümünde Invisible kutucuğunu seçili durumdan çıkarın.
 - Frames bölümünde Labels kutucuğunu seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız. Ekranda aktif pencerede düğüm noktası ve eleman numaraları görünecektir.
- 2 ve 8 numaralı çubuk elemanları sol fare tuşu ile üzerine tıklayarak seçili duruma getiriniz.
- Menüde Edit-Delete seçeneğini seçerek bu iki çubuk elemanı siliniz.
- 1 , 4 ve 7 numaralı düğüm noktalarını seçiniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints... seçeneğini seçiniz.
 - Ankastr mesnet tanımı için tüm Translation ve Rotation kutucuklarının tamamını seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.
 - Add New Material... düğmesine basınız.
 - Region açılır listesinden User seçeneğini,
 - Material Type açılır listesinden Other seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
 - Material Name kutucuğuna C30 yazınız
 - Weight per Unit Volume kutucuğuna 0 yazınız.
 - Modulus of Elasticity, E kutucuğuna 3.2E7 yazınız
 - Poissons's Ratio, U kutucuğuna 0 yazınız.
 - Coefficient of Thermal Expansion, A kutucuğuna 0 yazınız ve iki kez OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Section Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.82306; f = 1.21498

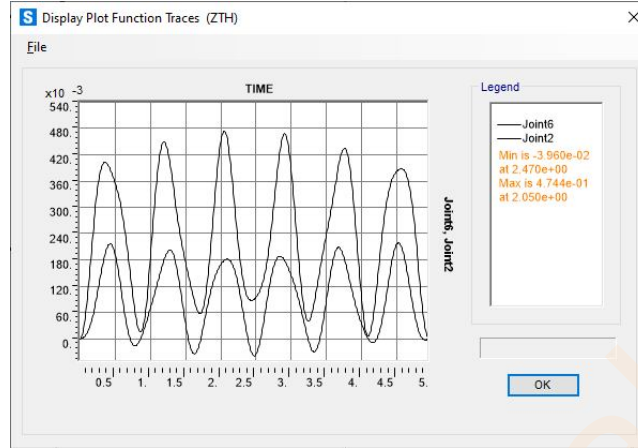


- Ekranda bulunan Display Deformed Shape ileti kutusunda Mode Number kutucuğuna 2 yazınız ve OK düğmesine basınız. Ekrana gelen pencerenin başlığında 2. Mod için hesaplanan periyot değeri 0.451s olarak gösterilmektedir.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0.45143; f = 2.21519



- Menüden Display-Show Deformed Shape... seçeneğini seçiniz.
 - Case/Combo Name kutucuğundan ZTH seçeneğini seçiniz
 - Multivalued Options bölümünden Envelope (Max or Min) seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız
 - 2. Kat düzeyindeki herhangi bir düğüm noktasına sağ mouse tuşu ile basarak ilgili noktanın yerdeğiştirme ve dönme değerlerini gösteren pencereyi ekrana getiriniz. En büyük değer 0.474 olarak hesaplanmıştır.
- Yerdeğiştirmelerin zaman ile değişiminin grafiğini oluşturmak için menüde Display-Show Plot Functions seçeneğini seçiniz.
 - Define Plot Functions... seçeneğini seçiniz.
 - Choose Function Type to Add bölümünden Add Joint Disps/Forces seçeneğini seçiniz ve Add Plot Function... düğmesine basınız
 - Joint ID kutucuğuna 6 yazınız (2. Kat yerdeğiştirmelerini temsil etmek üzere)
 - Vector Type bölümünden Displ, Component bölümünden UX seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
 - Add Plot Function... düğmesine basınız
 - Joint ID kutucuğuna 2 yazınız (1. Kat yerdeğiştirmelerini temsil etmek üzere)
 - Vector Type bölümünden Displ, Component bölümünden UX seçeneğini seçiniz ve 2 kez OK düğmesine basınız.
 - List of Functions bölümünde klavyede Ctrl tuşuna basılı tutarak Joint2 ve Joint6 seçeneklerini seçiniz ve Add -> düğmesine basınız.
 - Display düğmesine basarak 2 ve 6 nolu düğüm noktasının X yönündeki yerdeğiştirmesinin zaman ile değişiminin grafiğini çizdiriniz.



2. katın en büyük yerdeğiştirmesi 2.05s'de 0.4744m olarak hesaplanmıştır.

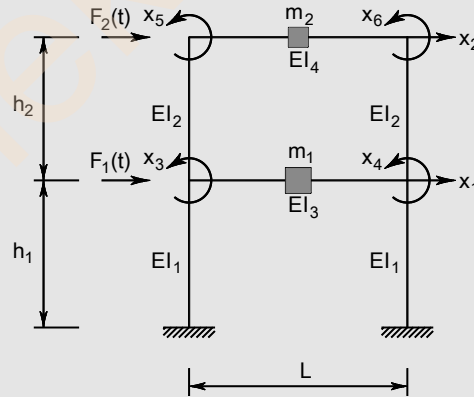
Örnek 3-12

Verilen çerçeve sistemde kolonların kütesini ihmal ederek

a) Sistemin kütle ve rijitlik matrisini oluşturunuz.

b) $I_1 = I_3 = 2I_2 = 2I_4 = 2I$, $L = 2h_1 = 2h_2 = 2h$, $m_1 = 2m_2 = 2m$ varsayarak sistemin indirgenmiş rijitlik matrisini elde ediniz.

c) $E = 3 \cdot 10^7 kN / m^2$, $I = 0.001493m^4$, $L = 6m$, $h = 3m$, $m_1 = 80kNs^2 / m$, $m_2 = 40kNs^2 / m$ varsayarak sistemin serbest titreşim frekanslarını ve periyotlarını hesaplayınız. Karşı gelen mod Şekillerini ϕ_1, ϕ_2 belirleyiniz



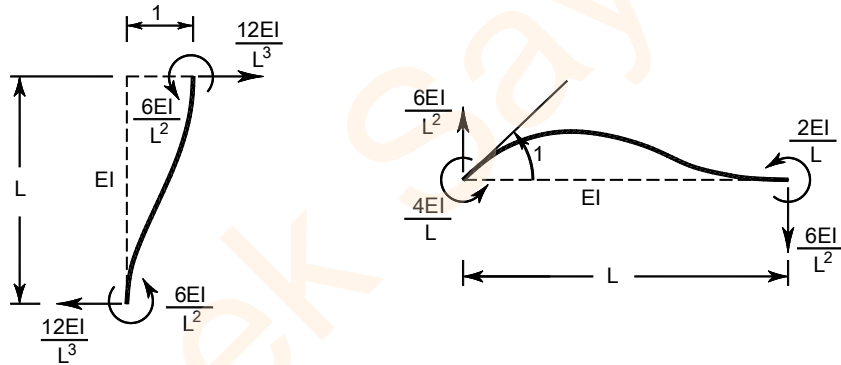
Çözüm:

a) Düğüm noktalarındaki yatay ötelenmeler dönmeler olmak üzere sistemin 6 serbestliği bulunmaktadır.

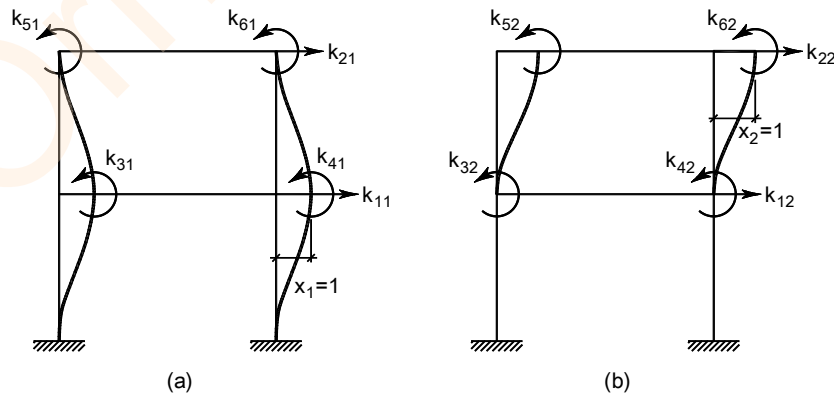
Dolayısıyla yerdeğiştirme vektörü $\{x\}^T = \{x_1 \ x_2 \ x_3 \ x_4 \ x_5 \ x_6\}^T$

Kütle matrisi $[m] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$ şeklindedir.

6×6 rijitlik matrisinin ilk kolonunu hesaplamak için $x_1 = 1$ ve diğer serbestlikler 0 olacak şekilde birim yerdeğiştirme uygulanır, Şekil 3-39(a). Çerçeve sistemi bu şekildeğiştirme biçiminde tutmak için etkilmesi gerekli k_{i1} kuvvetleri Şekil 3-39(a)'de gösterilmektedir. Bu kuvvetler Şekil 3-38'de verilen rijitlik katsayıları kullanılarak belirlenir ve rijitlik matrisinin ilk kolonunu oluşturur. Rijitlik matrisinin ikinci kolonu k_{i2} değerlerini belirlemek için Şekil 3-39(b)'de gösterildiği gibi $x_2 = 1$ iken diğer serbestlikler 0 olacak şekilde birim yerdeğiştirme uygulanır. Benzer yöntem x_3, x_4, x_5, x_6 serbestlikleri için tekrarlanır ve rijitlik matrisinin diğer kolonları belirlenir. Böylece çerçeve sistemin 6×6 rijitlik matrisi oluşturulur ve denge denklemleri yazılabilir.



Şekil 3-38



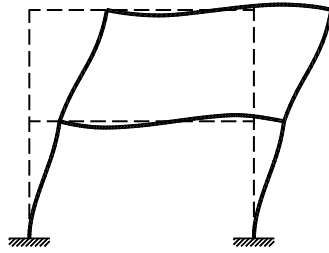
2. modda 2. katın yerdeğiştirmesi $\phi_{22} = 1.00$ seçilirse

$$-22491.83\phi_{12} - 29050.64\phi_{22} = 0 \rightarrow \phi_{12} = -1.292$$

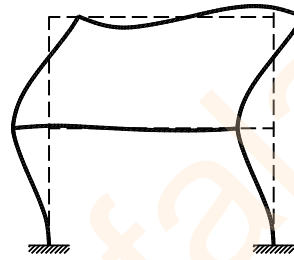
Özvektörler:

$$\begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.387 \\ 1.000 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -1.292 \\ 1.000 \end{Bmatrix}$$



1. Mod



2. Mod

3.20.3. Sönüm Matrisi

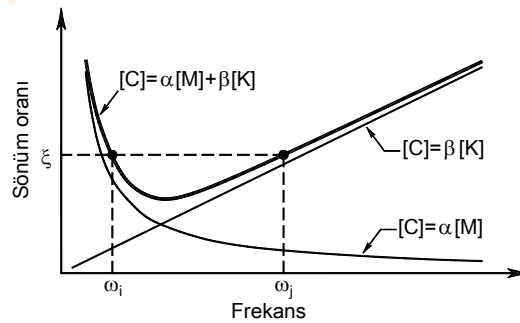
ÇSD sistemlerde hareket denklemlerinin çözümünde sönüm matrisinin, kütle ve rijitlik matrislerinde olduğu gibi, mod vektörleri ile ortogonalite özelliğine sahip olması denkleminin ayrıklaştırılmasını ve her bir mod için tek serbestlik dereceli sisteme benzer denklemler elde edilerek çözümün kolaylaşmasını sağlamaktadır.

Bu durumda her mod için bir sönüm oranı ξ_i belirlenir. Bu yöntem ile oluşturulacak sönüm matrisi modal sönüm matrisi olarak adlandırılmaktadır.

$$C_i = 2\xi_i\omega_i M_i \quad (3.215)$$

Sönüm matrisi kütle ve rijitlik matrisleri ile orantılı olarak da kabul edilebilir. Bu şekilde oluşturulacak sönüm matrisi Rayleigh sönüm matrisi olarak adlandırılmaktadır.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.216)$$



Şekil 3-40 Rayleigh Sönümü

Bu yöntemin kullanılmasında α ve β orantılık katsayılarının uygun seçilmesi gerekmektedir. Herhangi bir i 'inci mod için $K_i = \omega_i^2 M_i$ ve $C_i = 2\xi_i \omega_i M_i$ eşitlikleri kullanılarak

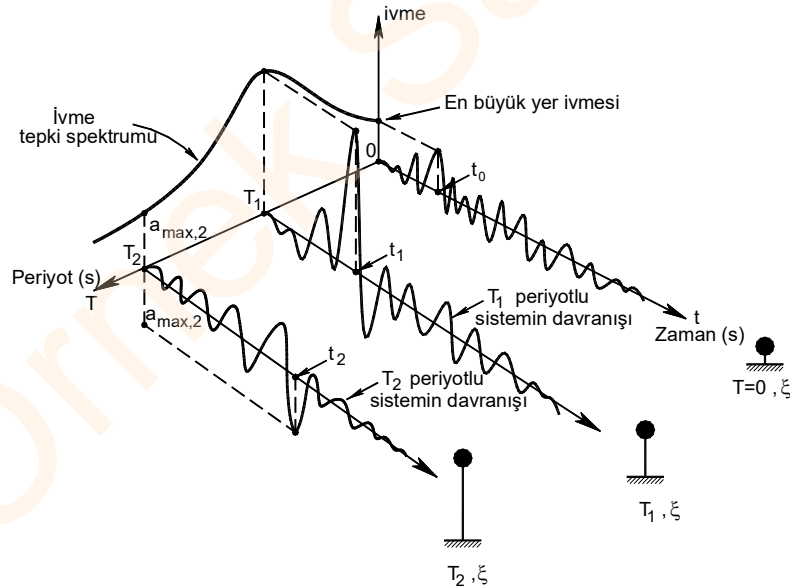
$$\frac{C_i}{M_i} = \alpha + \beta \omega_i^2 = 2\xi_i \omega_i ; \xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta \omega_i}{2} \quad (3.217)$$

elde edilir. Denk.(3.217)'den sönüm matrisinin kütle matrisi ile orantılı seçilmesi durumunda, sönüm oranının titreşim frekansı ile ters orantılı olduğu, sönüm matrisinin rijitlik matrisi ile orantılı seçilmesi durumunda ise sönüm oranının titreşim frekansı ile doğru orantılı olduğu görülür, Şekil 3-40.

3.21. Tepki Spektrumları

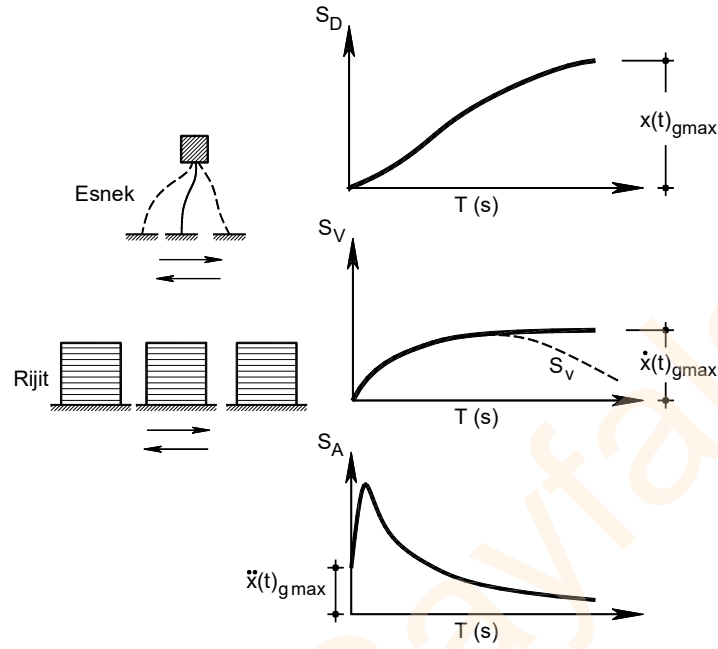
Tepki spektrumu, aynı sönüm oranına (örneğin $\xi = 0.05$) fakat farklı doğal titreşim periyotlarına sahip tek serbestlik dereceli sistemlerin belirli yük fonksiyonuna veya deprem söz konusu ise zemin hareketine karşı gösterdiği en büyük tepkilerin (en büyük yerdeğiştirme, hız, ivme veya diğer büyüklükler) grafiğidir. Yatay eksen periyot veya frekansı, dikey eksen ise en büyük tepkiyi göstermektedir.

Aynı deprem yer hareketi farklı titreşim periyotlarına sahip olan birçok tek serbestlik dereceli sisteme uygulandığında her sistem yer hareketine kendi titreşim özelliği ile farklı tepkiler vererek farklı maksimum ivme değeri oluşturacaktır. Tek serbestlik dereceli birçok sistemin çözümünden elde edilen maksimum ivmelerin sistem periyodu ile değişimini gösteren grafik ivme tepki spektrumu olarak adlandırılmaktadır. Şekil 3-41'de ivme tepki spektrumunun elde edilişi grafiksel olarak gösterilmektedir.



Şekil 3-41 Tepki Spektrumunun grafiksel gösterimi

Tepki spektrumları (yerdeğiştirme, hız veya ivme) belirli bir deprem kaydı etkisinde belirli bir sönüm oranına sahip tüm tek serbestlik dereceli sistemlerin göstereceği en büyük tepkilerin grafiksel özeti olarak değerlendirilebilir.



Şekil 3-45 Esnek ve rijit yapıların yer hareketi etkisinde davranışı

Bir tek deprem kaydı için elde edilen spektrum eğrileri ani değişimler gösterebilmektedir. Bir çok deprem kaydı kullanılarak oluşturulan ortalama spektrum eğrileri daha yumuşak bir şekle sahip olmaktadır. Bu tür ortalama spektrumların belirli bir sönüm oranı için genel şekilleri Şekil 3-45’de gösterilmektedir.

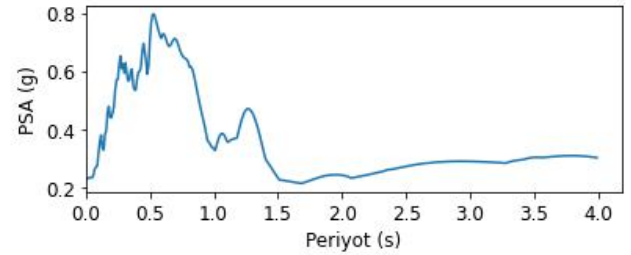
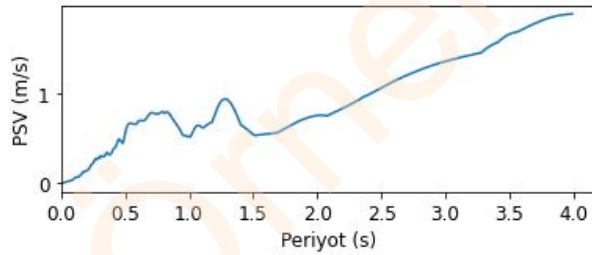
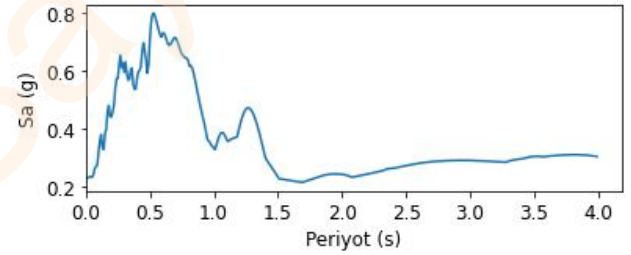
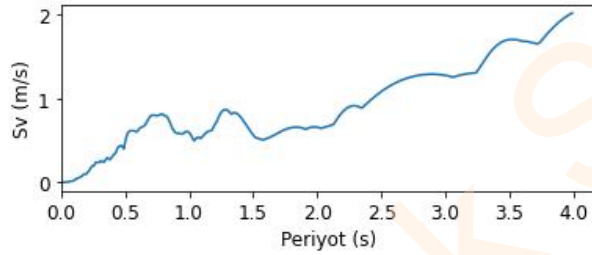
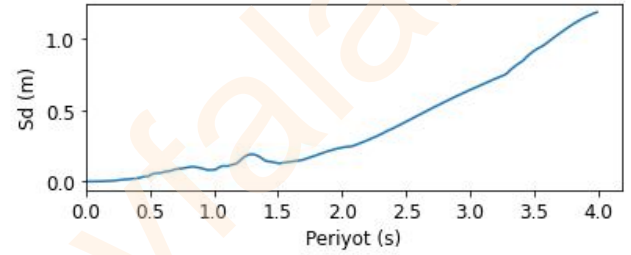
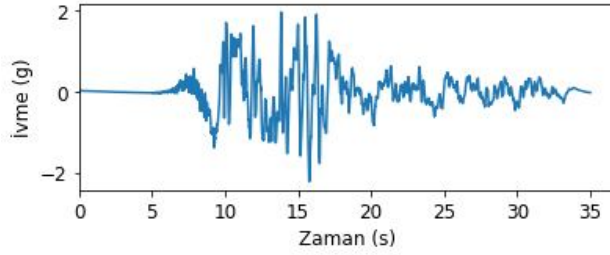
Periyodun çok büyük değerleri için sistem çok esnek olacağından zemin titreşim hareketini yaparken kütle yerinde kalacaktır. Bu durumda spektral yerdeğiştirme değeri (S_D) en büyük zemin yerdeğiştirmesine ($|x(t)_g|_{max}$), spektral hız da (S_V) en büyük zemin hızına ($|\dot{x}(t)_g|_{max}$) eşit olacaktır. Sözde spektral hız (S_V) periyot ile ters orantılı olduğundan sıfır değerine yaklaşacaktır. Spektral ivme değeri de sıfıra yaklaşacaktır. Sözde ivme değeri de ω^2 ile orantılı T^2 ile ters orantılı olduğundan benzer biçimde sıfır değerine yaklaşacaktır.

Periyodun çok küçük değerleri için sistem çok rijit olacağından sistem zemin ile birlikte hareket edecektir. Spektral yerdeğiştirme ve spektral hız sıfıra yaklaşacaktır. Bu durumda spektral ivme ve spektral sözde ivme en büyük yer ivmesine $|\ddot{x}(t)_g|_{max}$ yaklaşacaktır.

```

axs[2,0].plot(T,PSV)
axs[2,0].set_xlim(left=0)
axs[2,0].set_xlabel("Periyot (s)")
axs[2,0].set_ylabel("PSV (m/s)")
axs[2,1].plot(T,PSA)
axs[2,1].set_xlim(left=0)
axs[2,1].set_xlabel("Periyot (s)")
axs[2,1].set_ylabel("PSA (g)")
f1.close()
f2.close()

```



4. TASARIM İLKELERİ VE DEPREM ETKİLERİ

4.1. Giriş

Bir yapının deprem sırasındaki davranışı, oluşan depremin şiddetine ve yapının kalitesine bağlıdır. Yapı kalitesi; taşıyıcı sistem seçimi, elemanların uygun boyutlandırılması ve uygulamanın denetlenmesi gibi mühendisin kontrolünde olan aşamalara bağlı olduğundan, yeterli güvenlik daha çok bu değişkenler üzerinden sağlanmaya çalışılmaktadır. Oluşabilecek deprem şiddetinin belirlenmesi ise, yapının yapılacağı yerdeki arazi çalışmaları veya daha önce yakın bölgelerde oluşan depremlerin değerlendirilmesi ile öngörülme çalışılsa da yapı ömrü boyunca hangi büyüklükte, hangi sıklıkta olacağı hakkında büyük belirsizlikler bulunmaktadır. Bu belirsizlikler nedeniyle deprem etkisi; geoteknik, sismolojik ve zemin dinamiği verileri ve eğer varsa kuvvetli yer hareketi kayıtları kullanılarak belirli bir olasılıkla ve dönüş aralığında ortaya çıkabilecek en büyük yer ivmesinin öngörülmesi ile göz önüne alınmaktadır.

4.2. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde Tanımlanan Deprem Yer Hareketi Düzeyleri ve Bina Performans Düzeyleri

4.2.1. Deprem Yer Hareketi Düzeyleri

Deprem etkilerinin hesaplanmasındaki belirsizlikler nedeniyle yapının deprem etkilerine karşı belirli bir dayanıma sahip olarak tasarlanması gerekmektedir. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğine (TBDY) göre bina taşıyıcı sistemi, farklı büyüklüklerdeki olası deprem etkilerine (deprem yer hareketi düzeyleri) karşı, öngörülen belirli performans düzeylerini sağlamalıdır.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde büyükten küçüğe doğru 4 adet deprem yer hareketi düzeyi tanımlanmıştır.

- *Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 (DD-1)*

DD-1 Deprem Yer Hareketi, göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketi düzeyidir. DD-1, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %2 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 2475 yıl olduğu çok seyrek deprem yer hareketini belirtmektedir. Bu deprem yer hareketi, göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır.

- *Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2)*

DD-2 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu seyrek deprem yer hareketini belirtmektedir. Bu deprem yer hareketi, standart tasarım deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır.

- *Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3 (DD-3)*

DD-3 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %50 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 72 yıl olduğu sık deprem yer hareketini belirtmektedir.

- *Deprem Yer Hareketi Düzeyi-4 (DD-4)*

DD-4 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %68 (30 yılda aşılma olasılığı %50) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 43 yıl olduğu çok sık deprem yer hareketini belirtmektedir. Bu deprem yer hareketi, servis deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır.

4.2.2. Bina Performans Düzeyleri

TBDY’de binaların farklı deprem yer hareketi düzeylerine etkisinde farklı performans göstermeleri hedeflenmektedir. TBDY’de verilen Bina Performans Hedeflerinin tanımına esas olmak üzere, deprem etkisi altında bina taşıyıcı sistemleri için Bina Performans Düzeyleri aşağıda tanımlanmıştır.

- *Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Düzeyi*

Bu performans düzeyi, bina taşıyıcı sistem elemanlarında yapısal hasarın meydana gelmediği veya hasarın ihmal edilebilir ölçüde kaldığı duruma karşı gelmektedir.

- *Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi*

Bu düzey, bina taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı düzeyde hasarın oluştuğu, diğer deyişle doğrusal olmayan davranışın sınırlı kaldığı hasar düzeyine karşı gelmektedir.

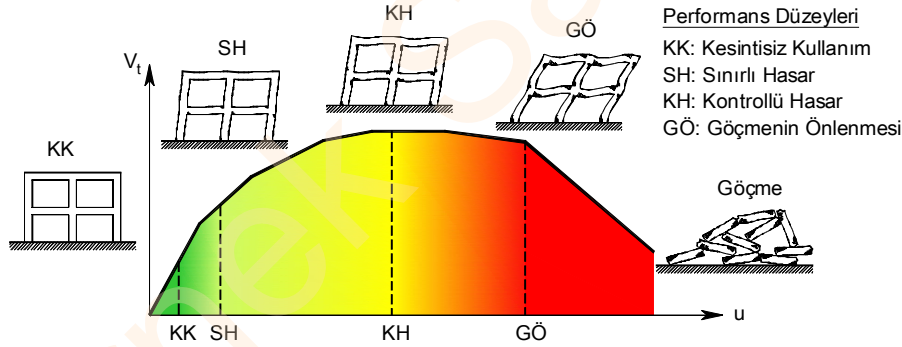
- *Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi*

Bu düzey, can güvenliğini sağlamak üzere bina taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılması mümkün olan kontrollü hasar düzeyine karşı gelmektedir.

- *Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi*

Bu düzey, bina taşıyıcı sistem elemanlarında ileri düzeyde ağır hasarın meydana geldiği göçme öncesi duruma karşı gelmektedir. Binanın kısmen veya tamamen göçmesi önlenmiştir.

Şekil 4-1’de tipik bir deprem yükü-yatay yerdeğiştirme grafiği üzerinde yukarıda tanımlanan bina performans düzeyleri gösterilmiştir.



Şekil 4-1 Bina Performans Düzeyleri

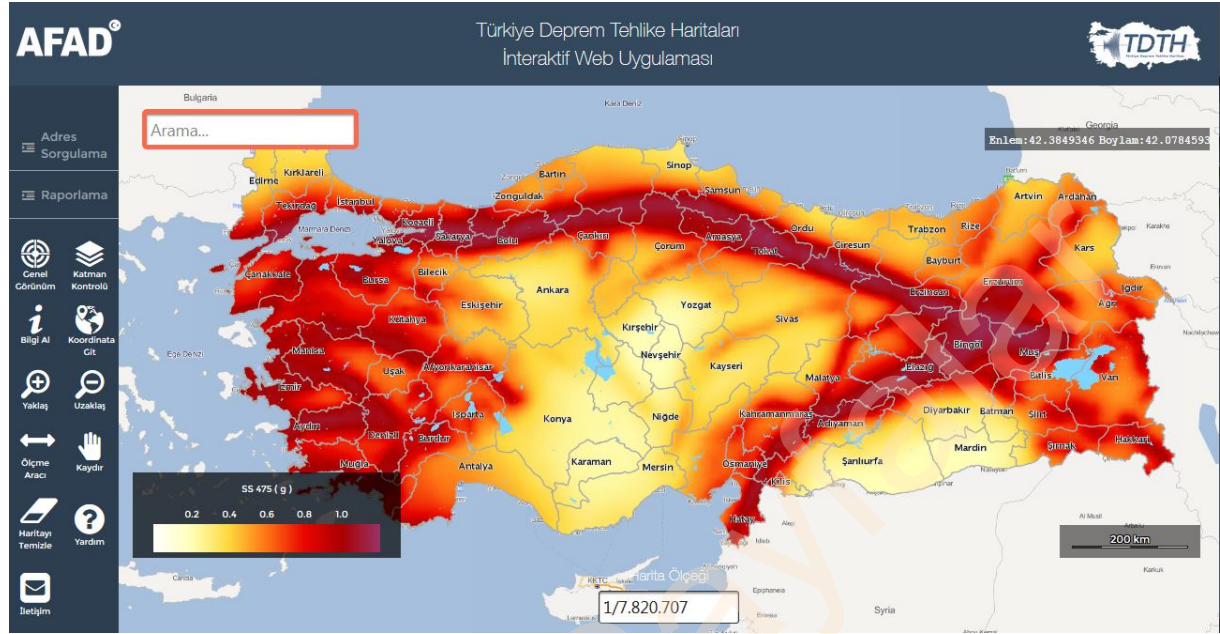
4.3. Taşıyıcı Sistemler

4.3.1. Betonarme Taşıyıcı Sistem Türleri

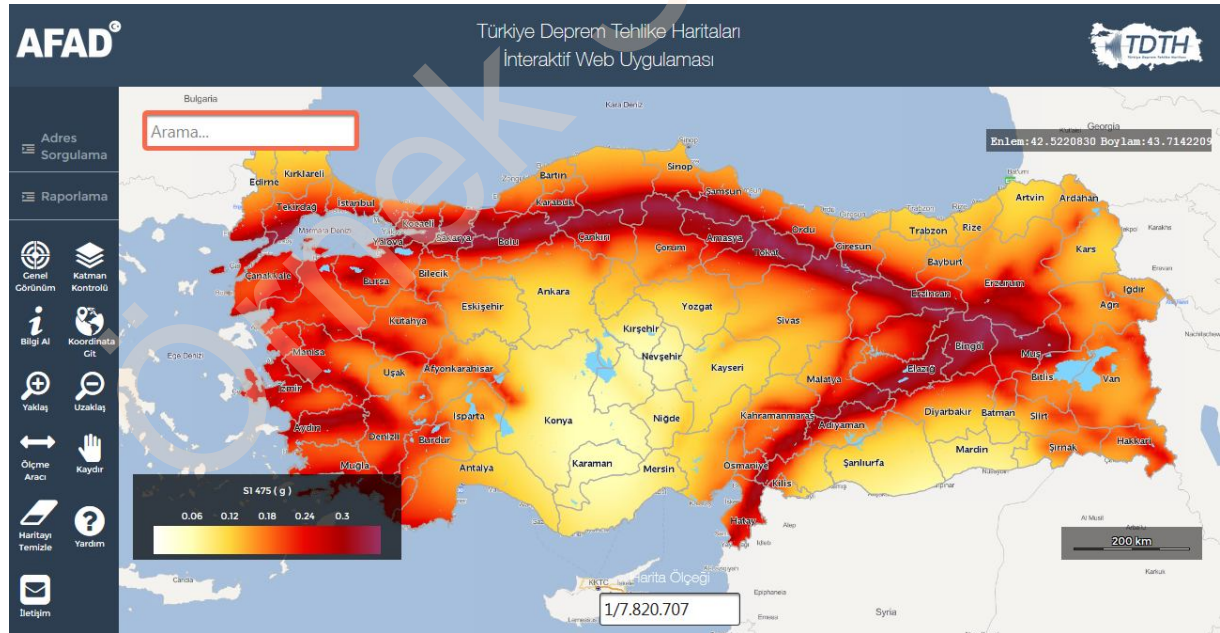
TBDY’de yerinde dökme betonarme binaların taşıyıcı sistemleri aşağıdaki gibi sınıflandırılmaktadır, Şekil 4-2.

- Çerçeve sistemler: Düşey ve yatay yüklerin tamamının kolon ve kirişlerden oluştuğu sistemler.
- Bağ kirişli perdeli sistemler: Perdeleri birbirine bağlayan bağ kirişlerin bulunduğu sistemler.
- Boşluksuz perdeli sistemler: Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişsiz perdelerle taşındığı sistemler.

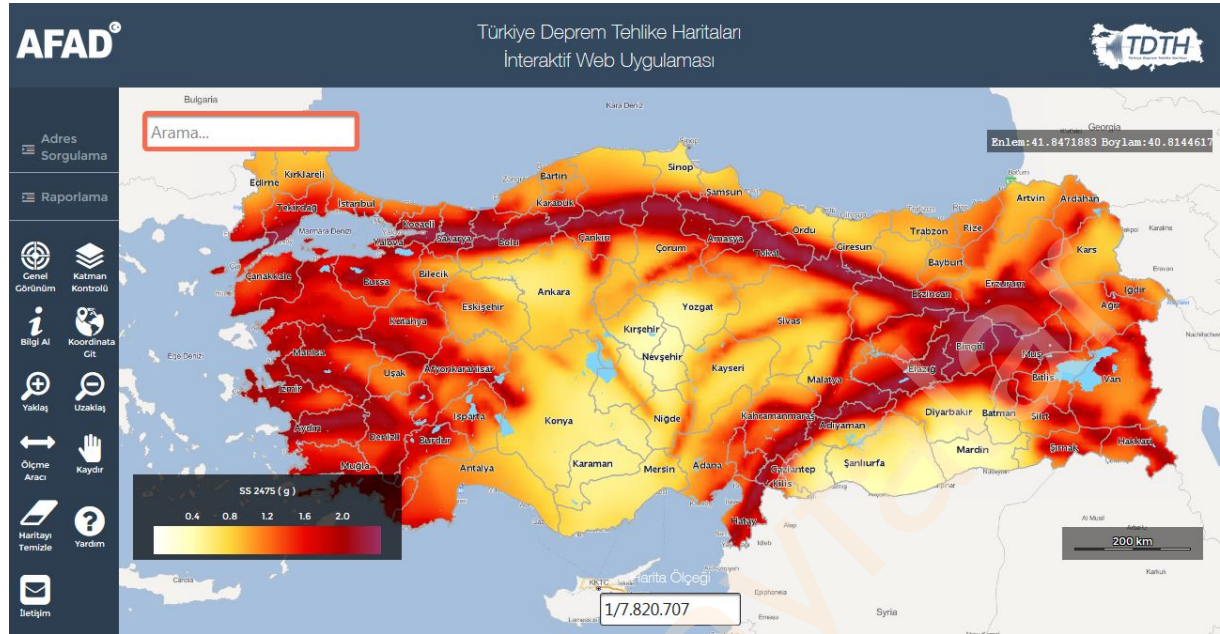
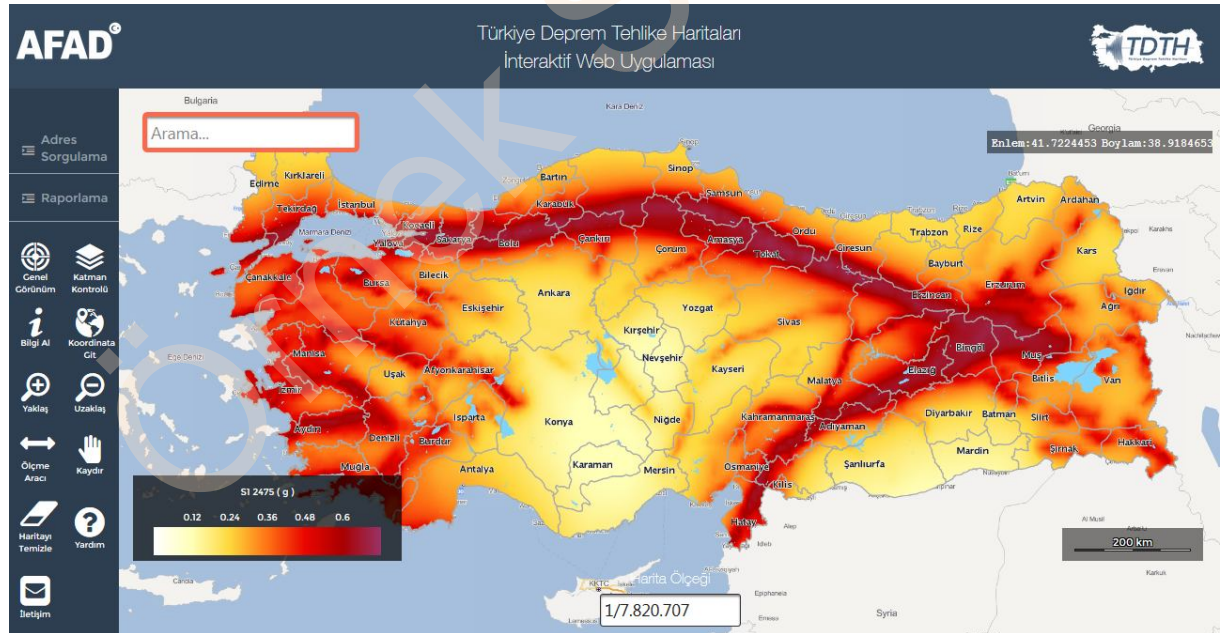
Bu amaçla Bölüm3’de değinilen tepki spektrumu kavramı kullanılmaktadır.



Şekil 4-5 Türkiye Deprem Tehlike Haritası ($S_s - 475$)



Şekil 4-6 Türkiye Deprem Tehlike Haritası ($S_1 - 475$)

Şekil 4-7 Türkiye Deprem Tehlike Haritası ($S_s - 2475$)Şekil 4-8 Türkiye Deprem Tehlike Haritası ($S_1 - 2475$)

Yerel zemin sınıflarına bağlı olarak yerel zemin etki katsayıları F_S ve F_1 , sırası ile, Tablo 4-1 ve Tablo 4-2'de verilmiştir. Tablolarda harita spektral ivme katsayılarının ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir.

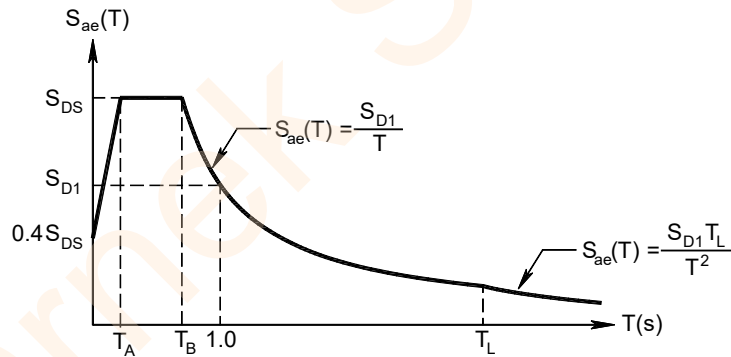
ZF yerel zemin sınıfına giren zeminler için sahaya özel zemin davranış analizleri yapılmalıdır.

Yatay ve düşey elastik tasarım spektrumları tasarım spektral ivme katsayıları S_{DS} , S_{D1} kullanılarak tanımlanmaktadır.

4.7.2.1. Yatay Elastik Tasarım Spektrumu

Göz önüne alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için yatay elastik tasarım ivme spektrumunun ordinatları olan yatay elastik tasarım spektral ivmeleri $S_{ae}(T)$, doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi [g] cinsinden aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır. Yatay Elastik Tasarım İvme Spektrumunun tipik grafiği Şekil 4-12'de gösterilmektedir.

$$\begin{aligned} S_{ae}(T) &= \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A}\right) S_{DS} & (0 \leq T < T_A) \\ S_{ae}(T) &= S_{DS} & (T_A \leq T \leq T_B) \\ S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1}}{T} & (T_B < T \leq T_L) \\ S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1} T_L}{T^2} & (T_L < T) \end{aligned} \quad (4.2)$$



Şekil 4-12 Yatay Elastik Tasarım İvme Spektrumu

Burada S_{DS} ve S_{D1} tasarım spektral ivme katsayılarını, T ise doğal titreşim periyodunu göstermektedir. Yatay tasarım spektrumu köşe periyodları T_A ve T_B aşağıdaki Denk.(4.3) ile S_{DS} ve S_{D1} 'e bağlı olarak tanımlanır.

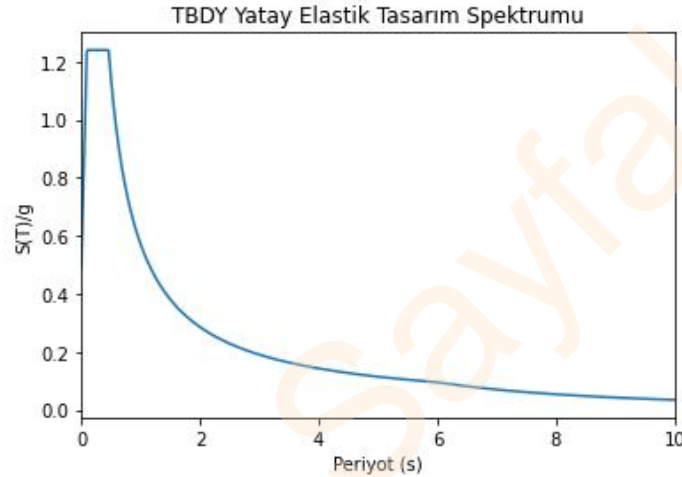
$$T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad , \quad T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4.3)$$

Sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu $T_L = 6s$ alınmaktadır.

```

    '{:>10}'.format(str(round(ST[i],4))+'\n')
#Grafik çizimi
plt.figure()
plt.plot(T, ST)
ax=plt.gca()
ax.set_xlim([0,10])
plt.xlabel("Periyot (s)")
plt.ylabel("S(T)/g")
plt.title("TBDY Yatay Elastik Tasarım Spektrumu")
f.close()

```



4.7.2.2. Düşey Elastik Tasarım Spektrumu

Gözönüne alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için düşey elastik tasarım spektral ivmeleri $S_{aeD}(T)$, yatay deprem yer hareketi için tanımlanan kısa periyot tasarım spektral ivmesi katsayısına (S_{DS}) ve doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi [g] cinsinden Denk.(4.5) ile tanımlanmaktadır.

$$S_{aeD}(T) = \left(0.32 + 0.48 \frac{T}{T_{AD}} \right) S_{DS} \quad (0 \leq T < T_{AD}) \quad (4.5a)$$

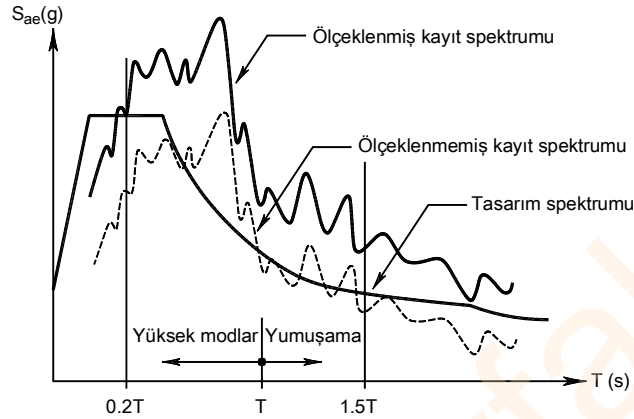
$$S_{aeD}(T) = 0.8 S_{DS} \quad (T_{AD} \leq T \leq T_{BD}) \quad (4.5b)$$

$$S_{aeD}(T) = 0.8 S_{DS} \frac{T_{BD}}{T} \quad (T_{BD} < T \leq T_{LD}) \quad (4.5c)$$

Tipik grafiği Şekil 4-14'de gösterilen düşey elastik spektrumun köşe periyotları T_{AD} ve T_{BD} ile T_{LD} periyodu Denk. (4.6)'de verilen bağıntılar ile hesaplanmaktadır.

$$T_{AD} = \frac{T_A}{3}, \quad T_{BD} = \frac{T_B}{3}, \quad T_{LD} = \frac{T_L}{2} \quad (4.6)$$

yalıtlımlı binalar için değişebilir. Her iki yatay bileşenin ölçeklendirilmesi aynı ölçek katsayıları ile yapılır.



Şekil 4-15 Deprem kaydı spektrumunun ölçeklenmesi

Mevcut deprem verileri ile bina özelliklerinin gerektirmesi ve sahaya özel deprem yer hareketi spektrumu belirlenmesi durumunda, binanın belirli sayıda titreşim periyodu ile ilişkilendirilen koşullandırılmış ortalama spektrumlarından [39] yararlanılarak, deprem kayıtlarının analiz sonuçlarında daha az saçılmayı sağlayacak şekilde seçilerek ölçeklendirilmesi yoluna gidilebilir.

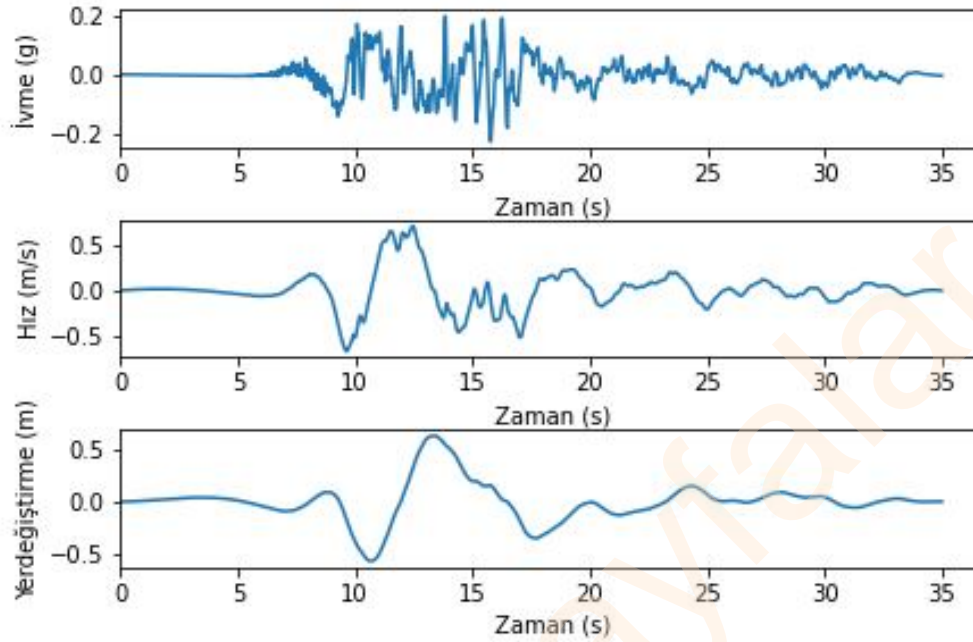
Örnek 4-3

Belirli bir depreme ait ivme kaydından hız ve yerdeğiştirme zaman geçmişi değerlerinin elde edilmesini sağlayan ve ivme, hız ve yerdeğiştirmenin zamana bağlı değişimini çizen Python program kodunun yazılması.

```

Lister - [g:\kutu\kd_manuals\python\ResponseSpectrum\RSN1176_KOCAELI_YPT060.AT2]
File Edit Options Encoding Help
PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
Kocaeli Turkey, 8/17/1999, Varimca, 60
ACCELERATION TIME SERIES IN UNITS OF G
NPTS= 7000, DT= .0050 SEC,
.2146282E-02 .2138723E-02 .2131162E-02 .2123628E-02 .2116074E-02
.2108502E-02 .2100945E-02 .2093458E-02 .2086011E-02 .2078516E-02
.2070976E-02 .2063561E-02 .2056247E-02 .2048959E-02 .2041499E-02
.2034108E-02 .2027069E-02 .2020012E-02 .2012615E-02 .2004876E-02
.1997414E-02 .1989646E-02 .1982366E-02 .1975153E-02 .1967819E-02
.1960151E-02 .1952610E-02 .1946056E-02 .1939383E-02 .1931367E-02
.1923304E-02 .1916990E-02 .1910617E-02 .1902907E-02 .1895441E-02
.1889559E-02 .1884565E-02 .1879108E-02 .1872066E-02 .1864001E-02
.1856058E-02 .1848079E-02 .1839932E-02 .1831688E-02 .1824149E-02
.1816556E-02 .1808076E-02 .1799819E-02 .1792450E-02 .178383E-02
.1784046E-02 .1777774E-02 .1769308E-02 .1763109E-02 .1758843E-02
.1754289E-02 .1746148E-02 .1736981E-02 .1731132E-02 .1724530E-02
.1718620E-02 .1713271E-02 .1702576E-02 .1689115E-02 .1679422E-02
.1670911E-02 .1662549E-02 .1658933E-02 .1656978E-02 .165000E-02
.1640033E-02 .1634672E-02 .1632142E-02 .1631067E-02 .162524E-02
.1616889E-02 .1612082E-02 .1606798E-02 .1602524E-02 .1602320E-02
.1603122E-02 .1595466E-02 .1582342E-02 .1566503E-02 .1548944E-02
.1538527E-02 .1529544E-02 .1520499E-02 .1515427E-02 .1514594E-02
.1513882E-02 .1509353E-02 .1499041E-02 .1492357E-02 .1491376E-02
.1488176E-02 .1485088E-02 .1482421E-02 .1472441E-02 .1458324E-02
.1450844E-02 .1456382E-02 .1459920E-02 .1448490E-02 .1418680E-02

```



4.8. TBDY’de Bina Kullanım, Deprem Tasarım ve Bina Yükseklik Sınıfları

TBDY’de tasarımda kullanılmak üzere temel bazı sınıflandırmalar yapılmıştır. Bunlar aşağıda verilen şekilde adlandırılmaktadır.

- Bina Kullanım Sınıfları
- Deprem Tasarım Sınıfları
- Bina Yükseklik Sınıfları

4.8.1. Bina Kullanım Sınıfları (BKS)

Bina Kullanım Sınıfları (BKS), Bina Önem Katsayısı I ve binanın kullanım amacına bağlı olarak belirlenmektedir, Tablo 4-3. Depremden hemen sonra kullanımına gereksinim duyulan yapılarda ve insanların yoğun olarak bulunduğu binalarda bu katsayı göreceli olarak daha büyük değere sahiptir.

Örnek 4-4

Örnek 4-2’deki iki katlı ofis binasının Bina Kullanım Sınıfını (BKS) ve Bina Önem Katsayısını belirleyiniz.

Çözüm:

Bina işyeri binası olarak kullanılacağından TBDY Tablo 3.1 veya aşağıda verilen Tablo 4-3’den bina kullanım sınıfı $BKS = 3$ ve Bina Önem Katsayısı $I = 1.0$ olarak belirlenir.

Örnek 4-5

Örnek 4-2'deki iki katlı ofis binasının Deprem Tasarım Sınıfını (DTS) belirleyiniz.

Çözüm:

$S_{DS} = 1.183 > 0.75$ ve $BKS = 3$ olduğundan TBDY Tablo 3.2 veya yukarıda verilen Tablo 4-4'den bina kullanımını sınıfı $DTS = 1$ olarak belirlenir.

4.8.3. Bina Yüksekliği ve Bina Yükseklik Sınıfları (BYS)

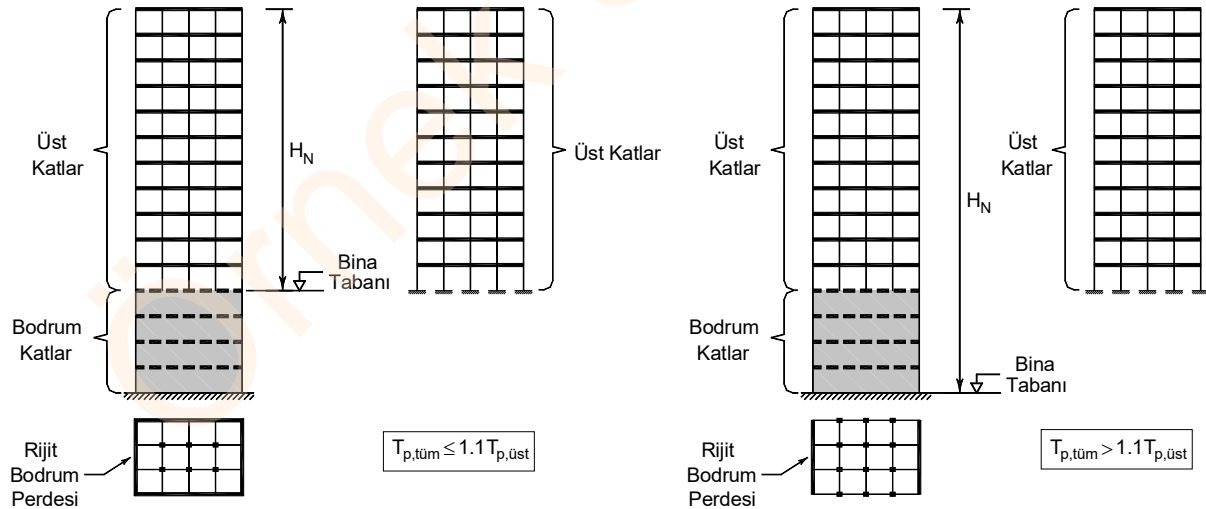
4.8.3.1. Bina Tabanı ve Bina Yüksekliği

Aşağıdaki koşulların her ikisini de sağlayan bodrumlu binalarda bina tabanı bodrum perdelerinin üst kotundaki kat döşemesi seviyesinde tanımlanmaktadır.

- Rijit bodrum perdelerinin binayı her taraftan veya en az üç taraftan çevrelemesi,
- Birbirine dik bina eksenlerinin her birinin doğrultusundaki hakim titreşim modunda, bodrum katlar dahil binanın tümü için hesaplanan doğal titreşim periyodunun, aynı taşıyıcı sistemde zemin kat döşemesi dahil tüm bodrum kütleleri hesaba katılmaksızın aynı doğrultuda hesaplanan doğal titreşim periyoduna oranının 1.1'den küçük olması ($T_{p,tüm} \leq 1.1T_{p,üst}$).

Verilen koşullardan herhangi birini sağlamayan bodrumlu binalar ve bodrumsuz binalarda bina tabanı temel üst kotunda tanımlanmalıdır.

Deprem hesabı bakımından bina yüksekliği H_N , yukarıda tanımlanan bina tabanından itibaren ölçülen yükseklik olarak tanımlanır. Bu tanımda, çatı döşemesinin üzerinde yer alan asansör makina dairesi ve benzeri küçük kütleli uzantılar dikkate alınmayabilir.



Şekil 4-16 Bina Tabanı ve Bina Yüksekliği Tanımı

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} = \frac{\varepsilon_c}{0.00371}$$

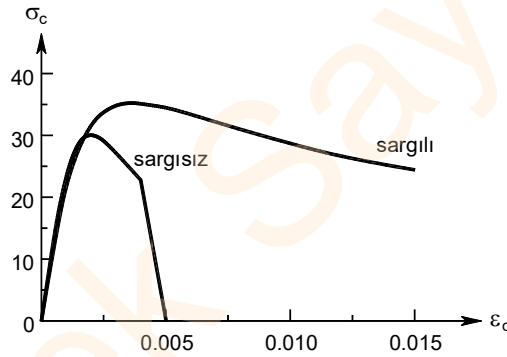
Sargılı beton için gerilme-şekil değiştirme bağıntısı

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r-1+x^r} = \frac{35.1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{0.00371}\right)^{1.528}}{1.528-1+\left(\frac{\varepsilon_c}{0.00371}\right)^{1.528}}$$

olarak elde edilir.

Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi enine donatı çeliğinin kopma şekildeğiştirmesi $\varepsilon_{su} = 0.08$ olarak alınarak hesaplanırsa

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot 0.00821 \cdot 420 \cdot 0.08}{35.1} = 0.015 \text{ olarak elde edilir.}$$



Sargı etkisi ile betonun dayanımının ve sünekliğinin arttığı görülmektedir.

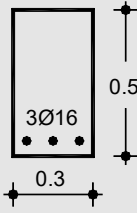
4.11.4.2. Moment-Eğrilik İlişkisi ve Kesit Sünekliği

Elemanların davranışları önemli oranda kesitlerinin davranışına bağlıdır. Eğilme etkisindeki bir kesitin davranışı moment-eğrilik ilişkisinden incelenebilir.

Moment eğrilik ilişkisinden kesit davranışının sünek olup olmadığı, farklı moment düzeylerinde kesit rijitliğinin değişimi, kullanılan malzeme modellerine göre kabuk ve çekirdek betonlarında ezilmenin başlayıp başlamadığı ve eğilme donatısının pekleşmesinin davranış üzerindeki etkisi gözlemlenebilir.

Eğrilik, kesitteki şekildeğiştirmeyi belirten geometrik bir değişkendir. Matematiksel tanımı bir eğrideki iki komşu nokta arasındaki açı değişiminin, iki nokta arasındaki uzaklığa oranı ile elde edilen birim dönme açısı olarak yapılmaktadır.

Örnek 4-8



Verilen kesit için moment-eğrilik ilişkisini elde ederek bir grafik üzerinde gösteriniz.

Malzeme C25 / S420

Beton örtüsü $d' = 30mm$.

Çözüm:

C25 için $E_c = 30000MPa$

$f_{ck} = 25MPa$ $f_{ctk} = 1.8MPa$

S420 için $E_s = 200000MPa$

$f_{yk} = 420MPa$

Çekme donatı alanı $A_s = 603mm^2$

Çatlama Momenti

Eğilmde çekme dayanımı eksenle çekme dayanımının iki katı kabul edilirse

$\sigma_c = 2f_{ctk} = 2 \cdot 1.8 = 3.6MPa$ olarak hesaplanır..

Elastisite modülleri oranı $n = 200000 / 30000 = 6.67$

$n - 1 = 5.67$

$A = 300 \cdot 500 + 5.67 \cdot 603 = 153419mm^2$

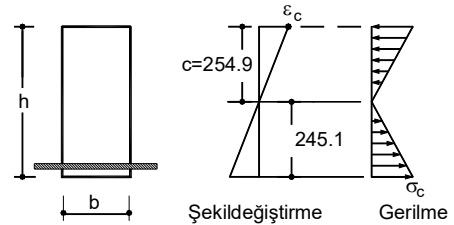
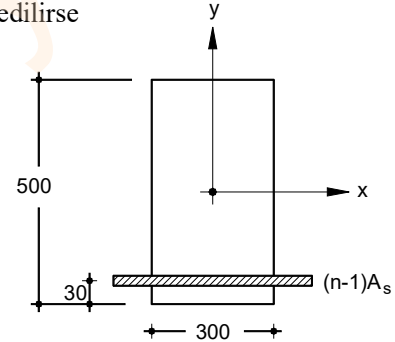
$y_{alt} = 245.1mm$ $y_{üst} = 254.9mm$

$y_{donatı} = 215.1mm$

$I = 300 \cdot \frac{500^3}{12} + 300 \cdot 500 \cdot (254.9 - 250)^2 + 3419 \cdot 215.1^2 = 3286.8 \cdot 10^6 mm^4$

$M_{cr} = \sigma_c \frac{I}{y_{alt}} = 3.6 \frac{3286.8 \cdot 10^6}{245.1} \rightarrow M_{cr} = 48.28kNm$

$\phi_{cr} = \frac{\sigma_c / E_c}{c} = \frac{3.6 / 30000}{245.1} = 0.49 \cdot 10^{-6} rad / mm$

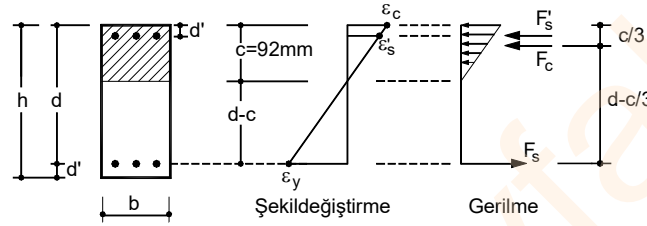
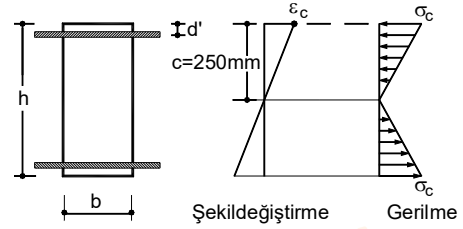


$$M_{cr} = \sigma_c \frac{I}{y_{alt}} = 3.6 \frac{3456 \cdot 10^6}{250} \rightarrow M_{cr} = 49.77 kNm$$

$$\phi_{cr} = \frac{\sigma_c / E_c}{c} = \frac{3.6 / 30000}{250} = 0.48 \cdot 10^{-6} rad / mm$$

Akma Durumu

Bu durumda basınç bölgesinde gerilme dağılımının doğrusal olduğu kabul edilebilir.



Basınç donatısının akmadığı varsayılırsa

$$\varepsilon_c = \frac{c}{d-c} \varepsilon_y = \frac{0.0021c}{470-c}$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c = E_c \frac{c}{d-c} \varepsilon_y = 30000 \frac{c}{470-c} 0.0021 = \frac{63c}{470-c}$$

$$F_c = \frac{1}{2} \sigma_c \cdot b \cdot c = \frac{1}{2} \cdot E_c \frac{c}{d-c} \varepsilon_y \cdot b \cdot c = \frac{9450c^2}{470-c}$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_c \frac{c-d'}{c} = \frac{c}{d-c} \varepsilon_y \frac{c-d'}{c} = \frac{0.0021(c-30)}{470-c}$$

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = \frac{420(c-30)}{470-c}$$

$$F'_s = A'_s \sigma'_s = \frac{253260(c-30)}{470-c}$$

$$F_s = A_s f_y = 253260 N$$

$$F_c + F'_s = F_s$$

$$\frac{9450c^2 + 253260(c-30)}{470-c} = 253260 \quad \rightarrow c = 92.02 mm$$

$$F_c = 211703 N = 211.7 kN$$

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: C25 Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0. Dilatational Angle: 0. Units: KN, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options

Parametric User Defined

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve: 11

	Strain	Stress	Point ID
1	-3.000E-03	-21250.	
2	-2.000E-03	-21250.	
3	-1.750E-03	-20917.97	
4	-1.500E-03	-19921.88	
5	-1.250E-03	-18261.72	
6	-1.000E-03	-15937.5	
7	-7.500E-04	-12949.22	
8	-5.000E-04	-9296.88	
9	-2.500E-04	-4980.47	
10	0.	0.	A
11	1.000E-06	1.	

Order Rows Show Plot

OK Cancel

Material Property Data

Material Name: S420 Material Type: Rebar Symmetry Type: Isotropic

Modulus of Elasticity: E: 2.000E+08 Weight and Mass: Weight per Unit Volume: 0. Mass per Unit Volume: 0. Units: KN, m, C

Poisson: U: 0.3

Coeff of Thermal Expansion: A: 1.200E-05

Shear Modulus: G: 76923077.

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 420000.
 Minimum Tensile Stress, Fu: 420000.
 Expected Yield Stress, Fye: 420000.
 Expected Tensile Stress, Fue: 420000.

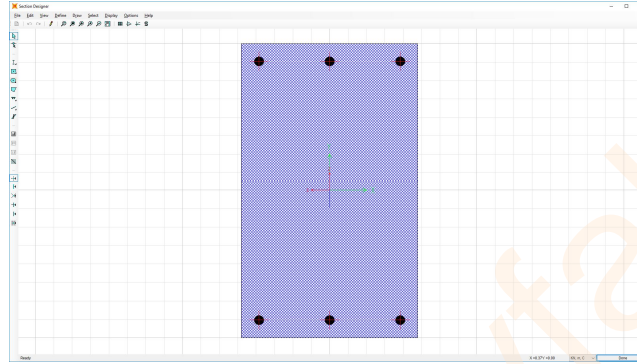
Advanced Material Property Data


Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
 Time Dependent Properties... Thermal Properties...

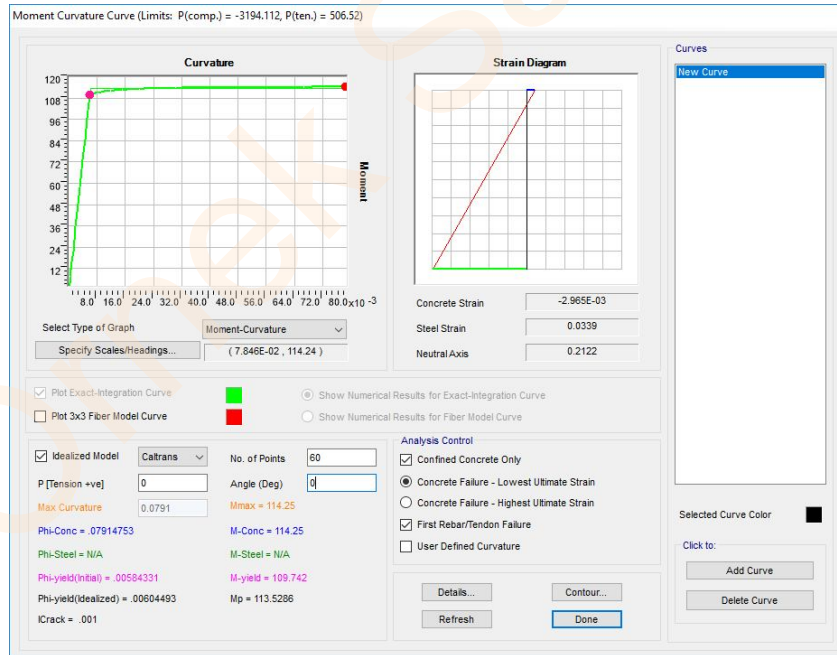
OK Cancel

- Nonlinear Material Data... düğmesine basınız.
- Hysteresis Type açılır listesinden Elastic seçeneğini seçiniz.
- Stress-Strain Curve Definition Options (Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi Seçenekleri) bölümünden User-Defined (Kullanıcı tanımlı) seçeneğini seçiniz.
- Number of Points in Stress-Strain Curve kutucuğuna 5 yazınız ve tabloyu aşağıdaki şekilde doldurunuz.

- Y2 kutucuğuna -0.22 yazınız
- Bar Size açılır listesinden 16d ($\phi 16$ donatı) seçeneğini seçiniz
- Çizginin uçlarında donatıları oluşturmak için End Bars açılır listesinden Yes seçeneğine tıklayınız.
- OK düğmesine basınız.



- Moment-Eğrilik grafiğini oluşturmak için  simgesine tıklayınız.
 - Ekranı gelen ileti kutusunda No. of Points kutucuğuna 60 yazınız.
 - Caltrans Idealized Model kutucuğunu seçili duruma getirin.



- Details düğmesine basarak sonuçların ayrıntılarını inceleyiniz.
- Akma durumunda moment $M_y=109.7\text{kNm}$, karşı gelen eğrilik $5.84\text{E-}3\text{rad/m}$ olarak belirlenmiştir.
- Güç tükenmesi durumunda moment $M_u=114.25\text{kNm}$ karşı gelen eğrilik 0.0791rad/m olarak belirlenmiştir.

Birim Yükleme ile

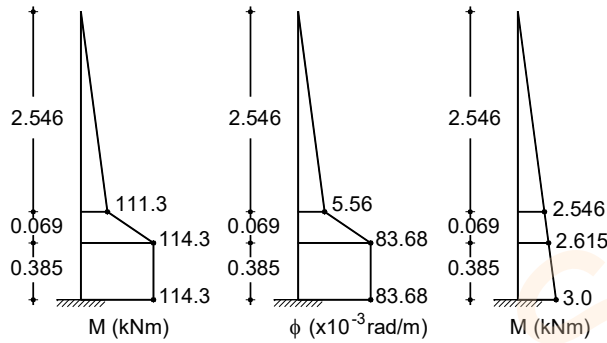
$$\delta_y = \frac{1}{3} Lik = \frac{1}{3} \cdot 3 \cdot 5.56 \cdot 10^{-3} \cdot 3 = 16.68 \cdot 10^{-3} m$$

Yerdeğiştirme hesapları için plastik şekil değiştirmelerin yayıldığı uzunluğun (plastik mafsalsal boyu) hesaplanması gerekmektedir. Bu örnekte plastik mafsalsal boyu aşağıdaki bağıntı ile belirlenecektir.

$$L_p = 0.5d + 0.05z$$

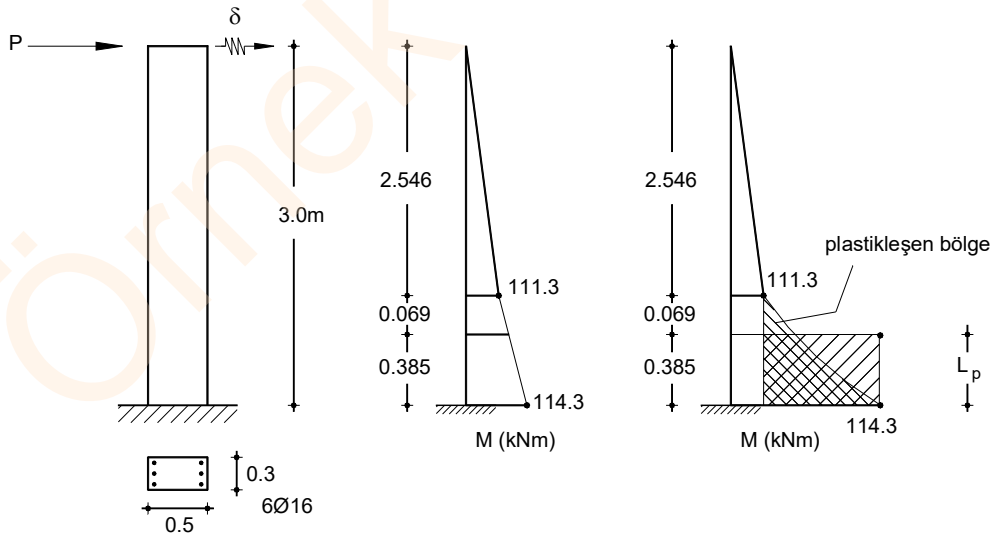
Burada z kritik kesit ile moment sıfır noktası arasındaki uzaklığı göstermektedir.

$$L_p = 0.5 \cdot 0.47 + 0.05 \cdot 3 = 0.385 m$$



Mohr Yöntemi ile

$$\begin{aligned} \delta_u &= \frac{5.56 \cdot 10^{-3} \cdot 2.546}{2} \cdot \frac{2 \cdot 2.546}{3} + \dots \\ &= 5.56 \cdot 10^{-3} \cdot 0.069 \cdot \left(2.546 + \frac{0.069}{2} \right) + \dots \\ &= (83.68 - 5.56) \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0.069}{2} \cdot \left(2.546 + \frac{2 \cdot 0.069}{3} \right) + \dots \\ &= 83.68 \cdot 10^{-3} \cdot 0.385 \cdot \left(2.615 + \frac{0.385}{2} \right) = 110.43 \cdot 10^{-3} m \end{aligned}$$



Birim Yükleme ile

$$\delta_u = \frac{1}{3} Lik + \frac{1}{6} L(2i_1k_1 + i_1k_2 + i_2k_1 + 2i_2k_2) + \frac{1}{2} Li(k_1 + k_2)$$

$$\delta_u = \frac{1}{3} \cdot 2.546 \cdot 5.56 \cdot 2.546 + \dots$$

$$\frac{1}{6} \cdot 0.069(2 \cdot 5.56 \cdot 2.546 + 5.56 \cdot 2.615 + 83.68 \cdot 2.546 + 2 \cdot 83.68 \cdot 2.615) + \dots$$

$$\frac{1}{2} \cdot 0.385 \cdot 83.68(2.615 + 3.0) = 110.43 \text{ mm}$$

Yerdeğiştirme sünekliği

$$\mu_{\text{yerdeğiştirme}} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{110.43}{16.67} = 6.62$$

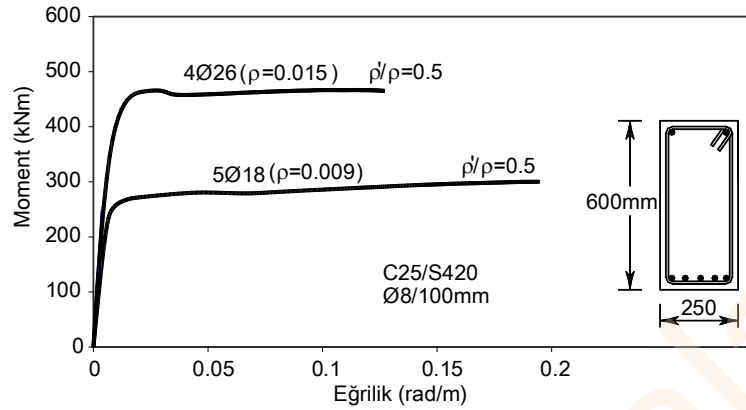
olarak elde edilir. Yerdeğiştirme sünekliği kesit sünekliğinden daha küçüktür.



4.11.4.3. Basınç donatısı ve çekme donatısı oranlarının sünekliğe etkisi

Basınç donatısının varlığı ile zorlanmaların yüksek olduğu basınç bölgesinde basınç kuvvetinin bir bölümünün gevrek davranış gösteren beton malzemesi yerine sünek davranış gösteren donatıyla karşılanması kesit sünekliğinin artmasını sağlamaktadır. Tipik bir kiriş kesitinin moment-eğrilik grafikleri, basınç bölgesindeki donatı oranının çekme bölgesindeki donatı oranına bağlı olarak Şekil 4-22'de gösterilmektedir. Bu oran (ρ'/ρ) arttıkça süneklik artmaktadır, ancak sünekliği etkileyen tek değişken ρ'/ρ değildir. Şekil 4-23'de ρ'/ρ oranları aynı, çekme donatısı oranları farklı benzer iki kirişin moment-eğrilik grafikleri gösterilmektedir.

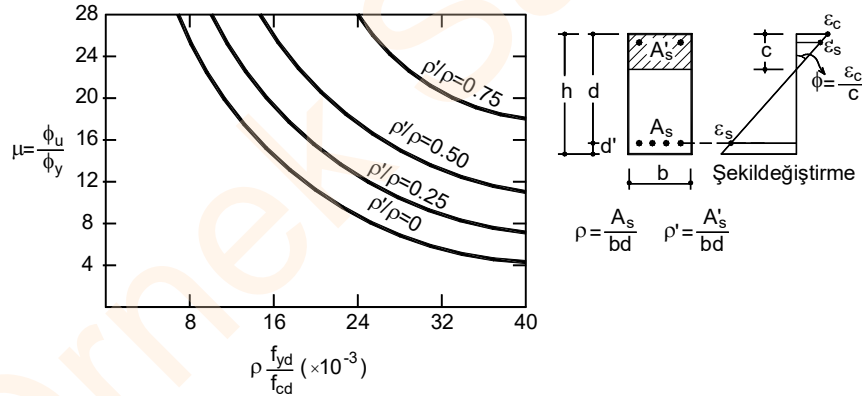
Kesit davranışından görüldüğü üzere çekme donatısı oranı arttıkça taşınabilecek moment değeri artmakla birlikte sünekliğin azaldığı görülmektedir.



Şekil 4-23 Basit eğilme durumunda çekme donatısı oranının sünekliliğe etkisi

Şekil 4-24'de çekme donatı oranı ve basınç donatısı/çekme donatısı oranının sünekliliğe etkisi birlikte gösterilmektedir. Burada aşağıdaki gözlemler yapılabilmektedir.

- Çekme donatısı oranı arttıkça süneklilik azalmaktadır.
- Aynı çekme donatısı oranı için basınç donatısının çekme donatısına oranı arttıkça (A'_s / A_s) süneklilik artmaktadır.

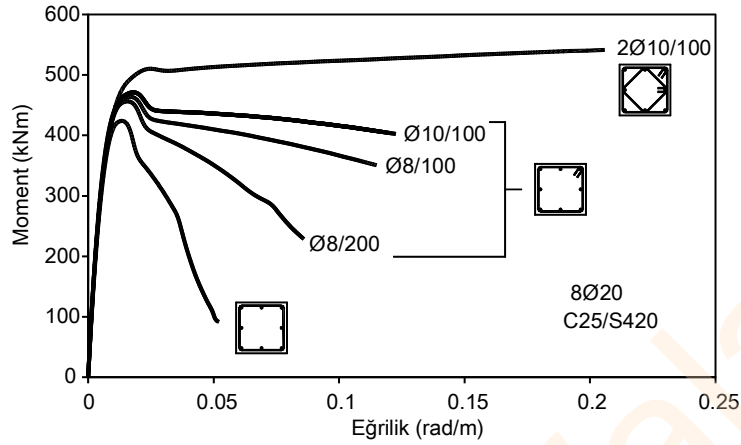


Şekil 4-24 Çekme donatısı ve basınç donatısı/çekme donatısı oranının sünekliliğe etkisi

4.11.4.4. Eksenel kuvvet düzeyinin sünekliliğe etkisi

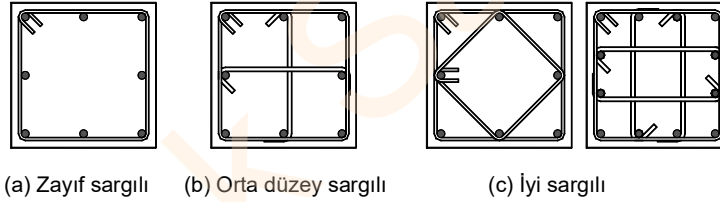
Betonarme bir kesitin sünekliliği Şekil 4-20'deki tanım uyarınca kesitin şekildeğiştirme dağılımının eğiminin artışına ve tarafsız eksen derinliğinin azalmasına bağlı olarak artmaktadır. Buna göre kesite etkiyen eksenel kuvvet düzeyi arttıkça süneklilik azalmaktadır. Eksenel kuvvet düzeyinin değişimi karşılıklı etki diyagramından da gözlemlenebileceği gibi kesitin moment taşıma kapasitesini de etkilemektedir.

Şekil 4-25'de tipik bir kolon kesiti için farklı eksenel kuvvet düzeylerinde verilen moment-eğrilik ilişkilerinden $N_o / A_c f_{ck}$ oranındaki artışa bağlı olarak kesitin sünekliliğinin belirgin olarak azaldığı görülmektedir.



Şekil 4-26 Sargı donatısının kesit davranışına etkisi

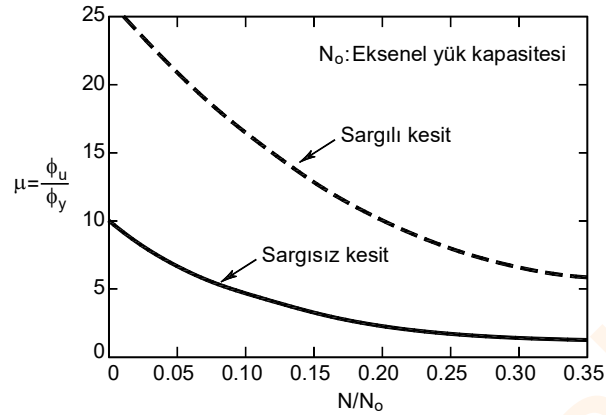
Şekil 4-27'de farklı sargı donatısı yerleşim detayları ve bunların sargılama etkinlikleri gösterilmektedir. Yönetmelikler donatı ara uzaklıkları yeterli olduğunda Şekil 4-27a'da gösterilen, boyuna donatıları saran tek bir etriye düzenine izin vermekle birlikte sargılama etkisi zayıf olacağından bu detaylandırmanın kullanılması önerilmemektedir.



Şekil 4-27 Sargı donatısı yerleşimi örnekleri ve sargılama düzeyleri

Şekil 4-28'de aksenal yük düzeyi ve sargı etkisinin sünekliğe etkisi birlikte gösterilmektedir. Buradan aşağıdaki gözlemler yapılabilmektedir.

- Aksenal yük düzeyi arttıkça süneklik azalmaktadır.
- Aynı aksenal yük düzeyi için sargı etkisi arttıkça süneklik artmaktadır.



Şekil 4-28 Eksenel yük düzeyi ve sargı etkisi ile sünekliliğin değişimi

4.11.4.6. Sistem Sünekliliği

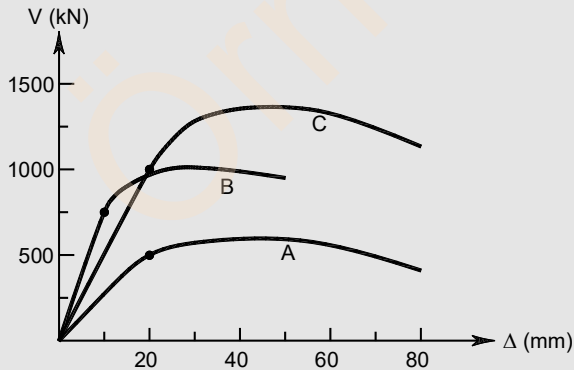
Sistem sünekliliği, taşıyıcı sistemin önceden belirlenen bazı kesitlerinin yeterli düzeyde plastik şekildeğiştirme yapabilme yeteneğine sahip olması ve deprem sırasında sisteme aktarılan enerjinin bu kesitlerde oluşacak plastik şekildeğiştirmeler ile söndürülmesiyle sağlanmaktadır.

Sistem sünekliliğinin sağlanması için

- Taşıyıcı sistem için plastikleşmenin oluşacağı kesit dağılımının (mekanizma durumunun) uygun şekilde seçilmesi,
- Plastikleşmenin oluşacağı kesitlerde yeterli düzeyde plastik şekildeğiştirme kapasitesinin bulunmasının sağlanması,
- Kapasite tasarımı ilkelerine uygun şekilde gevrek geçmeyi oluşturabilecek etkilere karşı gerekli kapasitelerin yüksek tutulması ve gevrek geçmenin önlenmesi

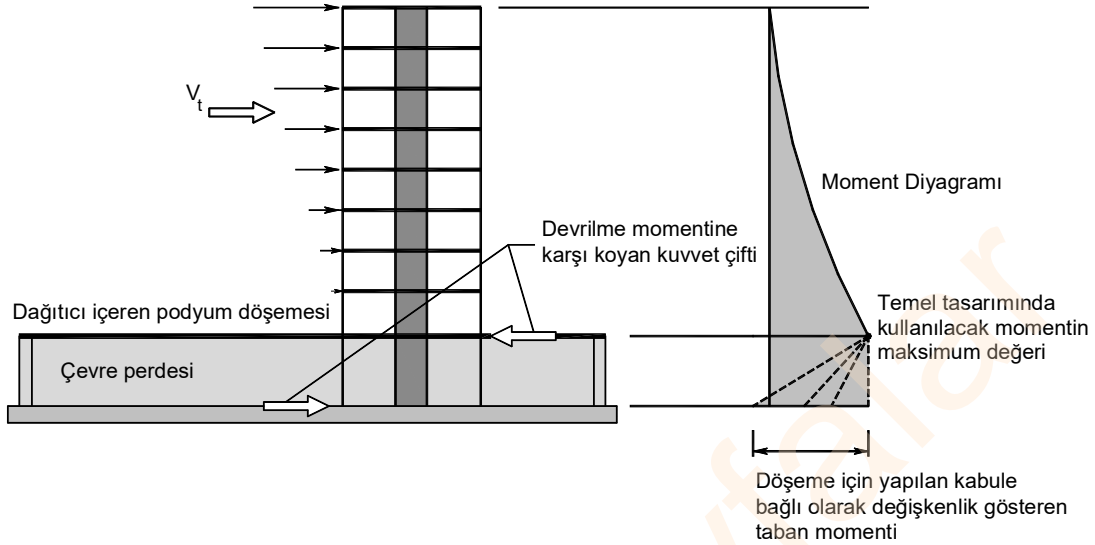
gerekmektedir.

Örnek 4-11:



Yandaki şekil üç sistem için statik itme analizi sonucu elde edilmiş taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme grafiğini göstermektedir.

Her bir sistemin elastik dayanımını, rijitliğini ve süneklilik kapasitesini belirleyiniz.



Şekil 4-29 Devrilme momentinin döşeme düzlemi içinde oluşturduğu etkiler

4.11.6. Taşıyıcı Sistemin Düzenli ve Simetrik Olarak Düzenlenmesi

Taşıyıcı sistemin planda düzenli ve simetrik olarak düzenlenmesi, döşemelerdeki yayılı kütlelerden kaynaklanan eylemsizlik kuvvetlerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına en uygun biçimde aktarılmasını sağlar. Simetrik taşıyıcı sistem düzenlemesi ile kütle, rijitlik ve dayanım bakımlarından oluşabilecek dışmerkezliklerin de önüne geçilebilmekte ve öngörülebilir bir deprem davranışı gerçekleştirilebilmektedir.

Taşıyıcı sistem düşey doğrultuda da düzenli biçimde oluşturulmalıdır. Böylece kat rijitliğinde ve dayanımında ani değişimler nedeni ile oluşabilecek yumuşak kat ve zayıf kat düzensizliklerinin ortaya çıkma olasılığı azaltılmış olacaktır.

4.11.7. Düzensizlikler

TBDY’de binalarda bulunabilecek düzensizlikler,

- Planda düzensizlik durumları (A türü düzensizlik durumları)
- Düşeyde düzensizlik durumları (B türü düzensizlik durumları)

olarak iki sınıfa ayrılmıştır.

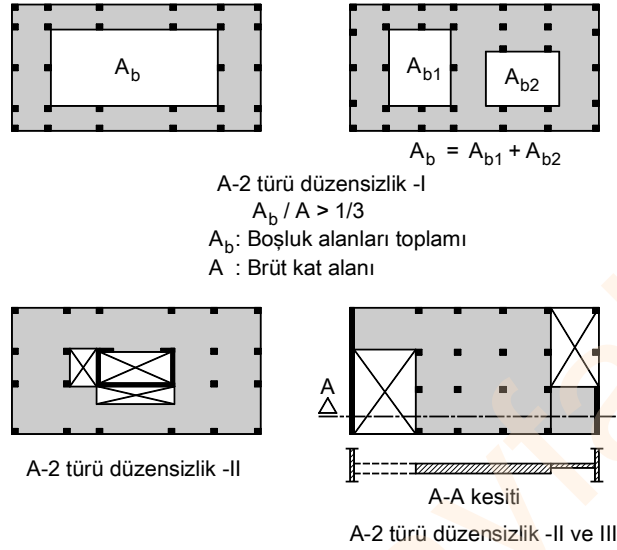
4.11.7.1. Planda Düzensizlik Durumları

A1- Burulma düzensizliği

Bu düzensizliğin bulunduğu taşıyıcı sistemlerde deprem etkileri altında ötelemelere ek olarak düşey eksen etrafında burulmalar ortaya çıkar ve bunun sonucu olarak taşıyıcı sistem elemanlarında düzenli olmayan ek yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetler oluşur.

Deprem yönetmeliğinde, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeye oranını ifade eden

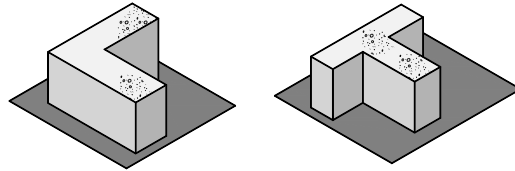
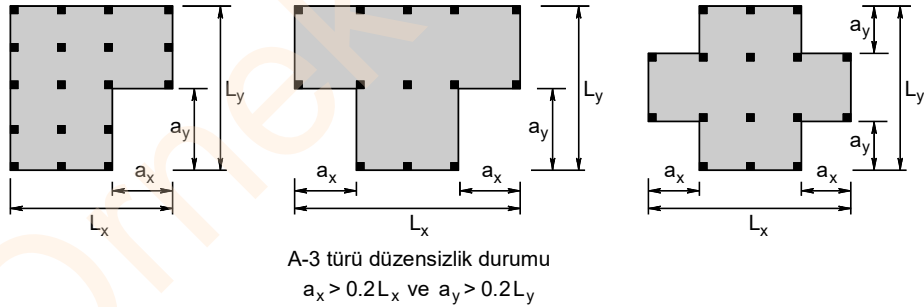
durumunda ilgili binada döşeme süreksizliği düzensizliği bulunduğu kabul edilmektedir, Şekil 4-31.



Şekil 4-31 Döşeme süreksizlikleri (A2)

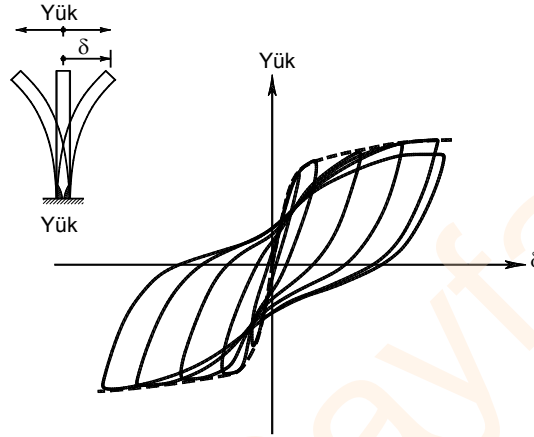
A3-Planda çıkıntılarının bulunması

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 durumunda planda çıkıntılarının bulunması düzensizliğinin varlığı kabul edilecektir, Şekil 4-32.



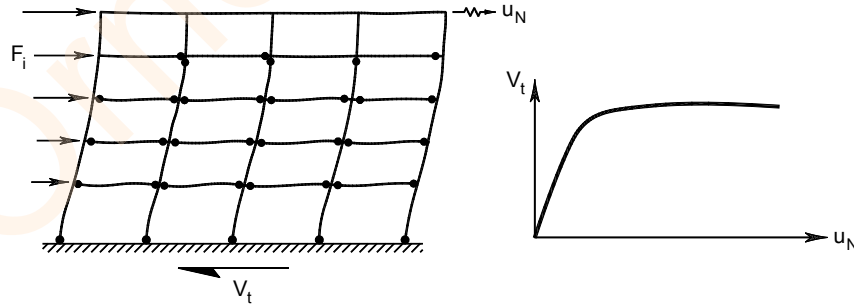
Şekil 4-32 Planda çıkıntılarının bulunması (A3)

Şekil 4-37’de konsol bir kolonun taban kesitindeki belirli bir bölgede oluşan plastik şekildeğıştirmelere (hasara) bağılı olarak çevrimsel yükleme altında dayanım-yerdeğıştirme eğrisi gösterilmektedir. Kesikli çizgi ile gösterilen çevrimsel yüklemede elde edilen eğrilerin tepe noktalarının birleştirilmesi ile çizilen eğri zarf eğrisi veya iskelet eğrisi adını almaktadır. Genellikle zarf eğrisinin, aynı sisteme yükün monotonik arttırılarak etkimesi durumunda elde edilecek eğri ile benzer olacağı deneysel çalışmalarda gözlemlenen bir sonuçtur.



Şekil 4-37 Betonarme Konsol Elemanda Dayanım-Yerdeğıştirme İlişkisi

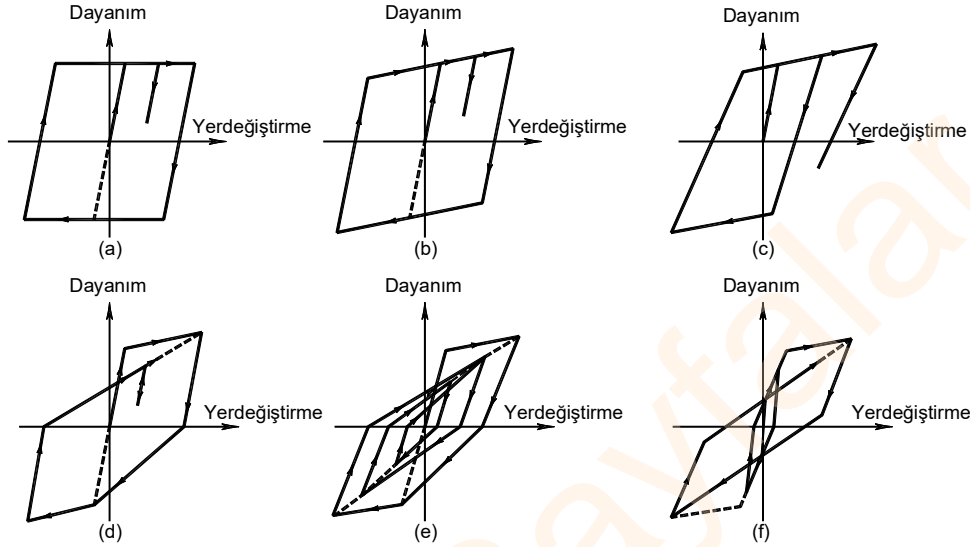
Etkiyen statik çevrimsel yükleme yerine aynı sistemin tabanına deprem yer hareketi etkimesi durumunda Şekil 4-37’de gösterilen davranış eğrileri zamana bağılı olarak oluşacaktır. Bu durumda da sistemin taşıyabileceği en büyük yük değeri statik çevrimsel yüklemede elde edilen en büyük yük değeriine yaklaşık eşit olacaktır. Bu yük, sisteme etkiyecek deprem yükü olarak değerlendirebilir ve deprem yer hareketinin büyüklüğünden bağımsız olarak, taşıyıcı sistemin dayanımına eşit olacaktır. Bu sonuç, doğrusal olmayan sistemde şiddetli bir depremde yapıya etkiyecek olan deprem yükünün, depremin büyüklüğü ile değil, tasarım mühendisinin oluşturduğu sistemin dayanımı ile ilişkili olduğunu göstermektedir.



Şekil 4-38 Çerçeve sistemde oluşan plastik mafsallar ve dayanım-yerdeğıştirme ilişkisi

Bina türü sistemler çok serbestlik dereceli sistemler olduğundan deprem etkisi altında oluşacak plastikleşme (hasar) iç kuvvetlerin en büyük olduğu kesitlerde oluşacaktır. Şekil 4-38’de kolon ve kirişlerden oluşan çerçeve sistemin plastikleşen kesitleri (plastik mafsal) ve tipik dayanım-tepe

Hesaplarda kullanılan ve betonarme elemanların çevrimsel davranışlarını temsil etmek üzere geliştirilen çeşitli davranış modelleri bulunmaktadır. Sıkça kullanılan ve eğilme davranışının belirleyici olduğu davranış modellerine örnekler Şekil 4-40'da gösterilmektedir.



Şekil 4-40 Eğilme türü davranışın belirleyici olduğu betonarme elemanlar için farklı dayanım-yerdeğiştirme modelleri a) İdeal elastoplastik model b) Pekleşmeli elastoplastik model c) İki doğrulu rijitliğin azaldığı model d) Değiştirilmiş Clough Modeli e) Takeda modeli f) Üç doğrulu rijitliğin azaldığı model

4.13.2. Akma Dayanımı, Tasarım Dayanımı ve Deprem Yükü Katsayıları

Tek serbestlik dereceli bir sistem deprem etkisi altında elastik davranışı aşmış doğrusal olmayan bir davranış gösterirse sistemde (hasar) plastik deformasyonlar oluşacaktır. Böyle bir sistemin yük-yerdeğiştirme ilişkisi de doğrusal olmayacaktır. Şekil 4-41'de bu davranış ideal elastoplastik olarak basitleştirilmiş şekilde gösterilmektedir. Aynı şekil üzerinde doğrusal elastik davranış kesikli çizgiler ile gösterilmektedir.

Tasarım için göz önüne alınan deprem etkisi altında yapının doğrusal elastik davranış gösterecek şekilde kalabilmesi için f_e dayanım istemini karşılaması gerekmektedir. Bu şekilde tasarımın bina türü sistemlerde ekonomik ve uygulanabilir olmayacağı daha önceki bölümlerde belirtilmişti. Ekonomik ve uygulanabilir tasarım ancak yapıda sınırlı hasar oluşmasının baştan kabul edilmesi ile yapılabilecektir. Buna göre tasarlanmış bir yapı elasto-plastik davranış gösterecektir. Sistemin dayanım kapasitesinin idealleştirilmesi ile elde edilen akma dayanımı ise deprem etkisinden bağımsız olarak f_y olacaktır.

TBDY'de doğrusal elastik sisteme ait dayanım istemi ile doğrusal olmayan sistemin akma dayanımı arasındaki oran *akma dayanımı azaltma katsayısı* olarak adlandırılmaktadır.

$$R_y(\mu, T) = \frac{f_e(T)}{f_y(\mu, T)} \quad (4.21)$$

Dayanım fazlalığını oluşturan etkenler

- Kullanılan yük katsayıları ile yüklerin arttırılması,
- Hesaplarda kullanılan tasarım dayanımlarının karakteristik dayanımların malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek (beton ve donatı çeliği için 1.5 ve 1.15 gibi) azaltılması, karakteristik değerlerin de ortalama değerlerden daha küçük olması,
- Taşıyıcı olmayan elemanların katkısı,
- Minimum boyut ve donatı koşullarına uyulması,
- Yüksek dereceden hiperstatiklik ve yeterli sünekliğin bulunması durumunda kesitlerin birbirlerine yardım etmesi,
- Sargı donatısı gibi sünekliği ve dayanımı arttıran etmenlerin varlığı

olarak değerlendirilebilir.

Dayanım fazlalığı katsayısı betonarme sistemlerde birçok değişkene bağlı olarak 2.0 ile 3.0 arasında değişen değerler alabilmektedir.

TBDY’de Dayanıma Göre Tasarımda (DGT) kullanılan Dayanım Fazlalığı Katsayısı D , öngörülen süneklik kapasitesine ve periyoda bağlı olarak belirlenen akma dayanımının, taşıma gücü yaklaşımı ile kesit tasarımı için, taşıyıcı sistemin sahip olması gereken tasarım dayanımına oranı olarak Denk. (4.25) ’dekine benzer şekilde tanımlanmıştır.

4.13.3.1. Dayanım Fazlalığı Katsayılarının Uygulanması

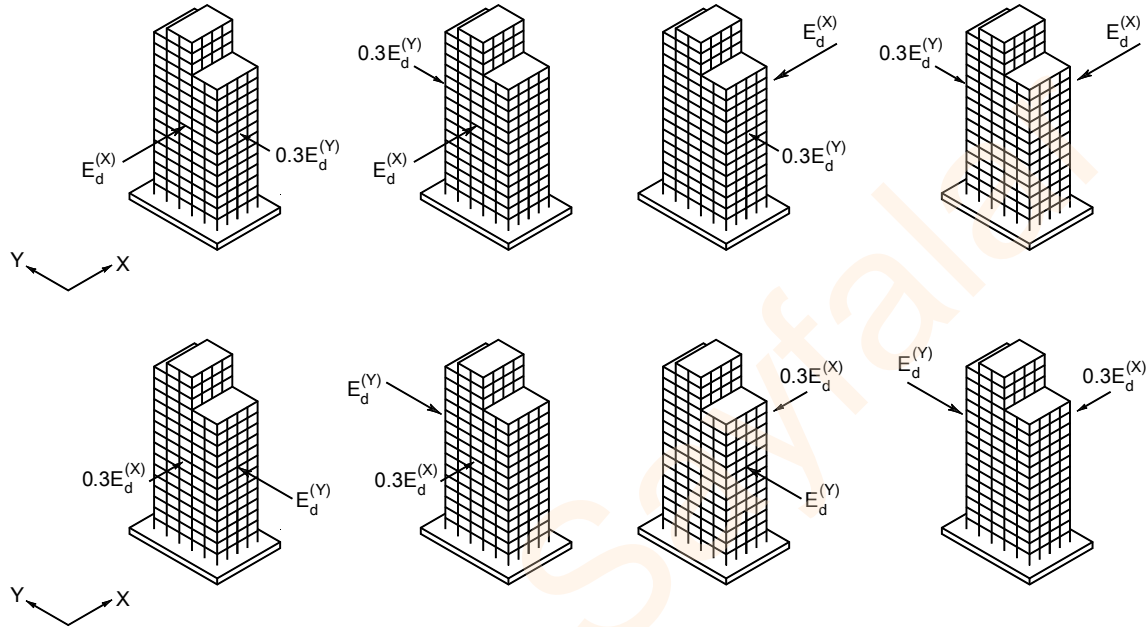
TBDY’de Dayanım Fazlalığı Katsayısının uygulanacağı durumlar belirtilmektedir. Buna göre;

- Taşıyıcı sistem elemanlarının yüksek veya sınırlı düzeyde sünek davranışına karşı gelen (eğilme momenti, çekme kuvveti ve benzeri) azaltılmış iç kuvvetlerin hesabında Dayanım Fazlalığı Katsayısı kullanılmaz ($D = 1$).
- Taşıyıcı sistem elemanlarının sünek olmayan davranışına karşı gelen (betonarme elemanlarda kesme kuvveti, çelik elemanlarda birleşimlere etkileyen kuvvetler vb.) azaltılmış iç kuvvetler için Dayanım Fazlalığı Katsayısı çarpan olarak kullanılacaktır ($D > 1$). Ancak, süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemlerde D katsayıları ile büyütülen iç kuvvetler, kapasite tasarımı ilkesinin gereği olarak tanımlanmış (izin verilen) kesitlerdeki akma durumu ile uyumlu iç kuvvetlerden daha büyük alınmamalıdır..
- Bina döşemelerinde düzlem içinde etkileyen azaltılmış iç kuvvetlere, ilgili taşıyıcı sistem için tanımlanan dayanım fazlalığı katsayısı uygulanmalıdır.

4.13.4. Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı

Dayanım azaltma katsayısını ve dayanım fazlalığını içeren yeni bir katsayı tanımlanır ve $R_a(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı olarak adlandırılırsa, doğrusal elastik sisteme ait dayanım istemi (talebi) f_e ’nin tasarım dayanımı f_d ’ye oranı

binalarda, bu elemanların yerel düşey titreşim modları esas alınarak, sadece bu elemanlar için düşey elastik ivme spektrumu kullanılarak mod birleştirme yöntemiyle düşey deprem hesabı yapılması gerektiği belirtilmektedir. Bu hesaplamada düşey deprem etkisi belirlenirken tüm taşıyıcı sistemler için $R/I = 1$ ve $D = 1$ alınmalıdır.



Şekil 4-43 Doğrultu Birleştirme uygulanmış tasarıma esas yatay deprem etkisi, $E_d^{(H)}$

Yukarıda belirtilen elemanların dışındaki taşıyıcı sistem kısımlarında ve yine yukarıdaki tanımın dışında kalan binalarda düşey deprem etkisi $E_d^{(Z)}$, özel bir hesap yapılmaksızın yaklaşık

$$E_d^{(Z)} \approx \frac{2}{3} S_{DS} G \quad (4.38)$$

olarak hesaplanır. Burada G sabit yükü, S_{DS} kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısını göstermektedir.

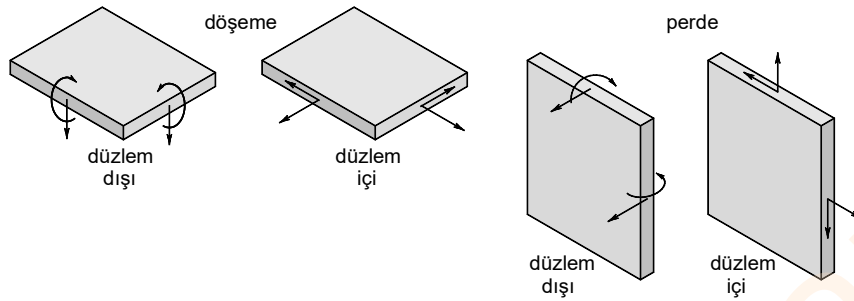
4.15.4. Deprem Etkilerinin Diğer Etkilerle Birleştirilmesi

Deprem etkileri altında yukarıda verilen yöntemlerden biri ile elde edilen iç kuvvetlerin, düşey yüklerle birlikte boyutlamaya esas olacak şekilde birleştirilmesi aşağıdaki yük birleşimleri kullanılarak yapılmalıdır.

$$G + Q + 0.2S + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(Z)} \quad (4.39)$$

$$0.9G + H + E_d^{(H)} - 0.3E_d^{(Z)}$$

Burada Q hareketli yük etkisini, S kar yükü etkisini, H ise yatay zemin etkisini belirtmektedir.



Şekil 4-46 Döşeme ve perdede düzlem içi ve düzlem dışı etkiler

Tablo 4-9 Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanlarının Etkin Kesit Rijitliği Çarpanları

Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanı	Etkin Kesit Rijitliği Çarpanı	
	Eksenel	Kayma
Perde – Döşeme (Düzlem İçi)		
Perde	0.50	0.50
Bodrum perdesi	0.80	0.50
Döşeme	0.25	0.25
Perde-Döşeme (Düzlem Dışı)	Eğilme	Kesme
Perde	0.25	1.00
Bodrum perdesi	0.50	1.00
Döşeme	0.25	1.00
Çubuk Eleman	Eğilme	Kesme
Bağ Kirişi	0.15	1.00
Çerçeve Kirişi	0.35	1.00
Çerçeve Kolonu	0.70	1.00
Perde (Eşdeğer Çubuk)	0.50	0.50

4.15.5.9. Kütlelerin Modellenmesi

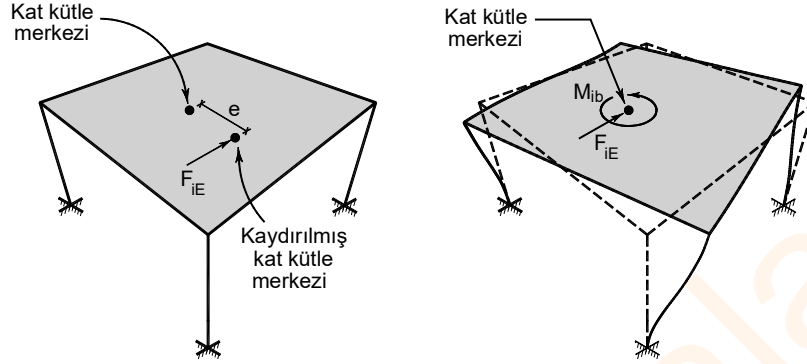
Taşıyıcı sistem elemanlarının çubuk, levha (membran) veya kabuk sonlu eleman olarak modellenmeleri durumunda tekil düğüm noktası kütleleri, ilgili düğüm noktasına bağlı sonlu elemanların etkili alanlarındaki yayılı kütlelerin bileşkeleri olarak atanırlar. Sonlu eleman düğüm noktalarındaki tekil kütleler, sadece iki yatay veya ek olarak düşey öteleme serbestlik derecelerine karşı gelecek şekilde tanımlanırlar.

Tipik sonlu eleman düğüm noktası j 'ye etkileyen tekil kütle m_j Denk.(4.44) ile hesaplanır.

$$w_j = w_{G,j} + nw_{Q,j} \quad ; \quad m_j = \frac{w_j}{g} \quad (4.44)$$

Burada $w_{G,j}$ ve $w_{Q,j}$ sonlu eleman düğüm noktası j 'ye etkileyen bileşke sabit yük ve hareketli yükü, n hareketli yük kütle katılım katsayısını göstermektedir.

$$\Delta m_{i0} = m_i e^2 \quad (4.46)$$



Şekil 4-48 Tekil düğüm noktası kütleleri ve kütlelerin ana düğüm noktasında toplanması

Deprem hesabının eşdeğer deprem yükü yöntemine veya mod birleştirme yöntemine göre tek doğrultulu deprem etkisi altında yapılması durumunda her bir doğrultu için ek dışmerkezlik göz önüne alınır. Hesabın zaman tanım alanında mod toplama yöntemine göre aynı anda etkiyen iki doğrultulu deprem etkisi altında yapılması durumunda da, her iki doğrultu için dışmerkezlikler ayrı ayrı uygulanır.

Kat döşemelerinin kendi düzlemleri içindeki yerdeğiştirmelere ilişkin serbestlik derecelerini içermek üzere iki boyutlu levha (membran) sonlu elemanlar ile modellenmesi durumunda,

- Oluşturulan bu modelle, dışmerkezlik etkisi olmaksızın, deprem hesabı yapılır, döşemelerde ve döşemeler dışındaki taşıyıcı sistem elemanlarında iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler elde edilir. Döşemeler için elde edilen büyüklükler döşeme tasarımında göz önüne alınır.
- Dış merkezlik etkisinin göz önüne alınabilmesi için düzlem içi sonlu eleman serbestlik dereceleri için rijit diyafram varsayımı yapılır ve kat kütle merkezleri kaydırılır. Ek dışmerkezliğin döşemeler ve kirişler dışındaki taşıyıcı sistem elemanlarına etkisinin belirlenmesi için rijit diyafram modellemesini esas alan ikinci bir deprem hesabı yapılır.
- Döşemeler dışındaki taşıyıcı sistem elemanları için tasarıma esas iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler (a) ve (b)'de elde edilenlerin zarfı (elverişsiz olanları) olarak belirlenir.

4.15.6. Doğrusal Hesap Yönteminin Seçilmesi

Dayanıma Göre Tasarım kapsamında kullanılacak doğrusal hesap yöntemleri Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve Modal Hesap Yöntemleridir.

Modal Hesap Yöntemlerinden herhangi biri (Mod Birleştirme Yöntemi veya Mod Toplama Yöntemi, Dayanıma Göre Tasarım yöntemiyle tasarımına izin verilen tüm binalarda kullanılabilir. Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ise ancak belirli koşulları sağlayan (görel olarak düzensizlik etkilerini az olduğu, bina yüksekliğinin fazla olmadığı) binalarda kullanılabilir. Bu yöntemin uygulanabileceği binaların sağlaması gerekli koşullar Tablo 4-10'da verilmektedir.

$$C_t = \frac{0.1}{\sqrt{A_t}} \leq 0.07 \quad (4.57)$$

Bu bağıntıdaki A_t eşdeğer alanı Denk.(4.58) ile hesaplanacaktır:

$$A_t = \sum_j A_{wj} \left[0.2 + \left(\frac{\ell_{wj}}{H_N} \right)^2 \right] \leq \sum_j A_{wj} \quad (4.58)$$

Burada A_{wj} j'inci perdenin gövde enkesit alanı, ℓ_{wj} j'inci perdenin planda uzunluğu ve H_N binanın bodrum katlarının üstündeki üst bölümünün toplam yüksekliğidir.

Örnek 4-13

Örnek 4-2'deki iki katlı ofis binasının ampirik doğal titreşim periyodunu hesaplayınız.

Çözüm:

Söz konusu binanın taşıyıcı sistemi sadece betonarme çerçevelerden oluştuğundan $C_t = 0.1$ olarak belirlenir.

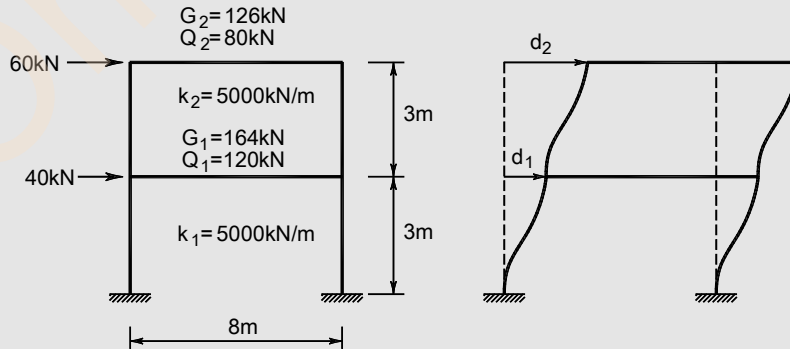
Binanın toplam yüksekliği $H_N = 6m$ 'dir.

Ampirik olarak hesaplanan doğal titreşim periyodu $T_{pA} = C_t H_N^{3/4} = 0.1 \cdot 6^{3/4} = 0.383s$ olarak belirlenir.

Örnek 4-14

Aşağıda gösterilen kullanım amacı işyeri olan çelik binanın

- Deprem hesabında kullanılacak kat kütlelerini hesaplayınız.
- Denk. (4.55)'de verilen Rayleigh yöntemi ile hakim doğal titreşim periyodunu hesaplayınız.
- Deprem hesabında kullanılacak hakim doğal titreşim periyodunu belirleyiniz.
- Tasarım spektral ivme katsayıları DD2 için $S_{DS} = 0.875$, $S_{D1} = 0.314$, taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R = 8$, dayanım fazlalığı katsayısı $D = 3$, bina önem katsayısı $I = 1$ olarak belirlenmiştir. Toplam eşdeğer deprem yükünü ve katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerini hesaplayınız.
- Deprem yüklerinden binanın tabanında oluşan topla devrilme momentine karşı güvenliği belirleyiniz.



$T_p = 0.43s > T_B = 0.359s$ olduğundan $R_a(T_1) = R / I = 8$ olarak hesaplanır.

Azaltılmış tasarım ivme spektrumu

$$S_{aR}(T_1) = \frac{S_{ae}(T_1)}{R_a(T_1)} = \frac{0.73g}{8} = 0.0913g \text{ olarak hesaplanır.}$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün belirlenmesi:

$$V_t = m_t S_{aR}(T_1) = 35.68 \cdot 0.0913 \cdot 9.81 = 31.96kN$$

$$V_{t,min} = 0.04m_t I S_{DS}g = 0.04 \cdot 35.68 \cdot 1 \cdot 0.875 \cdot 9.81 = 12.25kN$$

$V_t > V_{t,min}$ olduğundan toplam eşdeğer deprem yükü $V_t = 31.96kN$ olarak belirlenir.

$$\Delta F_{NE} = 0.0075 N V_t = 0.0075 \cdot 2 \cdot 31.96 = 0.48kN$$

Denk. (4.50)'den

$$F_{iE} = (31.96 - 0.48) \frac{m_i H_i}{\sum_{j=1}^N m_j H_j} \quad F_1 = F_{1E} \quad F_2 = F_{2E} + \Delta F_N$$

Kat	H_i	m_i	$m_i H_i$	$\frac{m_i H_i}{\sum_{j=1}^N m_j H_j}$	F_i
2	6	15.29	91.74	0.60	19.18
1	3	20.39	61.17	0.40	12.78
Toplam		35.68	152.91		31.96

e) Binanın tabanında oluşan devrilme momenti $M_o = 19.18 \cdot 6 + 12.78 \cdot 3 = 153.42kNm$

Devrilmeye karşı koyan moment $M_R = \frac{8}{2} \cdot (200 + 150) = 1400kNm$

Devrilmeye karşı güvenlik katsayısı $M_R / M_o = 1400 / 153.42 = 9.12$

4.15.6.3. Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde Burulma Hesabı

Binanın herhangi bir i 'inci katında A1 türü burulma düzensizliğinin bulunması durumunda, $1.2 < \eta_{bi} \leq 2.0$ olmak koşulu ile ilgili katta uygulanan $\pm\%5$ ek dışmerkezlik, her iki deprem doğrultusu için Denk.(4.59)'de verilen ek dışmerkezlik büyütme katsayısı D_{bi} ile çarpılarak büyütülmelidir.

$$D_{bi} = \left(\frac{\eta_{bi}}{1.2} \right)^2 \quad (4.59)$$

Kat Modal Etkin Kütleleri

Verilen bir deprem doğrultusu için (örneğin X doğrultusu) için tipik bir n'inci titreşim modunda kat modal etkin kütleleri Denk. (4.62) ile

$$m_{xin}^X = m_i \phi_{xin} \Gamma_n^{(X)} ; m_{yin}^X = m_i \phi_{yin} \Gamma_n^{(X)} ; m_{\theta in}^X = m_{i\theta} \phi_{\theta in} \Gamma_n^{(X)} \quad (4.62)$$

elde edilir.

Birim Modal Davranış Büyüklüğü

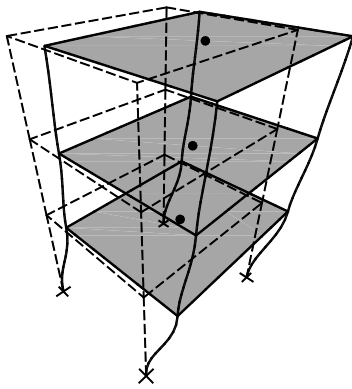
Verilen bir deprem doğrultusu için tipik n'inci titreşim modunda yerdeğiştirme, iç kuvvet gibi herhangi bir davranış büyüklüğüne karşı gelen tipik birim modal davranış büyüklüğü \bar{r}_n , kat modal etkin kütlelerinin kendi doğrultularında yük olarak ettirildiği bir statik hesapla elde edilir.

Örnek 4-15:

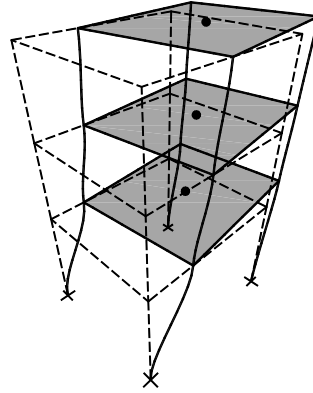
Yandaki şekilde verilen sistemin serbest titreşim periyotlarını ve mod şekillerini hesaplayınız.

$E = 30000 \text{ MPa}$

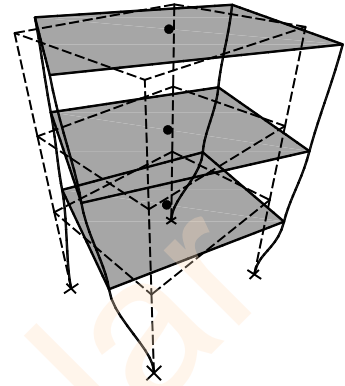
Kat		b	h	$I_x (\times 10^{-3})$	$I_y (\times 10^{-3})$	$k_{x,i}$	$k_{y,i}$	x_i	y_i
3	S301	0.5	0.5	3.646	3.646	48611.1	48611.1	-3	-2.5
3	S302	0.6	0.3	0.945	3.780	12600.0	50400.0	3	-2.5
3	S303	0.4	0.5	2.917	1.867	38888.9	24888.9	-3	2.5
3	S304	0.4	0.6	5.040	2.240	67200.0	29866.7	3	2.5
2	S201	0.5	0.5	3.646	3.646	48611.1	48611.1	-3	-2.5
2	S202	0.6	0.3	0.945	3.780	12600.0	50400.0	3	-2.5
2	S203	0.4	0.5	2.917	1.867	38888.9	24888.9	-3	2.5
2	S204	0.4	0.6	5.040	2.240	67200.0	29866.7	3	2.5
1	S101	0.5	0.5	3.646	3.646	20507.8	20507.8	-3	-2.5
1	S102	0.6	0.3	0.945	3.780	5315.6	21262.5	3	-2.5
1	S103	0.4	0.5	2.917	1.867	16406.3	10500.0	-3	2.5
1	S104	0.4	0.6	5.040	2.240	28350.0	12600.0	3	2.5



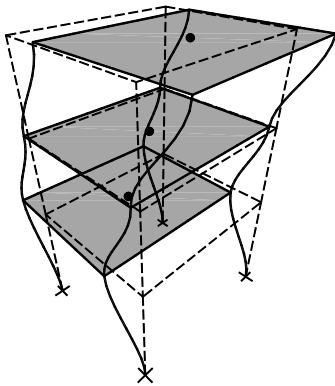
$T_1 = 0.259s$



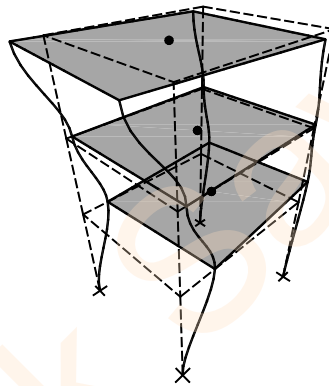
$T_2 = 0.254s$



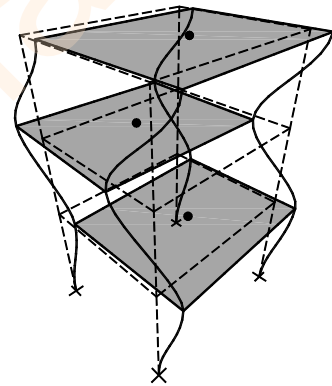
$T_3 = 0.145s$



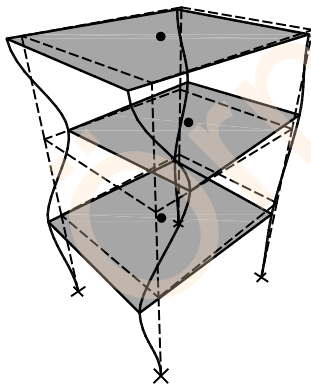
$T_4 = 0.078s$



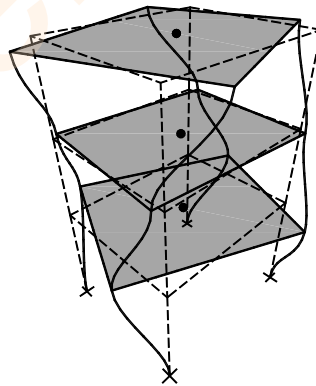
$T_5 = 0.076s$



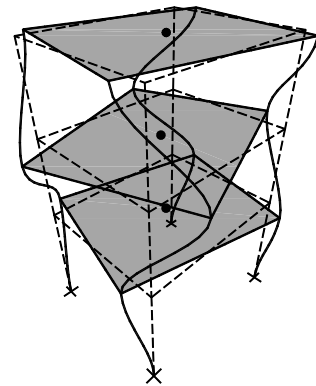
$T_6 = 0.049s$



$T_7 = 0.048s$

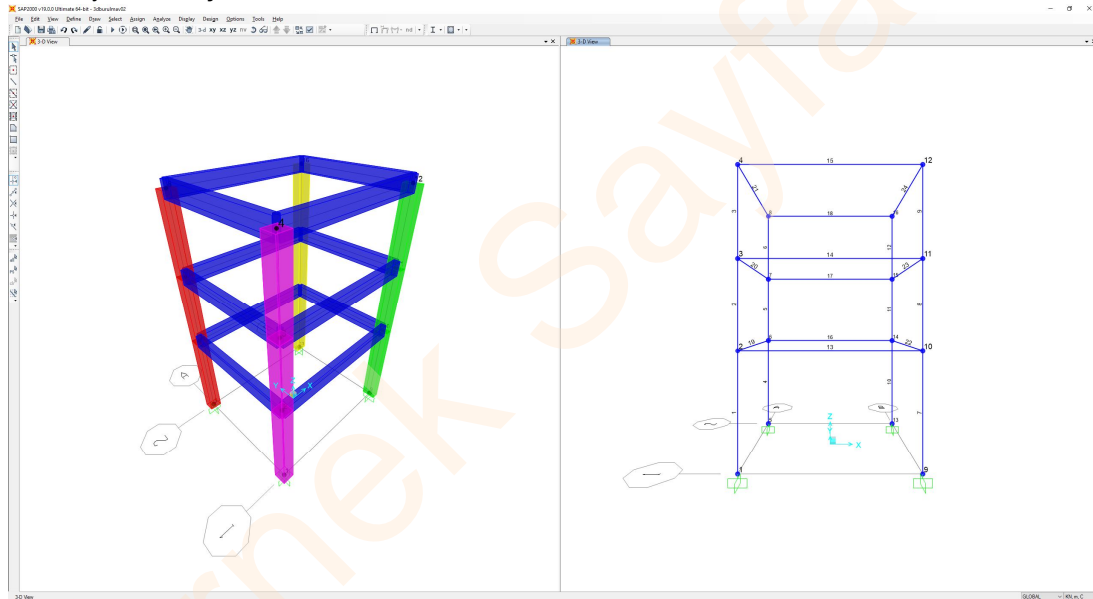


$T_8 = 0.044s$



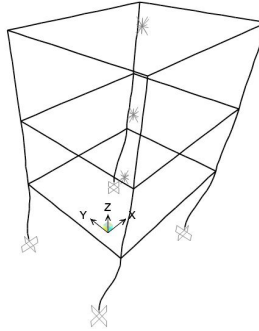
$T_9 = 0.028s$

- 4,5,6 nolu kolonları seçiniz.
- Ekranda açılı bulunan Assign Frame Sections ileti kutusunda C50X40 seçeneğini seçiniz ve Apply düğmesine basınız.
- Klavyede F4 tuşuna basınız.
- 10,11,12 nolu kolonları seçiniz.
- Ekranda açılı bulunan Assign Frame Sections ileti kutusunda C60X40 seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
- Klavyede F4 tuşuna basınız.
- Menüde Select-Select-Properties-Frame Sections seçeneğini seçiniz.
 - Ekrana gelen pencerede FSEC1 kesitini seçiniz ve Select düğmesine basarak kirişleri seçili duruma getiriniz.
 - Close düğmesine basınız.
- Menüde Assign-Frame-Frame Sections... seçeneğini seçiniz.
- Ekrana gelen Frame Properties penceresinden B seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
- Klavyede F4 tuşuna basınız.



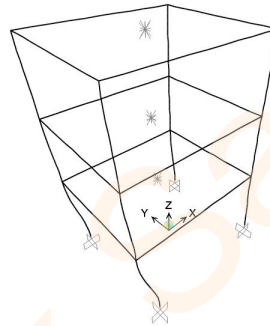
- 2 Nolu düğüm noktasını seçiniz.
- Menüde Edit-Replicate seçeneğini seçiniz.
 - Ekrana gelen ileti kutusunda dx kutucuğuna 3, dy kutucuğuna 2.5 yazınız ve OK düğmesine basınız. Bu işlem ile kat kütle merkezini temsil eden 17 nolu düğüm noktası oluşturulacaktır.
- 17 Nolu düğüm noktasını seçiniz.
- Menüde Edit-Replicate seçeneğini seçiniz.
 - Ekrana gelen ileti kutusunda dx ve dy kutucuğundaki değerleri 0 olarak değiştiriniz, dz kutucuğuna 3 yazınız.
 - Increment Data bölümünde Number kutucuğuna 2 yazınız ve OK düğmesine basınız. Bu işlem ile 2. Ve 3. Katın kat kütle merkezini temsil eden 18 ve 19 nolu düğüm noktaları oluşturulacaktır.
- 17, 18 ve 19 nolu düğüm noktalarını seçiniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints... seçeneğini seçiniz.
 - Translation 1, Translation 2 ve Rotation about 3 kutucuklarını seçili durumdan çıkarınız.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1, T = 0.25804, f = 3.88336



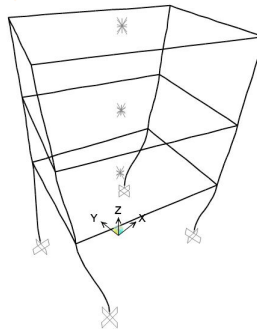
- Klavyede F6 tuşuna basınız, Mode Number kutucuğuna 2 yazınız ve OK düğmesine basınız. Ekranı gelen pencerenin başlığında hesaplanan periyot değeri 0.253s olarak gösterilmektedir.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2, T = 0.253, f = 3.95152



- Klavyede F6 tuşuna basınız, Mode Number kutucuğuna 3 yazınız ve OK düğmesine basınız. Ekranı gelen pencerenin başlığında hesaplanan periyot değeri 0.140s olarak gösterilmektedir.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3, T = 0.14024, f = 7.10518



- Bu değerler ile el ile yapılan çözüm sonuçlarının yakın olduğu görülebilir.
- Klavyede F6 tuşuna basınız
- Mode Number kutucuğuna 1 yazınız ve OK düğmesine basınız.
- 3. kattaki kütle merkezini belirten düğüm noktasına sağ mouse tuşuyla tıklayınız. Trans 1 (X doğrultusundaki modal yerdeğiştirme) değeri 0.2158, Trans 2 (Y doğrultusundaki modal yerdeğiştirme) değeri -0.12177, Rotation 3 (Z eksenini etrafındaki dönme) değeri 0.0027 olarak hesaplanmıştır.
- Benzer işlemleri diğer katlarda ve diğer modlarda tekrarlayarak ilgili değerler belirlenebilir.

büyüklikleri daha sonra zaman tanım alanında doğrudan toplanarak davranış büyüklüklerinin zamana göre değişimi ve tasarımda esas alınmak üzere en büyük değerleri elde edilir.

Mod Toplama Yönteminde:

- Mod katkıları doğrudan zaman tanım alanında toplandığından istatistiksel mod birleştirme kurallarının uygulanmasına gerek kalmamaktadır.
- Aynı anda birbirine dik yatay yer hareketi bileşenlerinin göz önüne alınabilmesi nedeni ile yaklaşık doğrultu birleştirmesi kurallarının uygulanmasına da gerek kalmamaktadır.

4.15.6.10. Azaltılmış İç Kuvvetlerin ve Yerdeğiştirmelerin Eşdeğer Taban Kesme Kuvvetine Göre Büyütülmesi

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, örneğin X doğrultusu için $V_{tx}^{(X)} < \gamma_E V_{tE}^{(X)}$ olması durumunda modal hesap yöntemi ile elde edilen tüm azaltılmış iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı $\beta_{tE}^{(X)}$ ile çarpılarak büyütülmelidir.

$$\beta_{tE}^{(X)} = \frac{\gamma_E V_{tE}^{(X)}}{V_{tx}^{(X)}} \geq 1 \quad (4.77)$$

Burada $V_{tE}^{(X)}$ eşdeğer Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükünü (taban kesme kuvveti), $V_{tx}^{(X)}$ doğrultusunda mod birleştirme veya mod toplama yöntemi ile elde edilen toplam deprem yükünü göstermektedir.

γ_E çarpanı A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerden en az birinin binada bulunması durumunda 0.90, bu düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda ise 0.80 olarak alınmaktadır.

Dıştan rijit perdelerle çevrelenen bodrumların bulunduğu binalarda eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı, sadece binanın bodrum katlarının üstündeki üst bölüm için hesaplanır.

4.15.6.11. Modal Hesap Yöntemleri ile Bodrumlu Binaların Hesabı

Deprem Yönetmeliğinde, dıştan rijit perdelerle çevrelenen bodrumların bulunduğu binaların modal hesap yöntemleri ile hesabında, binanın üst bölümü ve bodrumlu alt bölümü bir arada ortak tek bir taşıyıcı sistem olarak modellenir.

Bu tür binaların deprem hesabında aşağıda belirtilen iki yöntemden biri kullanılabilir:

- Bölüm 4.14.1 açıklanan hesap yöntemi
- İki adımlı bir hesap yaklaşımı. bodrumlu binaların modal hesap yöntemleri ile doğrusal deprem hesabı için uygulanabilen yaklaşık iki yükleme durumlu hesap yaklaşımında, binanın üst bölümü ve bodrumlu alt bölümü bir arada tek bir taşıyıcı sistem olarak modellenir, ancak üst bölüm ile alt bölümün birbirlerine çok uzak modlarda titreşmeleri nedeni ile deprem hesabı iki yükleme durumu olarak ayrı ayrı yapılır:
 - Hesabın ilk yükleme durumunda, ortak tek taşıyıcı sistem modelinde sadece üst bölümün kütleleri göz önüne alınarak modal hesap yapılır. Bu durumda yeterli titreşim modu sayısı, sadece üst bölümün toplam kütlesi esas alınarak hesaplanan etkin kütle katılım oranlarına göre belirlenecektir. Hesapta üst bölüm için seçilen $R_{üst}$ ve $D_{üst}$ katsayılarına göre her bir m'inci titreşim modu için hesaplanan deprem yükü azaltma katsayısı $(R_a)_{m,üst}$ kullanılacaktır. Birinci yükleme durumunda, hem üst bölümde, hem de alt bölümde azaltılmış iç kuvvetler elde edilir.

$$\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i3} = \{\phi_3\}^T [m] \{r\} = \begin{Bmatrix} 0.2098 \\ -0.1066 \\ 0.0227 \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} 17.94 & 0 & 0 \\ 0 & 17.94 & 0 \\ 0 & 0 & 12.72 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = 2.139t$$

$$\sum_{i=1}^3 (m_i \phi_{ix3}^2 + m_i \phi_{iy3}^2 + m_{i0} \phi_{i03}^2) = \sum_{i=1}^3 m_i \phi_{i3}^2 = \{\phi_3\}^T [m] \{\phi_3\} = \begin{Bmatrix} 0.2098 \\ -0.1066 \\ 0.0227 \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} 17.94 & 0 & 0 \\ 0 & 17.94 & 0 \\ 0 & 0 & 12.72 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.2098 \\ -0.1066 \\ 0.0227 \end{Bmatrix} = 1.0t$$

3. Mod modal katkı çarpanı $\Gamma_3 = 2.138$

3. Titreşim modunda taban kesme kuvveti modal etkin kütle

$$m_{ix3}^{(X)} = \Gamma_3^{(X)} \sum_{i=1}^3 m_i \phi_{i(X)3} = 2.138 \cdot 2.138 = 4.573t$$

Tüm titreşim modları göz önüne alındığında etkin kütlelerin toplamı toplam yapı kütlelerine eşit olmalıdır.

$$\sum m_{ii} = 36.422 + 7.605 + 4.573 = 48.6t \quad ; \quad \sum m_i = 17.94 + 17.94 + 12.72 = 48.6t$$

$$\eta_1 = \frac{m_{i1}}{\sum m_i} = \frac{36.422}{48.6} = 0.749 \quad \eta_2 = \frac{m_{i2}}{\sum m_i} = \frac{7.605}{48.6} = 0.156 \quad \eta_3 = \frac{m_{i3}}{\sum m_i} = \frac{4.573}{48.6} = 0.094$$

İlgili yer için harita spektral ivme katsayıları

Kısa periyot bölgesi için harita spektral ivme katsayısı $S_S = 0.986$

1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı $S_1 = 0.269$ olarak belirlenmektedir.

Binanın yapılacağı yerde yerel zemin sınıfı ZC olarak tanımlanmıştır. $S_S = 0.986$, $S_1 = 0.269$ değerleri kullanılarak Tablo 4-1 ve Tablo 4-2'den Yerel zemin etki katsayıları (F_S, F_1)

$$F_S = 1.2 \quad F_1 = 1.5 \text{ olarak belirlenmektedir.}$$

Tasarım spektral ivme katsayıları

$$S_{DS} = S_S F_S = 0.986 \cdot 1.2 = 1.183$$

$$S_{D1} = S_1 F_1 = 0.269 \cdot 1.5 = 0.404$$

Bina konut olarak kullanılacağından bina kullanım sınıfı Tablo 4-3'den BKS=3 ve Bina Önem Katsayısı $I=1.0$ olarak belirlenmektedir.

$S_{DS} = 1.183 > 0.75$ ve BKS=3 değerleri kullanılarak Tablo 4-4'den Deprem Tasarım Sınıfı DTS=1 olarak belirlenmektedir.

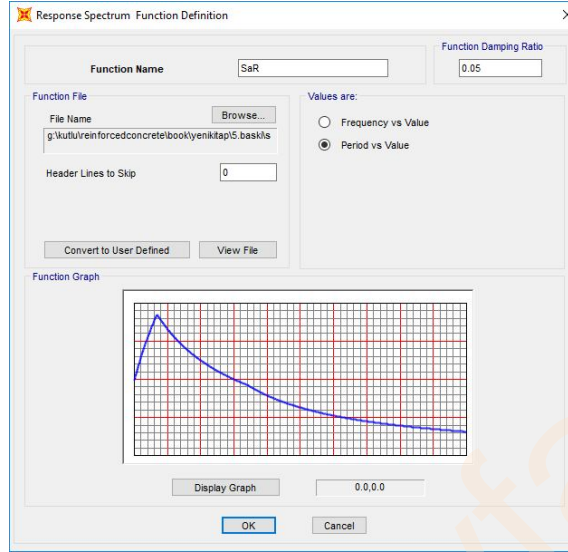
$H = 9m$ ve DTS=1 değerleri kullanılarak Tablo 4-5'den Bina Yükseklik Sınıfı BYS=7 olarak belirlenmektedir.

Söz konusu bina yeni yapılacak yerinde dökme betonarme bir bina olacağından, BYS=7 ≥ 2 , DTS=1 sınıf değerleri kullanılarak Tablo 4-6'dan Deprem Yer Hareketi Düzeyi DD-2 için normal performans hedefinin Kontrollü Hasar (KH) ve kullanılacak tasarım yaklaşımının DGT olduğu belirlenir.

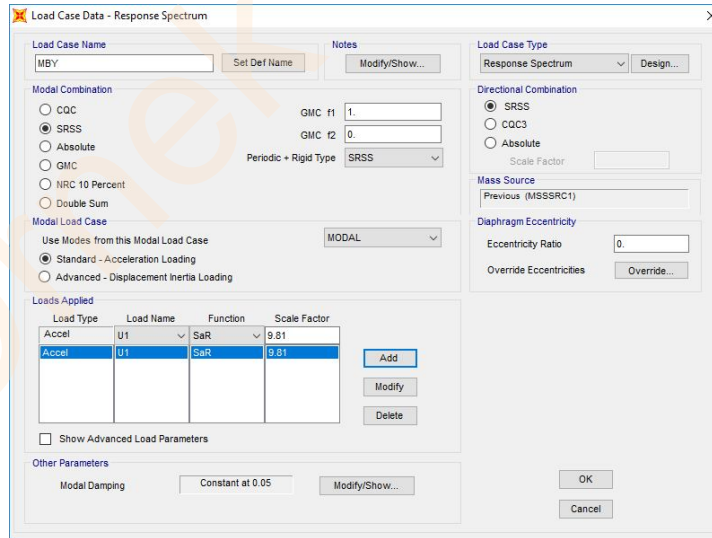
T_A : yatay elastik tasarım ivme spektrumunda sabit ivme bölgesine geçiş köşe periyodu

$$T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 \frac{0.404}{1.183} = 0.068s$$

T_B : yatay elastik tasarım ivme spektrumunda sabit hız bölgesine geçiş köşe periyodu



- Define menüsünde Load Cases seçeneğini seçiniz.
- Add New Load Case... düğmesine basınız.
- Ekranı gelen ileti kutusunda
 - Load Case Name kutucuğuna MBY yazınız
 - Load Case Type açılır listesinden Response Spectrum seçeneğini seçiniz.
 - Modal Combination bölümünde SRSS radyo düğmesini seçiniz. (Klasik çözümde karelerinin toplamının karekökü yöntemi kullanıldığından burada da aynı yöntemin kullanımı seçilmiştir.)
 - Loads Applied bölümünde Function açılır listesinden SaR fonksiyonunu seçiniz
 - Scale Factor kutucuğuna 9.81 yazınız, sırasıyla Add ve 2 kez OK düğmelerine basınız.



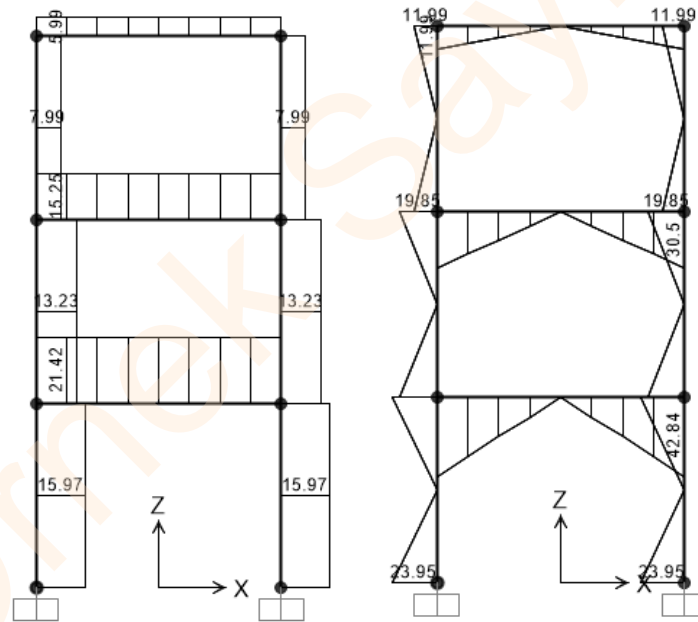
- Menüde Analyze→Run Analysis→Run Now düğmesine basarak çözümü yapınız.
- Menüde Display→Show Tables seçeneğini seçiniz.
- Ekranı gelen ileti kutusunda ANALYSIS RESULTS bölümünde Structure Output→Base Reactions kutucuğunu seçiniz.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	ModalMass	ModalStiff
	Text	Unitless	Sec	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m-s ²	KN-m
MODAL	Mode	1	0.276573	-6.03507	0	0	0	-8.212858	-1.632E-14	1	516.10728
MODAL	Mode	2	0.129226	-2.757785	0	0	0	10.423352	-2.165E-14	1	2364.0579
MODAL	Mode	3	0.077679	2.138378	0	0	0	-9.736359	1.887E-14	1	6542.6752

Klasik çözümden elde edilen modal katkı çarpanlarının program ile bulunanlar ile aynı olduğu görülmektedir.

$$\Gamma_1 = 6.035t, \Gamma_2 = -2.758t, \Gamma_3 = 2.138t$$

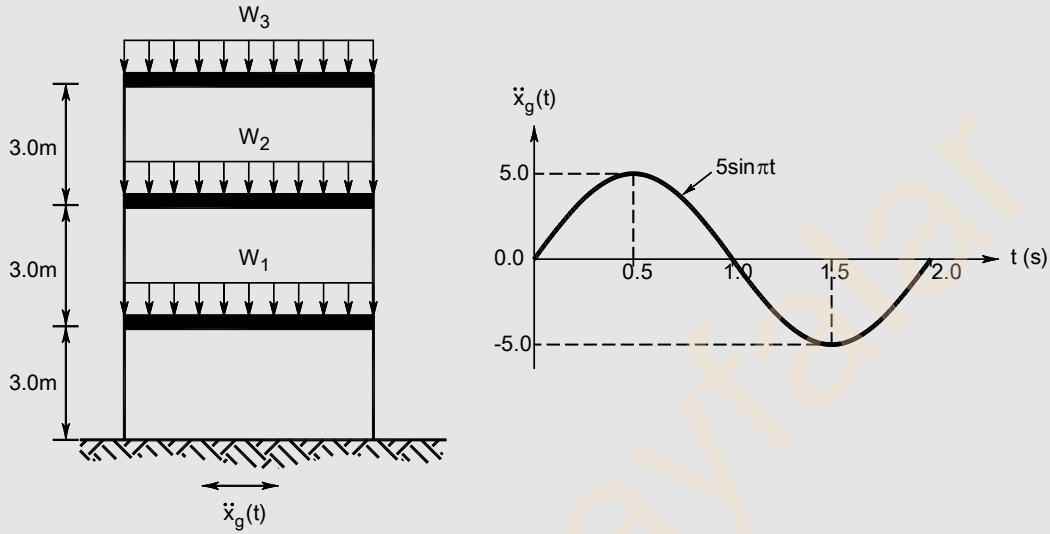
- Menüde **Display**→**Show Forces/Stresses**→**Frames/Cables/Tendons...** seçeneğini seçiniz.
- Ekrana gelen ileti kutusunda **Case/Combo Name** açılır listesinden **MBY** seçeneğini seçiniz.
- **Component** bölümünde **Shear 2-2** , **Options for Diagram** bölümünde **Show Values** radyo düğmesini seçiniz ve **OK** düğmesine basınız.



- En alt kat kolon kesme kuvveti 15.97kN olarak hesaplanmıştır. (Klasik çözüm 15.96kN)
- En alt kat kolon momenti 23.95kNm olarak hesaplanmıştır. (Klasik çözüm 23.94kNm)

Örnek 4-17:

Örnek 3-9'da verilen süneklik düzeyi yüksek sistemin verilen yer hareketi etkisinde zaman tanım alanında modal hesap yöntemi ile çözümünü yapınız, kolon kesme kuvvetleri ve eğilme momentlerini bulunuz.



Çözüm:

Sistemin hareket denklemi

$$[m]\{\ddot{x}\} + [k]\{x\} = -\{m\}\ddot{x}_g$$

$$\{x\} = [\phi]\{\bar{x}\}$$

$[\phi]$: Normalleştirilmiş modal matris

$\{\bar{x}\}$: Modal yerdeğiştirmeler

$$[m][\phi]\{\ddot{\bar{x}}\} + [k][\phi]\{\bar{x}\} = -\{m\}\ddot{x}_g \quad \text{Eşitliğin iki tarafı } [\phi]^T \text{ ile soldan çarpılırsa}$$

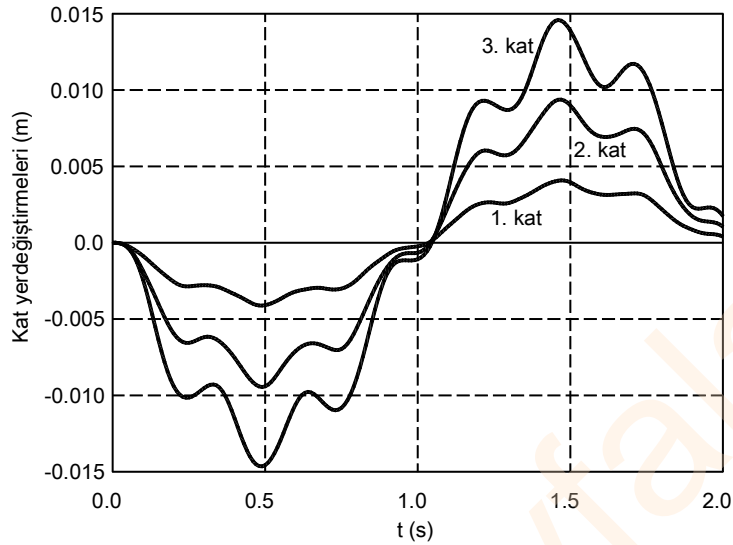
$$\underbrace{[\phi]^T [m] [\phi]}_{[I]} \{\ddot{\bar{x}}\} + \underbrace{[\phi]^T [k] [\phi]}_{[\omega^2]} \{\bar{x}\} = -\underbrace{[\phi]^T \{m\}}_{\{\Gamma\}} \ddot{x}_g$$

Bu dönüşüm işlemleri ile $n \times n$ boyutundaki birbirleriyle bağımlı diferansiyel denklem, n adet bağımsız diferansiyel denklem haline getirilmiş olur.

$$\ddot{\bar{x}}_i + \omega_i^2 \bar{x}_i = -\Gamma_i \ddot{x}_g$$

(-) işaret deprem yüklemesinde yüklemenin yönünün belirsiz olmasından dolayı göz önüne alınmayabilir.

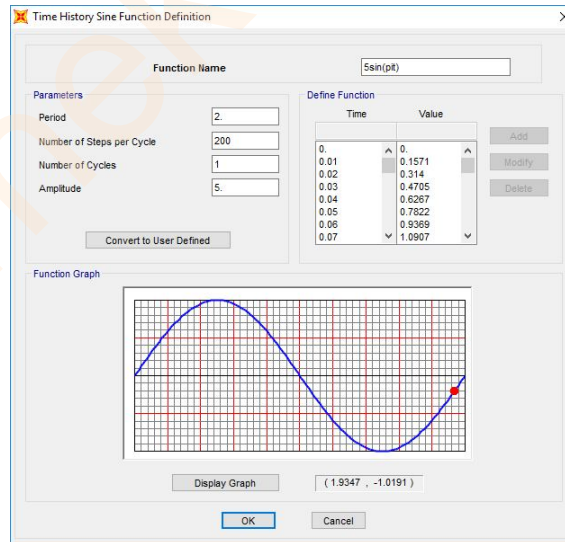
$$\ddot{\bar{x}}_1 + \omega_1^2 \bar{x}_1 = \Gamma_1 \ddot{x}_g \rightarrow \ddot{\bar{x}}_1 + 22.72^2 \bar{x}_1 = 6.035 \cdot 5 \sin(\pi t)$$



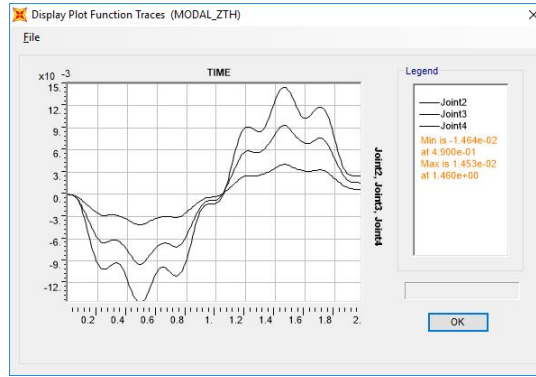
SAP2000

: Örnek 3-6'daki sistemin zaman tanım alanında modal analiz ile hesabı.

- Menüde Define-Functions-Time History... seçeneğini seçiniz.
 - Choose Function Type to Add açılır listesinden Sine seçeneğini seçiniz.
 - Add New Function düğmesine basınız.
 - Function Name kutucuğuna $5\sin(\pi t)$ yazınız.
 - Parameters bölümünde Period kutucuğuna 2 yazınız.
 - Number of Steps per Cycle kutucuğuna 200 yazınız.
 - Number of Cycles kutucuğuna 1 yazınız.
 - Amplitude kutucuğuna 5 yazınız ve 2 kez OK düğmesine basınız.



- Menüde Define-Load Cases seçeneğini seçiniz.
 - Add New Load Case... düğmesine basınız



- En büyük yerdeğiştirmenin en üst kat yerdeğiştirmesini gösteren Joint4'de 0.49s'de -0.01464m olarak hesaplandığı görülmektedir. Klasik çözüm ile aynı sonuç elde edilmiştir.

4.16. Etkin Görelî Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması,

Deprem etkileri altında güvenliğin sağlanmasında oluşan iç kuvvetlerin karşılanmasına ek olarak hem ikinci mertebeli etkilerinin artmamasını sağlamak, hem de cephe elemanları, bölme duvarlar gibi taşıyıcı olmayan elemanlar ve mekanik donanımlardaki deprem hasarının en alt düzeyde tutulması amacıyla görelî kat yerdeğiştirmeleri (ardışık katlar arasındaki yerdeğiştirme farkları) sınırlandırılmaktadır. Taşıyıcı olmayan elemanlarda büyük hasarların oluşması, örneğin bölme duvarlarının devrilerek kaçış yollarının kapanmasına neden olması, cephe elemanlarının kırılarak veya devrilerek insanlara zarar vermesi, yangın söndürme için kullanılan mekanik donanımın zarar görmesi güvenliğı olumsuz etkileyeceğinden, yapıda aşırı yerdeğiştirmelere izin vermeyecek yeterlikte rijitliğin bulunması gerekmektedir.

Bu amaçla TBDY'de ve koşullara göre her bir deprem doğrultusu için (örneğin X doğrultusu), binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdelerde, hesaplanan $\delta_i^{(X)}$ etkin görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $\delta_{i,max}^{(X)}$,

- a) Gevrek malzemeden yapılmış boşluklu veya boşluksuz dolgu duvarlarının ve cephe elemanlarının çerçeve elemanlarına, aralarında herhangi bir esnek derz veya bağlantı olmaksızın, tamamen bitişik olduğu durumda Denk.(4.78)'de verilen koşulu

$$\lambda \frac{\delta_{i,max}^{(X)}}{h_i} \leq 0.008\kappa \quad (4.78)$$

- b) Gevrek malzemeden yapılmış dolgu duvarları ile çerçeve elemanlarının aralarında esnek derzler yapılması, cephe elemanlarının dış çerçevelere esnek bağlantılarla bağlanması veya dolgu duvar elemanının çerçeveden bağımsız olduğu durumda Denk.(4.79)'de verilen koşulu

$$\lambda \frac{\delta_{i,max}^{(X)}}{h_i} \leq 0.016\kappa \quad (4.79)$$

sağlamalıdır. Denk.(4.78) ve (4.79)'te yer alan λ katsayısı, binanın göz önüne alınan deprem doğrultusundaki hakim titreşim periyodu için DD-3 deprem yer hareketinin elastik tasarım spektral ivmesinin, DD-2 deprem yer hareketinin elastik tasarım spektral ivmesine oranıdır. κ katsayısı ise betonarme binalarda 1.0 olarak alınır.

Örnek 4-19

Örnek 4-18'da verilen bina için ikinci merteye gösterge değerini (stabilite katsayısı) hesaplayınız.

Çözüm:

$$\text{İkinci merteye gösterge değeri: } \theta_{II,i}^{(X)} = \frac{(\Delta_i^{(X)})_{ort} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i^{(X)} h_i}$$

Kat	h_i	w_i	F_i	V_i	$\Delta_{i,ort}$
2	3	150	19.18	19.18	0.0038
1	3	200	12.78	31.96	0.0064

İkinci katta birinci merteye moment değeri

$$M_{I,2} = F_2 h_2 = V_2 h_2 = 19.18 \cdot 3 = 57.54 kNm$$

İkinci katta ikinci merteye moment değeri

$$M_{II,2} = \Delta_{2,ort} w_2 = 0.0038 \cdot 150 = 0.57 kNm$$

İkinci kat için ikinci merteye gösterge değeri

$$\theta_{II,2} = M_{II,2} / M_{I,2} = 0.57 / 57.54 = 0.0099$$

Birinci katta birinci merteye moment değeri

$$M_{I,1} = (F_1 + F_2) h_1 = V_1 h_1 = 31.96 \cdot 3 = 95.88 kNm$$

Birinci katta ikinci merteye moment değeri

$$M_{II,1} = \Delta_{1,ort} (w_1 + w_2) = 0.0064 \cdot (200 + 150) = 2.24 kNm$$

Birinci kat için ikinci merteye gösterge değeri

$$\theta_{II,1} = M_{II,1} / M_{I,1} = 2.24 / 95.88 = 0.0233$$

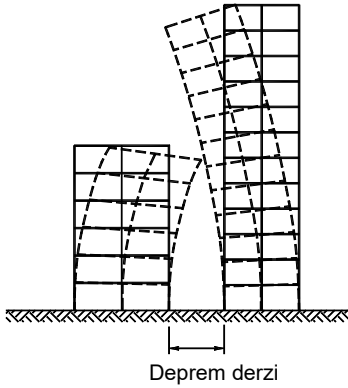
Tüm katlar için hesaplanan θ_{II} 'lerin maksimum değeri $\theta_{II,1} = 0.0233$ olarak bulunur.

$$\theta_{II,max} \leq 0.12 \frac{D}{C_h R}$$

$\theta_{II,max} = 0.0233 \leq 0.12 \frac{3}{1.8} = 0.045$ koşulu sağlandığından tasarımda yerel ikinci merteye etkileri yürürlükteki çelik yönetmeliğine göre göz önüne alınır.

4.18. Deprem Derzleri

Bitişik veya aralarında yeterli uzaklık bulunmayan binaların deprem sırasında yapacakları salınımlar sırasında birbirleri ile çarpışması, şiddetli depremlerde önemli hasarlara neden olabilmektedir. Komşu binaların kat döşemelerinin farklı düzeylerde olmaları durumunda çarpışma ortaya çıktığında hasar oluşma veya göçme olasılığı artmaktadır. Çarpışmaya bağlı hasar veya göçme tehlikesini önlemek amacıyla komşu binalar arasında derz boşlukları bırakılmalıdır.



Şekil 4-54 Deprem derzi oluşturulması

Şekil 4-54'de tanımlanan α katsayısının çarpımı sonucunda bulunan değerden az olmamalıdır. Göz önüne alınacak kat yerdeğiştirmeleri, kolon veya perdelerin bağlandığı düğüm noktalarında hesaplanan azaltılmış $u_i^{(X)}$ yerdeğiştirmelerinin kat içindeki ortalamalarıdır. Mevcut eski bina için hesap yapılmasının mümkün olmaması durumunda eski binanın yerdeğiştirmeleri, yeni bina için aynı katlarda hesaplanan değerlerden daha küçük alınmamalıdır.

- Komşu binaların veya bina bloklarının kat döşemelerinin bütün katlarda aynı seviyede olmaları durumunda $\alpha = 0.25(R/I)$ alınmalıdır.
- Komşu binaların veya bina bloklarının kat döşemelerinin, bazı katlarda olsa bile, farklı seviyelerde olmaları durumunda, tüm bina için $\alpha = 0.5(R/I)$ alınmalıdır.

Bırakılacak minimum derz boşluğu, 6 m yüksekliğe kadar en az 30 mm olmalı ve bu değere 6 m'den sonraki her 3 m'lik yükseklik için en az 10 mm eklenmelidir.

Bina blokları arasındaki derzler, depremde blokların bütün doğrultularda birbirlerinden bağımsız olarak çalışmasına olanak verecek şekilde düzenlenmelidir.

Ayrık iki bina bloğunun veya bir binanın deprem davranışları bakımından farklı iki bölümünün birbirine köprü ve benzeri bir eleman ile bağlanması durumunda, söz konusu elemanın bağladığı bloklardan biri üzerindeki hareketli mesnedinin her iki deprem doğrultusu ve yönündeki yerdeğiştirme kapasitesi, iki bloğun bağlantı elemanı seviyesinde azaltılmış deprem yükleri için hesaplanan yerdeğiştirmelerinin mutlak değerleri toplamının en az $1.5(R/I)$ katı olmalıdır.

Yönetmelikte bina blokları veya mevcut eski binalarla yeni yapılacak binalar arasında, sadece deprem etkisi için bırakılacak derz boşluklarına ilişkin koşullar verilmektedir. Farklı zemin oturmalarına bağlı temel öteleme ve dönmeleri ile sıcaklık değişmelerinin etkisi için bırakılacak derzler ayrıca incelenmelidir.

Katların farklı düzeyde olduğu derzle ayrılmış binalarda binaların çarpışması daha büyük hasarlara neden olacağından derzlerin daha da artırılması gerekmektedir.

Aşağıda belirtilen minimum derz boşluğu koşullarına göre daha elverişsiz bir sonuç elde edilmedikçe derz boşlukları, her bir kat için komşu blok veya binalarda elde edilen yerdeğiştirmelerin karelerinin toplamının karekökü ile

- b) Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait taban kesme kuvveti etkin kütlelerinin toplam bina kütlelerine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması.

Çok modlu itme yöntemleri ise $BYS \geq 2$ olan tüm binalarda kullanılabilir.

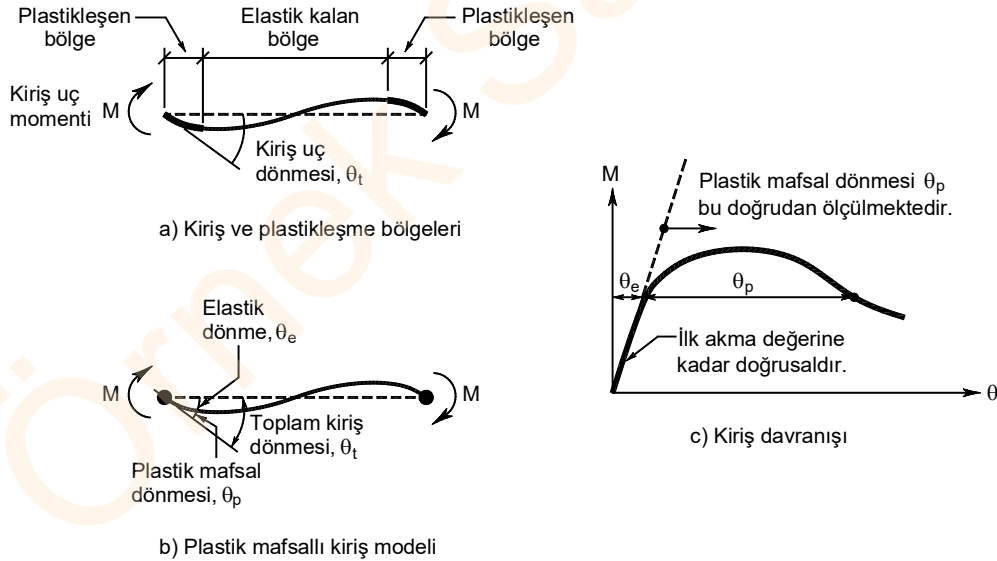
Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi, tüm binaların deprem hesabında kullanılabilir. Bu yöntemin yüksek binalar ($BYS=1$ olan binalar) için kullanımı zorunludur.

4.19.5. Doğrusal Olmayan Davranış Modelleri

4.19.5.1. Yığılı Plastik Davranış Modeli

Betonarme kesitlerde eğilme momentinin küçük değerlerinde elastik şekilde değişimler oluşurken, moment değerinin artması ile plastik şekil değiştirmeler de oluşur. Betonarme elemanların eksen boyunca belirli bölgelerde yayılı olarak oluşan plastik şekil değiştirmelerin belirli bir kesitte toplandığının kabul edilmesine Yığılı Plastik Davranış (Plastik Mafsal) kabulü adı verilmektedir.

Çerçeve (çubuk) sonlu elemanları olarak modellenebilen kolon, kiriş ve enkesit şekli dikdörtgen, I, T, L, U veya C olan, plandaki en büyük perde kolu uzunluğunun toplam perde yüksekliğine oranının $1/2$ 'yi aşmadığı, eksen enkesit ağırlık merkezinden geçecek şekilde eşdeğer çubuk eleman olarak modellenebilen betonarme perdelerde, doğrusal olmayan davranış modeli olarak Yığılı Plastik Davranış (Plastik Mafsal) Modeli kullanılabilir.

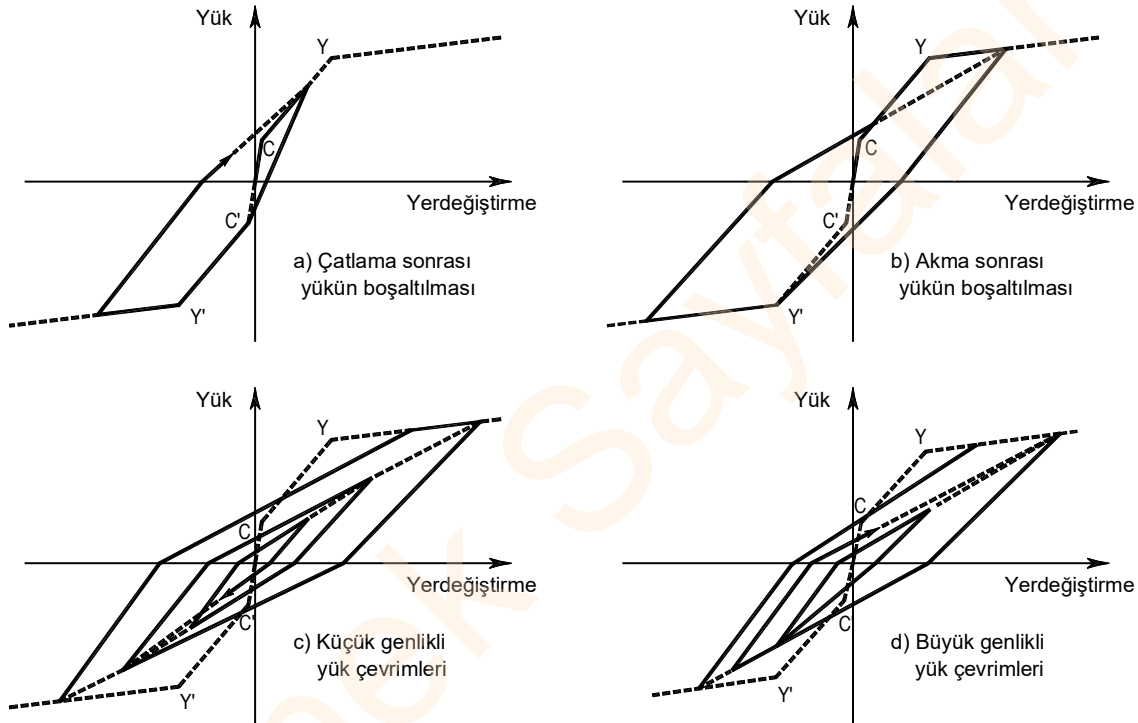


Şekil 4-55 Plastik mafsal

Plastik mafsal, taşıyıcı sistem hesaplarında bir kesitte kabul edilirken, betonarme kesit hesaplarında plastik mafsal boyunun belirlenmesine gereksinim duyulur. Plastik mafsal boyu eleman boyunca moment dağılımına ve kesit yüksekliğine bağlıdır. TBDY’de Yığılı Plastik Davranış Modelinde iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekilde değiştirmelerin düzgün yayılı

biçimde oluştuğu varsayılmaktadır. Bu modelin kullanılması durumunda, *Plastik mafsalsal boyu* olarak adlandırılan *plastik şekil değiştirme bölgesinin* uzunluğunun (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınması ($L_p = 0.5h$) öngörülmektedir.

Çözülen sistemde, sadece aksel kuvvet altında plastik şekil değiştirme yapan elemanların bulunması durumunda bu elemanlarda plastik şekil değiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınır.

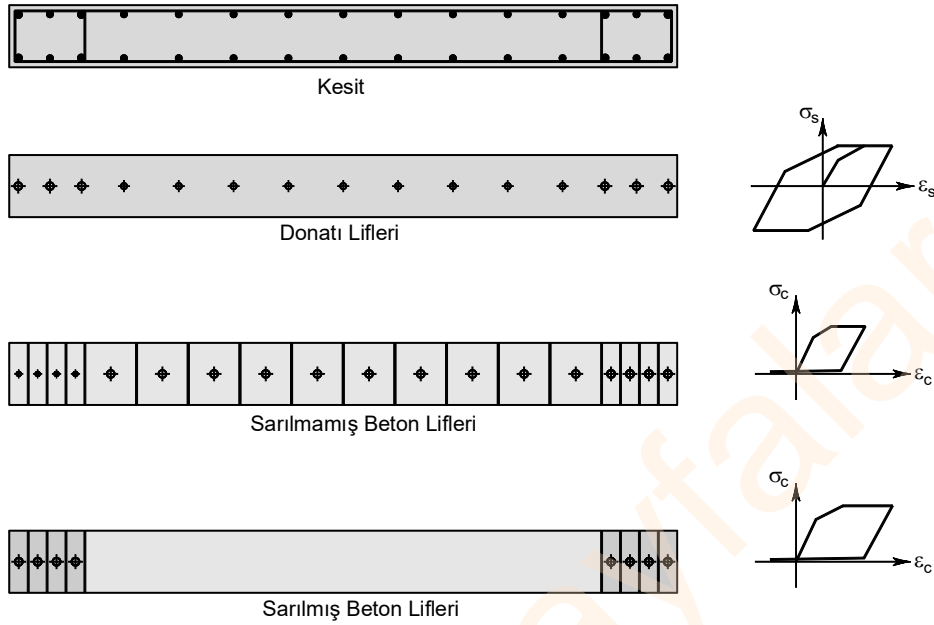


Şekil 4-56 Takeda Modeli

Yıgılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden plastik mafsalsalın, teorik olarak plastik şekil değiştirme bölgesinin ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda kiriş ve kolonlar için net açıklıkların uçlarına, perdeler için ise ilgili katta perde alt ucuna konulabilir.

Betonarme plastik mafsalsal kesitlerinin etkin akma yüzeylerinin tanımlanmasına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:

- Malzeme dayanımları mevcut binalarda mevcut dayanımlar, yeni binalarda ise beklenen (ortalama) dayanımlar olarak alınır. Beton için beklenen dayanım $f_{ce} = 1.3f_{ck}$ ve donatı çeliği için beklenen dayanım $f_{ye} = 1.2f_{yk}$ olarak belirlenir. Burada f_{ce} ve f_{ck} betonun ortalama ve karakteristik basınç dayanımlarını, f_{ye} ve f_{yk} ise çeliğin ortalama ve karakteristik akma dayanımlarını göstermektedir.



Şekil 4-57 Perde Kesiti için kesit hücresi (lif) modeli

4.19.6. Doğrusal Olmayan Hesap İçin Taşıyıcı Sistemin Modellenmesine İlişkin Kurallar

4.19.6.1. Genel Modelleme Kuralları

Bina taşıyıcı sistemleri daima *üç boyutlu* olarak modellenir. *Birbirine dik iki yatay* doğrultudaki deprem etkisi daima göz önüne alınır. Doğrusal sönüm oranı, aksi belirtilmedikçe, %5 alınır.

Düşey yüklerin şekildeğiştirmiş taşıyıcı sistemde meydana getirdiği *ikinci mertebe etkileri* mutlaka göz önüne alınmalıdır.

4.19.6.2. Kiriş ve Kolonların Modellenmesi

Kiriş ve kolonlar, çerçeve (çubuk) sonlu elemanları olarak modellenir. Doğrusal olmayan davranış, elemanların uçlarında tanımlanan sonlu plastik şekildeğiştirme bölgelerinde yığılı plastik davranış modeli ile veya yayılı plastik davranış modelleri ile modellenebilir. Uygulamada yığılı plastik mafsallı modelinin kullanımı genel olarak yeterli kabul edilmektedir.

büyüklik, her bir adım sonunda oluşan yeni bir plastik mafsalın akma koşulundan hesaplanır. Elde edilen modal sözde-ivme artımı, bir önceki adım sonunda bulunan sözde-ivme değerine eklenerek k 'inci adım sonundaki birikimli modal sözde-ivme $a_1^{(X,k)}$ elde edilir. Geleneksel itme hesabında $a_1^{(X,k)}$, (X) deprem doğrultusunda taban kesme kuvveti $V_{tx1}^{(X,k)}$ için yazılan Denk.(4.90)'ten elde edilir.

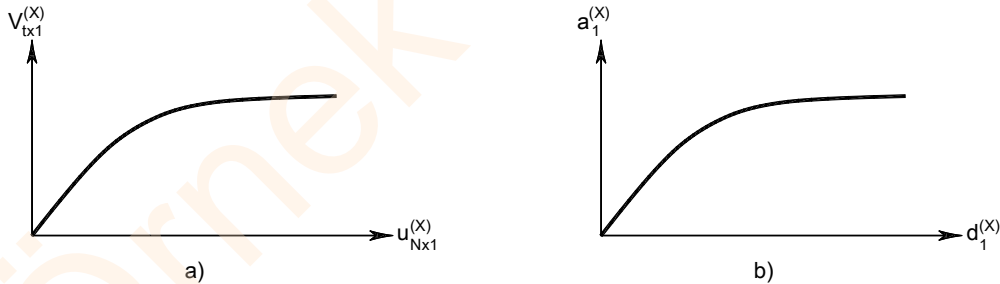
$$a_1^{(X,k)} = \frac{V_{tx1}^{(X,k)}}{m_{tx1}^{(X,1)}} \quad (4.90)$$

Bu bağıntıda yer alan taban kesme kuvveti modal etkin kütlesi $m_{tx1}^{(X,1)}$, x eksenı doğrultusunda Denk.(4.89)'de birinci itme adımındaki mod şekline göre tanımlanan ve tüm itme hesabı boyunca sabit olarak alınan kat modal etkin kütleleri $m_{ix1}^{(X,1)}$ 'lerin tüm katlardaki toplamıdır.

Birinci moda ait modal tek serbestlik dereceli sistemin modal yerdeğiştirmesi $d_1^{(X,k)}$, itme hesabından herhangi bir i 'inci katta x doğrultusunda elde edilen yatay yerdeğiştirmeden hesaplanabilir. Geleneksel itme hesabında bu amaçla N'inci kattaki tepe yerdeğiştirmesinden yararlanılır:

$$d_1^{(X,k)} = \frac{u_{N \times 1}^{(X,k)}}{\phi_{N \times 1}^{(1)} \Gamma_1} \quad (4.91)$$

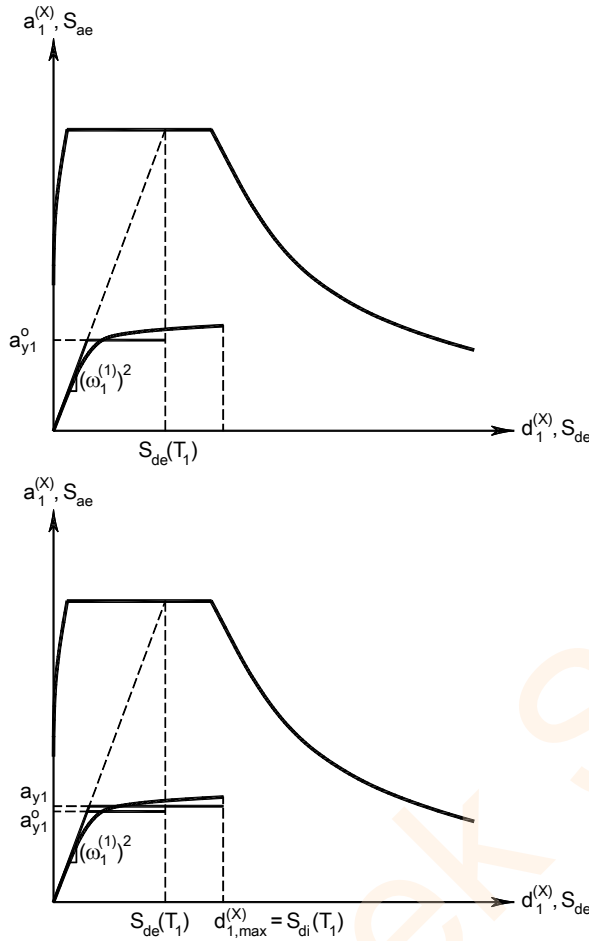
Geleneksel itme hesabında önce taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi olarak itme eğrisi çizilir (Şekil 4-59a) ve daha sonra bu eğrinin koordinatları Denk.(4.90) ve Denk.(4.91)'e göre dönüştürülerek modal tek serbestlik dereceli sisteme ait modal sözde ivme – modal yerdeğiştirme ilişkisi olarak modal kapasite diyagramı elde edilir (Şekil 4-59b).



Şekil 4-59

Geleneksel itme hesabında, modal yerdeğiştirmenin her adımda Denk.(4.91) ile başlangıç adımındaki doğrusal sisteme ait sabit mod şekline bağılı olarak elde edilmesi nedeni ile yapılan yaklaşıklığı kısmen gidermek üzere, herhangi bir k 'ıncı itme adımında elde edilen yerdeğiştirme artımı, yaklaşık olarak o adımdaki değişken mod şekli genliği olarak alınabilir. Bu bağlamda Denk.(4.92)'deki bağıntı, tipik bir i 'inci katta x doğrultusundaki serbestlik derecesi için yazılmıştır:

$$\bar{\phi}_{ix1}^{(k)} \approx u_{ix1}^{(X,k)} - u_{ix1}^{(X,k-1)} \quad (4.92)$$



Şekil 4-62

elde edilen sonuçların en büyük mutlak değerlerinin ortalaması olarak hesaplanır.

4.19.7.5. Çok Modlu İtme Yöntemleri

Doğrusal olmayan deprem hesabında çok Modlu İtme Yöntemleri de kullanılabilir. Çok Modlu İtme Yönteminin, verilen tasarım spektrumuna göre özel durumda başlangıç (elastik) reşitlikleri kullanılarak doğrusal hesap için uygulanması sonucunda elde edilen tüm iç kuvvetlerin ve yerdeğiştirmelerin, aynı tasarım spektrumu esas alınarak mod birleştirme yöntemi ile elde edilen büyüklüklerle birebir aynı olduğu hesap raporunda gösterilmelidir.

Kullanılan Çok Modlu İtme Yönteminde binanın farklı titreşim modları için tanımlanan bağımsız sabit modal yük vektörlerinin yapıya artımsal olarak ayrı ayrı uygulanması durumunda, elde edilen modal iç kuvvetler istatistiksel olarak birleştirilmez, Tam Karesel Birleştirme Kuralı veya Karelerinin Toplamının Karekökü Kuralı kullanılarak istatistiksel olarak birleştirilmiş modal eleman uç yerdeğiştirmeleri ve akma dönmeleri ile uyumlu olarak hesaplanır.

a) En yakın fayın binaya uzaklığının 15 km'den az olduğu durumlarda, ölçeklendirilen yakın-saha deprem kayıtları kullanılarak zaman tanım alanında hesap yapılacaktır.

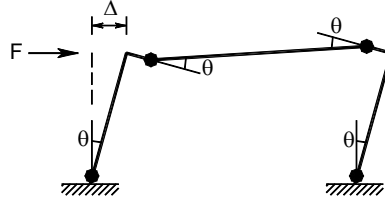
b) İkinci mertbe etkileri nedeni ile modal kapasite diyagramının akma sonrasındaki eğimlerinin negatif olması durumunda, ölçeklendirilen deprem kayıtları kullanılarak zaman tanım alanında hesap yapılacaktır.

Depremin Modal Yerdeğiştirme Talebinin Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesaptan Elde Edilmesi:

Depremin modal yerdeğiştirme talebi, modal tek serbestlik dereceli sistemin en büyük yerdeğiştirmesi olarak, zaman tanım alanında yapılacak doğrusal olmayan hesaptan da elde edilebilir. Elde edilen modal kapasite diyagramına seçilecek uygun bir histeretik davranış modeli uyarlanarak Denk.(4.107)'de artımsal olarak verilen hareket denklemi çözülür.

Taşıyıcı sistemin yerdeğiştirmeleri ve bunlara bağlı olarak şekildeğiştirmeleri ve iç kuvvetleri, Denk.(4.107)'deki hareket denkleminin çözümünden elde edilen modal yerdeğiştirmenin en büyük değeri alınarak Denk.(4.91) veya Denk.(4.96) ile Denk.(4.98)'den elde edilebilir.

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesapta en az on bir deprem yer hareketi kullanılmalıdır. Modal yerdeğiştirme, yapılan on bir analizin her birinden



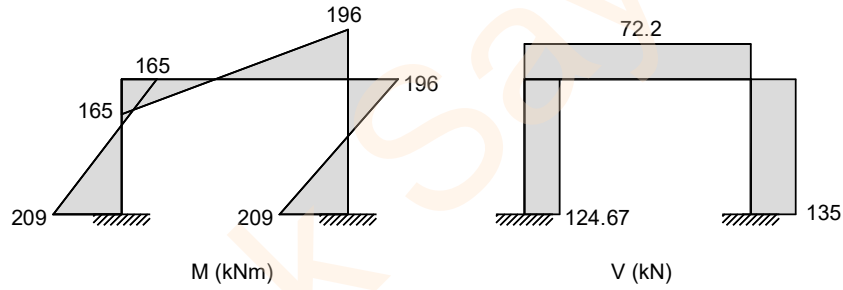
Sol mesnetteki plastik mafsala θ virtüel dönmesi uygulanır ve diğer tüm plastik mafsallardaki dönmeler buna bağlı olarak tanımlanır. Virtüel iş denklemi ile dış kuvvetlerin işi ile iç kuvvetlerin işinin eşitliğinden sistemin taşıyabileceği en büyük yatay F kuvveti hesaplanabilir.

$$\Delta \cong \theta H = 3\theta$$

$$F\Delta = M_{p,kolon}^+ \theta + M_{p,kolon}^- \theta + M_{p,kiriş}^+ \theta + M_{p,kiriş}^- \theta$$

$$3F\theta = 209\theta + 209\theta + 165\theta + 196\theta \quad F = 259.67 \text{ kN} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bu duruma karşı gelen eğilme momenti ve kesme kuvveti diyagramları aşağıdaki gibi olacaktır.



5. BETONARME BİNALARIN DEPREM DAVRANIŞI

5.1. Malzeme Özellikleri

TBDY, beton dayanımının TS EN 206'da tanımlanan C80'den daha yüksek olduğu binaları kapsam dışı tutmaktadır. Ayrıca deprem etkisini karşılayacak betonarme elemanlarda kullanılacak beton sınıfının en düşük TS EN 206'da verilen beton sınıflarından C25 olması gerektiği belirtilmektedir. Bu alt sınır koşulu ile betonda belirli bir basınç dayanımı, dolaylı olarak da çekme dayanımının sağlanması amaçlanmaktadır. Betonun çekme dayanımı, kenetlenmenin sağlanması ve elemanların kesme kuvvetine karşı dayanımlarında önemli olan bir özelliktir. Beton basınç dayanımının yüksek olması eksenel kuvvet etkisinde ve eğik asal basınç gerilmeleri altında oluşacak ezilmelere karşı da güvenliği arttırmaktadır.

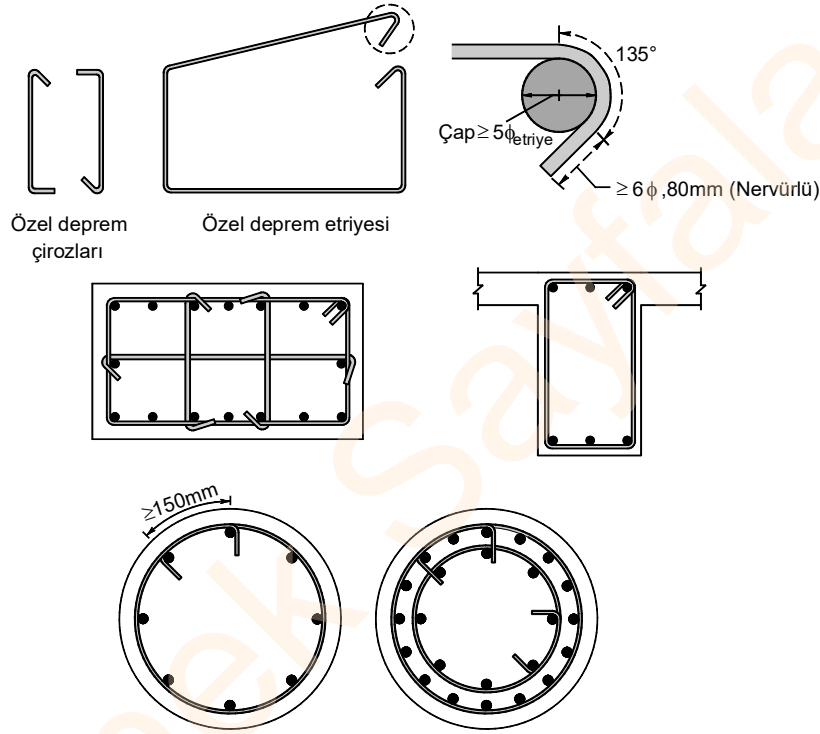
Deprem Yönetmeliğinde, deprem etkisini karşılayacak elemanlarda TS 708'de verilen B420C ve B500C nervürlü donatı çelikleri kullanılması zorunlu kılınmıştır. TS 708'de verilen koşullara ek olarak, "çekme dayanımı/akma dayanımı" oranının 1.35 değerinden küçük olması ($R_m / R_e < 1.35$) ve eşdeğer karbon oranının %0.55'i geçmemesi koşulu ile S420 beton çeliği kullanılmasına da izin verilmektedir. Bu koşul ile kullanılan donatı çeliğinin belirli bir süneklığe sahip olması amaçlanmaktadır. Betonarme bir kesitin sünekliliği kullanılan donatı çeliğinin sünekliliğine de bağlıdır. Donatının akma dayanımı arttıkça, akma durumuna karşı gelen uzama şekil değiştirmesi değeri de büyüyecektir. Eğilme etkisindeki bir kesitin dayanımına ulaştığında sünek davranış gösterebilmesi için basınç bölgesindeki betonun ezilmesinden önce çekme donatısının akması, ayrıca donatının akma sonrası sabit çekme kuvveti altında dayanımını kaybetmeden uzamaya devam ederek betonarme kesite süneklik sağlamaya devam etmesi gerekmektedir. Dayanımı yüksek donatı çeliği kullanıldığında beton ezilmesinden kısa bir süre önce donatı akacağından sünek davranış sınırlı olacaktır. Ayrıca donatı çeliğinin dayanımı arttıkça kopma uzaması da azalmaktadır. Bu da donatı çeliğinin malzeme sünekliliğinin azalmasına karşı gelmektedir.

Akma dayanımının öngörülenden düşük olması, dayanımın istenenin altında oluşmasına neden olacağından ve güvenliği azaltacağından sakıncalı bir durumdur. Donatının çekme dayanımını akma dayanımından büyüktür. Donatının çekme dayanımına ulaşması durumunda kesit dayanımı artacaktır. Bu durumun ilk bakışta olumlu katkı sağlayacağı düşünülebilir. Birlikte sistem davranışı bakımından olumsuz etkileri olabilmektedir. Kapasite tasarımında, kolonların kirişlerden moment kapasitesi bakımından daha güçlü olması sağlanarak hasarın kirişlerde oluşması öngörülmektedir. Bu tasarımda çekme dayanımı/akma dayanımı için belirli bir oran öngörülmektedir. Çekme dayanım/akma dayanımının öngörülenden daha yüksek olması kirişlerdeki moment dayanımını arttıracak ve kirişte mafsallaşma daha yüksek momentler altında oluşacaktır. Donatı çeliğinin dayanımının yüksek olması moment kapasitesinin artışı bakımından eksenel yük etkisinde olan kolonlarda kirişlerdeki kadar etkili olmayacaktır. Bu durumda kolonların kirişlerden daha güçlü olarak tasarlanan noktalarda tasarımın tersi bir davranış ortaya çıkacaktır. Bu ise sistemin sünekliliği ve kararlılığını olumsuz olarak etkileyecektir. Bu nedenle Deprem Yönetmeliğinde S420 donatı çeliğinin çekme dayanımının, akma dayanımının 1.35 katından daha fazla olmasına izin verilmemektedir. TS 708 de tanımlanan mekanik özelliklere göre B420C ve B500C donatılarında çekme dayanımı/akma dayanımı oranı 1.35'den küçük olduğundan bu iki sınıftaki donatılar koşulu sağlamaktadır.

5.2. Özel Deprem Etriyeleeri ve Çirozları

TBDY'de, tüm betonarme sistemlerin kolonlarında, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde, perde uç bölgelerinde ve kiriş sarılma bölgelerinde kullanılan etriyelerin özel deprem etriyesi, çirozların ise özel deprem çirozu olarak düzenlenmesi gerektiği belirtilmektedir.

Özel deprem etriyeleri her iki ucunda 135° kıvrımlı kancalar bulunan etriyelerdir. Özel deprem çirozlarında bir uçta 90° kanca yapılabilmektedir. Bu durumda kolonun veya perdenin bir yüzünde, kanca kıvrımları 135° ve 90° olan çirozlar hem yatay hem de düşey doğrultuda şaşırtmalı olarak düzenlenmelidir. 135° kanca oluşturulurken büküm yerinde donatının özelliğini koruyabilmesi amacıyla en az 5ϕ (ϕ : bükülen etriye veya çirozun çapı) çaplı daire etrafında bükülmelidir. Kanca boyları kıvrımdaki en son teğet noktasından sonra nervürlü çubuklarda 6ϕ ve 80mm 'den az olmamalıdır, Şekil 5-1.



Şekil 5-1 Özel deprem etriye ve çirozları

Özel deprem etriyeleri boyuna donatıyı dıştan kavramalı ve kancaları aynı boyuna donatı etrafında kapanmalıdır. Özel deprem çirozlarının çapı ve aralığı etriyelerin çap ve aralıkları ile aynı olmalıdır. Çirozlar da her iki uçlarında mutlaka boyuna donatıları ve dış etriyeyi sarmalıdır. Etriyeler ve çirozlar beton dökülürken yerlerinden kaymayacak biçimde boyuna donatılara sıkıca bağlanmalıdır.

5.3. Kirişler

5.3.1. Süneklik Düzeyi Yüksek Kirişler

Hesap aksenal kuvveti $N_d \leq 0.1A_c f_{ck}$ olan ve esas olarak eğilme momenti etkisindeki elemanlar kiriş olarak adlandırılmaktadır (TBDY Bölüm 7.4.1.2, TS500 Denk. 7.2). Deprem Yönetmeliğine göre kolonlarla birlikte çerçeve oluşturan veya perdelerle kendi düzlemleri içinde bağlanan kirişlerin enkesitleri aşağıdaki koşulları sağlamalıdır.

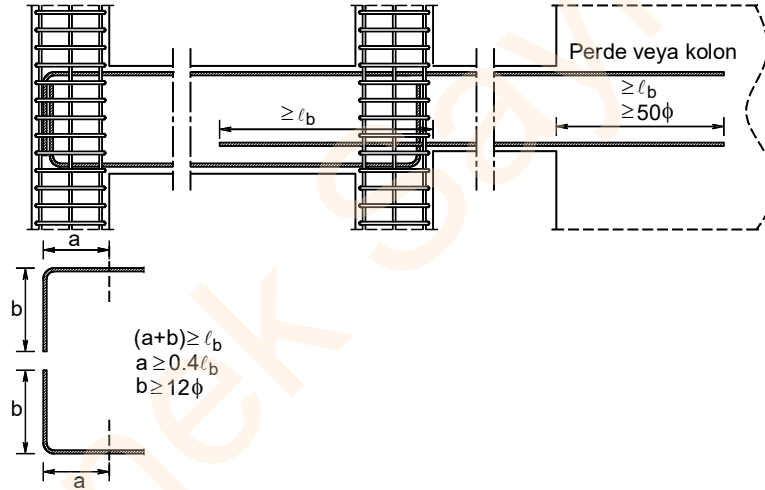
5.3.1.4. Kiriş donatılarının kenetlenmesi

Açıklıktaki çekme donatısının, en az üçte birinin mesnete kadar uzatılıp kenetlenmesi gereklidir.

Kirişin iki ucundaki mesnet üst donatılarının büyük olanının en az $1/4$ 'ü tüm kiriş boyunca sürekli olarak devam ettirilmelidir. Mesnet üst donatısının geri kalan kısmı, kiriş boyunca karşılanmamış moment bırakılmamak üzere TS-500'e göre düzenlenmelidir.

Kolona birleşen kirişlerin kolonun öbür yüzünde devam etmediği durumlarda kirişlerdeki alt ve üst donatı, kolonun etriyelerle sarılmış çekirdeğinin karşı taraftaki yüzeyine kadar uzatılıp etriyelerin iç tarafından 90° bükülmelidir. Bu durumda boyuna donatının kolon içinde kalan yatay kısmı ile 90° kıvrılan düşey kısmının toplam uzunluğu, düz kenetlenme boyu ℓ_b 'den az olmamalıdır. 90° 'lik kancanın yatay kısmı $0.4\ell_b$ 'den, düşey kısmı ise 12ϕ 'den az olmamalıdır, Şekil 5-9.

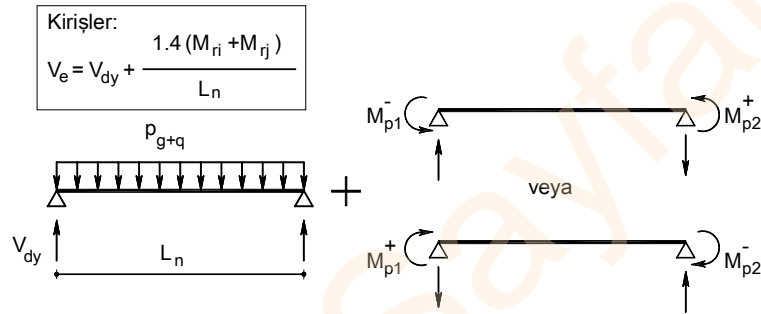
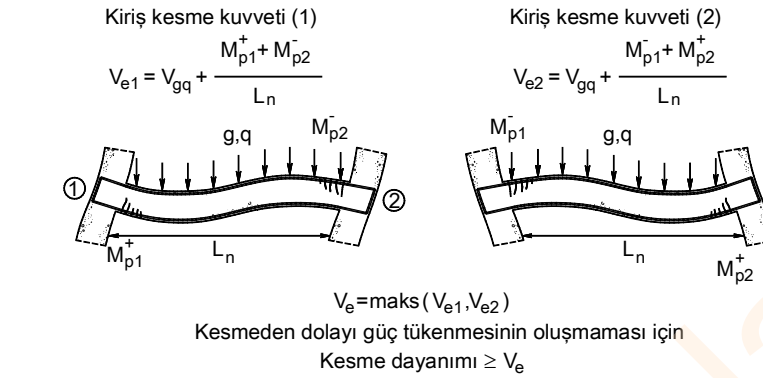
Perdelerde ve a ölçüsünün düz kenetlenme boyu ℓ_b 'den ve 50ϕ 'den daha fazla olduğu kolonlarda, boyuna donatının kenetlenmesi, 90° 'lik kanca yapılmaksızın düz olarak sağlanabilir, Şekil 5-9.



Şekil 5-9 Kiriş donatılarının kenetlenmesi

Beton dökümündeki konumu nedeniyle kiriş üst donatısı aderans bakımından alt donatıya göre daha elverişsiz durumdadır. Üstte bulunan donatının aderansında %30 kadar bir azalma söz konusudur. Sarılma bölgesinde etriyeler aderans kaybını engellemeye katkı sağlamaktadır.

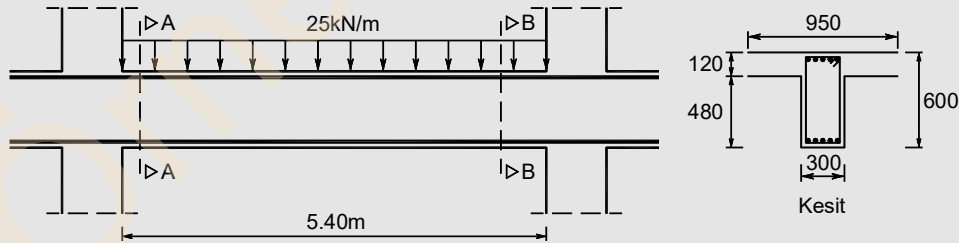
Her iki taraftan kirişlerin kolonlara birleşmesi durumunda kiriş alt donatıları, açıklığa komşu olan kolon yüzünden itibaren, 50ϕ 'den az olmamak üzere, en az kenetlenme boyu ℓ_b kadar uzatılmalıdır, Şekil 5-10. Kirişlerdeki derinlik farkı gibi nedenlerle bu olanağın bulunmadığı durumlarda kenetlenme, kirişin kolonun öbür yüzünde devam etmediği durumlar için tanımlandığı şekilde yapılmalıdır. Kirişlerdeki yükseklik farkı gibi nedenlerle bu olanağın bulunmadığı durumlarda kenetlenme, yukarıda kirişin kolonun öbür yüzünde devam etmediği durumlar için tanımlanan biçimde yapılmalıdır.



Şekil 5-13 Kirişlerde tasarım kesme kuvvetinin belirlenmesi

Örnek 5-1:

Şekilde verilen süneklik düzeyi yüksek kirişin enine donatısını belirleyiniz.



Malzeme C30 / B420C $d' = 40mm$

Donatılar

Kesit	Alt	Üst
A-A	5 ϕ 16 (1005mm ²)	3 ϕ 14 + 2 ϕ 18 (971mm ²)
B-B	5 ϕ 16 (1005mm ²)	3 ϕ 14 + 3 ϕ 18 (1225mm ²)

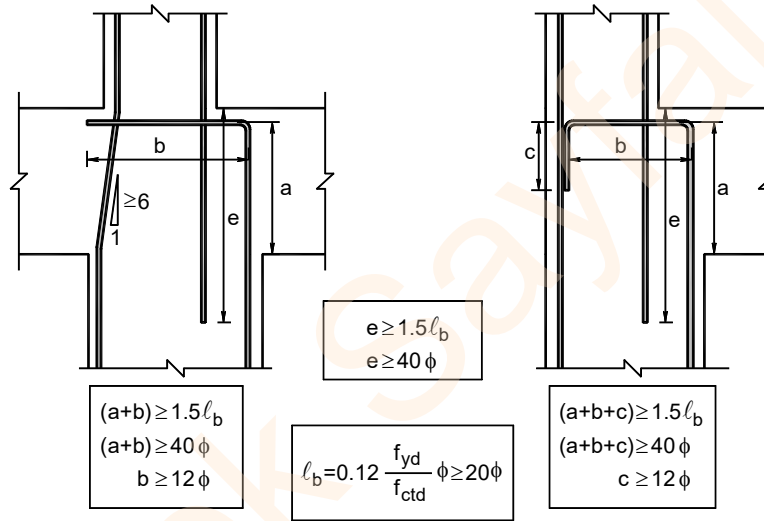
Tablo 5-1 Kirişler için öngörülen koşullar

Tanım	Öngörülen Koşullar			Açıklama
	TS500	TBDY		
		Süneklik Düzeyi Yüksek	Süneklik Düzeyi Sınırlı	
$\text{maks } N_d$	$0.1f_{ck}A_c$	$0.1f_{ck}A_c$	$0.1f_{ck}A_c$	
$\text{min } b_w$	200mm	250mm	250mm	Kiriş genişliği
$\text{maks } b_w$	$h+c_2$	$h+c_2$	$h+c_2$	b_c kolonun veya perdenin kirişe dik boyutu
$\text{min } h$	300mm, 3t	300mm, 3t	300mm, 3t	t, döşeme kalınlığı
$\text{maks } h$	---	$3.5b_w$	$3.5b_w$	Kiriş yüksekliği
$\text{max } (\rho - \rho')$	$0.85\rho_b$	$0.85\rho_b$	$0.85\rho_b$	
$\text{max } \rho$	0.02	0.02	0.02	Çekme donatısı oranı
ϕ_L	$\geq 12\text{mm}$	$\geq 12\text{mm}$	$\geq 12\text{mm}$	Boyuna donatı çapı
$\phi_{L,\text{gövde}}$	$\geq 10\text{mm}$	$\geq 12\text{mm}$	$\geq 12\text{mm}$	Gövde donatısı çapı
L_c	2h	2h	2h	Sarıлма bölgesi uzunluğu
$\text{maks } s_c$	$d/4, 8\phi_L, 150\text{mm}$	$d/4, 8\phi_L, 150\text{mm}$	$h/4, 8\phi_L, 200\text{mm}$	Sarıлма bölgesinde etriye aralığı
		350mm	350mm	Etriye kolları arası uzaklık
s_a	$d/2$	$d/2$	$d/2$	
(ρ' / ρ)	---	$DTS=1, 1a, DTS=2, 2a. \rightarrow 0.5$ Diğer durumlarda $\rightarrow 0.3$	$DTS=1, 1a, DTS=2, 2a. \rightarrow 0.5$ Diğer durumlarda $\rightarrow 0.3$	Deprem Tasarım Sınıfına göre mesnet basınç donatısı/çekme donatısı oranı
A'_s	---	$\text{max } A_{s,\text{mesnet}} / 4$	$\text{max } A_{s,\text{mesnet}} / 4$	Kesit üstünde bulunacak donatı
$\rho_{\text{min}} = \frac{A_{s,\text{min}}}{b_w d}$	$0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$	$0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$	$0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$	Minimum donatı oranı
ϕ_c	$\geq 8\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$	Sarıлма bölgesinde etriye çapı
V	V_d	$V_e = \min \left[\begin{array}{l} V_{dy} \pm \frac{M_{pi} + M_{pj}}{L_n} \\ V_G + V_Q + D \cdot V_E \end{array} \right]$	$V_e = V_G + V_Q + D \cdot V_E$	Kesme kuvveti

küçük olmamalıdır. Bindirmeli ek boyunca yerleştirilecek enine donatıların aralığı kolonun en küçük boyutunun 1/3'ünden ve 150 mm'den büyük olmamalıdır, Şekil 5-19.

Katlar arasında kolon kesitlerinin değişmesi durumunda, boyuna donatının kolon-kiriş birleşim bölgesi içinde düşeye göre eğimi 1/6'dan fazla olmamalıdır.

Kesit değişiminin daha fazla olması durumunda veya en üst kat kolonlarında; alttaki kolonun boyuna donatısının karşı taraftaki kirişin içindeki kenetlenme boyu TS500'de çekme donatısı için verilen kenetlenme boyunun 1.5 katından ve 40ϕ 'den az olmamalıdır. Karşı tarafta kirişin bulunmadığı durumda kenetlenme gerekli durumda kolonun karşı yüzünde aşağıya doğru kıvrım yapılarak sağlanmalıdır. 90° 'lik yatay kancanın veya aşağıya kıvrılan düşey kancanın boyu en az 12ϕ olmalıdır, Şekil 5-14.



Şekil 5-14 Katlar arasında boyuna donatının düzenlenmesi

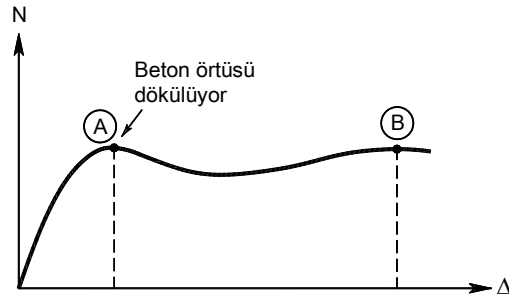
Yan yana boyuna donatılarda yapılan manşonlu veya kaynaklı eklerin arasındaki boyuna uzaklık 600 mm'den az olmamalıdır.

5.4.1.1. Kolonlarda Minimum Sargı Donatısı

Kolonlarda sargı donatısının çekirdek betonunu sararak betonda dayanım artışına ve kesitin sünekliliğinin artmasına katkıda bulunduğu daha önce belirtilmişti. Aşağıda gerekli minimum sargı donatısı için yönetmelikte verilen bağıntıların elde edilişi açıklanmaktadır. Şekil 5-15'de eksenel yük etkisindeki bir fretli dairesel kolon kesitinin eksenel yük-eksenel kısalma grafiği gösterilmektedir.

Davranış incelendiğinde A'dan B'ye gidilirken sargı donatısının dışında bulunan kabuk betonu dökülmekte, sargı etkisi artarken çekirdek betonunun dayanımı artmaktadır. Beton basınç dayanımı f_{ck} 'den f_{cc} 'ye çıkmaktadır. Artan beton dayanımı için Denk. (5.7) kullanılabilir, [15].

$$f_{cc} = 0.85f_{ck} + 4.1 \cdot \sigma_2 \quad (5.7)$$



Şekil 5-15 Eksenel Yük-Eksenel Kısalma grafiği

Minimum fret oranı yitirilen kabuk betonunun taşıdığı eksenel yükün çekirdek betonunun sargı etkisi ile artan yük taşıma kapasitesine eşitlenerek bulunabilir.

$$\text{Yitirilen kapasite } \Delta N_1 = 0.85 f_{ck} \underbrace{(A_c - A_{ck})}_{\text{Kabuk Alanı}}$$

A_c : Tüm kesit alanı (Brüt enkesit alanı)

A_{ck} : Çekirdek alanı (Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı)

$$\text{Kazanılan kapasite } \Delta N_2 = A_{ck} (f_{c1} - 0.85 f_{ck}) = A_{ck} \cdot 4.1 \sigma_2$$

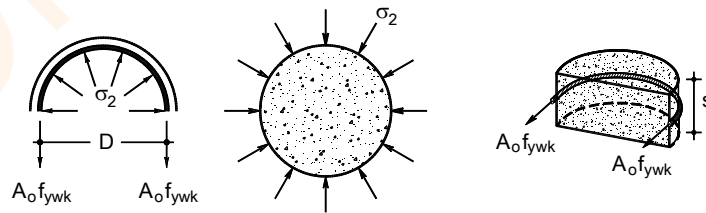
Şekil 5-15'da A ve B ile gösterilen iki tepe noktasındaki taşınan eksenel yükün aynı olabilmesi için $\Delta N_1 = \Delta N_2$ olmalıdır.

$$0.85 f_{ck} (A_c - A_{ck}) = A_{ck} \cdot 4.1 \sigma_2$$

Bu durumda

$$0.85 f_{ck} \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) = 4.1 \sigma_2 \quad (5.8)$$

eşitliğinin sağlanması gerekmektedir.



Şekil 5-16 Sargı donatısı kuvvetleri ve çekirdek betonuna uygulanan gerilme

Çekirdekte düzgün yayılı σ_2 gerilmesi bulunduğu varsayımı ile Şekil 5-16'dan yararlanarak yatay denge yazılırsa

bölgelerde ortaya çıkabilmektedir. Bu nedenle etriyeli kolonlarda yanıl basınç düzgün yayılı değildir ve etriye mesnedinden uzaklaştıkça azalmaktadır, Şekil 5-17.

Minimum etriye miktarının belirlenmesi amacıyla başlangıçta dikdörtgen kesitlerde sargı etkisi ile oluşan yanıl basıncın sabit olduğu kabul edilebilir. Bağntılar elde edildikten sonra gerekli düzeltmeler yapılmalıdır. Şekil 5-18'den aşağıdaki denklemler yazılabilir.

$$\sum A_o f_{yw} = \sigma_2 b_k s$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum A_o f_{yw}}{b_k s}$$

Sargı donatısının kesit planı içerisinde belirli bir açı ile yerleştirilmesi durumunda yanıl basınç ifadesi

$$2A_o f_{yw} + 2A_o f_{yw} \cos \alpha = \sigma_2 b_k s$$

$$\sigma_2 = \frac{2A_o f_{yw} + 2A_o f_{yw} \cos \alpha}{b_k s}$$

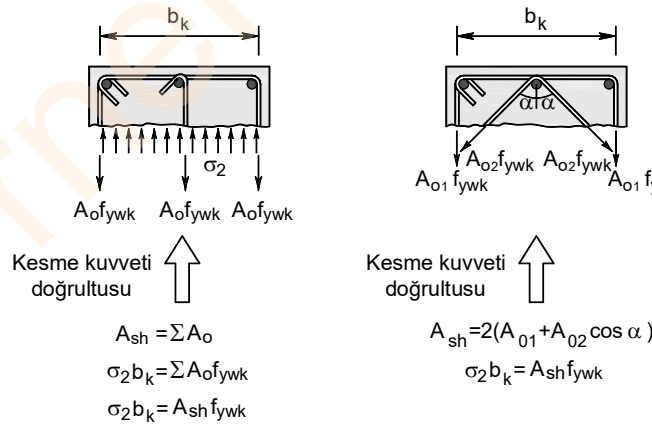
olarak elde edilir.

Genel denklem

$$\sigma_2 = \frac{\sum A_o f_{yw} \cos \alpha}{b_k s} \quad (5.14)$$

olarak yazılabilir. Burada α etriye kolunun etkiyen kesme kuvveti doğrultusu ile yaptığı açıdır.

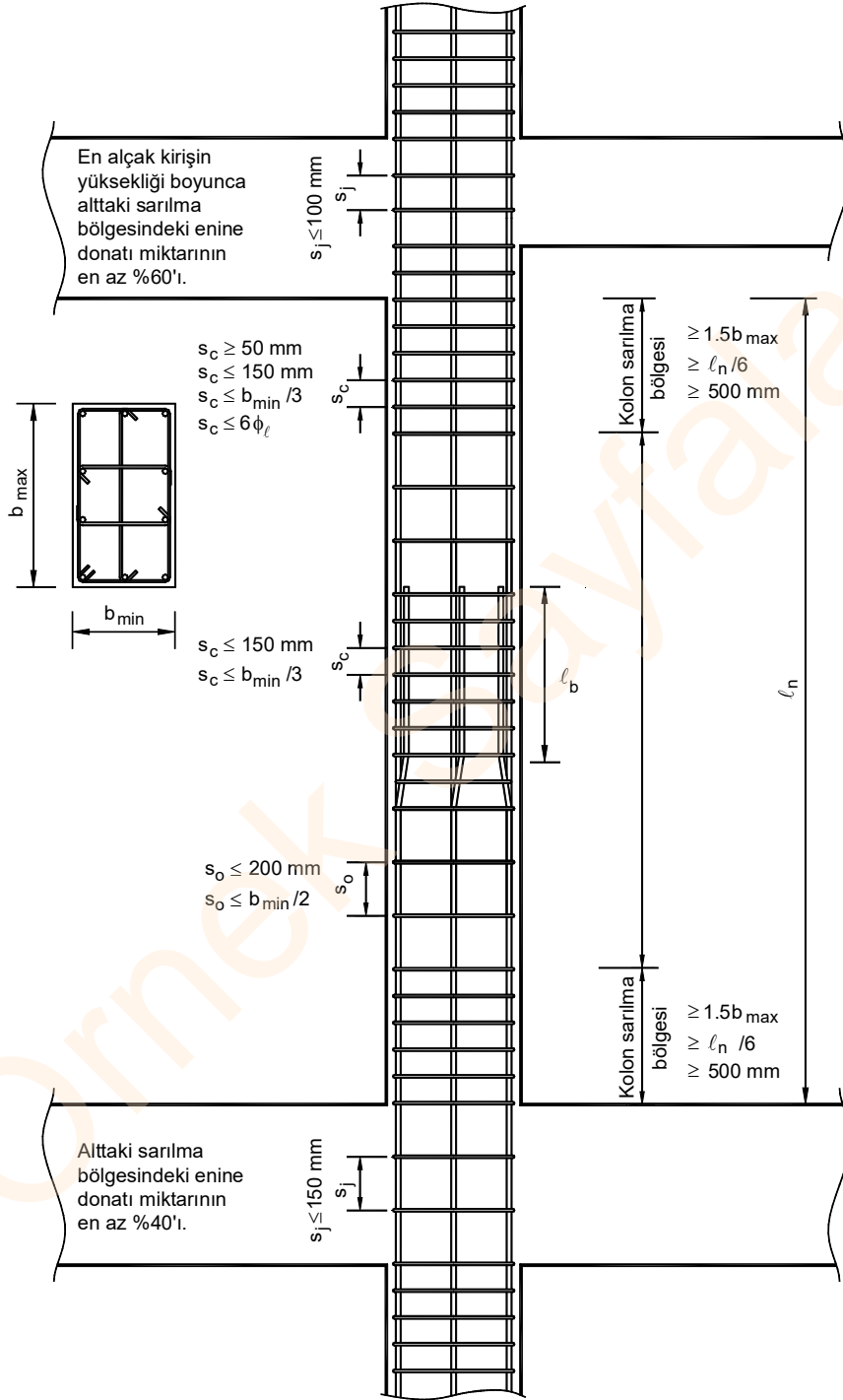
Kabuğun ezilmesi ile yitirilen dayanımın sargı donatısı içinde kalan çekirdek betonunda sargı nedeni ile artan dayanıma eşitlenirse minimum sargı donatısı ile ilgili bağntı elde edilebilir.



Şekil 5-18 Dikdörtgen kesitte sargı etkisi

Yitirilen dayanım

$$\Delta N_1 = (A_c - A_{ck}) 0.85 f_{ck}$$



Şekil 5-19 Kolon sarılma bölgesi ve enine donatı aralığı koşulları [8]

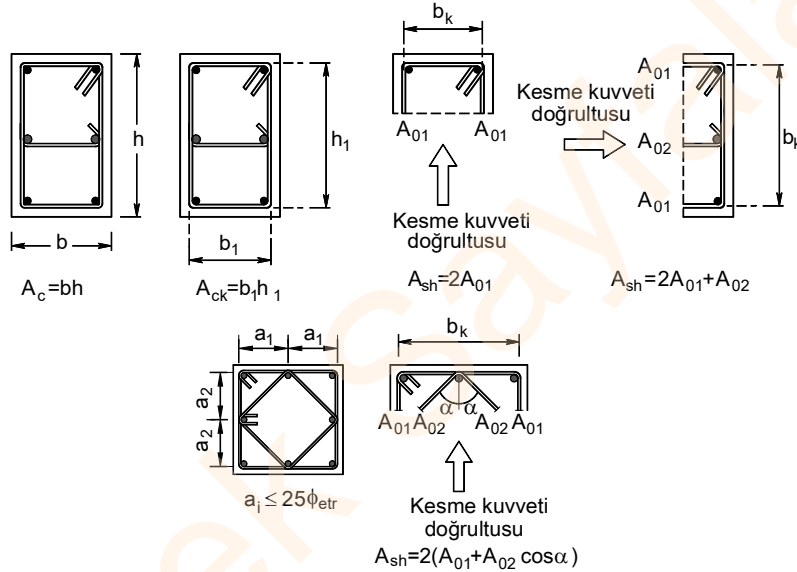
Spiral donatılı kolonlarda $N_d > 0.20A_c f_{ck}$ ise sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatının hacimsel oranı

$$\rho_s \geq 0.45 \left[\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right] \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (5.20)$$

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (5.21)$$

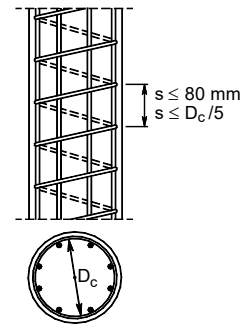
koşullarından elverişsiz olanı sağlamalıdır.

$N_d \leq 0.20A_c f_{ck}$ olması durumunda bağıntılardan elde edilen elverişsiz değer 2/3'ü kullanılmalıdır.



Şekil 5-22 Kesme kuvveti hesabında kullanılan kesit ve donatı alanı büyüklükleri

Sürekli dairesel spirallerin adımı göbek çapının 1/5'inden ve 80mm'den fazla olmamalıdır. Dairesel kolonlarda tüm sargı donatısı çevreye yerleştirilen çembersel enine donatı ile sağlanmalıdır. Bu koşullar da sargılama etkisinin yeterli düzeyde oluşabilmesini sağlama amaçlıdır. Kolon orta bölgesi, kolonun alt ve üst uçlarında tanımlanan sarılma bölgeleri arasında kalan bölgedir. Kolon orta bölgesinde $\phi 8$ 'den küçük çaplı enine donatı kullanılmamalı, kolon boyunca etriye, çiroz veya spiral aralığı, en küçük enkesit boyutunun yarısından ve 200 mm'den daha büyük alınmamalıdır. Etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay mesafe, a, etriye çapının 25 katından daha fazla olmamalıdır.



Şekil 5-23 Dairesel spiral donatıda adım aralığı

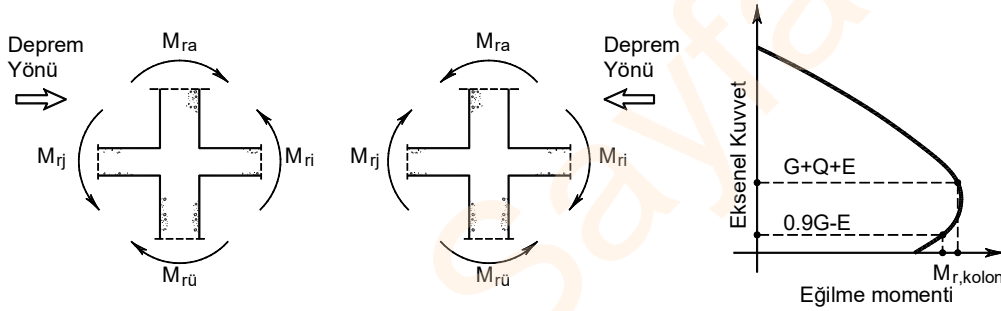
5.4.1.3. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

Kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu, bir düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentleri toplamının, aynı düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerindeki taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olmasıdır, Şekil 5-24.

$$(M_{ra} + M_{rü}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \quad (5.22)$$

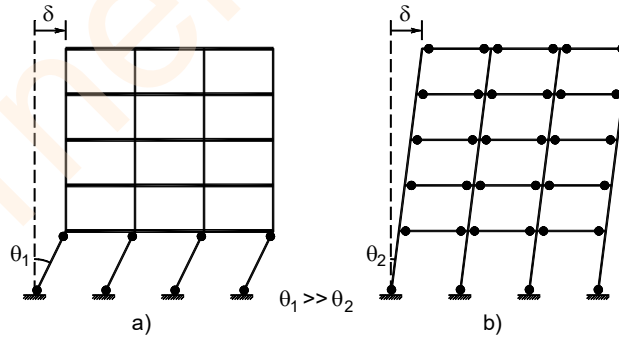
Bu koşul ile hasarların kolonlara göre daha sünek davranış gösteren kirişlerde oluşmasının sağlanması amaçlanmaktadır. Denk. (5.22)'nin uygulanabilmesi için, düğüm noktasına birleşen kirişlerin süneklik düzeyi yüksek kirişler için gerekli enkesit koşullarını sağlaması zorunludur.

Denk. (5.22), her bir deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanmalıdır. Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d eksenel kuvvetleri göz önüne alınmalıdır, Şekil 5-24.



Şekil 5-24 Deprem yönüne bağlı olarak kolon ve kiriş momentleri

Yeterli kenetlenme boyuna sahip olan ve kiriş tabla genişliği içinde bulunan döşeme donatılarının, kirişin eğilme kapasitesine katkıda bulunacağı tasarımda göz önüne alınmalıdır.



Şekil 5-25 (a) Kat mekanizması oluşumu (b) Kolonların kirişlerden güçlü olması durumu

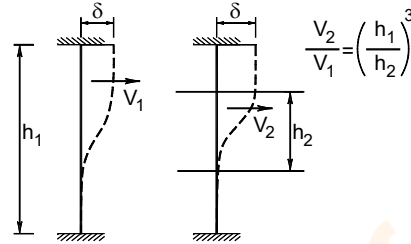
Normal kuvvet düzeyi düşük olan kolonların yeterli sünekliğe sahip olacağı ve yeterli düzeyde plastik şekildeğiştirme yapabileceği göz önünde bulundurularak

- Düğüm noktasına birleşen kolonların her ikisinde de $N_d \leq 0.10 A_c f_{ck}$ olması durumunda,
- Tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında,

5.4.1.6. Kısa Kolonlara İlişkin Koşullar

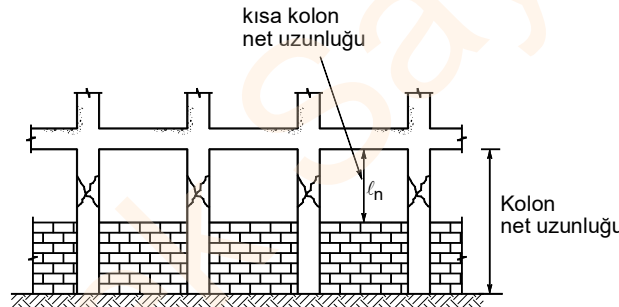
Kolonun etkili boyu, kolona bağlı yüksek kiriş veya dolgu duvar gibi elemanların varlığı nedeniyle kısılırken, yatay öteleme rijitliği artar.

Depremden oluşan kat kesme kuvveti kolonlar arasında yatay öteleme rijitlikleri oranı ile dağıldığından yatay öteleme rijitliği artan kolon daha büyük kesme kuvveti etkisinde kalmaktadır. Bu duruma kısa kolon oluşması adı verilmektedir, Şekil 5-28.



Şekil 5-28 Kesme kuvvetinin kolon boyu ile değişimi

Kısa kolon oluşumu dikkate alınmadığı durumda gevrek olan kesme kırılmaları ortaya çıkabilmektedir, Şekil 5-29.



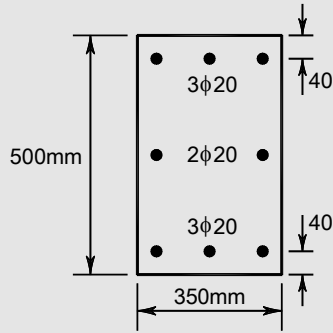
Şekil 5-29 Dolgu duvarların kolon boyunu kısaltması

Kısa kolon oluşumunun engellenemediği durumlarda, enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti Denk. (5.24) ile hesaplanmalıdır. Denk. (5.24)'deki momentler, kısa kolonun alt ve üst uçlarında $M_a \cong 1.4M_{ra}$ ve $M_u \cong 1.4M_{ru}$ olarak hesaplanmalı, l_n ise kısa kolonun boyu olarak alınmalıdır. Hesaplanan kesme kuvveti Denk.(5.26)'de verilen koşulları sağlamalıdır. Kısa kolon boyunca, kolonların sarılma bölgeleri için tanımlanan minimum enine donatı ve yerleştirme koşulları uygulanmalıdır. Dolgu duvarları arasında kalarak kısa kolon durumuna dönüşen kolonlarda, enine donatılar tüm kat yüksekliğince devam ettirilmelidir.

5.4.2. Süneklik Düzeyi Sınırlı Kolonlar

Bu tür kolonlarda enkesit alanına, boyutlarına ve boyuna donatıya ilişkin koşullar süneklik düzeyi yüksek kolonlar ile aynıdır.

Örnek 5-2



Şekilde verilen kesite $N_d = 650kN$ aksel basınç kuvveti etkimesi durumunda taşıma gücü momentini belirleyiniz.

Malzeme C30/B420C

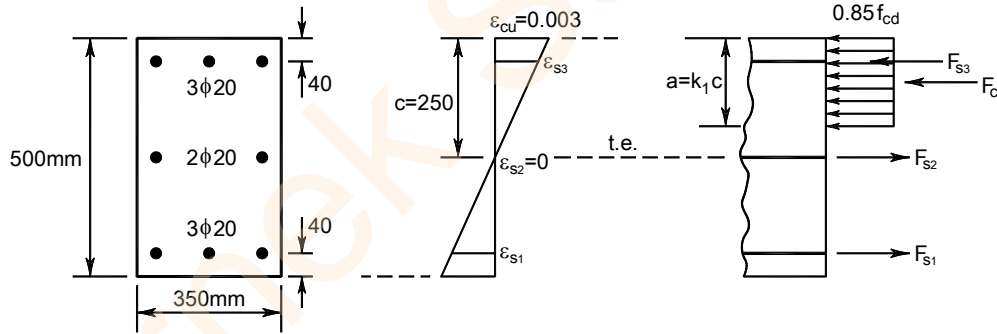
$$f_{cd} = 20MPa \quad f_{yd} = 365MPa$$

$$\varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad k_1 = 0.82$$

Çözüm:

Tarafsız eksen derinliği c için bir varsayım yapılacak ve karşı gelen durum için $F_c + \Sigma F_{si} = N$ denge koşulu kontrol edilecektir. Denge koşulu yeter yaklaşıklıkla sağlanıncaya kadar c için yeni varsayım yapılacaktır. Yaklaşıklık sağlanınca iç kuvvetlerin kesit ağırlık merkezine göre momenti hesaplanarak taşıma gücü momentini hesaplanacaktır.

İlk adımda $c = 250mm$ varsayılacaktır.



$$F_c = 0.85 f_{cd} k_1 c b = 0.85 \cdot 20 \cdot 0.82 \cdot 250 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 1219.8kN$$

$$\varepsilon_{s3} = -\varepsilon_{s1} = 0.003 \frac{210}{250} = 0.0025 > \varepsilon_{yd} = 0.001825 \quad \varepsilon_{s2} = 0$$

$$\sigma_{s3} = -\sigma_{s1} = 365MPa, \quad \sigma_{s2} = 0$$

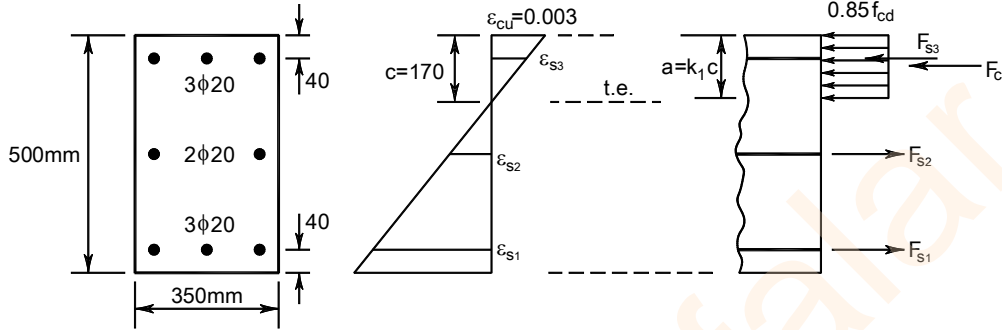
$$F_{s3} = -F_{s1} = 942 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 343.8kN, \quad F_{s2} = 0$$

$\Sigma F = 1219.8 + 343.8 - 343.8 = 1219.8kN > 650kN$ Yeterli yaklaşıklık sağlanmamaktadır. Elde edilen basınç aksel kuvvet değeri $N_d = 650kN$ değerinden büyük olduğundan $c < 250mm$ olmalıdır.

İkinci adımda $c = 100mm$ varsayılacaktır.

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d-c} \quad \rightarrow \quad -\varepsilon_{s1} = 0.003 \frac{460-170}{170} = 0.0051 > \varepsilon_{yd} = 0.001825$$

$$\sigma_{s1} = -365 \text{ MPa} \quad F_{s1} = -942 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = -343.8 \text{ kN}$$



$\Sigma F = 829.4 + 343.8 - 177.3 - 343.8 = 652 \text{ kN} \cong 650 \text{ kN}$ Yeterli yaklaşılığın sağlandığı kabul edilecektir.

$$M_r = F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s3} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_r = 829.4 \left(0.25 - \frac{0.139}{2} \right) + 343.8(0.25 - 0.04) + 343.8(0.25 - 0.04) = 294.1 \text{ kNm}$$

En dıştaki çekme donatısı akmış olduğundan kesit güç tükenmesine sünek davranış ile ulaşılabacaktır.

5.5. Perdeler

Perdeler yatay yüklerin karşılanmasında ve yerdeğiştirmelerin sınırlandırılmasında etkili olan düşey taşıyıcı elemanlardır. Deprem Yönetmeliğinde planda uzun kenarının kısa kenarına oranı 6'dan büyük olan düşey taşıyıcılar perde olarak adlandırılmaktadır. Perdelerde bırakılan boşluklardan veya iki perdenin bağ kirişleri ile birleştirilmesinden oluşan sistemlere boşluklu perdeli sistem olarak adlandırılmaktadır.

Yapı içerisinde uygun şekilde yerleştirilen perdeler, sistemin yatay rijitliğini artırarak depremde hasara neden olan görece yerdeğiştirmelerin azaltılmasını sağlamaktadır. Perdeler buldukları sistemde deprem kuvvetlerinin büyük bir kısmını veya tamamını taşıdıklarından davranışları yapının genel deprem davranışının belirlenmesinde önemli olmaktadır.

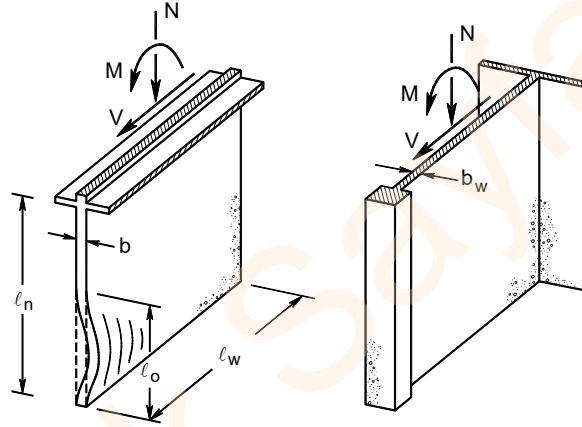
Perdelerin ana görevi yatay yükleri taşımak ve yapının yatay ötelenmesini sınırlandırmaktır. Bu görevleri yaparken perdeler eğilme dayanımlarına kesme dayanımlarından önce ulaşarak sünek davranmalıdır.

Perdelerin tasarımında yapı içindeki perdelerin sayısı ve uzunlukları önemli olabilmektedir. Taşıyıcı sistemi sadece perdelerden oluşan (tünel kalıp sistem) bir taşıyıcı sistemdeki herhangi bir perdeden beklenen davranış istemi ile ana taşıyıcıları perde ve çerçevelerden oluşan bir sistem içindeki perdeden beklenen davranış istemi farklı olacaktır. Çoğu zaman çok sayıda perdenin bulunduğu sistemlerde, yönetmeliklerde öngörülen minimum donatılar ile yeterli dayanımı ve süneklik istemlerini sağlamak mümkün olabilmektedir. Az sayıda perdenin bulunduğu sistemlerde yatay yüklere karşı dayanımda ana taşıyıcı olarak kullanılacak bu perdelerin tasarımında özel özen gösterilmelidir.

5.5.2. Süneklik düzeyi yüksek perdeler

Bodrum perdeleri dışındaki perdelerde, perdenin boşluklar çıkarıldıktan sonra kalan net enkesit alanı, N_{dm} TS 498'de hareketli yükler için tanımlanmış olan hareketli yük azaltma katsayıları da dikkate alınarak, G ve Q düşey yükler ve E deprem etkisinin ortak etkisi $G+Q+E$ altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü olmak üzere, $A_c \geq N_{dm} / (0.35f_{ck})$ koşulu sağlanmalıdır. Bağ kirişli (boşluklu) perdelerde A_c ve N_{dm} değerlerinin hesabında, boşluklu perde kesitinin tümü (perde parçalarının toplamı) göz önüne alınır.

Perde kalınlığının belirlenmesinde yerel burkulmaların önlenmesi amacıyla uçlara yakın bölgelerde kesit kalınlığını arttırmak veya yükseklik boyunca yanıl doğrultuda tutulmayı sağlayan kesit şekli oluşturmak uygundur, Şekil 5-33.



Şekil 5-33 Perde uçlarında zorlanan bölgelerde kesit kalınlığının artırılması, uç eleman oluşturulması [30]

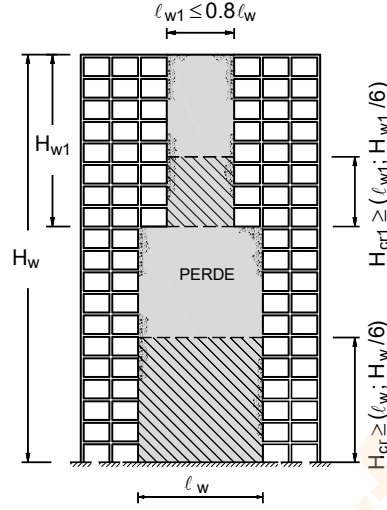
Perdeler, doğrusal olmayan davranışın ortaya çıkacağı ve zorlamaların büyük olacağı yerlerde düzlem dışı burkulmanın oluşmasını engelleyecek yeterli kalınlığa sahip olmalıdır.

Taşıyıcı sistemi perdelerden oluşan binalarda aşağıdaki iki koşulun her ikisinin de sağlanması durumunda perde kalınlığı binadaki en yüksek katın yüksekliğinin $1/20$ 'sinden ve 200mm 'den az olamaz.

$$\begin{aligned} \Sigma A_g / \Sigma A_p &\geq 0.002 \\ V_t / \Sigma A_g &\leq 0.5 f_{ctd} \end{aligned} \quad (5.33)$$

Burada ΣA_g herhangi bir katta, göz önüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanlarının toplamı; ΣA_p binanın tüm katlarının plan alanlarının toplamını göstermektedir. Denk. (5.33) bodrum katlarının çevresinde çok rijit betonarme perdelerin bulunduğu binalarda zemin kat düzeyinde, diğer binalarda ise temel üst kotu düzeyinde uygulanır.

Bu koşullar sağlanmıyorsa, dikdörtgen ve U, L ve T gibi perdelerin gövde bölgesindeki perde kalınlığı kat yüksekliğinin $1/16$ 'sından ve 250mm 'den küçük olmamalıdır.



Şekil 5-34 Kritik perde yüksekliği

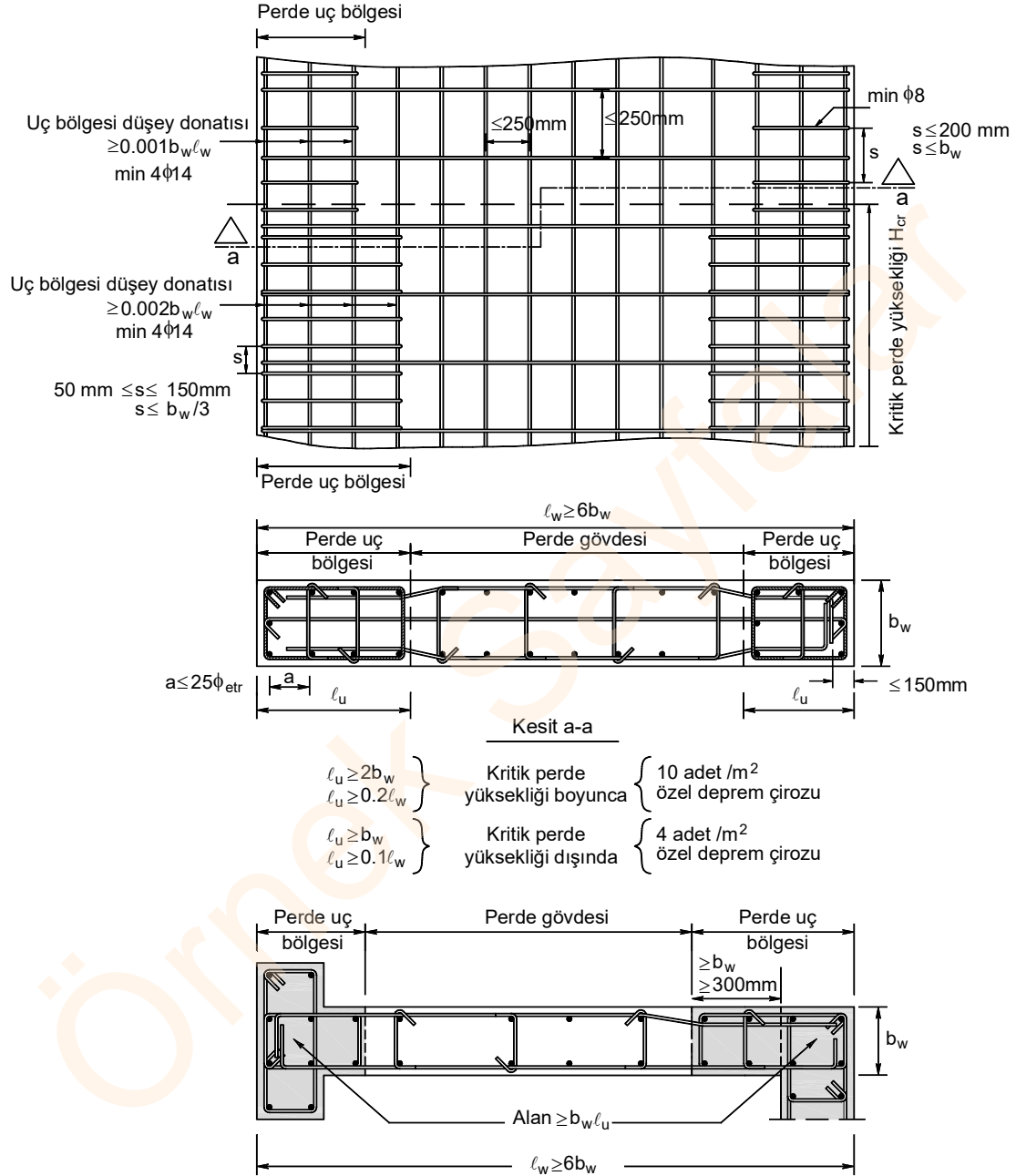
5.5.4. Gövde Donatısı Koşulları

Perdelerde kesme kuvvetini karşılamak, eğik çatlakların genişliğini sınırlandırmak amacıyla perdelerin her iki yüzünde boyuna (düşey) ve enine (yatay) doğrultularda gövde donatısı adı verilen donatıların yerleştirilmesi gerekmektedir. Gövde donatılarının yatay olanları beton kesit alanı ile birlikte kesme kuvvetinin karşılanmasında göz önüne alınır. Perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların her biri için, perde uç bölgelerinin arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanının 0.0025'inden az olmamalıdır. $H_w / l_w \leq 2.0$ olması durumunda perde gövde bölgesi, perdenin tüm kesiti olarak göz önüne alınır. Perde gövdesinde boyuna ve enine donatı aralığı 250 mm'den fazla olmamalıdır, Şekil 5-35.

Denk. (5.33) ile verilen koşulların her ikisinin de sağlandığı binalarda, düşey ve yatay toplam gövde donatısı oranlarının her biri 0.002'ye indirilebilir. Ancak bu durumda donatı aralığı 300 mm'yi geçmemelidir.

Uç bölgeleri dışında, perde gövdelerinin her iki yüzündeki donatı ağları, her bir metrekare perde yüzünde en az 4 adet özel deprem çirozu ile karşılıklı olarak bağlanmalıdır. Ancak kritik perde yüksekliği boyunca, uç bölgeleri dışındaki her bir metrekare perde yüzünde en az 10 adet özel deprem çirozu kullanılmalıdır. Çirozların çapı, en az yatay donatının çapı kadar olmalıdır. Ancak, çirozların birim alandaki sayısı $\phi_{gövde} / \phi_{çiroz}$ oranında arttırılarak çapı küçültülebilir.

Tersinir yükler etkisinde betonun erkenden dağılıp parçalanmaması için gövde donatılarının en az iki yüzde bulundurulması uygundur.

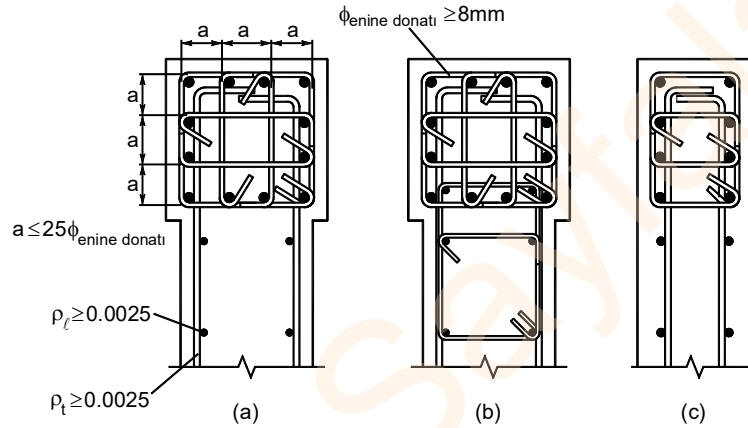


Şekil 5-35 Perdede donatı düzeni [8]

b) Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgelerine, kolonların sarılma bölgeleri için Denk. (5.19) ile belirlenen enine donatının en az 2/3'ü, $A_{sh} \geq 0.05sb_k(f_{ck} / f_{yw})$, konulmalıdır. Düşey doğrultuda etriye ve/veya çiroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 150 mm'den daha fazla, 50 mm'den daha az olmamalıdır. (Şekil 5-35). Bu aralık boyuna donatı çapının 6 katı ve perde kalınlığının 1/3'ünden fazla olmamalıdır. Perde uç bölgesindeki enine donatılar temelin içinde, 300 mm'den ve perde kalınlığından küçük olmayan bir yükseklik boyunca devam ettirilmelidir.

c) Kritik perde yüksekliğinin dışında kalan perde uç bölgelerinde düşey doğrultudaki etriye ve/veya çiroz aralığı, perde kalınlığından ve 200 mm'den daha fazla olmamalıdır. (Şekil 5-35).

Şekil 5-37'de farklı perde uç bölgesi donatı düzenleme şekilleri gösterilmektedir.



Şekil 5-37 Perde uç bölgesi donatı düzenleme türleri

5.5.7. Farklı Geometriye sahip perdelerde etkili başlık genişliklerinin belirlenmesi

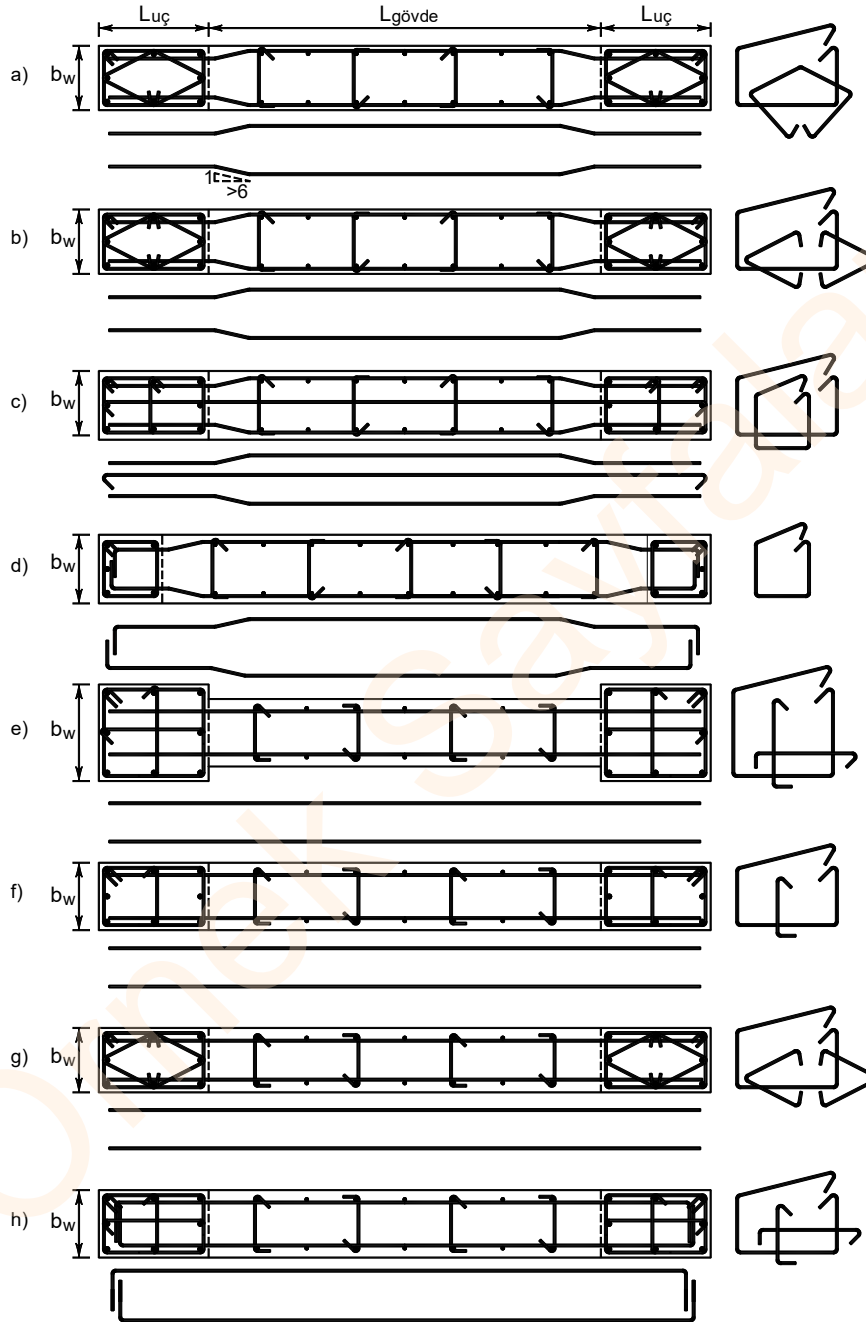
Plandaki kesitleri I, L, T veya C kesitli, birbirleri ile kesişen kollara sahip perdelerin boyutlandırılmasında etkili başlık genişliklerinin belirlenmesi gerekmektedir. Araştırmalarda yerdeğiştirmelerin artması ile etkili başlık genişliğinin arttığı ve basınç ve çekme başlıklarının etkili genişliklerinde farklılık olduğu görülmüştür. Gövde dışında bir tarafta kalan uzunluğun, komşu kola olan uzaklığın yarısından ve basınç başlığında toplam perde yüksekliğinin %15'inden, çekme başlığında %30'undan fazla alınmaması uygundur. Kaynak [10]'da çekme başlığı için

$$b_e = H_w + b_w \leq b \quad (5.35)$$

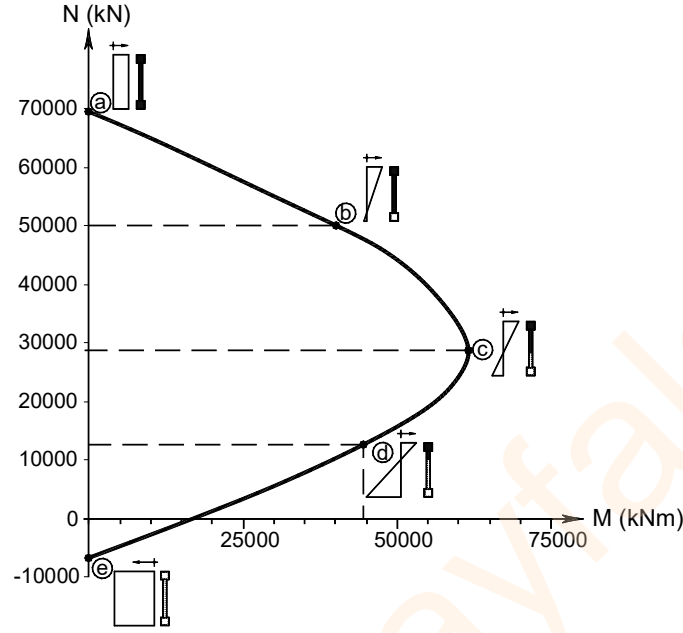
basınç başlığı için

$$b_e = 0.3H_w + b_w \leq b \quad (5.36)$$

bağıntıları verilmektedir, Şekil 5-39.



Şekil 5-38 Perdelerde Kullanılabilecek Donatı Detayları



Şekil 5-46 Perde karşılıklı etki diyagramı

Bu durumda kesit içinde oluşan gerilme ve şekildeğişiklikler Şekil 5-45’de gösterilmektedir. Tasarıma esas kesme kuvveti

$$V_e = 1.5 \cdot \frac{44682}{31050} \cdot 2557 = 5520 \text{ kN}$$

Olarak belirlenir.

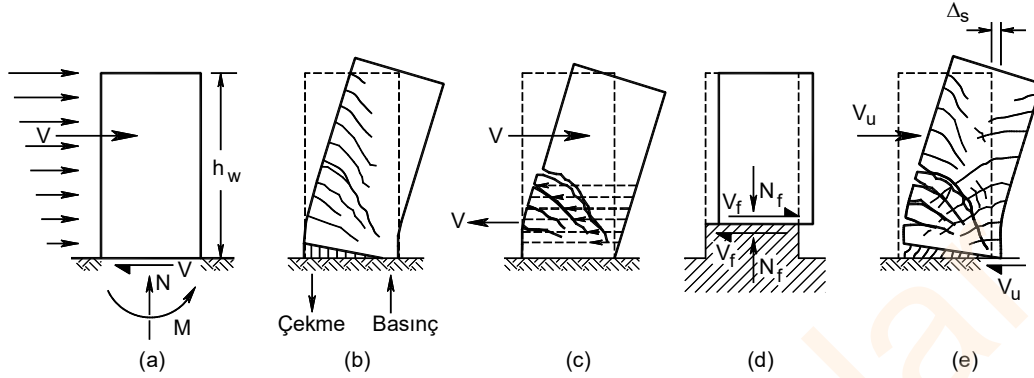
Düşey yükler ile depremden hesaplanan kesme kuvvetinin $1.2D = 1.2 \cdot 2.5 = 3$ katı ile büyütülmesi ile elde edilen kesme kuvveti V_e ’den büyük olduğundan hesaplarda $V_e = 5520 \text{ kN}$ değeri kullanılacaktır. Perde kesitinin kesme dayanımı $V_r = 5560 \text{ kN}$ olarak belirlenmişti.

$$V_r = 5560 \text{ kN} > V_e = 5520 \text{ kN}$$

olduğundan dolayı kesme güvenliği sağlanmaktadır.

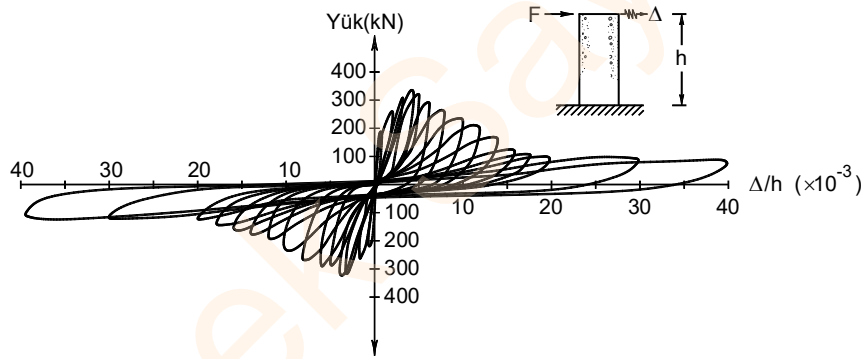
5.5.10. Perdelerde Güç Tükenmesi Durumları

Konsol perdelerin dayanıma ulaşma biçimleri Şekil 5-47’de gösterilmektedir. Bunlardan ilki, perdenin eğilme momenti etkisinde dayanımına ulaşmasıdır (Şekil 5-47b). Bu davranış sünek olacağından tercih edilen bir davranış türüdür. Kesme kuvveti sonucu oluşan eğik çekme veya eğik basınç gerilmeleri sonucu dayanım kaybı (Şekil 5-47c), perde temel birleşiminde yeterli filiz donatısı bulunmadığında ortaya çıkacak olan perdenin yatay düzlem üzerinde kayması (Şekil 5-47d) ve kesme ve aderans kaybı sonucu oluşan dayanım kaybı (Şekil 5-47e) ani dayanım kayıpları olduğundan oluşmaları engellenmelidir. Doğrusal olmayan eğilme davranışı arttıkça eğilme ve kenetlenme kaybı ile çatlak genişliği artmakta ve kesme dayanımı azalmaktadır.



Şekil 5-47 Konsol perdede güç tükenmesi durumları [30]

Şekil 5-48’de kesme dayanımının eğilme dayanımından daha düşük olması nedeniyle önce kesme dayanımına ulaşan bir perdenin davranışı gösterilmektedir. Davranış incelendiğinde yön değiştiren çevrimsel yük etkisinde her çevrimde dayanımın önemli oranda azaldığı ve genel davranışın sünekliliğinin az olduğu gözlemlenmektedir.



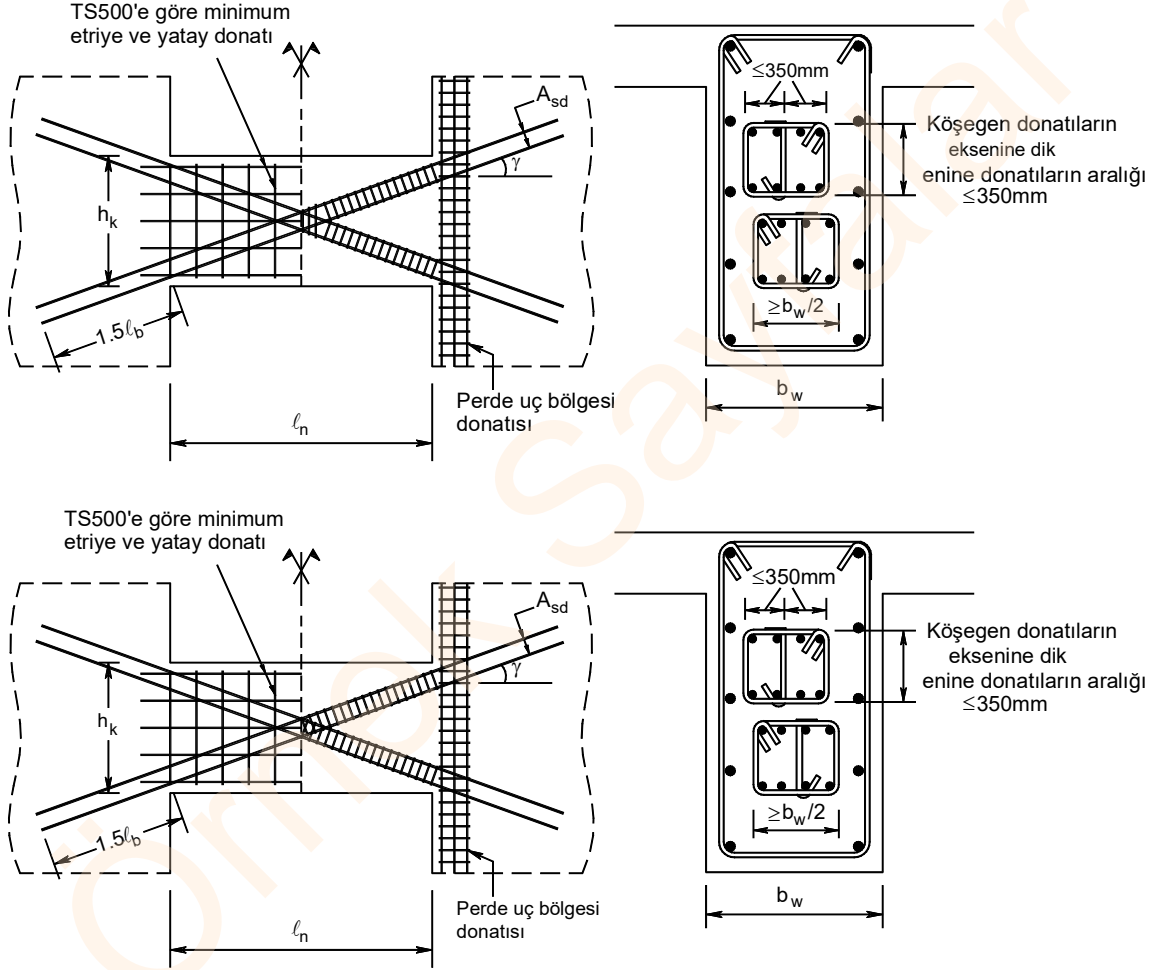
Şekil 5-48 Perdede davranışın kesme dayanımı tarafından belirlenmesi

Şekil 5-49’de ise kesme dayanımı, eğilme dayanımından daha yüksek olan bir perdenin davranışı gösterilmektedir. Davranışı eğilme dayanımı belirlediğinden yön değiştiren çevrimsel yük etkisinde dayanımın korunabildiği ve genel davranışın sünek olduğu gözlemlenmektedir.

Verilen koşulların her ikisinin de sağlanamaması durumu, bağ kirişin geometrisinin kirişi yüksek kiriş yapması ve etkiyen kesme kuvvetinin büyük değerlere sahip olması anlamına gelmektedir. Bu durumdaki kirişlerde kesme kuvvetini ve onun oluşturduğu eğilme momentini karşılamak üzere çapraz donatılar kullanılmalıdır. Her bir çapraz donatı demetindeki toplam donatı alanı

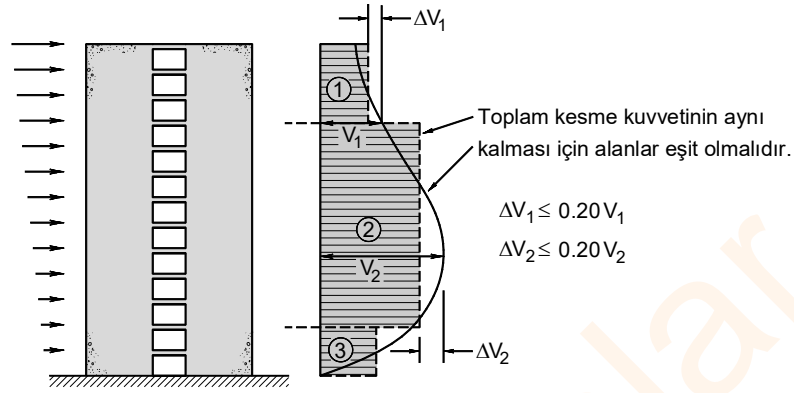
$$A_{sd} = V_d / (2 f_{yd} \sin \gamma) \quad (5.43)$$

koşulunu sağlamalıdır.



Şekil 5-52 Bağ kirişi donatı düzeni Tip-1

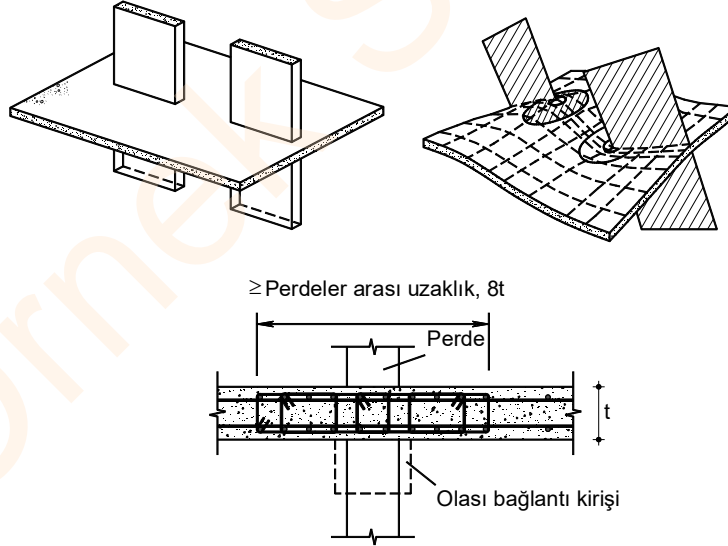
Çapraz donatı demetlerinde en az dört adet donatı bulunmalı ve bu donatılar perde parçalarının içine doğru en az $1.5l_b$ kadar uzatılmalıdır. Donatı demetleri özel deprem etriyeleri ile sarılmalı ve kullanılacak etriyelerin çapı 8 mm'den, aralığı ise çapraz donatı çapının 8 katından ve 100 mm'den daha fazla olmamalıdır. Çapraz donatılara ek olarak, bağ kirişine TS-500'de öngörülen minimum miktarda etriye ve yatay donatı konulmalıdır. Çapraz donatılar ancak eğimin büyük olması durumunda etkin olabilmektedir.



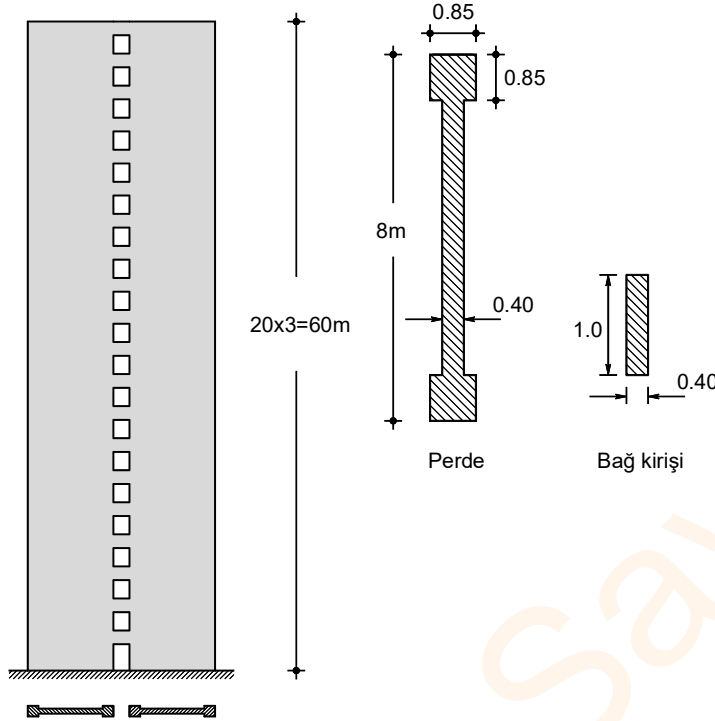
Şekil 5-54 Bağ kirişlerinde yeniden dağılım ile kesme kuvvetlerinin dağıtımı

Bağ kirişlerinin yeterli yanal stabilitesinin sağlanabilmesi için kiriş boyutları için tanımlanan kiriş gövde genişliğinin en az 250mm olması ve kiriş yüksekliğinin kiriş gövde genişliğinin 3.5 katından daha fazla olmaması koşullarına uyulmaya çalışılmalıdır. Uyulmadığı durumda yeterli yanal stabilitenin bulunduğu hesap ile gösterilmelidir.

Perdelerin arasında bağ kirişi bulunmadığı durumda iki perde arasında kalan döşeme parçası oldukça zorlanacağından burada Şekil 5-55'de gösterilen şekilde zorlanan bölgedeki betonu saran bir donatı düzeni kullanmak uygun olmaktadır.



Şekil 5-55 Perdeler arasında kalan döşeme parçası için donatı düzeni



SAP2000

Örnek 5-4:

Şekilde gösterilen bağ kirişli perde sisteminin bağ kirişinin $G + Q + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(Z)}$ yük birleşimi etkisinde hesabını yapınız.

$$S_{DS}=1.183$$

$$S_{D1}=0.404$$

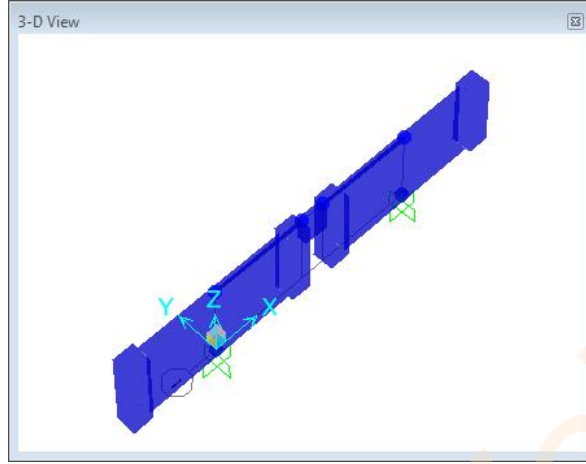
$$R=7$$

$$I=1$$

$$D=2.5$$

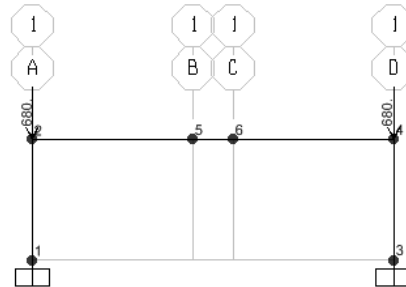
Şekil 5-56

- SAP2000 programını çalıştırınız.
- Birim bölümünden kN,m,C seçiniz.
- Menüde File-New Model → Grid Only seçeneğini seçiniz.
 - Number of Grid Lines bölümünde
 - X Direction= 4
 - Y Direction= 1
 - Z Direction= 2
 - Grid Spacing bölümünde
 - X Direction= 4
 - Z Direction= 3
- yazınız ve OK düğmesine basınız
- Menüde View-Set 2D View seçeneğine seçiniz.
 - Ekrana gelen ileti kutusunda X-Z Plane seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
- Define menüsünden Coordinate Systems/Grids... seçeneğini seçiniz.
- Ekrana gelen ileti kutusunda GLOBAL seçeneği seçiliyken Modify/Show System... düğmesine basınız.
- Ekrana gelen pencerede Display Grid as bölümünde Spacing seçeneğini seçiniz.
- X Grid Data bölümünde 2. satırdaki 4 değerini 1 olarak değiştirin ve 2 kez OK düğmesine basın.
- Menüde View-Set Display Options seçeneğini seçiniz.
 - Joints bölümünde Labels kutucuğunu seçili duruma getiriniz
 - Joints bölümünde Invisible kutucuğunu seçili durumdan çıkarın ve OK düğmesine basınız.
- Menüde Define-Materials... seçeneğini seçiniz.



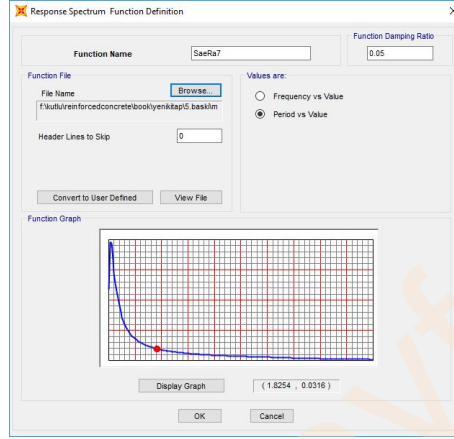
- 1 ve 3 numaralı düğüm noktalarını seçiniz.
- Menüde Assign-Joint-Restraints... seçeneğini seçiniz.
 - Ankastré mesnet tanımı için Translation ve Rotation kutucuklarının tamamını seçili duruma getiriniz ve OK düğmesine basınız.
- Define menüsünde Load Patterns... seçeneğini seçiniz.
 - Ekraná gelen ileti kutusunda Load Pattern Name kutucuğuna G yazınız ve Add New Load Pattern düğmesine basınız.
 - Load Pattern Name kutucuğuna Q yazınız
 - Type açılır listesinden LIVE seçeneğini seçiniz.
 - Add New Load Pattern düğmesine basınız.
 - DEAD Load Pattern Name bölümünde DEAD seçeneğine tıklayınız ve Delete Load Pattern düğmesine basarak bu yüklemeyi siliniz.
 - OK düğmesine basınız.
- 2 ve 4 numaralı düğüm noktalarını seçiniz.
- Menüde Assign Joint Loads→Forces... seçeneğini seçiniz.
 - Load Pattern Name açılır listesinden G'yi seçiniz.
 - Force Global Z kutucuğuna -680 yazınız ve Apply düğmesine basınız.

Joint Loads (G) (As Defined) ▾ ×



- Menüde Select→Get Previous Selection seçeneğine tıklayarak bir önceki seçimi yineleyiniz.

- Add New Function... düğmesine basınız.
- Ekranaya gelen ileti kutusunda Function Name kutucuğuna Z2R6 yazınız.
- Browse düğmesine basınız.
- SaeR7.txt dosyasını açınız.
- Values are: bölümünden Period vs Value kutucuğunu seçili duruma getiriniz.
- Display Graph düğmesine basarak SaR(T) grafiğini çizdiriniz.



- 2 kez OK düğmesine basınız.
- Define menüsünde Load Cases seçeneğini seçiniz.
- Load Case Name bölümünde DEAD seçeneğini seçiniz ve Delete Load Case düğmesine basarak bu yüklemeyi siliniz.
- Add New Load Case... düğmesine basınız.
 - Load Case Name kutucuğuna Ez yazın
 - Loads Applied bölümünde Load Type açılır listesinden Load Pattern seçeneğini seçiniz.
 - Load Name açılır listesinden G seçeneğini seçiniz.
 - Scale Factor kutucuğuna 0.789 yazınız ve sırasıyla Add ve OK düğmelerine basınız.
- Add New Load Case... düğmesine basınız.
 - Load Case Name kutucuğuna MBY yazın
 - Load Case Type açılır listesinden Response Spectrum seçeneğini seçiniz.
 - Loads Applied bölümünde Function bölümünden SaeR7'yi seçin.
 - X yönünde çözüm için Load Name bölümünde U1'in seçili olduğunu kontrol ediniz.
 - Scale Factor kutucuğuna 9.81 yazınız.
 - Add düğmesine basınız.
 - 2 kez OK düğmesine basınız.

- Çözümü yapınız.
- Menüde Display>Show Deformed Shape seçeneğini seçiniz.
- Case/Combo Name açılır listesinden MODAL'ı seçiniz.
- Mode Number kutucuğuna 1 yazınız ve OK düğmesine basınız. Ekranı gelen pencerenin başlığında hesaplanan periyot değeri 1.2054s olarak gösterilmektedir.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 1.2054; f = 0.8296



- Diğer mod şekillerini ve periyotları ekranda göstermek için ekranın sağ alt bölümündeki  düğmesine basınız.

Modal Participating Mass Ratios

Units: As Noted

Filter: Modal Participating Mass Ratios

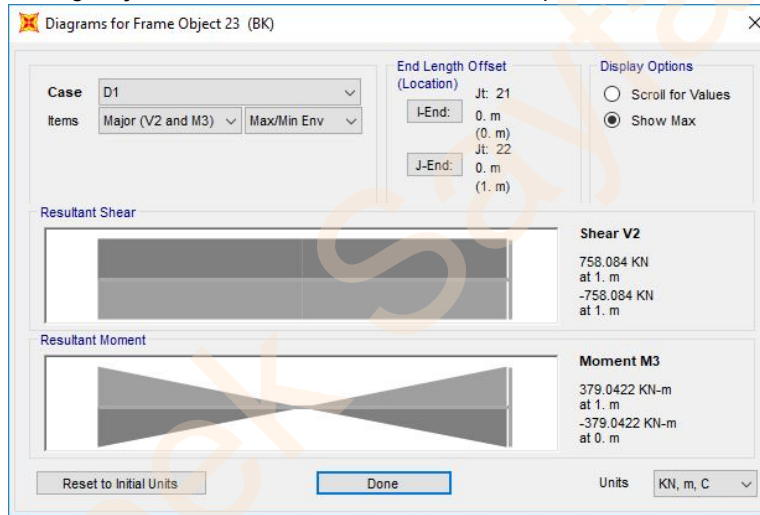
	OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
▶	MODAL	Mode	1	1.205399	0.68192	0	0	0.68192	0
	MODAL	Mode	2	0.296592	0.19053	0	0	0.87245	0
	MODAL	Mode	3	0.139608	0.05317	0	0	0.92562	0
	MODAL	Mode	4	0.089407	0.02723	0	0	0.95285	0
	MODAL	Mode	5	0.064395	0.0158	0	0	0.96865	0
	MODAL	Mode	6	0.050111	0.01001	0	0	0.97866	0
	MODAL	Mode	7	0.041	0.00658	0	0	0.98524	0
	MODAL	Mode	8	0.034834	0.00448	0	0	0.98971	0
	MODAL	Mode	9	0.030434	0.00311	0	0	0.99283	0
	MODAL	Mode	10	0.027187	0.0022	0	0	0.99503	0
	MODAL	Mode	11	0.02472	0.00157	0	0	0.9966	0
	MODAL	Mode	12	0.022811	0.00112	0	0	0.99772	0

Record: << < 1 > >> of 12

Add Tables... Done

- Yeterli titreşim modunun Hesapta gözönüne alınan mod sayısının yeterliliğini kontrol etmek için Display menüsünden Show Tables seçeneğini seçiniz.
 - Ekranı gelen ileti kutusunda ANALYSIS RESULTS bölümünde Structure Output alt bölümünde Modal Information kutucuğunu seçiniz.
 - Load Cases (Results) bölümünde Select Load Cases... düğmesine basınız.
 - Ekranı gelen pencerede MODAL seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
 - OK düğmesine basarak ilgili tabloyu ekranı getiriniz.
 - Açılır listeden Modal Participating Mass Ratios seçeneğini seçiniz.

- Program kullanıcı değiştirmedığı sürece 12 modu hesaba katarak çözümü yapmaktadır. Bu örnek için 12 mod sonunda her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamı bina toplam kütlelerinin %99.77'sini oluşturmaktadır.TBDY'ye göre bu değer %95'den büyük olması gerekmektedir. Koşul sağlanmaktadır.
- Done düğmesine basarak tabloyu kapatınız.
- Select menüsünden Select→Properties→Frame Sections seçeneğini seçiniz.
 - Klavyede Ctrl tuşuna basılı tutarak BK ve P kesitlerini seçiniz ve sırasıyla Select ve Close düğmelerine basınız.
- View menüsünden Show Selection Only seçeneğini seçerek yalnızca seçilen elemanların ekranda görünmesini sağlayınız.
- Display menüsünden Show Forces/Stresses→ Frame/Cables/Tendons... seçeneğini seçiniz.
 - Ekrana gelen ileti kutusunda Case/Combo Name listesinden D1 yük birleşimini seçiniz.
 - Component bölümünde Shear 2-2 seçeneğini seçiniz.
 - Options for Diagram bölümünde Show Values seçeneğini seçiniz ve OK düğmesine basınız.
 - 5. kat bağ kirişinin kesme kuvveti 758 kN olarak hesaplanmaktadır.



Bağ kirişinin boyutlandırılması:

$$\ell_n = 1.0m < 2h_k = 2m$$

$$V_d = 758kN > 1.5b_wdf_{ctd} = 1.5 \cdot 0.4 \cdot 0.95 \cdot 1280 = 728.5kN$$

olduğundan dolayı bağ kirişindeki kesme kuvvetini ve onun oluşturduğu eğilme momentini karşılamak üzere çapraz donatılar kullanılmalıdır.

$$V_{cr} = 0.65f_{ctd}b_wd = 0.65 \cdot 1200 \cdot 0.4 \cdot 0.95 = 296.4kN$$

$$V_{rmax} = 0.85b_wd\sqrt{f_{ck}} = 0.85 \cdot 400 \cdot 950 \cdot \sqrt{30} = 1769kN$$

$$\tan \gamma = \frac{0.35}{0.5} \rightarrow \gamma = 35^\circ \rightarrow \sin \gamma = 0.574$$

$$A_{sd} = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{V_d}{2f_{yd} \sin \gamma} = \frac{758000}{2 \cdot 365 \cdot 0.574} = 1810mm^2$$

Seçilen çapraz donatı 6φ20 (1885mm²)

Donatı demetlerini saracak özel deprem etriyelerinin çapı 8mm'den az olmamalı ve aralığı ise çapraz donatı çapının 8 katından ve 100mm'den daha büyük olmamalıdır.

Seçilen donatı $\phi 8/100$

$$A_{te} / s = \frac{50}{100} = 0.50$$

Çapraz donatıların kenetlenme boyu

$$\ell_b = 0.12 \phi \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} = 0.12 \cdot 20 \frac{365}{1.28} = 685 \text{ mm} \text{ olarak hesaplanmaktadır.}$$

$$1.5 \ell_b = 1.5 \cdot 685 = 1028 \text{ mm}$$

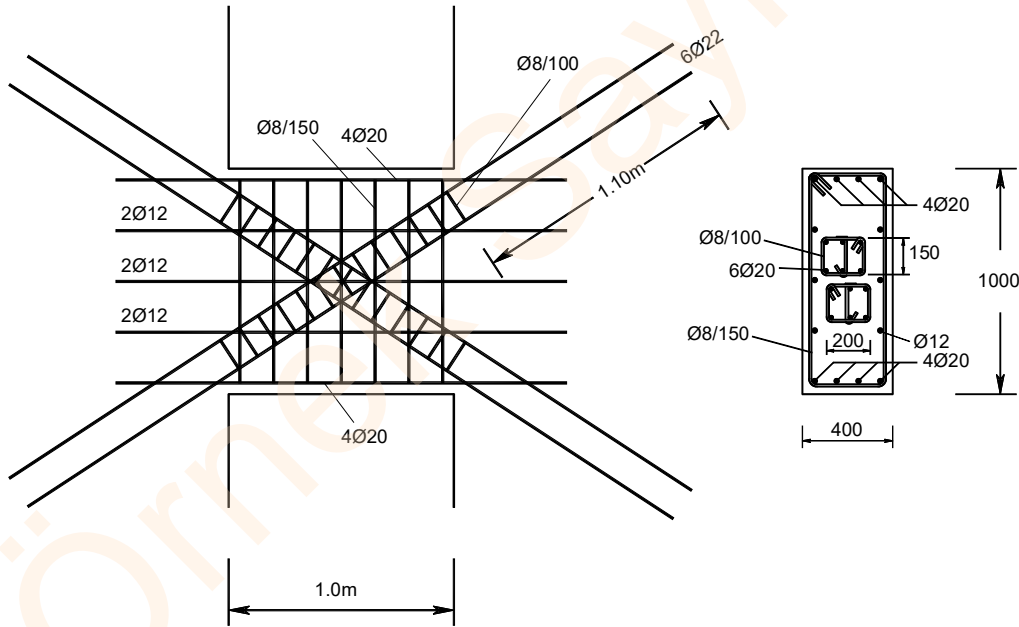
Seçilen boy 1100mm

Ek olarak bağ kirişine TS-500'de öngörülen minimum etriye ve yatay donatı yerleştirilmelidir.

Minimum yatay donatı

$$A_{s \min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d = 0.8 \frac{1.28}{365} 400 \cdot 950 = 1066 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı 4 $\phi 20$ (1257mm²)



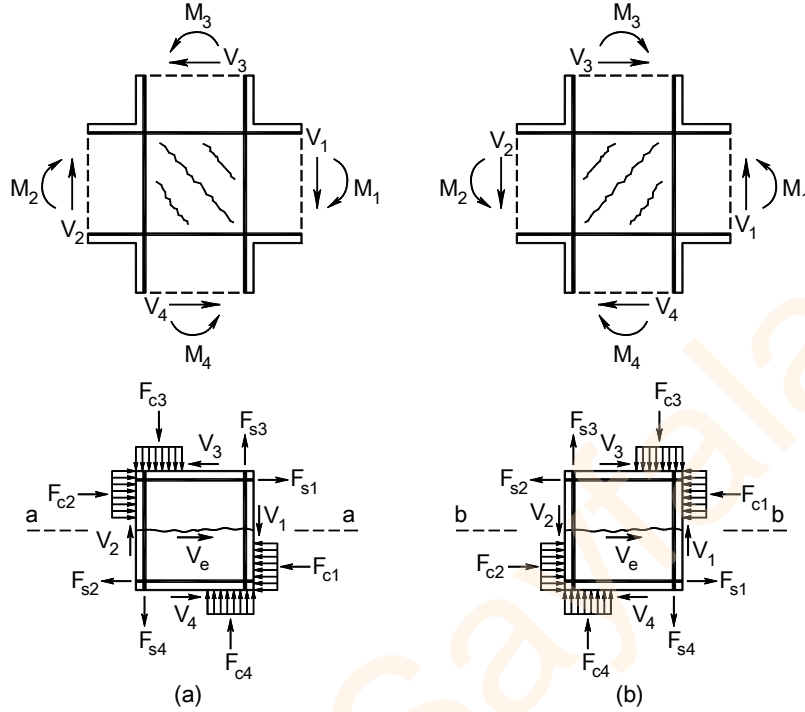
Şekil 5-57 Bağ kirişi donatı düzeni

Gövde donatısı

$$A_{s, \text{gövde}} = 0.001 b_w d = 0.001 \cdot 400 \cdot 950 = 380 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı 6 $\phi 12$ (679mm²)

$$\text{Etriye } \min \frac{nA_o}{s} = 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w = 0.3 \frac{1.28}{365} 400 = 0.42$$



Şekil 5-58 Birleşim bölgesine etkiyen iç kuvvetler

Deprem Yönetmeliğinde göz önüne alınan deprem doğrultusunda birleşim bölgesine etkiyen kesme kuvveti

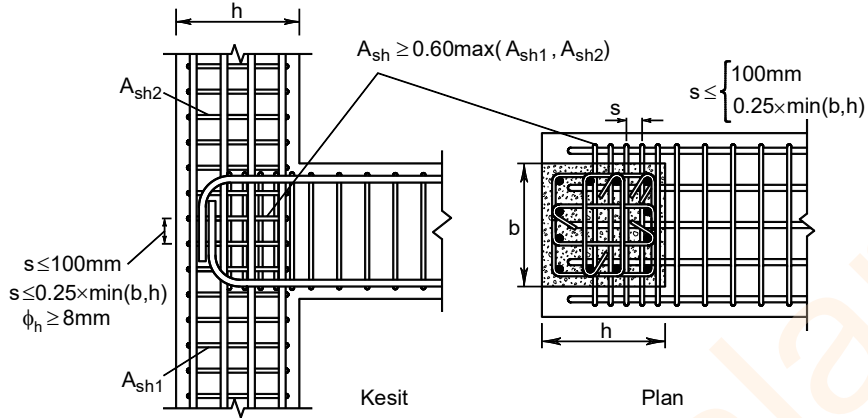
$$V_e = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (5.45)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Burada kirişin basit eğilme etkisinde olduğu göz önünde bulundurularak basınç ve çekme kuvvetlerinin eşitliği kullanılmış ($F_{ci} = F_{si}$), donatılardaki olası pekleşme göz önüne alınarak karakteristik akma gerilmesi %25 arttırılmıştır, ($F_{si} = 1.25 A_{si} f_{yk}$). V_{kol} birleşim bölgesinin üstünde ve altında deprem etkisi altında hesaplanan kolon kesme kuvvetlerinden küçük olanıdır, Şekil 5-62.

Kirişin kolona sadece bir taraftan saplandığı ve öbür tarafta devam etmediği durumlarda $A_{s2} = 0$ alınmalıdır.

Birleşim bölgesine hesap yapılan doğrultuya dik yönde bağlanan başka kirişlerin bulunması yanıl şekildeğiştirmeleri sınırlandıracağından olumlu katkı sağlayabilmektedir. Bu durumun etkili olabilmesi için kolona birleşen kirişlerin düğüm noktasını yeterince kuşatabilmesi gerekmektedir. Kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve her bir kirişin genişliğinin birleştiği kolon genişliğinin $\frac{3}{4}$ 'ünden daha az olmaması durumunda, kolon-kiriş birleşim bölgesi “Kuşatılmış Birleşim Bölgesi” olarak adlandırılır.

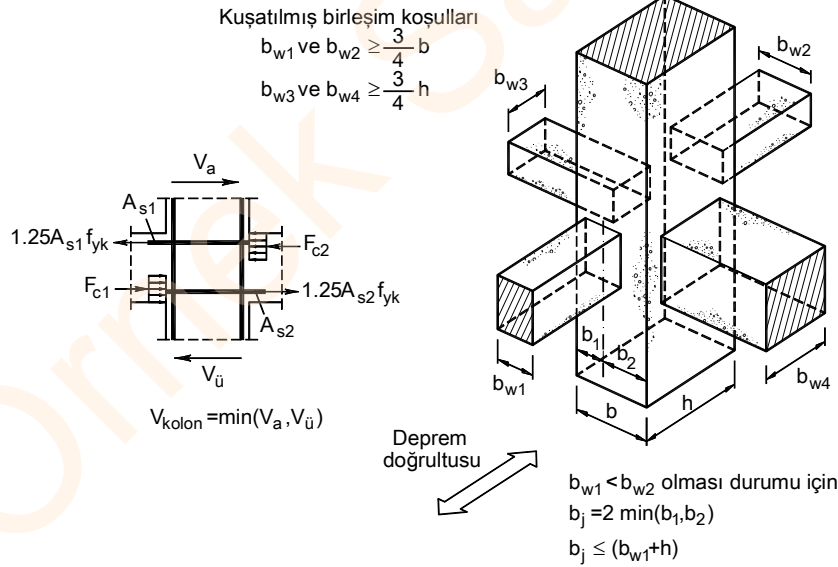
Bağlanan kiriş sayısının dörtten daha az olması veya genişlik koşulunun sağlanmadığı durumlarda kolon-kiriş birleşim bölgesi “Kuşatılmamış Birleşim Bölgesi” olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 5-61 Kuşatılmamış birleşim bölgesi (Kiriş kolondan daha geniş)

Birleşim bölgesine etkileyen kesme kuvveti aşağıdaki sınırları aşmamalıdır. Bu sınırların aşılması durumunda, kolon ve/veya kiriş kesit boyutları büyütülerek deprem hesabı tekrarlanmalıdır.

- (a) Kuşatılmış birleşimlerde: $V_e \leq 1.7b_j h \sqrt{f_{ck}}$
- (b) Kuşatılmamış birleşimlerde: $V_e \leq 1.0b_j h \sqrt{f_{ck}}$



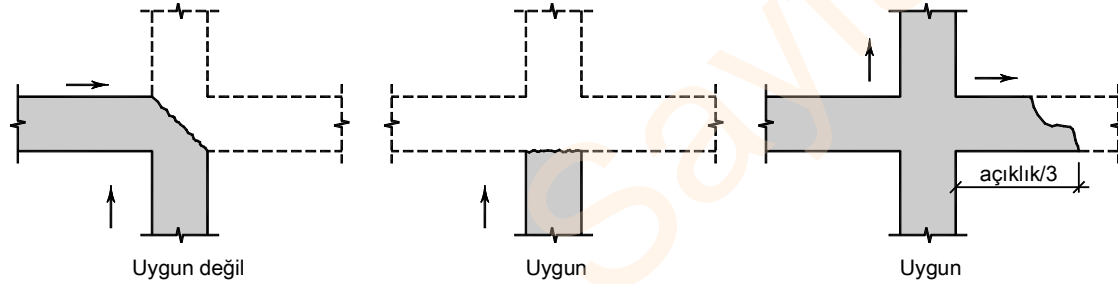
Şekil 5-62 Kuşatılmış birleşim koşulları

Burada b_j göz önüne alınan deprem doğrultusunda, birleşim bölgesine saplanan kirişin kolonla aynı genişlikte olması veya kolonun her iki yanından da taşması durumunda kolon genişliği, aksi durumda kirişin düşey orta ekseninden itibaren kolon kenarlarına olan uzaklıklardan küçük olanının iki katı (Kiriş

(b) Kuşatılmamış birleşimlerde, alttaki kolonun sarılma bölgesi için bulunan enine donatı miktarının en az %60'ı, birleşim bölgesi boyunca kullanılmalıdır. Ancak bu durumda, enine donatının çapı 8 mm'den az olmamalı ve aralığı 100 mm'yi aşmamalıdır.

İki doğrultuda iç kuvvet etkisindeki birleşim bölgelerinde kesme açısından kritik düzlem oldukça karmaşıktır. Şekil 5-64'de birleşim bölgesi çekirdeğinin 6 kenarında oluşacak basınç gerilme blokları gösterilmektedir. Gerçekte karmaşık olan davranışı basitleştirmek amacıyla beton basınç çubuğunun yaklaşık köşegen doğrultusunda oluşacağı kabul edilebilir. Birleşim bölgesinde kesme donatısının yetersiz olması durumunda Şekil 5-64b'de gösterilen köşegen göçme yüzeyi oluşabilir. Alışlagelen kolları kolon yüzlerine paralel yatay etriye kullanılırsa her bir doğrultuda yalnızca bir kolu bu düzlemi kesecektir. Ek olarak düzlemi kesen kolların açısı 90° 'den küçük olabileceğinden etkinliği azalmış şekilde kesme kuvvetini karşılayacaktır.

Betonun tek seferde dökülemediği durumda oluşan soğuk derzlerin birleşim bölgesinin dışında oluşturulması ve eğer mümkünse iç kuvvetlerin daha küçük olduğu yerlerde yapılması uygundur, Şekil 5-65.



Şekil 5-65 Beton dökümü ve soğuk derz yerleri

5.8.2. Süneklik Düzeyi Sınırlı Çerçeve Sistemlerde Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri

Süneklik düzeyi yüksek kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve sistemlerinin kolon-kiriş birleşimleri ile ilgili olarak verilen kural ve koşullar, birleşim bölgelerinin kesme güvenliği kontrolü dışında, süneklik düzeyi sınırlı olan sistemlerin kolon-kiriş birleşimleri için de geçerlidir.

Örnek 5-5

Aşağıdaki şekilde gösterilen kolon ve kirişlerde kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunu kontrol ediniz. Kiriş-kolon birleşim bölgesi için gerekli kontrolleri yapınız.

Malzeme: C30/B420C $d' = 40mm$

$$M_r^- = 157.3 \text{ kNm} \quad M_r^+ = 114.4 \text{ kNm}$$

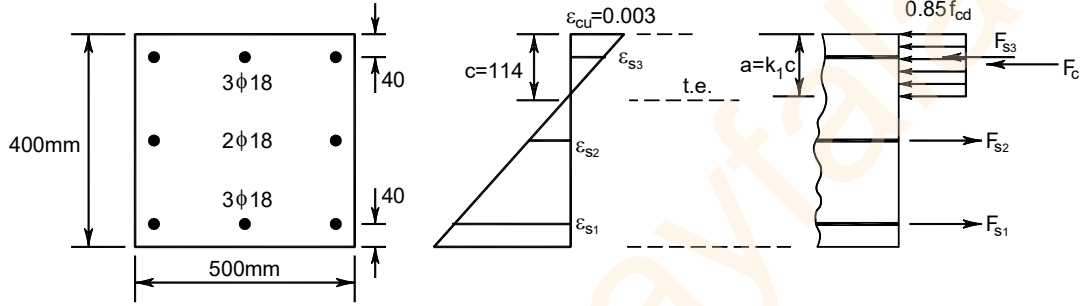
$$M_p^- \cong 1.4 M_r^- = 1.4 \cdot 157.3 = 220.2 \text{ kNm} \quad M_p^+ \cong 1.4 M_r^+ = 1.4 \cdot 114.4 = 160.2 \text{ kNm}$$

Örnek 5-2'de kullanılan ardışık yaklaşım yöntemi ile üst kolonun taşıma gücü momenti hesaplanırsa (yalnızca son adım gösterilmektedir)

$$b = 500 \text{ mm}, \quad h = 400 \text{ mm}$$

$$N_{g+q+e} = 611 \text{ kN}$$

$c = 114 \text{ mm}$ seçilecektir.



$$F_c = 0.85 f_{cd} k_1 c b = 0.85 \cdot 20 \cdot 0.82 \cdot 114 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 796.8 \text{ kN}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{\varepsilon_{s3}}{c-d'} \rightarrow \varepsilon_{s3} = 0.003 \frac{114-40}{114} = 0.002 > \varepsilon_{yd} = 0.001825$$

$$\sigma_{s3} = 365 \text{ MPa} \quad F_{s3} = 763 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 278.5 \text{ kN}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\frac{h}{2} - c} \rightarrow -\varepsilon_{s2} = 0.003 \frac{200-114}{114} = 0.0023 < \varepsilon_{yd} = 0.001825$$

$$\sigma_{s2} = -365 \text{ MPa} \quad F_{s2} = -509 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = -185.8 \text{ kN}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d-c} \rightarrow -\varepsilon_{s1} = 0.003 \frac{360-114}{114} = 0.0065 > \varepsilon_{yd} = 0.001825$$

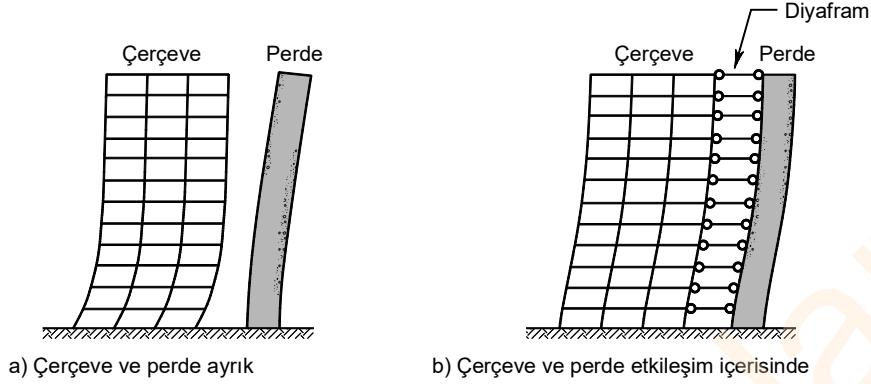
$$\sigma_{s1} = -365 \text{ MPa} \quad F_{s1} = -763 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = -278.5 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = 796.8 + 278.5 - 185.8 - 278.5 = 611 \text{ kN} \quad \text{Yeterli yaklaşıklık sağlanmıştır.}$$

$$M_r = F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s3} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

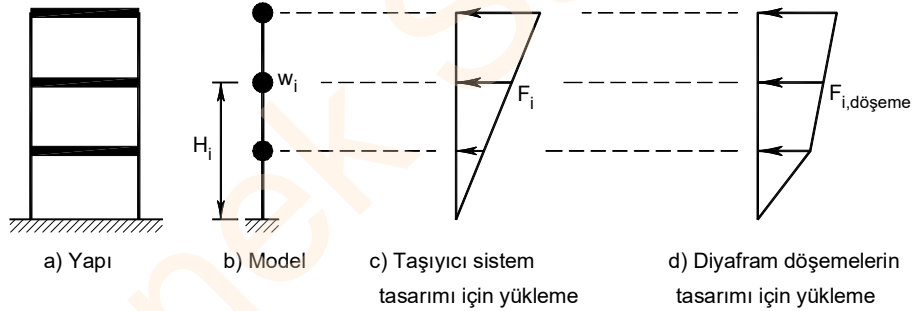
$$M_r = 796.8 \left(0.2 - \frac{0.0937}{2} \right) + 278.5 (0.2 - 0.04) + 278.5 (0.2 - 0.04) = 211.1 \text{ kNm}$$

Benzer işlem alt kolon için yinelendiğinde $N_{g+q+e} = 980 \text{ kN}$ eksenel kuvveti etkisinde $c = 154 \text{ mm}$, $F_c = 1073.4 \text{ kN}$, $F_{s3} = 278.5 \text{ kN}$, $F_{s2} = -91.2 \text{ kN}$, $F_{s1} = -278.5 \text{ kN}$ olarak hesaplanmakta ve alt kolon taşıma gücü momenti $M_r = 236 \text{ kNm}$ olarak elde edilmektedir.



Şekil 5-66 Perde ve çerçeve sistem davranışı

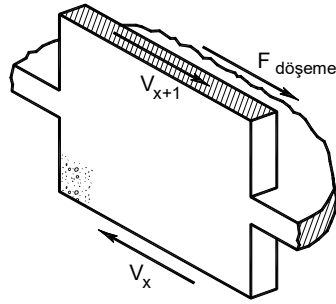
Genellikle betonarme binaların deprem etkileri altında tasarımında, döşeme düzlemi içerisindeki yerdeğiştirmelerin ana taşıyıcı sistemdeki yerdeğiştirmeler ile karşılaştırıldığında ihmal edilebilecek kadar küçük olduğu ve düzlemi içinde rijit davranış gösterdiği kabul edilmektedir. Bir çok durumda bu kabul geçerli olmakla birlikte döşemenin düzlemi içindeki esnekliği yatay yük taşıyıcı elemanlar arasında yük dağılımını etkilemektedir. Özellikle transfer döşemelerinde düzlem içi etkiler büyük değerlere ulaşacağından bu döşemelerde rijit diyafram kabulü yapılmadan döşemenin düzlem içi rijitliği (esnekliği) göz önüne alınarak hesaplama yapılmalıdır.



Şekil 5-67 Taşıyıcı sistem ve döşeme sistemi yatay yükleri

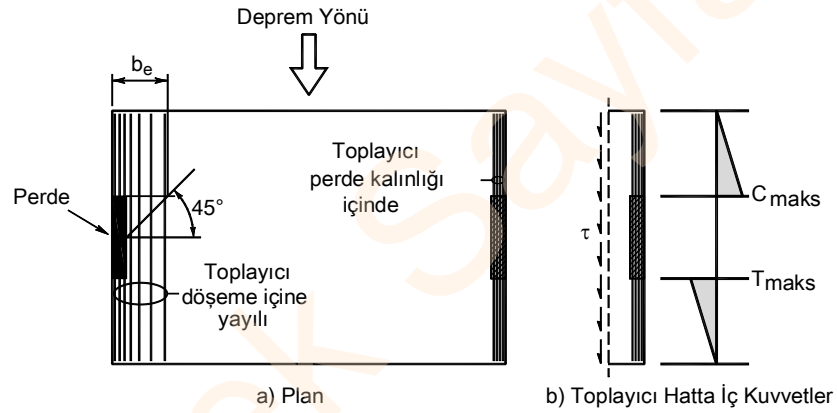
Çok katlı yapılarda yüksek modların katkısından dolayı farklı kat döşemeleri farklı ivme değerlerine sahip olabilmektedir. Her döşeme kendine ait en büyük ivme tepki spektrumu değeri kullanılarak elde edilen etkileri karşılayabilecek şekilde tasarlanmalıdır. Sistemdeki düşey taşıyıcıların her bir mod için hesaplanan en büyük tepkilerin toplamına göre tasarlanması, bu tepkiler aynı zamanda ortaya çıkmadığından, ekonomik olmamaktadır. Bu nedenle birincisi kolon, kiriş, perde gibi taşıyıcı sistem elemanları, diğeri ise diyafram görevi gören döşemeleri tasarlamak için iki farklı yükleme durumu ortaya çıkmaktadır.

Hesaplarda döşemelere etkileyen kuvvet olarak $F_{i,döşeme}$ ve F_i 'den büyük olanı alınmalıdır. $F_{i,döşeme}$ yükü Denk. (5.47)'de verilen bağıntı ile hesaplanmaktadır.

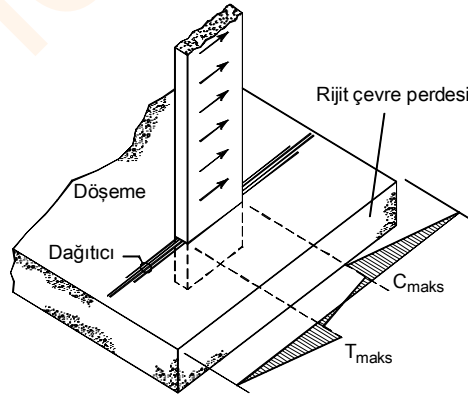


Şekil 5-69 Perde ile diyafram arasında aktarılan kuvvet

Döşeme, düzlem içi etkiler altında oluşacak eğilme ve kesme kuvveti etkilerini karşılayabilecek dayanıma sahip olmalı ve bütünlüğünü korumalıdır. Toplayıcı ve dağıtıcı bölgeler oluşan etkileri döşemeden düşey taşıyıcılara güvenle aktarabilmelidir, Şekil 5-70 ve Şekil 5-71.



Şekil 5-70 Toplayıcı donatı düzenlenmesi



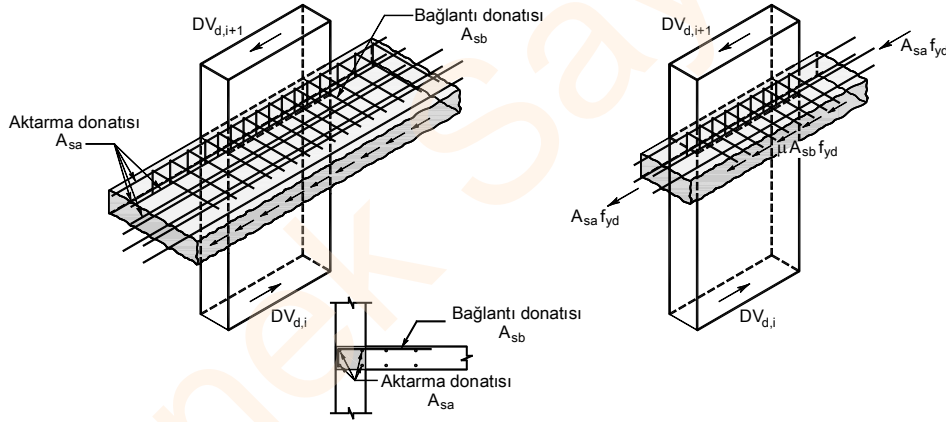
Şekil 5-71 Döşeme içinden çevre perdelerine etkileri aktarma amaçlı donatı düzenlemesi

ve deprem etkilerinin Dayanım Fazlalığı Katsayısı D göz önüne alınarak hesaplanan DV_d perde kesme kuvvetlerinin farkı olarak hesaplanır. Bu kuvvet farkı, perdeye kuvvetli doğrultuda her iki taraftan saplanan ve eğilme dayanımı için gerekli olandan arta kalan kiriş veya döşeme donatılarının oluşturduğu eksenel çekme dayanımlarının toplamı $2A_{sa}f_{yd}$ ile döşeme ile perde birleşimindeki eğilme dayanımı için gerekli olandan arta kalan döşeme donatısının oluşturduğu kesme sürtünmesi dayanımının $\mu A_{sb}f_{yd}$ toplamını aşmamalıdır.

Perdeye kuvvetli doğrultuda saplanan eksenel donatı (aktarma donatısı) miktarında hesaplandığı perde uzunluğu boyunca azaltma yapılmamalı, kesme sürtünmesi (bağlantı) donatısı, hem perde içinde ve hem de döşeme içinde kenetlenme koşullarını sağlamalıdır, Şekil 5-72.

Döşeme ile perde birleşimlerinde kesme sürtünmesi TS 500'e uygun olarak hesaplanmalı, sürtünme katsayısı için $\mu \leq 1.0$ değeri kullanılmalıdır. Aktarma donatısı miktarında donatının saplandığı perde yüzeyinden başlayarak perde yüzünden uzaklaştıkça uygun miktarda azaltma yapılabilir.

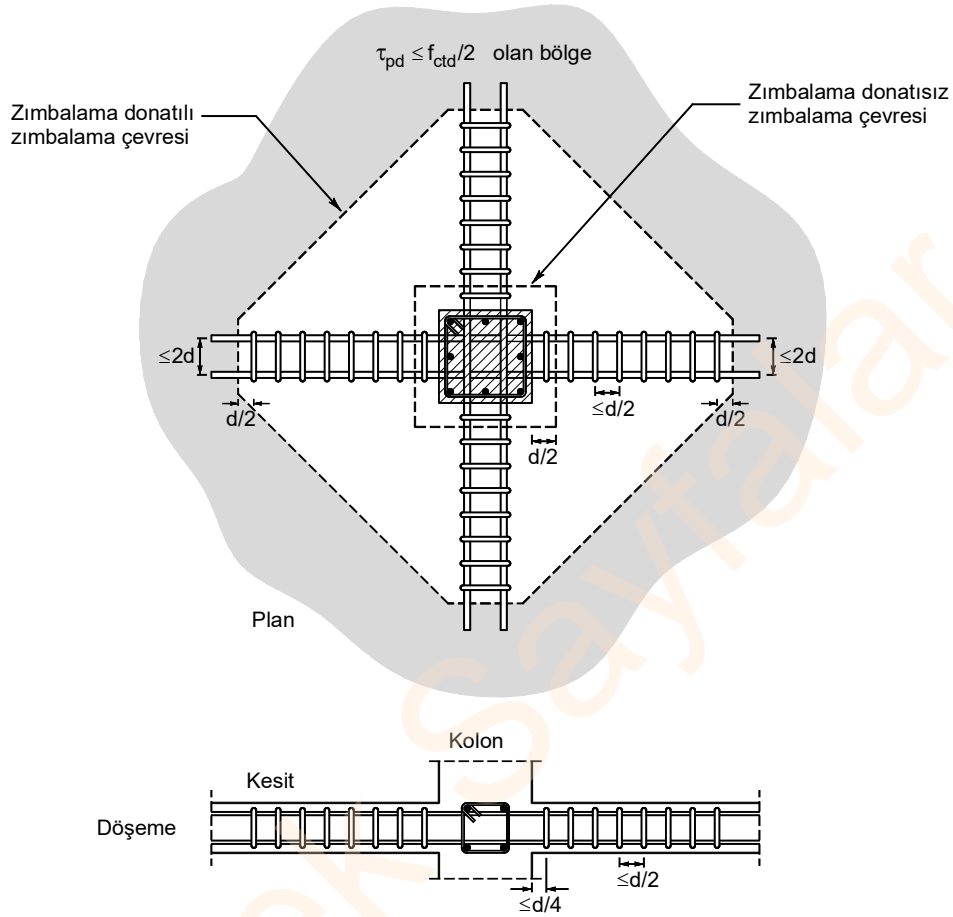
Bu şekilde oluşturulmuş aktarma elemanları ile döşeme arasında aktarma elemanı uzunluğu boyunca kesme sürtünmesi kontrolü ayrıca yapılmalıdır.



Şekil 5-72

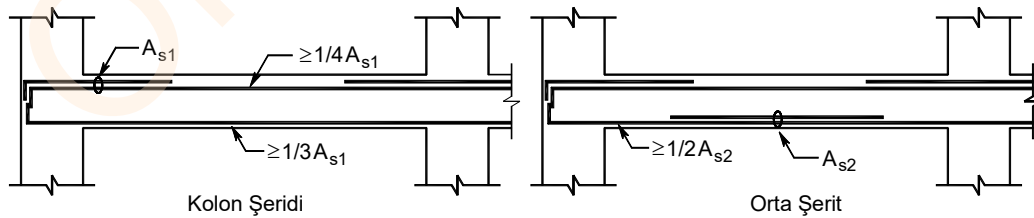
Döşemede büyük boşlukların bulunduğu durumda boşluğun her iki kenarına her bir doğrultuda etriyelerle sarılı ek yatay donatı yerleştirilmelidir. Bu bölgelerdeki ek yatay donatının toplam kesit alanı, boşluk bölgesine yerleştirilmemiş olan toplam yatay donatı kesit alanından az olmamalı ve etriye aralığı 150 mm'den daha büyük alınmamalıdır. Bu ek yatay donatılar her bir doğrultuda boşluk uzunluğunun en az üç katı uzunlukta olmalıdır.

Kirişsiz döşemelerde ve kirişsiz plak temellerde zımbalama kontrolü, sonlu eleman modeli çözümünden elde edilen ve düşey yüklerle beraber Dayanım Fazlalığı Katsayısı D ile büyütülmüş olan deprem etkileri altında oluşan düşey doğrultudaki kayma gerilmesi esas alınarak yapılabilir. Sonlu eleman çözümünden elde edilen kayma gerilmesi değeri için döşeme veya temel etkili yüksekliği d olmak üzere, Denk.(5.50)'de verilen koşul sağlanmalıdır.



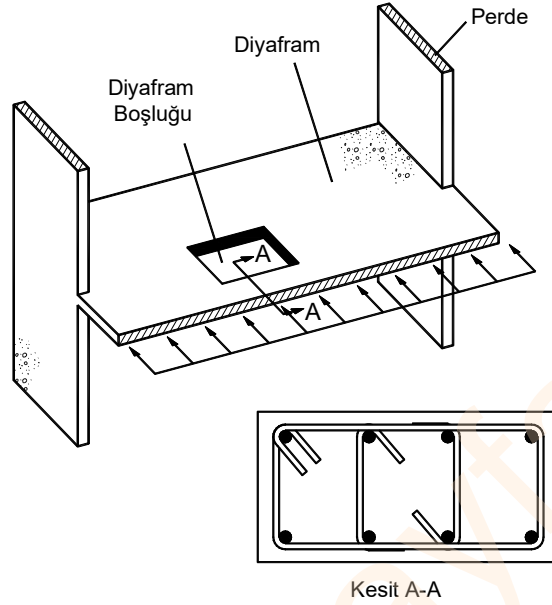
Şekil 5-75 Zımbalama donatısı olarak kapalı etriye kullanımı

Kirişsiz döşemelerin kolon şeritlerinde ve orta şeritlerde Şekil 5-76'de verilen donatı kurallarına uyulacaktır. Kolon şeritleri boyunca döşeme alt donatısında azaltma yapılmayacak, zımbalamanın kritik olduğu bölgelerde döşeme üst ve alt donatısında bindirmeli ek yapılmayacaktır.



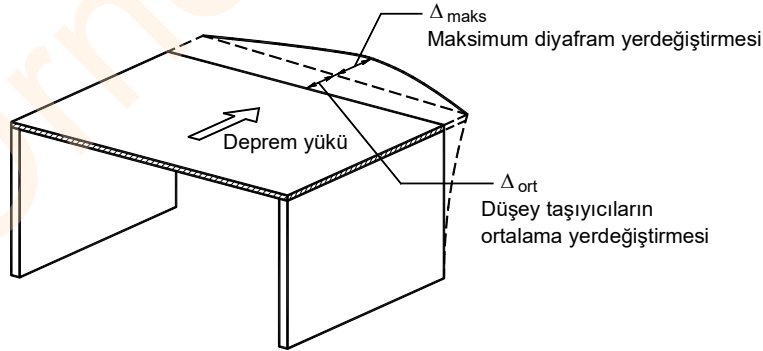
Şekil 5-76 Kirişsiz döşeme kolon ve orta şerit donatıları [8]

Döşemelerdeki boşluklar yük aktarımını olumsuz olarak etkileyeceğinden, boşlukların yeri uygun olarak seçilmeli ve boşluk çevreleri yeterli şekilde donatılmalıdır.



Şekil 5-77 Düzlemi içinde eğilme etkisindeki döşeme parçasında donatı düzeni

Kata etkiyen yatay deprem yükleri etkisinde döşemede oluşan en büyük düzlem içi yerdeğiştirme değeri düşey taşıyıcıların ortalama kat yerdeğiştirmesi değerinin iki katından büyük ise döşeme esnek olarak kabul edilmelidir. Bu durumda döşemenin kendi düzlemi içinde sonsuz rijit diyafram kabulü geçersiz olmaktadır. Esnek diyafram özelliği, döşemelerde dinamik davranışı olumsuz olarak etkilediğinden yatay yüklerin düşey taşıyıcılara aktarılmasında sorunlar yaşanabilmektedir. Bu nedenle tasarım aşamasında olası ölçüde esnek diyafram davranışı göstermeyen döşeme oluşturulmaya çalışılmalıdır. Döşeme kalınlığının artırılması, döşemenin kendi düzlemi içindeki davranışını esnek durumdan rijit duruma doğru götüreceğinden döşeme kalınlığı seçimi bu tür durumlarda önemli bir düzenleme olmaktadır.

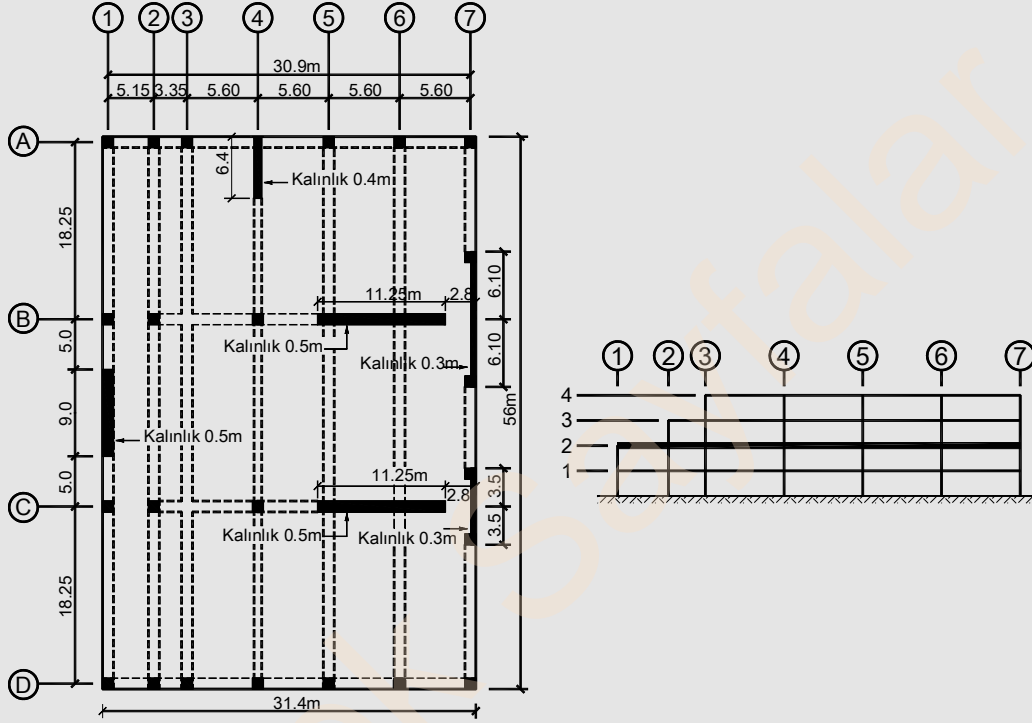


$\Delta_{maks} > 2 \Delta_{ort}$ ise döşeme esnek kabul edilmelidir.

Şekil 5-78 Döşemenin esnek döşeme olarak kabul edilme durumu

Örnek 5-6

Şekilde gösterilen binaya $V_t = 10918.6 \text{ kN}$ deprem kuvveti etki ettiği bilinmektedir. Verilen döşeme sisteminin düzlem içi etkiler altında hesabını yaparak gerekli donatıları belirleyiniz.



Malzeme: C40/S420

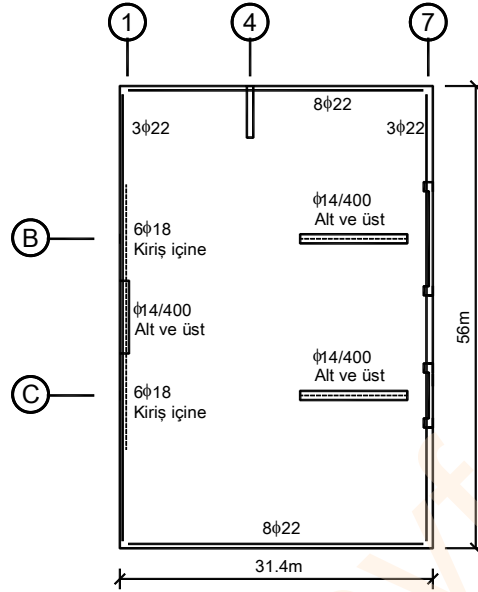
Çözüm:

Kat	W_i (kN)	H_i (m)	$W_i H_i$	$\frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i}$	F_i (kN)	$\sum F_i$ (kN)	$\sum W_i$ (kN)	$\frac{\sum F_i}{\sum W_i}$	F_{pi} (kN)
4	10656.8	12	127881.6	0.286	3356.6	3356.6	10656.8	0.315	3356.9
3	16170	9	145530.0	0.325	3442.1	6798.7	26826.8	0.253	4091.0
2	19342.4	6	116054.4	0.259	2743.1	9541.8	46169.2	0.207	4003.9
1	19342.4	3	58027.2	0.130	1376.8	10918.6	65511.6	0.167	3230.2
Toplam	65511.6		447493.2	1	10918.6				

Tasarım deprem kuvveti

$$V_t = 10918.6 \text{ kN} \quad \Delta F_N = 0.0075 N V_t = 0.0075 \cdot 4 \cdot 10918.6 = 327.6 \text{ kN} \quad V_t - \Delta F_N = 10591 \text{ kN}$$

Perdelere etkiyen kesme kuvvetleri bilgisayar çözümünden elde edilecektir.



5.10. Temeller

Binaların temellerinin tasarımında temel taşıma gücünün aşılmaması ve zemin yerdeğiştirmelerinin izin verilebilir sınırlar içerisinde kalması sağlanmalıdır. Temelerde oluşabilecek kusurların sonradan düzeltilmesi çok zor, bazı durumlarda da olanaksızdır. Bu nedenle güvenlik, temelerde deprem sırasında oluşacak gerilme artışlarını karşılayabilecek ve oturmalarından dolayı üst yapıda hasar oluşturmayacak biçimde, zemin özellikleri göz önünde bulundurularak sağlanmalıdır.

Temel türünün ve boyutlarının seçiminde taşıyıcı sistemden aktarılan etkiler yanında zeminin taşıma kapasitesi de belirleyici olmaktadır. Bu nedenle temel sisteminin belirlenmesinden önce zeminin taşıma kapasitesi hakkında güvenilir bilgi edinilmelidir.

TBDY’de yüzeysel ve derin temellerin tasarımında taşıma gücü ilkeleri esas alınmıştır. Temel zeminin, olası göçme mekanizmalarına karşı gelen tasarım taşıma gücünün yeterliliği Denk.(5.56)’da verilen genel ifade ile sağlanır:

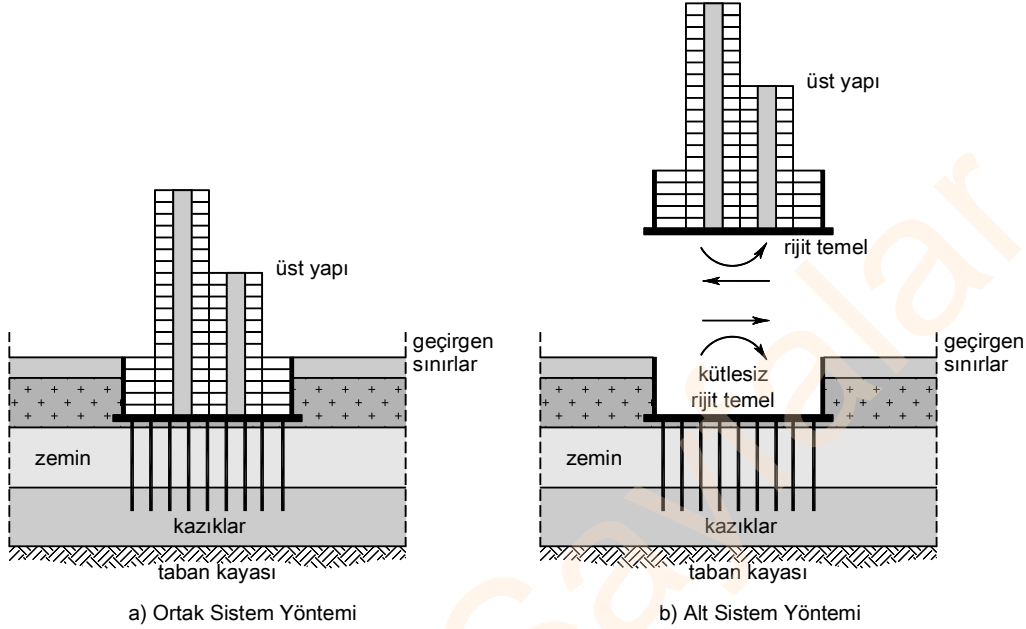
$$E_t \leq R_t \quad (5.56)$$

Burada E_t statik ve depremi içeren yükleme durumlarına ilişkin tasarım etkilerini, R_t ise ilgili göçme mekanizmasına karşı gelen tasarım dayanımını ifade etmektedir.

Yük birleşimleri kullanılarak hesaplanan tasarıma esas aksenal kuvvet ve eğilme momenti, temel tabanında düşey doğrultudaki temel taşıma gücü ile karşılanır. Tasarıma esas yatay kesme kuvveti ise zemin ile temel tabanı arası sürtünme direnci ile birlikte temel yan yüzünde oluşan pasif toprak basıncının en fazla %30’u dikkate alınarak karşılanır.

Tasarım dayanımı R_t karakteristik dayanım R_k ’nın dayanım katsayısı γ_R ’ye bölünmesi ile elde edilir.

deprem dalgalarının oluşturduğu ek zorlanmalara neden olan etkileşim ise eylemsizlik etkileşimi adını almaktadır.



Şekil 5-81 Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi

Görelî yumuşak zeminlerde kazıklı temele sahip binalarda kinematik etkileşim ve eylemsizlik etkileşimini göz önüne alan analizler yapılmalıdır. Bu analizlerde ortak sistem yaklaşımı ve alt sistem yaklaşımı kullanılabilir. Ortak sistem yaklaşımında bina, bina temeli, kazıklar ve zemin birlikte modellenip analiz edilir. Alt sistem yaklaşımında ise bina-temel alt sistemi ile temel-kazık-zemin alt sistemi ayrı ayrı modellenip birbirleri ile etkileşimi de dikkate alınarak analiz edilir, Şekil 5-81.

Kinematik etkileşim kapsamında taşıdıkları hasar riskleri nedeni ile, deprem etkisi altındaki bina temellerinde eğik kazıklara izin verilmemektedir. Betonarme ve öngerilmeli betonarme kazıkların minimum enkesit boyutları 30 cm/ 30 cm veya $\phi 35$ cm olmalıdır. Betonarme kazıklarda kazık başlığının altındaki kazık boyunun, 3 metreden az olmamak üzere, üstten 1/3'ünde boyuna donatı oranı, DTS = 1, 1a, 2, 2a olan binalarda 0.01'den, DTS = 3, 3a, 4, 4a olan binalarda ise 0.008'den az olmamalıdır. Bu bölgeye konulacak spiral donatı (veya dikdörtgen kesitli çakma kazıklar için etriye) çapı DTS = 1, 1a, 2, 2a olan binalarda 10 mm'den, DTS = 3, 3a, 4, 4a olan binalarda ise 8 mm'den az ve spiral adımı (veya etriye aralığı) 200 mm'den fazla olmamalıdır, ancak üstten en az iki kazık çapı kadar yükseklikte 100 mm'ye indirilmelidir, Şekil 5-82. Yumuşak zeminden sert zemine geçilen bölgelerde de potansiyel plastikleşme bölgesi olduğundan bu bölgelerde de sargı donatısının sıklaştırılması gerekmektedir.

Kazıkların birbirine yakın düzenlenmesi arada bulunan zemin gerilmeleri artacağı için, kazıkların yük taşıma kapasiteleri azalmaktadır. Kazık eksenleri arası uzaklığın D kazık çapı olmak üzere

$$s \geq \max(2D, 0.60m) \quad (5.70)$$

6. ÇELİK BİNALARIN DEPREM DAVRANIŞI

Depreme karşı davranışları bakımından çelik binaların yatay yük taşıyıcı sistemleri, süneklik düzeyleri bakımından yüksek, karma ve sınırlı olarak üç sınıfa ayrılmıştır.

Süneklik düzeyi yüksek sistemler, TBDY’de belirtilen koşulları sağlayan moment aktaran çelik çerçeve sistemler, merkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemler, dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemler ve burkulması önlenmiş çelik çerçeve sistemler kullanılarak veya moment aktaran çerçeve sistemlerin diğer sistemlerle bir araya getirilmesiyle oluşturulan sistemlerdir.

Benzer şekilde süneklik düzeyi sınırlı sistemler de, yönetmelikte belirtilen koşulları sağlayan moment aktaran çelik çerçeve sistemler, merkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemler ve bu iki sistemin bir araya getirilmesiyle oluşturulan sistemlerdir.

Süneklik düzeyi karma sistemler; süneklik düzeyi sınırlı moment aktaran çerçeve sistemlerin süneklik düzeyi yüksek çelik çaprazlı çerçeveler veya betonarme perdeler ile birlikte kullanıldığı sistemlerdir.

Tablo 6-1 Çelik Bina Taşıyıcı Sistemleri için taşıyıcı sistem davranış katsayıları ve dayanım fazlalığı katsayıları

Bina Taşıyıcı Sistemi	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R	Dayanım Fazlalığı Katsayısı D	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları BYS
C. ÇELİK BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ			
C1. Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler			
C11. Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerle karşılandığı binalar	8	3	BYS \geq 3
C12. Deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar	8	2.5	BYS \geq 2
C13. Deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar	5	2	BYS \geq 4
C14. Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya süneklik düzeyi yüksek bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar	8	3	BYS \geq 2
C15. Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya süneklik düzeyi yüksek boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar	6	2.5	BYS \geq 2
C16. Deprem etkilerinin tamamının çatı düzeyindeki bağlantıları mafsallı olan ve yüksekliği 12 m’yi geçmeyen süneklik düzeyi yüksek çelik kolonlar tarafından karşılandığı tek katlı binalar	4	2	---

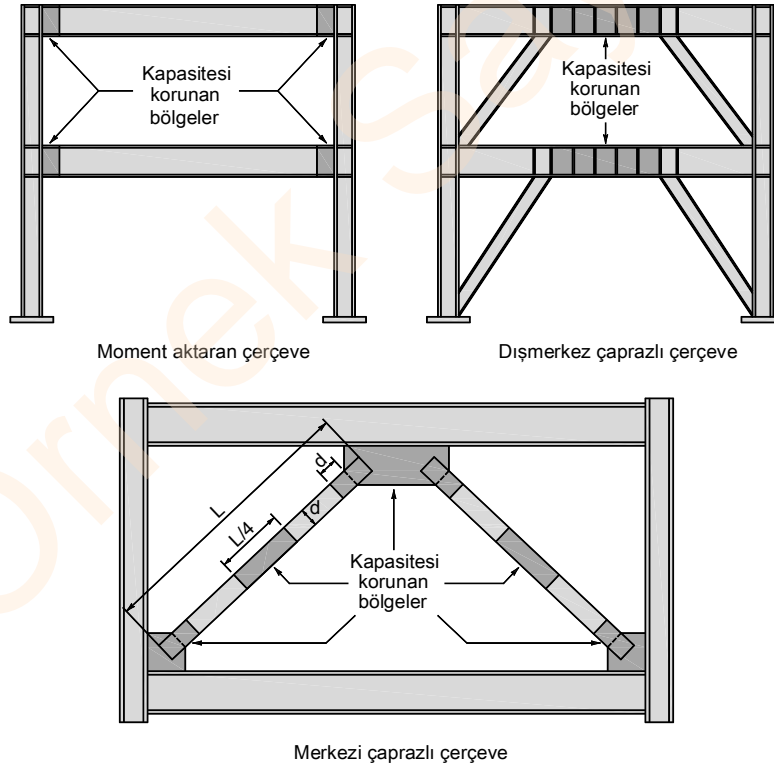
olası akma gerilmesi ve olası çekme dayanımının hesabında uygulanan katsayılardır. Bu katsayılar yapı çeliğinin sınıfına ve eleman türüne bağlı olarak Tablo 6-4’de verilmiştir.

Tablo 6-4 R_y ve R_t Katsayıları

Yapı Çeliği Sınıfı ve Eleman Türü	R_y	R_t
S 235 çeliğinden imal edilen hadde profilleri ve levhalar	1.4	1.1
S 275 çeliğinden imal edilen hadde profilleri ve levhalar	1.3	1.1
S 355 çeliğinden imal edilen hadde profilleri ve levhalar	1.25	1.1
S 460 çeliğinden imal edilen hadde profilleri	1.1	1.1
Boru ve Kutu profiller	1.4	1.3
Donatı çeliği	1.2	1.2

6.5. Kapasitesi Korunmuş Bölgeler

Çelik binaların deprem etkilerini karşılayan elemanların belirli bölgelerinde bu elemanların sünek davranışlarını olumsuz yönde etkileyebilecek bir durumun oluşmaması sağlanmalıdır.



Şekil 6-1 Deprem Kuvveti Taşıyan Elemanlarda Kapasitesi Korunan Bölgeler

Örnek 6-1

Şekilde gösterilen IPE500 kesitli moment aktaran çerçeve kirişin uçlarında yalnızca düşey yüklerden ($1.2G + Q + 0.2S + 0.3E_d^{(Z)}$) oluşan eğilme momenti değerleri

$$M_{ntx,1} = -214.1kNm \quad M_{ntx,2} = -161.6kNm$$

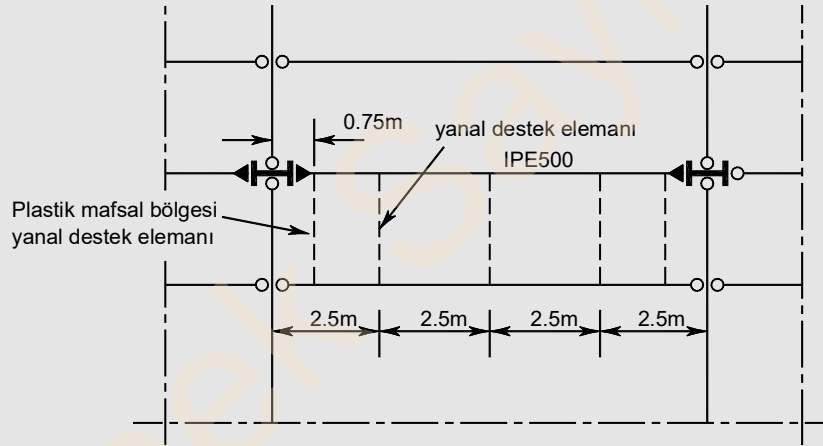
yalnızca yatay yüklerden ($E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)}$) oluşan eğilme momenti değerleri

$$M_{ntx,1} = -64.7kNm \quad M_{ntx,2} = 67.7kNm$$

$1.2G + Q + 0.2S \mp E_d^{(X)} \mp 0.3E_d^{(Y)} + 0.3E_d^{(Z)}$ yük birleşimi etkisinde kesme kuvveti değeri $V_u = 160.8kN$ olarak hesaplanmıştır.

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistem genelindeki $P-\Delta$ etkilerini göz önüne alan arttırma katsayısı $B_2 = 1.08$ olarak belirlenmiştir.

Söz konusu kirişte kiriş eğilme ve kesme dayanımı kontrollerini yapınız. Çelik sınıfı $S275$



Çözüm:

Malzeme özelliği: Çelik sınıfı $S275$ $F_y = 275MPa$ $F_u = 430MPa$

Kiriş enkesitine ait özellikler $IPE500$

$$I_x = 48200cm^4 \quad I_y = 2142cm^4 \quad J = 89.29cm^4 \quad C_w = 1249000cm^6$$

$$W_{ex} = 1928cm^3 \quad W_{px} = 2194cm^4 \quad A = 115.5cm^2$$

$$d = 500mm \quad h = 426mm \quad b_f = 200mm \quad t_f = 16mm$$

$$t_w = 10.2mm \quad i_x = 204.3mm \quad i_y = 43.1mm$$

$$L_b = 1.75m \leq 0.086 \cdot 43.1 \frac{200000}{275} 10^{-3} = 2.7m \text{ olduğundan koşul sağlanmaktadır.}$$

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımı kontrolü yanal doğrultuda desteklenen noktalar arasındaki her bir parça için ayrı ayrı yapılması gerekmektedir ancak söz konusu kirişte örnek olarak en büyük eğilme momenti değerinin bulunduğu yanal olarak desteklenmeyen uzunluğu $L_b = 0.75m$ olan kiriş parçası için yapılmasıyla yetinilecektir.

$$L_b = 750mm \leq L_p = 1.76i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2046mm \text{ olduğundan karakteristik eğilme momenti dayanımının}$$

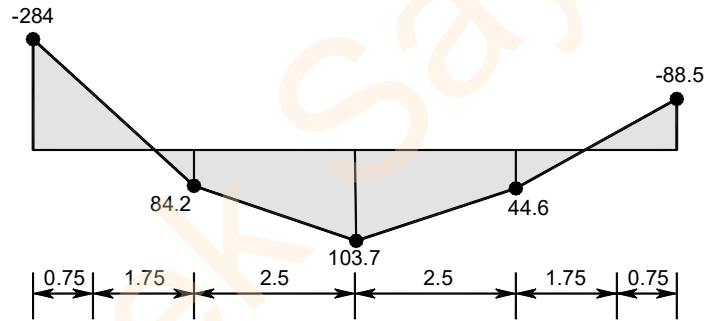
hesabında akma sınır durumu belirleyici olmaktadır.

$$M_n = M_p = F_y W_{px}$$

Kiriş boyunca eğilme momenti değişimi ve kiriş uçlarındaki eğilme momentleri

$$M_{x,1} = B_{1x} M_{nx,1} + B_{2x} M_{1tx,1} = 1.0 \cdot (-214.1) + 1.08 \cdot (-64.7) = -284kNm$$

$$M_{x,2} = B_{1x} M_{nx,2} + B_{2x} M_{1tx,2} = 1.0 \cdot (-161.6) + 1.08 \cdot 67.7 = -88.5kNm$$



Karakteristik eğilme momenti dayanımı M_{nx}

$$M_{nx} = M_{px} = F_y W_{px} = 603.4kNm$$

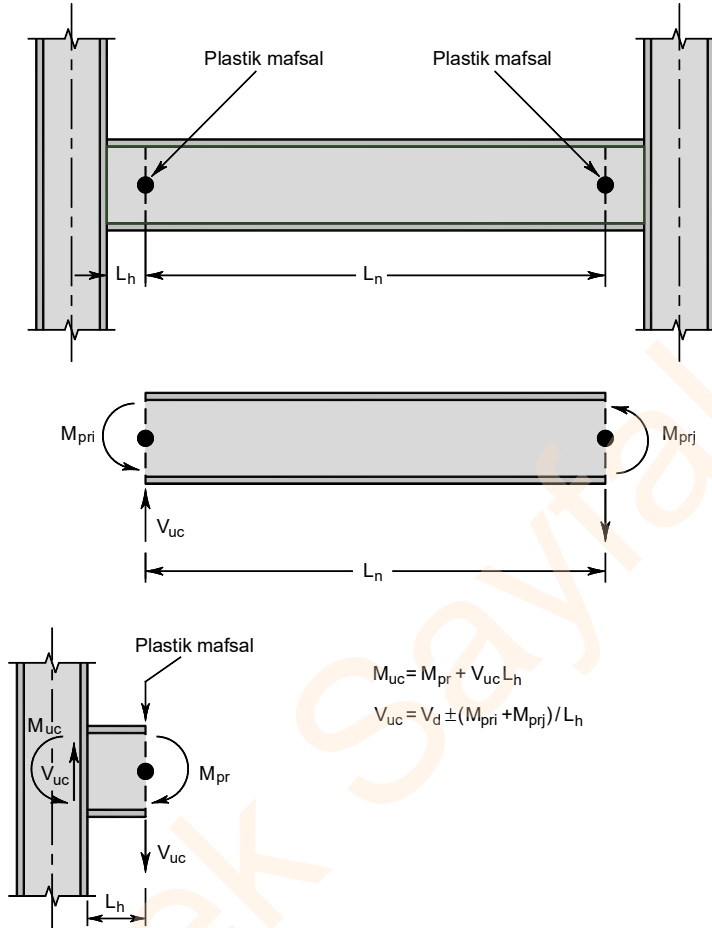
Tasarım eğilme momenti dayanımı M_{dx}

$$M_{dx} = \phi M_{nx}$$

$$M_{dx} = 0.90 \cdot 603.4 = 543kNm$$

Eğilme momenti dayanımı $M_u = 284kNm$

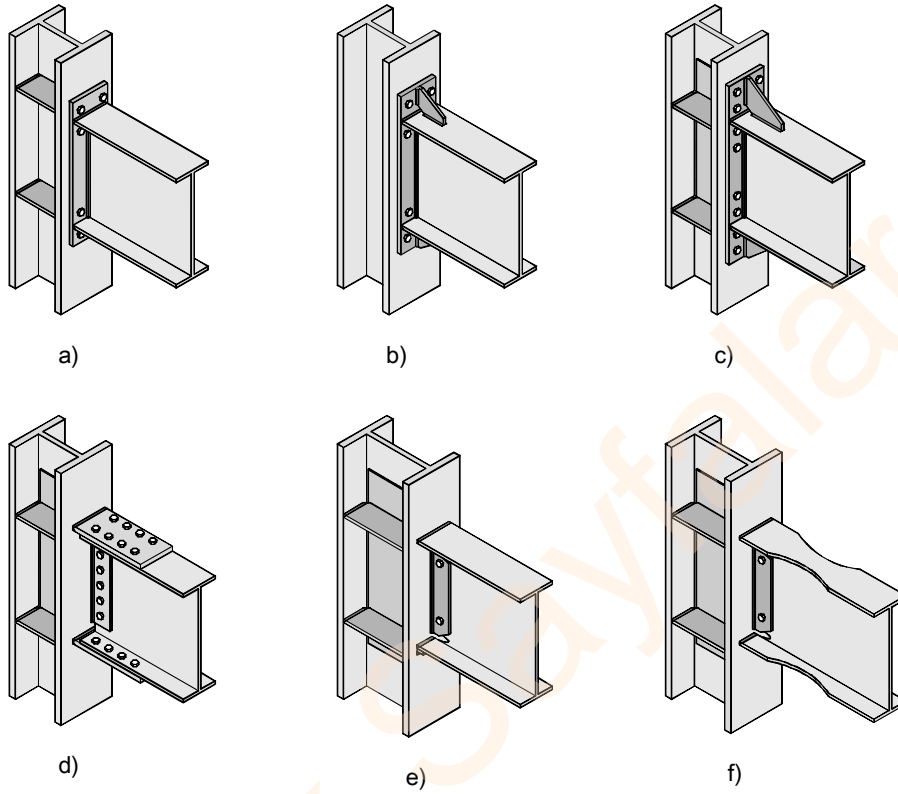
$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{284}{543} = 0.52 \leq 1.0 \text{ Tasarım eğilme momenti dayanımı yeterlidir.}$$



Şekil 6-4 Boyutlandırmada Kullanılacak Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi

Kayma bölgesi yeterli kesme kuvveti dayanımına sahip olacak şekilde boyutlandırılmalıdır. Bunun için, kayma etkisinde akma sınır durumu göz önüne alınarak, kayma bölgesinin tasarım kesme kuvveti dayanımı $\phi_v = 1.0$ (YDKT) ile belirlenir. Bu koşulun sağlanamaması durumunda kayma bölgesi, gövde takviye levhaları veya örneğin köşegen doğrultusunda levhalar eklenerek güçlendirilir.

Kolon gövde levhasının ve eğer kullanılmış ise takviye levhalarının her birinin en küçük kalınlığı, u kayma bölgesi çevresinin uzunluğu olmak üzere $t_{min} \geq u / 180$ koşulunu sağlamalıdır, (Şekil 6-5). Bu koşulun sağlanmadığı durumlarda, takviye levhaları ve kolon gövde levhası birlikte çalışmaları sağlanacak şekilde birbirlerine kaynaklanmalı ve levha kalınlıkları toplamının $\Sigma t \geq u / 180$ koşulunu sağladığı kontrol edilmelidir.



Şekil 6-7 Kolon-Kiriş Birleşim Tipleri

TBDY’de verilen detayların adları aşağıdaki gibidir.

- a) Tam dayanımlı bulonlu alın levhali birleşimler (Şekil 6-7a,b,c)
- b) Bulonlu başlık levhali moment aktaran birleşim (Şekil 6-7d)
- c) Tam penetrasyonlu küt kaynaklı birleşim (Şekil 6-7e)
- d) Zayıflatılmış kiriş enkesitli kiriş-kolon birleşimi (Şekil 6-7f)

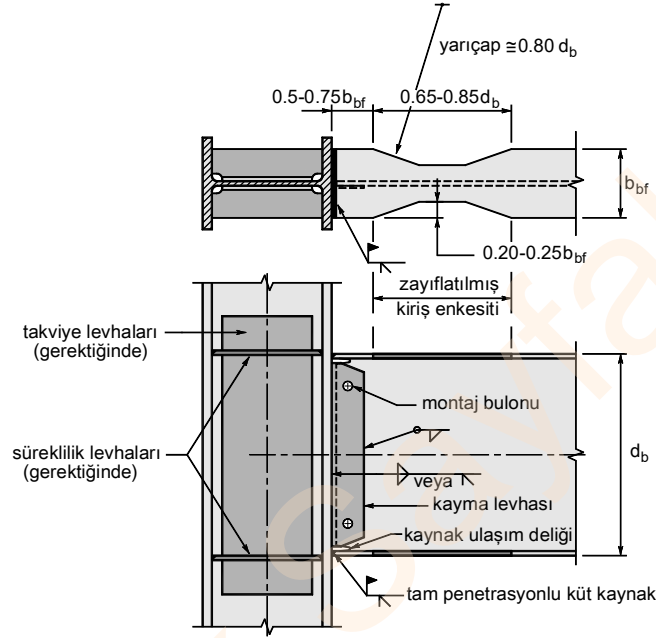
Şekil 6-7 a,b,c’de gösterilen tam dayanımlı bulonlu alın levhali birleşimlerde, kirişlerin enkesit yüksekliğinden daha büyük uzunluğa sahip alın levhaları kiriş gövdesine ve başlıklarına atölyede kaynaklanmakta ve sahada kolona bulonlar ile birleştirilmektedir. Bu birleşimler, çekme bölgesindeki bulon sayısı ve rijitleştirici levha bulunması durumuna göre (Şekil 6-8 ve Şekil 6-9)

- i) Dört bulonlu rijitlik levhasız
- ii) Dört bulonlu rijitlik levhali
- iii) Sekiz bulonlu rijitlik levhali

olarak farklı tiplerde oluşturulabilmektedir.

Bu tip kiriş-kolon birleşimlerinde, kiriş enkesitinin eğilme etkisinde akmaya ulaşması, alın levhasının eğilme etkisinde akmaya ulaşması, kolon kayma bölgesinin akması, çekme etkisindeki bulonların kopması, kayma etkisindeki bulonların kırılması veya kaynaklı birleşim bölgelerinde kırılmalar oluşması davranışı belirleyen sınır durumlarıdır. Bu birleşimlerin tasarımı, kiriş enkesitinde akma oluşması durumuna göre

Kaynaklı zayıflatılmış kiriş enkesitli kiriş-kolon birleşiminde birleşime yakın bölgede kiriş başlıklarının genişlikleri uygun bir kesimle azaltılmaktadır. Bu birleşimin tasarımında, azaltılmış kiriş enkesitinde akma nedeniyle plastik mafsal oluşması öngörülür. Bu nedenle bu noktalarda her iki başlıkta yanal burulmalı burkulmaya karşı önlem alınmalıdır. Kaynaklı zayıflatılmış kiriş enkesitli kiriş-kolon birleşimi için uygulama sınırları Tablo 6-8’de verilmektedir.



Şekil 6-12 Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Kiriş – Kolon Birleşim Detayı

Tablo 6-8 Kaynaklı Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Kiriş – Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları

Birleşim Detayı Değişkenleri	Uygulama Sınırları
Kiriş enkesit yüksekliği, d_b	$d_b \leq 920mm$
Kiriş birim boy ağırlığı	$\leq 450 kg / m$
Kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranı	≥ 7 (Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler) ≥ 5 (Süneklik düzeyi sınırlı çerçeveler)
Kiriş başlık kalınlığı, t_{bf}	$t_{bf} \leq 44mm$
Kolon enkesit yüksekliği	$\leq 920mm$ (I profilleri için) $\leq 610mm$ (yapma kutu profilleri için)
Kaynak ulaşım deliği	Gerekli
Ek başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak
Kapasitesi korunan bölge	Kolon yüzü ile zayıflatılmış kiriş enkesitinin en uzak noktası arasındaki bölge

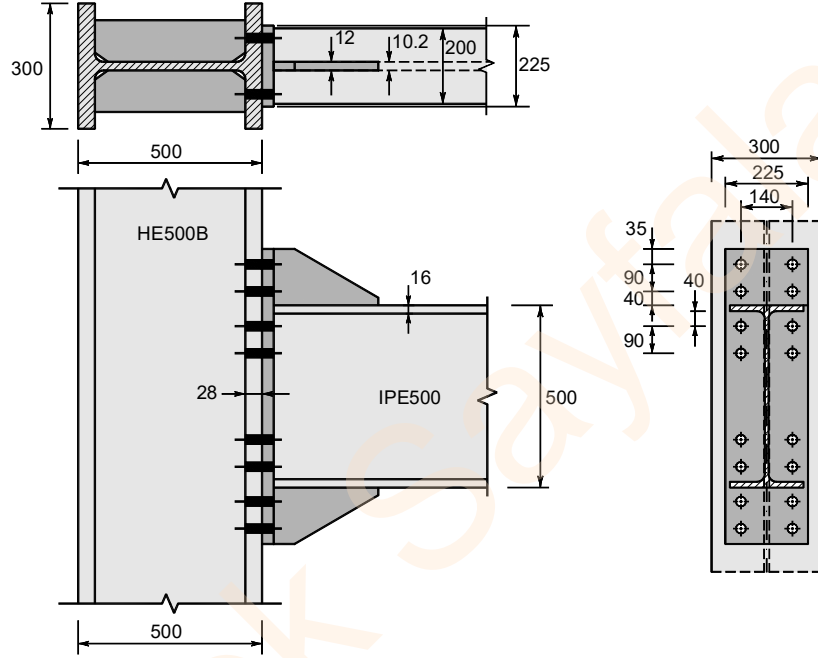
Örnek 6-2

Şekildeki moment aktaran kiriş-kolon birleşimi için tam dayanımlı bulonlu alın levhali birleşim kullanılması öngörülmüştür. Seçilen birleşim türü için gerekli kontrolleri yapınız.

Kiriş IPE500 Çelik sınıfı S275

Kolon HE500B Çelik sınıfı S355

$V_d = 50kN$ $L = 9.0m$



Çözüm:

Seçilen birleşim detayı TBDY 9.3.4.1(a) uyarınca en az 0.04 radyan görelî kat ötelenmesi açısını sağlayan bir detaydır.

1. Adım Kesit ve malzeme özelliklerinin belirlenmesi

Kolon için çelik sınıfı S355 olarak seçilmiştir. $F_y = 355N/mm^2$ $F_u = 510N/mm^2$

Seçilen kolon kesiti HE500B için enkesit özellikleri

$$A = 238.6cm^2 \quad W_{px} = 4815cm^3 \quad W_{ex} = 4287cm^3 \quad i_x = 211.9mm \quad i_y = 72.7mm$$

Enkesit boyutları

Başlık genişliği $b_{cf} = 300mm$, başlık kalınlığı $t_{cf} = 28mm$

Enkesit yüksekliği $d_c = 500mm$, gövde kalınlığı $t_{cw} = 14.5mm$ Gövde yüksekliği $h_c = 390mm$

$$Y_c = \frac{300}{2} \left[622 \left(\frac{1}{102.5} \right) + 532 \left(\frac{1}{40} \right) + 436 \left(\frac{1}{40} \right) + 346 \left(\frac{1}{102.5} \right) \right] + \dots$$

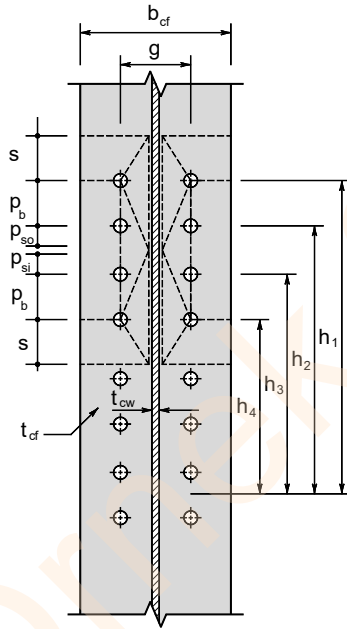
$$+ \frac{2}{140} \left[622 \left(102.5 + \frac{90}{4} \right) + 532 \left(40 + \frac{3 \cdot 90}{4} \right) + 436 \left(40 + \frac{P_b}{4} \right) + 346 \left(102.5 + \frac{3 \cdot 90}{4} \right) + 90^2 \right] + 140 = 8459 \text{ mm}$$

Sürekli levhası kullanıldığı durumda kolon başlığı kalınlığı

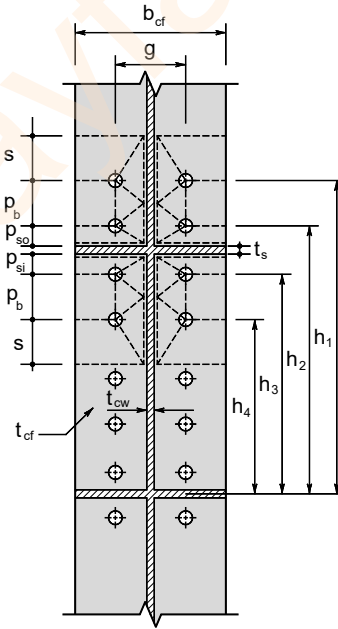
$$t_{cf} = 28 \text{ mm} \geq \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_d F_{yc} Y_c}} = \sqrt{\frac{1.11 \cdot 1182.4 \cdot 10^{-6}}{0.9 \cdot 355 \cdot 8459}} = 22.04 \text{ mm}$$

koşulunu sağlamaktadır.

Rijitleştirilmemiş Kolon Başlığı Geometrisi
ve
akma çizgisi düzeni



Rijitleştirilmiş Kolon Başlığı Geometrisi
ve
akma çizgisi düzeni



10. Adım Süreklilik levhalarının dayanım kontrolü

Kiriş başlıkları aracılığıyla aktarılan tekil kuvvet $F_{fu} = \frac{M_{uc}}{d - t_{bf}} = \frac{1031.4 \cdot 10^3}{500 - 16} = 2131 \text{ kN}$

Süreklilik levhaları ile rijitleştirilen kolon başlığının tasarım eğilme momenti dayanımı ϕM_{cf} ve tekil kuvvete dönüştürülen karşılığı ϕR_n

$$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} Y_c t_{cf}^2 = 0.9 \cdot 355 \cdot 4931 \cdot 28^2 \cdot 10^{-6} = 1235 \text{ kNm}$$

$$F_{fu} = 2124.5kN < \phi R_n = 0.75 \cdot 3079 = 2309kN$$

Yeterli dayanıma sahiptir.

14. Adım Süreklilik levhalarının tasarımı

Süreklilik levhaları için gerekli dayanım F_{cu}

$$F_{cu} = F_{fu} - \min \phi R_n = 2131 - \min [2049, 1186, 2309] = 945kN$$

olarak hesaplanmaktadır.

Süreklilik levhası için gerekli enkesit alanı

$$A_{st, gerekli} = \frac{945 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 275} = 3819mm^2$$

Kolon başlıklarının iç yüzü tarafına ve kolon gövdesinin her iki yanına yerleştirilen süreklilik levhaları levha 16×130 (kalınlık \times genişlik) olarak seçilirse

$$A_{st, gerekli} = 3819mm^2 < A_{st} = 2 \cdot 16 \cdot 130 = 4160mm^2$$

Süreklilik levhalarının kolon gövdesi ve başlıklarına bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılacaktır (TBDY 9.3.4.(b)).

15. Adım Kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesinin tasarımı

Kiriş-kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesinin gerekli kesme kuvveti dayanımı V_{up}

$$V_{up} = \sum M_{uc} \left(\frac{1}{d_b - t_{bf}} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad \text{TBDY Denk. (9.13)}$$

H_{ort} : düğüm noktasının üstündeki ve altındaki kolon yüksekliklerinin ortalaması

d_b : kiriş enkesit yüksekliği

t_{bf} : kiriş enkesitinin başlık kalınlığı

M_{uc} : kiriş-kolon birleşiminde, kirişin kolon yüzündeki gerekli eğilme momenti dayanımı

$$V_{up} = 2 \cdot 941.2 \cdot \left(\frac{1}{500 - 16} - \frac{1}{3000} \right) \cdot 10^3 = 3262kN$$

Panel bölgesinin plastik şekildeğiştirme durumunun çerçeve stabilite analizine etkisi göz önüne alındığı varsayılacaktır.

$\alpha P_r \leq 0.75 P_y$ olduğu varsayılacaktır.

P_r : Gerekli eksenel dayanım

P_y : kolon eksenel akma dayanımı $= F_y A_g$

α : 1.0 (YDKT)

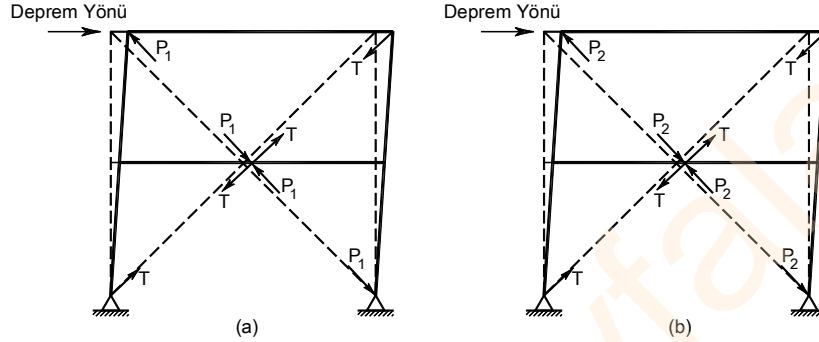
$\phi_v = 1.0$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad \text{ÇYTHYE Denk. 13.29.c}$$

Burkulma anına karşı gelen tipik mekanizma durumunda (Şekil 6-16a) çapraz elemanların plastikleşmesine neden olan olası aksenal çekme dayanımı Denk.(6.25) ve basınç kuvveti dayanımı Denk.(6.26) ile belirlenir.

$$T = R_y F_y A_g \quad (6.25)$$

$$P_1 = 1.14 F_{cre} A_g \quad (6.26)$$



Şekil 6-16 Burkulma Anı ve Burkulma Sonrası Çapraz Eleman Çekme ve Basınç Dayanımları

Çapraz elemanların burkulma sonrasına gelen mekanizma durumunda (Şekil 6-16b) çapraz elemanların plastikleşmesine neden olan olası aksenal çekme dayanımı Denk.(6.25) ve basınç kuvveti dayanımı Denk.(6.27) ile belirlenir.

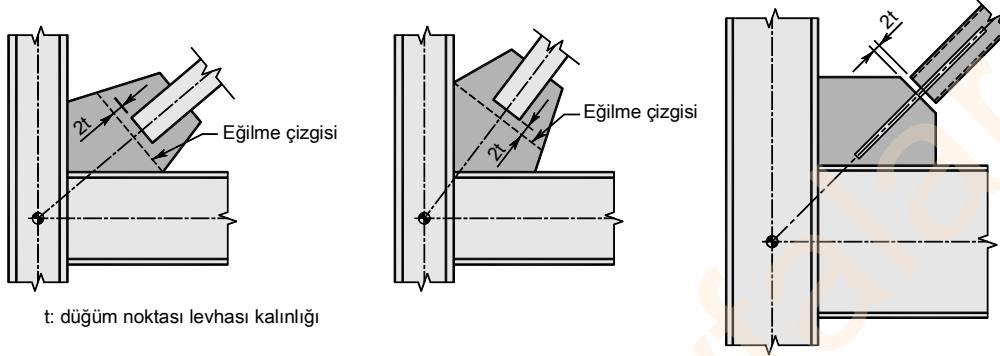
$$P_2 = 0.30(1.14 F_{cre} A_g) \quad (6.27)$$

Denk. (6.25), Denk. (6.26) ve Denk. (6.27) ile belirlenen olası aksenal çekme ve basınç kuvveti dayanımları (YDKT) için aynen, (GKT) için 1.5 ile bölünerek kullanılır. F_{cre} , olası kritik burkulma gerilmesinin hesabında çapraz elemanın kendi boyu esas alınabilir.

Kolon, kiriş ve birleşimlerin aksenal kuvvetleri, yukarıda belirtilen mekanizma durumlarının her biri için denge denklemleri yardımıyla hesaplanır. Kolon, kiriş ve birleşimlerin gerekli dayanımların belirlenmesi, yük birleşimindeki deprem etkileri yerine mekanizma durumlarından denge denklemleriyle elde edilen iç kuvvetlerden en elverişsiz olanları kullanılır. Ancak bu deprem etkileri dayanım fazlalığı katsayısı D ile büyütülen deprem etkilerinden daha büyük alınmamalıdır.

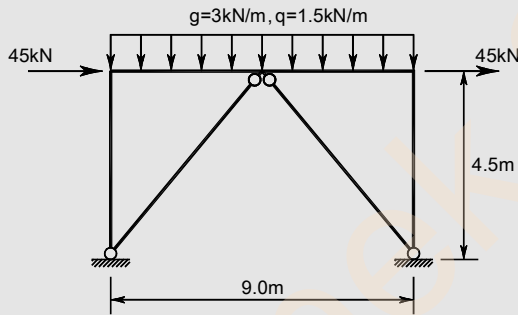
Süneklik düzeyi yüksek merkezi çapraz sistemlerde V veya ters V şeklindeki çapraz düzenleri kullanılması durumunda kirişler birleştirdiği kolonlar arasında sürekli olmalı, üst ve alt başlıkları yanal doğrultuda desteklenmeli, çaprazların bağlandığı noktalarda da yanal doğrultuda desteklenme ayrıca sağlanmalıdır. Bu tür sistemlerde kirişler ve birleşimlerinin gerekli dayanımları, mekanizma durumlarından elde edilen dengelenmemiş kuvvetler ve düşey yükler göz önüne alınarak hesaplanmalıdır.

Uç plastik mafsalların düğüm noktası veya bağlantı levhasında oluşması öngörüldüğünde, çapraz birleşimi yeterli dönme kapasitesine sahip olmalıdır. Yeterli dönme kapasitesi, çapraz eleman uç birleşiminde kullanılacak düğüm noktası levhası veya bağlantı levhasında plastik dönmeye izin verecek yeterli bölgelerin oluşturulmasıyla sağlanır. Bu koşulun sağlanabilmesi için uygulanabilecek detaylar Şekil 6-18’de verilmiştir.



Şekil 6-18 Düğüm noktası levhası ve bağlantı detayları

Örnek 6-3:



Süneklik düzeyi yüksek ters V çapraz düzenine sahip merkezi çapraz sistemin çapraz elemanları için uygun kesiti belirleyiniz. İkinci mertebeye etkileri ve çapraz elemanların kendi ağırlıklarını ihmal ediniz.
 $F_y = 275 \text{ MPa}$, $S_{DS} = 1.0$

Çözüm:

$$\text{Çapraz uzunluğu } L_{\text{çapraz}} = h / \sin \theta = 4.5 / \sin 45^\circ = 6.36 \text{ m}$$

Uçlarda birleşim için 0.5m uzunluk bırakılırsa net çapraz boyu $L_{n,\text{çapraz}} = 6.36 - 2 \cdot 0.5 = 5.36 \text{ m}$ olarak belirlenir.

İki ucu mafsallı çapraz için burkulma katsayısı $K = 1.0$ olarak seçilir.

$$\text{Burkulma boyu } KL = 1.0 \cdot 5.36 = 5.36 \text{ m}$$

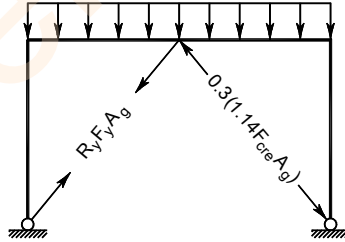
Çapraz eleman için sınır KL / i değeri 200 olarak seçilirse $KL / i = 200$

Gerekli minimum atalet yarıçapı

YDKT	GKT
Gerekli eğilme dayanımı	Gerekli eğilme dayanımı
$1.2G + Q \mp E_d = 1.2G + 0.3 \cdot \frac{2}{3} S_{DS} G + Q + E_d^{(H)}$	$G \mp 0.7 E_d = \left(1 + 0.7 \left(0.3 \frac{2}{3} S_{DS} \right) \right) G + 0.7 E_d^{(H)}$
$M_r = (1.2 + 0.2 S_{DS}) \frac{gL^2}{8} + \frac{qL^2}{8} + P_{düşey} \frac{L}{4}$	$M_r = (1.0 + 0.14 S_{DS}) \frac{gL^2}{8} + 0.7 P_{düşey} \frac{L}{4}$
$M_r = 1.4 \frac{3 \cdot 9^2}{8} + \frac{1.5 \cdot 9^2}{8} + 430.7 \frac{9}{4} = 1026.8 kNm$	$M_r = 1.14 \frac{3 \cdot 9^2}{8} + 0.7 \cdot 430.7 \cdot \frac{9}{4} = 713 kNm$
$M_{cx} = \phi_b M_{nx} = 0.9 \cdot 1401.9 = 1261.7 kNm$	$M_{cx} = \frac{M_{nx}}{\Omega_c} = 839.5 kNm$
Gerekli eksenel kuvvet dayanımı	Gerekli eksenel kuvvet dayanımı
Düşey yüklerden eksenel kuvvet oluşmamaktadır.	Düşey yüklerden eksenel kuvvet oluşmamaktadır.
$P_r = 252.9 kN$	$P_r = 0.7 \cdot 252.9 = 177 kN$
$P_c = \phi_c P_n = 0.9 \cdot 6967 = 6270 kN$	$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c} = 4172 kN$
$P_r / P_c = 0.044 < 0.2$	$P_r / P_c = 0.042 < 0.2$
$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$	$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$
$0.022 + 0.814 = 0.836 \leq 1.0$	$0.021 + 0.85 = 0.873 \leq 1.0$

Kolon Tasarımı:

Merkezi çapraz sistemin kolonları çapraz elemanların olası iç kuvvetleri göz önüne alınarak belirlenmektedir.



$$P_{düşey} = \left(R_y F_y A_g - 0.3 \cdot (1.14 F_{cre} A_g) \right) \sin \theta / 2$$

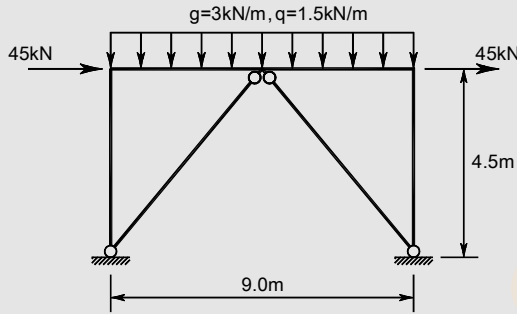
$$P_{düşey} = (662.2 - 0.3 \cdot 176.95) \sin 45^\circ / 2 = 215.35 kN \text{ olarak hesaplanır.}$$

Dayanım fazlalığı katsayısı D ile büyütülmüş deprem etkileri altında çapraz elemanda oluşan iç kuvvetler esas alınarak hesaplanan kolon eksenel kuvveti.

Çapraz birleşimlerinin boyutlandırılmasında gerekli dayanımlar, dayanım fazlalığı katsayısı, D ile büyütülen deprem etkisini içeren yük birleşimleri göz önüne alınarak belirlenir. Ancak, çapraz birleşiminin boyutlandırılmasında esas alınacak eksenel çekme ve basınç kuvvetlerinin, aşağıda tanımlanan eksenel çekme ve basınç kuvveti dayanımlarını aşmayacaktır.

- Çaprazın çekme etkisinde olması durumunda, $R_y F_y A_g / 1.5$ (GKT) veya $R_y F_y A_g$ (YDKT) ile hesaplanan olası çekme kuvveti dayanımı.
- Çaprazın basınç etkisinde olması durumunda, $R_y F_y A_g$ ve $1.14 F_{cre} A_g$ ile belirlenen olası çapraz eksenel basınç kuvveti dayanımlarından küçüğünün (YDKT) için 1.1 veya (GKT) için (1.1/1.5) ile çarpılmasıyla hesaplanan olası çapraz dayanımı.

Örnek 6-4:



Süneklik düzeyi sınırlı ters V çapraz düzenine sahip merkezi çapraz sistemin çapraz elemanları için uygun kesiti belirleyiniz. İkinci mertebeye etkileri ve çapraz elemanların kendi ağırlıklarını ihmal ediniz.
 $F_y = 275 \text{ MPa}$, $S_{DS} = 1.0$

Çözüm:

$$\text{Çapraz uzunluğu } L_{\text{çapraz}} = h / \sin \theta = 4.5 / \sin 45^\circ = 6.36 \text{ m}$$

Uçlarda birleşim için 0.5m uzunluk bırakılırsa net çapraz boyu $L_{n,\text{çapraz}} = 6.36 - 2 \cdot 0.5 = 5.36 \text{ m}$ olarak belirlenir.

İki ucu mafsallı çapraz için burkulma katsayısı $K = 1.0$ olarak seçilir.

$$\text{Burkulma boyu } KL = 1.0 \cdot 5.36 = 5.36 \text{ m}$$

Çapraz eleman için sınır KL / i değeri 100 olarak seçilirse $KL / i = 100$

$$\text{Gerekli minimum atalet yarıçapı } i = KL / 100 = 5.36 / 100 = 0.0536 \text{ m} \quad i_{\min} = 53.6 \text{ mm}$$

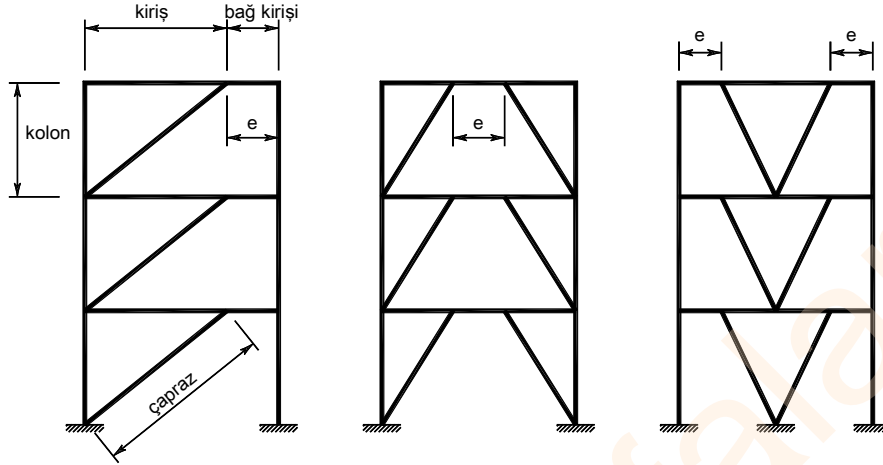
Deprem etkisinden çaprazlarda oluşacak eksenel kuvvet

$$P = F / 2 \cos \theta = 45 / 2 \cos 45^\circ = 63.64 \text{ kN}$$

Sabit ve hareketli yükten dolayı her bir çaprazda oluşan eksenel kuvvet

$$P_G = 0.625 g L / 2 \sin \theta = 0.625 \cdot 3 \cdot 9.45 / 2 \sin 45^\circ = 11.93 \text{ kN}$$

$$P_Q = 0.625 q L / 2 \sin \theta = 0.625 \cdot 1.5 \cdot 9.45 / 2 \sin 45^\circ = 5.97 \text{ kN}$$



Şekil 6-19 Dışmerkez Çelik Çaprazlı Çerçeve Sistemler

Dışmerkez Çelik Çaprazlı sistem kullanımının olumlu yanı yüksek yatay rijitliğe ve yüksek sünekliğe sahip olmasıdır. Olumsuz yanı ise bazı durumlarda kullanım alanını daraltması nedeniyle mimari bakımdan sınırlamalar oluşturmaktadır.

6.10.1. Genel Koşullar

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin kiriş ve kolon ve çapraz elemanlarında, başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranları Tablo 6-3'te verilen λ_{hd} sınır değerini aşmamalıdır.

6.10.2. Bağ Kirişleri

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerde, her çapraz elemanın en az bir ucunda bağ kirişi bulunmalıdır. Bağ kirişlerinin plastik şekildeğiştirmesi sırasında, kolonların, çaprazların ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin elastik bölgede kalması sağlanacak şekilde boyutlandırılırlar. Bu amaçla bağ kirişleri deprem etkisi içeren yük birleşimleri esas alınarak hesaplanan iç kuvvetler (eğilme momenti, eksenel kuvvet ve kesme kuvveti) altında boyutlandırılır.

Bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti dayanımı, V_n / Ω_v (GKT) veya $\phi_v V_n$ (YDKT) gövdede kesme kuvveti etkisinde akma ve kesitin eğilme momenti etkisinde akma sınır durumlarından bulunan en küçük kesme kuvveti dayanımı olarak alınır. Her iki sınır durum için $\Omega_v = 1.67$ (GKT) veya $\phi_v = 0.90$ (YDKT) olarak alınır.

$$V_n = \min(V_p; 2M_p / e) \quad (6.28)$$

6.10.2.1. Bağ Kirişinin Dönme Açısı

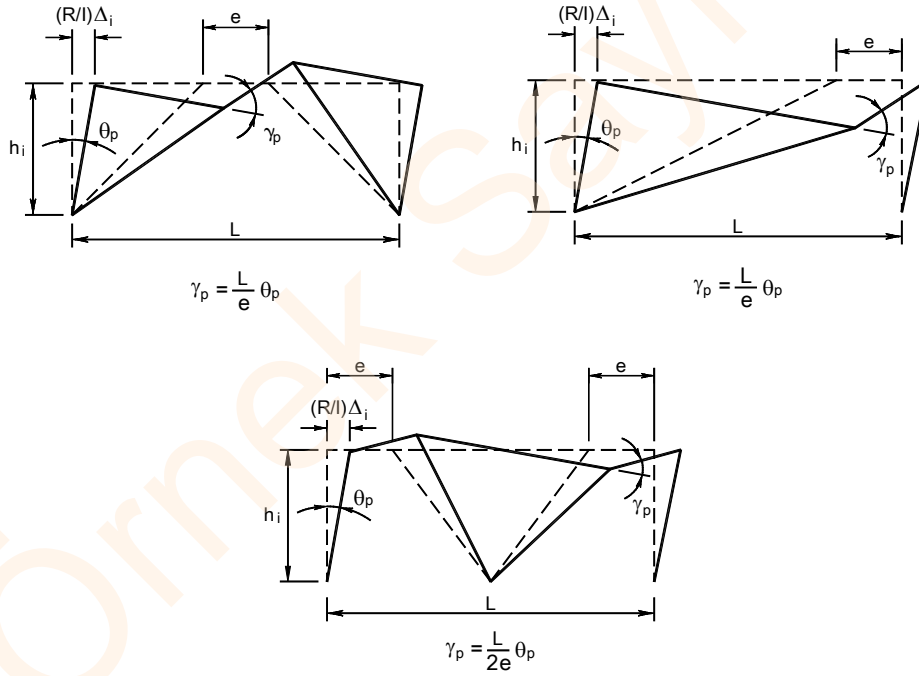
Görelî kat ötelemesi açısı θ_p , doğrusal olmayan davranış sonucunda bağ kirişinin bulunduğu i 'inci katın, görelî kat ötelemesi Δ_i nedeniyle oluşan açıdır ve Denk.(6.31) ile hesaplanmaktadır.

$$\theta_p = \frac{R \Delta_i}{I h_i} \quad (6.31)$$

Görelî kat ötelemesi açısı θ_p 'den dolayı, bağ kirişi ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında oluşan bağ kirişi dönme açısı γ_p aşağıda verilen sınır değerleri aşmamalıdır.

- $e \leq 1.6M_p / V_p$ olması durumunda 0.08 radyan.
- $e \geq 2.6M_p / V_p$ 'ye olması durumunda 0.02 radyan.

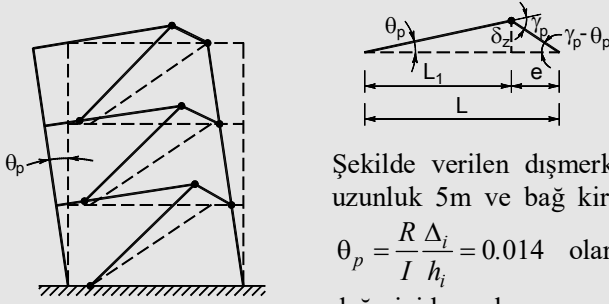
Bağ kirişi uzunluğunun bu iki sınır değer arasında olması durumunda doğrusal interpolasyon yapılır.



Şekil 6-21

Bağ kirişi dönme açısı sistemin yerdeğiştirmesinin rijit plastik mekanizma durumunda olduğu varsayımı ile belirlenmektedir. Şekil 6-21'da farklı dışmerkez çapraz sistemler için karşı gelen mekanizma durumları bağ ve kirişi dönme açısı değerleri gösterilmektedir.

Örnek 6-5



Şekilde verilen dışmerkez çelik çaprazlı sistemde kat yüksekliği 3.5m, uzunluk 5m ve bağ kirişi uzunluğu 1.2m'dir. Göreli kat ötelemesi açısı

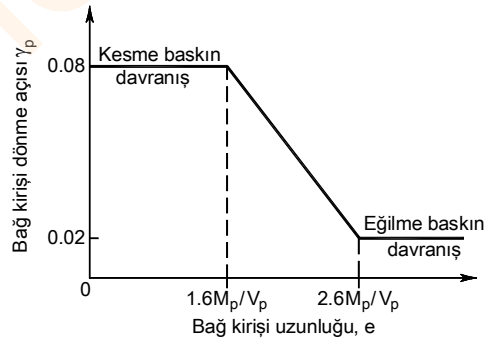
$\theta_p = \frac{R \Delta_i}{I h_i} = 0.014$ olarak hesaplandığını varsayarak bağ kirişi dönme değerini hesaplayınız.

Çözüm:

Bağ kirişi dönmesi yatay yerdeğiştirmeden dolayı oluşan düşey yerdeğiştirmeden hesaplanabilmektedir. Şekilde sol kolon ile kiriş arasındaki açının şekildeğiştirme sonrasında da 90° olarak kaldığı kabul edilecektir. Sol kolonun θ_p kadar dönmesi kirişin sol ucunun da θ_p kadar dönmesine neden olacaktır. Bu durumda bağ kirişinin ucu δ_z kadar düşey yerdeğiştirme yapacaktır. Uygunluk koşulu gereği bağ kirişi sağ ucuna göre aynı δ_z düşey yerdeğiştirmesini yapmalıdır. Bağ kirişi dışındaki kiriş uzunluğu L_1 , bağ kirişi uzunluğu e , bağ kirişi dönme açısı γ_p simgeleri ile gösterilir ve açılardan küçük olacağı varsayımı yapılırsa $\delta_z = \theta_p L_1 = (\gamma_p - \theta_p) e$ eşitliği elde edilir.

$$\gamma_p e = \theta_p (L_1 + e) = \theta_p L \rightarrow \gamma_p = \frac{L \theta_p}{e} = \frac{5 \cdot 0.014}{1.2} = 0.0583 \text{ rad} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bağ kirişinde kesmeden dolayı akma davranışının oluşmasını daha güvenilir şekilde sağlamak için bağ kirişinin boyunun $e \leq 1.6 M_p / V_p$ koşulunu sağlaması uygun olmaktadır.



Şekil 6-22

Dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemlerin bağ kirişleri geniş başlıklı I profili veya yapma I enkesitli olmalı ve gövde düzlemi içinde takviye levhaları bulunmamalıdır. Ayrıca yanal doğrultuda desteklenmelidir.

$$\frac{P_y}{P_c} < 0.15$$

$$V_n = V_y = V_p = 0.6F_y A_w = 0.6 \cdot 355 \cdot 3937 \cdot 10^{-3} = 838.7kN$$

$$M_n = F_y W_p = 355 \cdot 2683000 \cdot 10^{-6} = 952.5kNm$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} = \frac{1.6 \cdot 952.5}{838.7} = 1.82m$$

$e = 1.25m < 1.82m$ Bağ kirişi kesme kuvveti ile akmaya ulaşacaktır.

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \text{ durumunda bağ kirişi dönmesi sınır değeri } \gamma_p = 0.08rad \text{ dır.}$$

Söz konusu sistemde $\gamma_p = 0.04rad < 0.08rad$

Bağ kirişi için $K = 1$ ve $KL = 1 \cdot 1.25 = 1.25m$

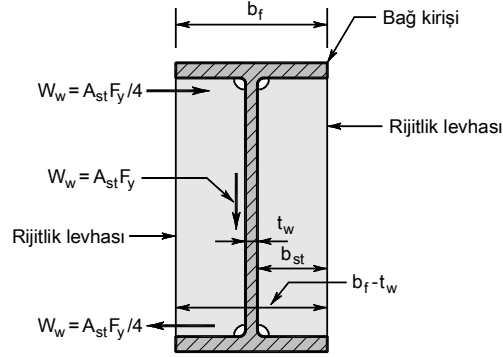
HE360B için $F_y = 355MPa$, $KL = 1 \cdot 1.25 = 1.25m$

Bağ kirişinin basınç kuvveti dayanımı

YDKT	GKT
Tasarım basınç kuvveti dayanımı $P_c = \phi_c P_n = 0.9 \cdot 6293 = 5663kN$ $P_u = 62kN < 5663kN$	Güvenli basınç kuvveti dayanımı $\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{6293}{1.67} = 3768kN$ $P_a = 34.2kN < 3768kN$

Bağ kirişinin kesme kuvveti dayanımı

YDKT	GKT
Karakteristik kesme kuvveti dayanımı $V_n = 838.7kN$ I enkesitli hadde profillerin gövdelerinde $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ise $\phi_v = 1.0$ Tasarım kesme kuvveti dayanımı $\phi_v V_n = 1.0 \cdot 838.7 = 838.7kN$ $V_u = 410.5kN < 838.7kN$	Karakteristik kesme kuvveti dayanımı $V_n = 838.7kN$ I enkesitli hadde profillerin gövdelerinde $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ise $\Omega_v = 1.50$ Güvenli kesme kuvveti dayanımı $\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{838.7}{1.5} = 559.1kN$ $V_a = 285.7kN < 559.1kN$



Gövde ile rijitlik levhası arasındaki kaynak, rijitlik levhasının dayanımına ulaşmasını sağlayacak kuvvetleri karşılayabilmelidir.

$$\text{Rijitlik levhası alanı } A_{st} = b_{st} t_{st} \quad A_{st} = 10 \cdot 145 = 1450 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 275 \text{ MPa}$$

YDKT	GKT
$P_w = A_{st} F_y$	$P_w = A_{st} F_y / 1.5$
$P_w = 1450 \cdot 275 \cdot 10^{-3} = 399 \text{ kN}$	$P_w = 1450 \cdot 275 \cdot 10^{-3} / 1.5 = 266 \text{ kN}$

Rijitlik levhası ile kiriş başlığı arasındaki kaynak, rijitlik levhasının başlıkta yerel burkulmayı önleyecek rijitliği sağlayacak kuvvetleri karşılayabilmelidir.

YDKT	GKT
$P_w = A_{st} F_y / 4$	$P_w = (A_{st} F_y / 4) / 1.5$
$P_w = 1450 \cdot 275 \cdot 10^{-3} / 4 = 99.7 \text{ kN}$	$P_w = (1450 \cdot 275 \cdot 10^{-3} / 4) / 1.5 = 66.5 \text{ kN}$

Bağ kirişi dışındaki elemanların tasarımı:

Kat kirişinin bağ kirişi dışındaki bölümünün gerekli dayanımı, tasarımda kullanılan yük birleşimlerindeki deprem etkilerinin bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemeye $1.25R_y$ ile büyütülerek belirlenir.

Sistemin düşey yükler ve deprem etkileri altındaki çözümünden bağ kirişi dışındaki bölüm için aşağıdaki iç kuvvetler elde edilmiştir.

$$P_G = 0.5 \text{ kN} \quad V_G = 25 \text{ kN} \quad M_G = 18 \text{ kNm}$$

$$P_Q = 0.3 \text{ kN} \quad V_Q = 15 \text{ kN} \quad M_Q = 10.8 \text{ kNm}$$

$$P_E = 450 \text{ kN} \quad V_E = 27 \text{ kN} \quad M_E = 130 \text{ kNm}$$

Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemeye, yüklemeye birleşimlerindeki deprem etkilerinin V_n / V_E tasarım büyütme katsayısı ile artırılması ile elde edilmektedir.

Kolon için gerekli dayanımlar

YDKT	GKT
$1.2G + Q \mp E_d = 1.2G + 0.3 \cdot \frac{2}{3} S_{DS} G + Q + E_d^{(H)}$	$G \mp 0.7E_d = \left(1 + 0.7 \left(0.3 \frac{2}{3} S_{DS}\right)\right) G + 0.7E_d^{(H)}$
$P_u = 1.4 \cdot 138 + 94 + 2306.4 = 2593.6kN$	$P_a = 1.14 \cdot 138 + 0.7 \cdot 2306.4 = 1771.5kN$

$$KL = 1 \cdot (4.5 - 0.3) = 4.2m \quad F_y = 355MPa$$

$$\frac{KL}{i} = 55.8 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 112$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = 634MPa$$

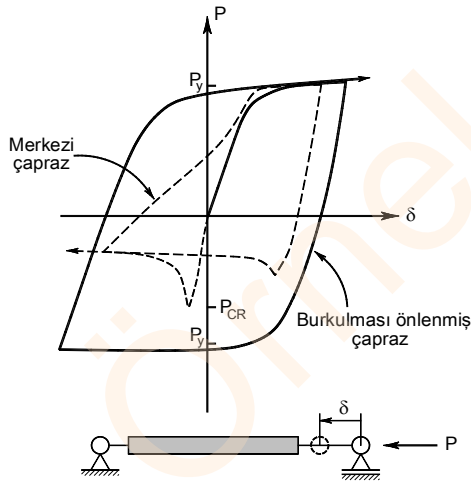
$$F_{cr} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right) F_y = 280.8MPa$$

$$A_g = 17100mm^2$$

$$P_n = 4802kN$$

YDKT	GKT
$P_u = 2499.6kN$	$P_a = 1771.5kN$
$\phi_c P_n = 0.9 \cdot 4802 = 4321kN > 2593.6kN$	$P_n / \Omega_c = 4802 / 1.67 = 2875kN > 1771.5kN$
Kesit uygundur.	Kesit uygundur.

6.12. Burkulması Önlenmiş Çaprazlı Çelik Çerçeveseler

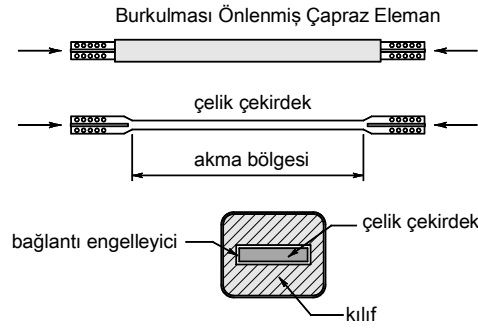


Şekil 6-27 Merkezi çapraz ve burkulması önlenmiş çapraz sistemlerin davranışları

Merkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemlerde çaprazların, çekme ve basınç kuvveti etkisinde simetrik olmayan çevrimsel davranış göstermeleri ve basınç etkisinde burkulma nedeniyle güç tükenmesine ulaşmaları sistemin sünekliğini olumsuz yönde etkilemektedir. Bu olumsuzluğu gidermek üzere çevrimsel etkiler altında simetrik davranış gösterebilen burkulması önlenmiş çapraz sistemler geliştirilmiştir. İki sistemin çevrimsel yük etkisindeki yük-yerdeğiştirme grafiği Şekil 6-27'de gösterilmektedir.

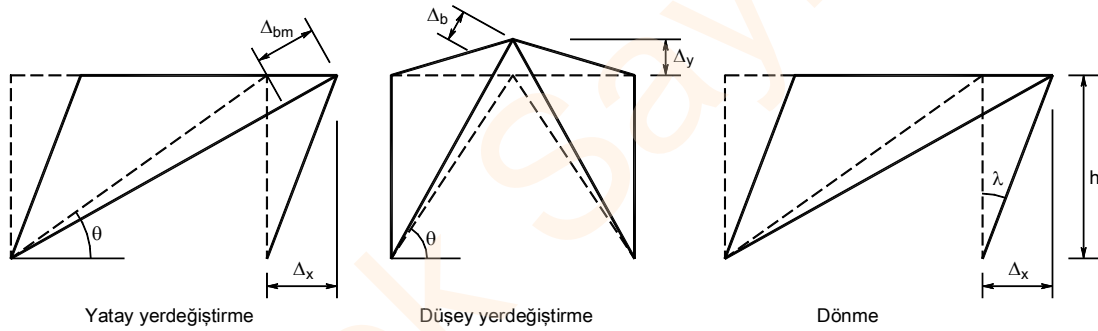
Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeveseler, özel olarak üretilen burkulması önlenmiş çapraz elemanların kirişlere veya kiriş-kolon birleşim bölgelerine merkezi olarak bağlanmasıyla oluşturulmaktadır. Tipik örnekleri Şekil 6-28'de gösterilmektedir. Çekme ve basınç etkisinde çapraz elemanların davranışı birbirine yakın olduğundan burkulması önlenmiş çaprazlı sistemlerde tek çapraz eleman kullanımına izin verilmektedir.

Bu sistemler, plastik şekildeğiştirmelerin çekme ve basınç etkileri altında çapraz elemanlarda oluşması sağlanacak şekilde boyutlandırılırlar.



Şekil 6-30 Burkulması Önlenmiş Çapraz Eleman

Burkulması önlenmiş çaprazlar, en az %2 görelî kat ötelemesine ve tasarım görelî kat ötelemesinin iki katına karşı gelen şekildeğiştirme durumlarının büyüğü esas alınarak boyutlandırılır. Elemanın şekildeğiştirme miktarının belirlenmesinde, çaprazlı çerçevelerde düşey yük etkileri nedeniyle oluşan yerdeğiştirme durumu da dikkate alınmalıdır, Şekil 6-31.



Şekil 6-31 Çapraz Eleman Yerdeğiştirmeleri

Bu sistemlerin kolon, kiriş ve birleşimleri, çapraz elemanların taşıma kapasitelerine bağlı olarak, kapasite tasarım ilkelerine uygun olarak boyutlandırılır. Kolon, kiriş ve birleşimlerin hesabında akma durumu ile uyumlu iç kuvvetlerin hesabı için, çapraz elemanların iç kuvvetleri Denk.(6.33) ve Denk. (6.34) ile belirlenir.

$$T = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (6.33)$$

$$P = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (6.34)$$

Burada ω pekleşme etkisi düzeltme katsayısı, β basınç dayanımı düzeltme katsayısı ve $P_{y_{sc}}$ çelik çekirdeğin aksenal akma dayanımını göstermektedir.

6.12.1. Çaprazlar

Çelik çekirdek, çapraz elemana etkileyen aksenal kuvvetin tamamını karşılayacak şekilde boyutlandırılır. Çapraz elemanın aksenal dayanımı Denk. (6.35) ile hesaplanır.

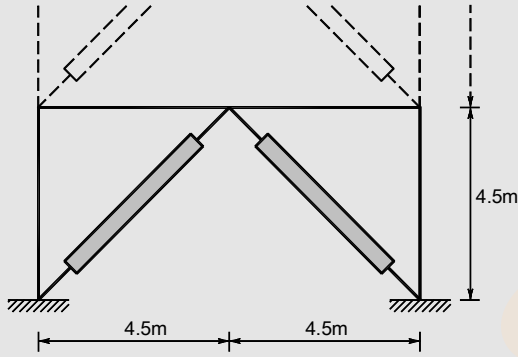
$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (6.35)$$

Burada A_{sc} çelik çekirdeğin akma şekildeğiştirme gösteren enkesit alanını göstermektedir.

Tasarım aksel kuvvet dayanımı $\phi P_{y_{sc}}$ (YDKT) veya güvenli aksel kuvvet dayanımı $P_{y_{sc}} / \Omega$ (GKT) $\phi = 0.90$ (YDKT), $\Omega = 1.67$ (GKT) alınarak hesaplanır.

Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçevelerde K şeklinde çapraz düzenine izin verilmemektedir. V ve ters V şeklindeki çapraz sistemlerinde, kirişler kolonlar arasında sürekli olmalı ve yanal doğrultuda mesnetlenmelidir.

Örnek 6-7



Yandaki şekilde çok katlı burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeve bir sistemin en alt katı gösterilmektedir. Çapraz elemana etkiyen iç kuvvetler

$$P_G = 90kN \quad P_Q = 45kN \quad P_E = 900kN$$

olarak hesaplanmıştır.

Çapraz elemanların çelik çekirdeğinin gerekli alanını belirleyiniz.

Kat yatay yerdeğiştirme/kat yüksekliği=0.01

Kiriş düşey yerdeğiştirme/Kiriş uzunluğu=1/500

olarak hesaplanmıştır. $F_{y_{sc}} = 275MPa$, $S_{DS} = 1.0$

$$\beta = 1.15, \quad \omega = 1.35$$

Çözüm:

$$1.2G + Q \mp E_d \quad P_u = 1.4 \cdot 90 + 45 + 900 = 1071kN$$

$$P_{y_{sc}} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{1071}{0.90} = 1190kN$$

Çelik çekirdeğin enkesit alanı:

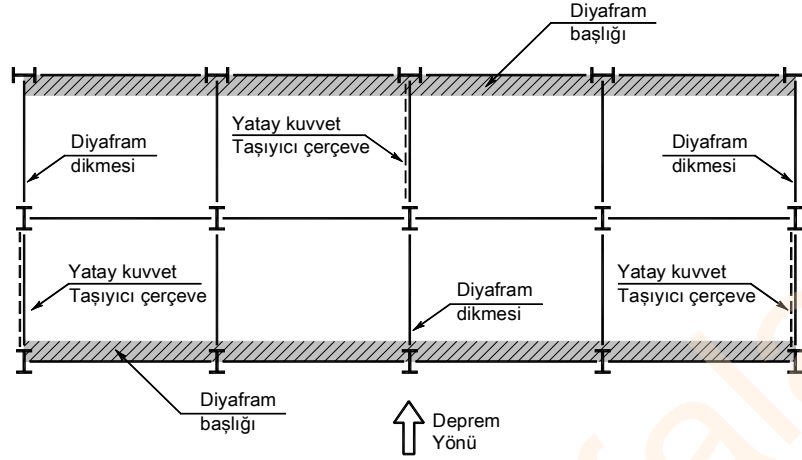
$$A_{sc} = \frac{P_{y_{sc}}}{F_{y_{sc}}} = \frac{1190000}{275} = 4327mm^2$$

$$\text{İzin verilen en küçük aksel kuvvet dayanımı} \quad P_{y_{min}} = 0.5P_{y_{sc}} = 0.5 \cdot 1190 = 595kN$$

$$\text{İzin verilen en büyük aksel kuvvet dayanımı} \quad P_{y_{maks}} = 1.5P_{y_{sc}} = 1.5 \cdot 1190 = 1785kN$$

Kat yatay yerdeğiştirmesinin iki katının çaprazda oluşturacağı yerdeğiştirme

$$2\Delta_{\text{çapraz},1} = 2\Delta_x \cos \theta = 2 \cdot 0.01 \cdot h \cos \theta = 2 \cdot 0.01 \cdot 4500 \cos 45^\circ = 63.6mm$$



Şekil 6-32 Diyafram başlığı ve dikme (yük aktarma) elemanları

Diyafram dikmeleri ve birleşimleri, deprem kuvveti taşıyıcı sistemin dışındaki yapı bölümlerine etkiyen atalet kuvvetlerinin deprem kuvveti taşıyıcı sistemin elemanlarına güvenle aktarılmasını sağlayacak şekilde boyutlandırılırlar ve boyutlandırmada dayanım fazlalığı katsayısı D ile büyütülen deprem etkilerini içeren yük birleşimleri esas alınır.

KAYNAKLAR

- [1] <https://earthquake.usgs.gov/learn/topics/mag-intensity/>
- [2] ATC/SEAOC Joint Venture, Built to Resist Earthquakes Briefing Papers
- [3] SAP2000, CSI Inc., Berkeley, USA, 2010.
- [4] Yapı Dinamiği , Z. Celep, İstanbul, 2014.
- [5] Betonarme Yüksek Binalar, K. Özden, N. Kumbasar, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul 1993.
- [6] U. Ersoy, G. Özcebe; “Sarılmış Betonarme Kesitlerde Moment-Eğrilik İlişkisi Analitik Bir İrdeleme”, İMO Teknik Dergi, 1799-1827, 1998.
- [7] Betonarme Çokkatlı Yapılar, Z. Hasgür, A. N. Gündüz, Beta Basım Yayım, İstanbul, 1996.
- [8] Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, T.C. Başbakanlık AFAD, 2018.
- [9] Deprem Mühendisliği, A. Mertol, H. C. Mertol, Kozaan Ofset, Ankara, 2002.
- [10] Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T. Paulay , M. J. N. Priestley ,Wiley-Interscience; 1992
- [11] Displacement Based Seismic Design of Structures M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, IUSS Press, 2007.
- [12] Fundamental Concepts of Earthquake Engineering, R. Villaverde CRC Press; 2009.
- [13] Design of Concrete Structures, A. Nilson, D. Darwin, C. Dolan, McGraw-Hill, 2009.
- [14] Earthquake Resistant Concrete Structures, A. Kappos, G.G. Penelis, Spon Press;1996.
- [15] Richart, F.E., Brandtzaeg, A., and Brown, R.L., The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression, Engineering Experimental Station Bulletin no. 190, University of Illinois, 1929, 74pp.
- [16] Earthquake Engineering: Application to Design, C. K. Erdey, Wiley, 2007.
- [17] Wind and Earthquake Resistant Buildings: Structural Analysis and Design, B. S. Taranath, CRC Press, 2004.
- [18] Structural Dynamics: Theory and Computation, M. Paz , W. Leigh, Springer; 5th ed., 2003.
- [19] International Handbook Of Earthquake Engineering: Codes, programs, and examples, Mario Paz Springer; 1995.
- [20] Depremde Çökmeyen Bina Nedir? Nasıl Projelendirilir, Ergin Atımtay, Ankara, 2009.
- [21] Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Z. Celep, Beta Yayın Dağıtım A.Ş., 2008.
- [22] Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Z. Celep, N. Kumbasar, İstanbul 2004.
- [23] Açıklamalar ve Örneklerle Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, E. Atımtay, Ankara, 2000.
- [24] Çerçevesiz ve Perdeli Betonarme Sistemlerinin Tasarımı Temel Kavramlar ve Hesap Yöntemleri, Ergin Atımtay.
- [25] Seismic and Wind Design of Concrete Buildings, S.K. Ghosh, Q. Shen, ICC, 2008.
- [26] Seismic Design using Structural Dynamics, S.K. Ghosh, J. Kim, F.H. Shad, ICC, 2009.
- [27] The Seismic Design Handbook, Farzad Naeim (Editor), Springer, 2001.
- [28] Binalar İçin Deprem Mühendisliği Temel İlkeler, E. Canbay, U. Ersoy, G. Özcebe, H. Sucuoğlu, S. T. Wasti, ODTÜ Geliştirme Vakfı Yayıncılık, 2008.
- [29] Concrete Structures in Earthquake Regions E. Booth, Longman Scientific & Technical, 1994.
- [30] The Philosophy and Application of Capacity Design, Thomas Paulay ,Scientia Iranica, Vol. 2, No. 2, 1995.
- [31] Dynamics of Structures, A. K. Chopra, Prentice Hall, 2006
- [32] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Açıklamalar ve Örnekler Kitabı, M. N. Aydınoglu, Z. Celep, E. Özer, H. Sucuoğlu, 2009.
- [33] Seismic Detailing of Concrete Buildings, D. Fanella, PCA, 2007.

- [34] Priestley M.J.N., Verme R., Xiao Y. “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No.8, August 1994, 2310-2329.
- [35] Earthquake Resistant Design of Structures, P. Agarwal, M. Shrikhande, PHI Learning ,2011.
- [36] Yapı Elemanı Olarak Yerinde Dökme Betonarme Kazıklar, Z. Celep, TMMOB İMO İstanbul Şubesi Yapı Tasarım Kursları, 2007.
- [37] TS500: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, TSE, Ankara, 2000.
- [38] Zemin Mekaniği, K. Özaydın, Birsen Yayınevi, 2011.
- [39] Baker, J. W., (2011), “Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection”, Journal of Structural Engineering, 137 (3), 322-331.
- [40] Deprem Etkisi Altında Betonarme Binaların Tasarımı, Z. Celep, 2018, İMO İstanbul Seminer Notları
- [41] Deprem Etkisi Altında Çelik Binaların Tasarımı , E. Özer, 2018, İMO İstanbul Seminer Notları
- [42] Steel Structures Design for Lateral and Vertical Forces, Alan Williams, 2016, McGraw-Hill Education
- [43] Seismic and Wind Forces: Structural Design Examples, 3rd Ed., Alan Williams, 2007, International Code Council
- [44] Concrete Structures in Earthquake Regions E. Booth, Longman Scientific & Technical,1994.
- [45] Seismic Principles, Paul W. Richards, Createspace Publishing, 2017.
- [46] Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği Eğitim El Kitabı , Açıklamalar ve Uygulama Örnekleri, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası 2018.

Sönümsüz sistem	22
Spiral donatı	286, 293
Süneklik	138, 160

Ş

Şekildeğiştirme.....	271
Şiddet	5

T

Tarafsız eksen.....	162
Tasarım Eğilme Momentleri.....	306
Taşıyıcı sistem.....	119
Taşıyıcı Sistem	139
Temel	353
Temel Bağ Kirişi	357

Titreşim	
Geçici	45
Kararlı.....	45
Toplayıcı.....	341
TS500.....	161

Y

Yapı.....	1
Ağırlık	18
Periyot	197
Yatak katsayısı	360
YDKT.....	363

Z

Zorlanmış Titreşim.....	42
-------------------------	----

Örnek Sayfaları