

**T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**YAPILARIN STATİK VE DİNAMİK YÜKLER ETKİSİNDEKİ DOĞRUSAL
OLMAYAN DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Burak YÖN

(07115202)

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Mekanik

Danışman: Prof. Dr. Yusuf CALAYIR

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 02.01.2014

ŞUBAT-2014

**YAPILARIN STATİK VE DİNAMİK YÜKLER ETKİSİNDEKİ DOĞRUSAL
OLMAYAN DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**

İnş. Yük. Müh. Burak YÖN

**Doktora Tezi
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Prof. Dr. Yusuf CALAYIR
ŞUBAT-2014**

**T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**YAPILARIN STATİK VE DİNAMİK YÜKLER ETKİSİNDEKİ DOĞRUSAL
OLMAYAN DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Burak YÖN

(07115202)

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 02.01.2014
Tezin Savunulduğu Tarih : 13.02.2014**

Tez Danışmanı	: Prof. Dr. Yusuf CALAYIR
Jüri Başkanı	: Prof.Dr. Rüstem GÜL
Jüri Üyesi	: Prof.Dr. Hasan ALLİ
Jüri Üyesi	: Prof.Dr. Zülfü Çınar ULUCAN
Jüri Üyesi	: Yrd.Doç.Dr.Erkut SAYIN

ŞUBAT-2014

ÖNSÖZ

Eğitim hayatım boyunca, her zaman yanımda olan ve beni destekleyen sevgili aileme, bana kazandırdıkları tüm değerler için minnettarlığımı dile getirmek isterim.

Doktora öğrenimim sürecinde, engin bilgi ve deneyimleri ile bana yol gösteren, özellikle tez çalışmam esnasında karşılaştığım güçlüklerde kıymetli zamanını benimle paylaşan değerli danışman hocam Sayın Prof. Dr. Yusuf CALAYIR'a, Prof. Ali Sayıl ERDOĞAN'a, Yrd.Doç.Dr. Erkut SAYIN'a, Yrd.Doç.Dr. Muhammet KARATON'a ve meslektaşım Arş.Gör. Mesut GÖR'e teşekkürü bir borç bilir, saygılarımı sunarım.

Burak YÖN
ELAZIĞ-2014

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ.....	I
İÇİNDEKİLER.....	II
ÖZET.....	IV
SUMMARY.....	VI
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	VIII
TABLolar LİSTESİ.....	XIV
SEMBOLLER LİSTESİ.....	XV
KISALTMALAR.....	XVII
1. GİRİŞ.....	1
1.1. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı.....	4
2. DAHA ÖNCE YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR.....	5
3. YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI.....	12
3.1. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışının Nedenleri.....	13
3.1.1. Geometri Değişiminin Doğrusal Olmaması.....	16
3.1.2. Malzeme Davranışının Doğrusal Olmaması.....	17
3.1.3. Yapı Malzemelerinin Gerilme-Şekildeğiştirme Bağlılıları.....	18
3.1.3.1. Yapı Çeliği.....	18
3.1.3.2. Beton.....	20
3.1.4. İdealleştirilmiş Malzeme Modelleri.....	23
3.1.4.1. İdeal Elasto-Plastik Malzemeden Yapılmış Çubuklar.....	25
3.1.4.1.1. İdeal Elasto-Plastik Malzemenin Akma Davranışı.....	26
3.1.5. Betonarme Çubuk Elemanların Davranışı.....	27
3.1.5.1. Varsayımlar ve Esaslar.....	27
3.1.5.2. Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar.....	28
3.1.5.2.1. Eğilme Momenti – Birim Dönme ($M - \phi$) Bağlılısı.....	28
3.1.5.2.2. Karşılıklı Etki Diyagramı ve Etki Yüzeyi.....	29
4. YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZLERİNDE KULLANILAN PLASTİK MAFSAL MODELLERİ.....	31
4.1. Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Belirli Kesitlerde Toplandığının Varsayılması Hali.....	31
4.1.1. Toplanmış Plastik Mafsallı Hipotezinin Esasları.....	35
4.2. Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Kesit Üzerinde Yayılı Olması Hali.....	37
4.2.1. Yayılı Plastik Mafsallı Elemanın Teorisi.....	38
5. NÜMERİK ÇALIŞMALAR.....	43
5.1. Sayısal Çalışmalarda Dikkate Alınan Kabuller ve Performans Kriterleri.....	44
5.1.1. Beton ve Donatı İçin Kullanılan Malzeme Davranış Modelleri.....	44
5.2. Sayısal Çalışma 1: Toplanmış Plastik Mafsallı ve Yayılı Plastik Mafsallı Modellerinin Farklı Yanal Yüklere Göre Doğrusal Olmayan İtme Analizlerinin Karşılaştırılması.....	47
5.3. Sayısal Çalışma 2: Zemin Sınıfı Dikkate Alınarak Betonarme Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik ve Statik Analizlerinin Yayılı Plastik Mafsallı Modeline Göre Değerlendirilmesi.....	53

5.4.	Sayısal Çalışma 3: Statik İtme Analizi Yöntemini Kullanarak Sargı Donatısı ve Beton Basınç Dayanımına Göre Betonarme Yapıların Doğrusal Olmayan Davranışlarının Yayılı Plastik Mafsallarıyla Değerlendirilmesi.....	68
5.5.	Sayısal Çalışma 4: Betonarme Bir Yapının Türk Deprem Yönetmeliği ve Eurocode-8 Yönetmeliklerinde Tanımlanan Tasarım Spektrumlarına Göre Yayılı Plastik Mafsallarıyla Kullanarak Değerlendirilmesi.....	90
6.	SONUÇLAR.....	101
	KAYNAKLAR.....	103
	ÖZGEÇMİŞ.....	107

ÖZET

Mevcut deprem yönetmeliklerinde yer alan lineer statik yöntemler, uygulama mühendislerince binaların analiz ve tasarım amaçları için sıkça kullanılmaktadır. Bununla birlikte, deprem yükü azaltma katsayısı kullanılarak azaltılmış bir deprem yüküne göre tasarlanmış binaların, tasarım depremine maruz kaldıklarında elastik ötesi bir davranış göstermeleri beklenmektedir.

Şiddetli bir deprem altında göçmeyi önlemek için bir binanın yeterli dayanım ve süneklığe sahip olması istenir. Mevcut deprem yönetmeliklerine göre tasarlanmış bir binanın güvenliği elastik olmayan uygun bir analiz yöntemiyle de belirlenebilir. Binaların doğrusal olmayan modellemesi yapılırken, genellikle toplanmış ve yayılı plastik mafsallı modelleri kullanılmaktadır.

Bu tez çalışmasında betonarme yapıların statik ve dinamik yükler altındaki davranışı yayılı plastik mafsallı modeli (fiber eleman modeli) kullanılarak incelenmiştir.

Tez çalışmasının birinci bölümünde betonarme malzemenin özellikleri, binaların deprem davranışını etkileyen parametreler, çalışmasının amacı ve kapsamı ifade edilmiştir.

Çalışmanın ikinci bölümünde yayılı ve toplanmış plastik mafsallı modellerini kullanarak yapılan çalışmalar sunulmuştur.

Çalışmanın üçüncü bölümünde yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışları ve nedenleri hakkında bilgi verilmiştir.

Tez çalışmasının dördüncü bölümünde yayılı plastik mafsallı ve toplanmış plastik mafsallı modelinin teorik kısmı ile ilgili bilgi verilmiştir.

Çalışmanın beşinci kısmında yayılı ve toplanmış plastik mafsallı modellerini kullanarak sayısal uygulamalar yapılmıştır. Bunun için birbirinden farklı, betonarme yapılar tasarlanarak doğrusal olmayan dinamik ve statik itme analizleri yapılmıştır. Dinamik analizler için seçilen ivme kayıtları kullanılmıştır.

Tez çalışmasının birinci nümerik uygulamasında, toplanmış plastik mafsallı ve yayılı plastik mafsallı modelleri kullanılarak çerçeveli bir sistemin statik itme analizleri farklı yanal yük şekilleri için yapılmış ve bu mafsallı modelleri için bir karşılaştırma yapılmıştır.

İkinci sayısal çalışmada ise, seçilen bir çerçeve sisteminde yayılı plastik mafsallı modeli kullanılarak zemin sınıfı etkisinin oluşturduğu hasarlar incelenmiştir.

Bunun için Türk Deprem Yönetmeliği'nde (DBYBHY–2007) zemin sınıfları için tanımlanan tasarım spektrumlarına göre seçilen deprem kayıtları ölçeklendirilmiş ve doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılmıştır. Analizler sonucunda seçilen yapı modelinde oluşan hasarlar belirlenmiştir. Ayrıca bu yapı modelinin statik itme analizi yapılarak, doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

Üçüncü sayısal uygulamada, betonarme yapı sistemlerinin artan yanal statik yükler altındaki davranışı yönetmeliğe uygun sargı donatısının bulunup bulunmaması ve farklı beton basınç dayanımları dikkate alınarak yayılı plastik mafsallı model ile incelenmiştir. Bunun için 11 katlı, 4 açıklıklı sırasıyla C20, C25, C30 ve C35 beton dayanımlarına sahip betonarme yapı sistemleri tanımlanmıştır. Seçilen bu yapı sistemlerinin kolon ve kirişlerindeki sıkılaştırmalar DBYBHY–2007'ye uygun ve uygun olmayan şekilde dikkate alınarak karşılaştırmalar yapılmıştır.

Dördüncü sayısal çalışmada ise, Türk Deprem Yönetmeliği ve Eurocode–8 yönetmeliğinde tanımlanan tasarım spektrumları kullanılarak bir karşılaştırma yapılmıştır. Bunun için her iki yönetmelikte tanımlanan tepki spektrumlarına göre seçilen deprem kayıtları ölçeklendirilmiş ve yayılı plastik mafsallı model kullanılarak doğrusal olmayan dinamik analizler yapılmıştır. Yapısal hasarlar, elde edilen sonuçlara göre değerlendirilmiştir.

Bu tez çalışmasıyla, betonarme yapıların doğrusal olmayan statik ve dinamik analizlerinde yayılı plastik mafsallı modelinin uygulanabilirliği gösterilmeye çalışılmış ve gelecek çalışmalara kaynak olması hedeflenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Betonarme Yapılar, Doğrusal Olmayan Analiz, Yayılı Plastik Mafsallı, Fiber Eleman, Toplanmış Plastik Mafsallı

SUMMARY

Investigation of Nonlinear Behaviour of Structures under Static and Dynamic Loads

Linear static methods existed in the current seismic codes are used by civil engineers for analyses and design of buildings. However, it is expected that, buildings designed according to earthquake load which decreased using earthquake load reduction coefficient, show post elastic behaviour.

To provide collapse of a building during a destructive earthquake, it is desired that the building has adequate strength and ductility. Earthquake safety of a building which designed current seismic code could be determined by appropriate nonlinear analysis methods. Generally lumped and distributed plastic hinge models are used while nonlinear modelling of a building.

In this thesis, behaviour of reinforced concrete buildings under static and dynamic loads is investigated by using distributed plastic hinge model (fiber element model).

In the first chapter of the thesis; properties of reinforced concrete material, parameters which effect to earthquake behaviour of the buildings, object of the study and scope are expressed.

In the second chapter of the thesis, the studies including distributed and lumped plastic hinge models in the literature are presented.

In the third chapter of the study, it is informed that about nonlinear behaviour of structural systems and causes of them.

In the fourth chapter of the study, numerical applications are performed by using distributed and lumped plastic hinge models. Therefore, various reinforced concrete structures are designed and nonlinear dynamic and static pushover analyses are performed. Selected earthquake acceleration records are used for dynamic analyses.

In first numerical study of this thesis, static pushover analyses of a reinforced concrete frame are performed according to various lateral load shape by using lumped plastic hinge and distributed plastic hinge and results are compared for these hinge models.

For second numerical study, damages which occurred by soil effect, for selected plane system are investigated by using distributed plastic hinge model. For this, selected earthquake acceleration records are scaled according to design spectrum which defined for local soil classes in Turkish Seismic Code and nonlinear dynamic analyses are performed. Damages occurred in the selected structure model are evaluated after analyses.

Also, static pushover analysis of the structure model is performed and compared with results of nonlinear dynamic analysis.

In third numerical application, behaviour of reinforced concrete structure systems which subjected to increasing lateral static loads by considering whether or appropriate confined reinforcement and various concrete compressive strength is investigated by using distributed plastic hinge model. For this, reinforced concrete structure systems are designed which have 11 stories and 4 spans and C20, C25, C30 ve C35 concrete strength respectively. Confinement reinforcement spacing of columns and beams of selected structural systems is designed as appropriate and inappropriate to Turkish Seismic Code and after the analyses obtained results are compared.

In fourth numerical study, a comparison is made by using design spectrums of Turkish Seismic Code and Eurocode-8. Therefore, selected earthquakes acceleration records are scaled according to response spectrum which defined each codes and nonlinear dynamic analyses are performed by using distributed plastic hinge model. Structural damages are evaluated according to obtained results.

In this thesis study, it is aimed to show applicability of distributed plastic hinge model for nonlinear static and dynamic analyses of reinforced concrete structures and to be source for future studies.

Keywords: Reinforced Concrete Structures, Nonlinear Analysis, Distributed Plastic Hinge, Fiber Element, Lumped Plastic Hinge

ŞEKİLLER LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 1.1.	2011 Van Depremlerinde ağır hasar gören bazı betonarme yapılar	2
Şekil 3.1.	Çeşitli teorilere göre elde edilen yük parametresi–yerdeğiştirme bağıntıları	14
Şekil 3.2.	Çubuk elemanın bağıl yer değiştirmesi	16
Şekil 3.3.	Çeşitli yapı çelikleri için gerilme-şekil değiştirme grafikleri	19
Şekil 3.4.	S420a yapı çeliğine ait gerilme-şekil değiştirme diyagramı.....	19
Şekil 3.5.	Farklı beton dayanımlarının gerilme-şekil değiştirme grafikleri	20
Şekil 3.6.	Betonun gerilme-şekil değiştirme diyagramı	21
Şekil 3.7.	Yanal basınç etkisindeki bir beton numunesinin gerilme-şekil değiştirme grafiği	22
Şekil 3.8.	(a) Enine etriye aralığının betonun sarılmasına etkisi ve (b) dikdörtgen ve dairesel etriye durumunda sargı etkisi.....	23
Şekil 3.9.	$\sigma - \varepsilon$ Diyagramlarının idealleştirilmesi	24
Şekil 3.10.	İdeal elasto-plastik malzemede gerilme-şekil değiştirme diyagramı	25
Şekil 3.11.	İdeal elasto-plastik malzemede yükleme ve boşalma eğrisi	26
Şekil 3.12.	İdeal elasto-plastik malzeme yükleme ve şekil değiştirme.....	27
Şekil 3.13.	Betonarme kesitlerde moment eğrilik ($M - \phi$) diyagramı.....	29
Şekil 3.14.	Betonarme kesitin (a) karşılıklı etki diyagramı.....	30
	Betonarme kesitin (b) karşılıklı etki yüzeyi	30
Şekil 4.1.	Düzlem çubuk elemanın eğilme momenti – eğrilik diyagramı.....	32
Şekil 4.2.	Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin kiriş mesnedinde oluşumu	33
Şekil 4.3.	Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin kiriş orta bölgesinde oluşumu	34
Şekil 4.4.	Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin konsol bir kolonun uç bölgesinde oluşumu	34
Şekil 4.5.	Toplanmış plastik mafsallı elemanın kullanıldığı bir yapısal bir sistemde artan dış yükler altında yapıda meydana gelen plastik mafsallar	36
Şekil 4.6.	Betonarme bir kirişinin boykesitlerin fiber elemanlara ayrılması ve malzeme davranışları	37
Şekil 4.7.	Betonarme bir eleman enkesitindeki fiberlerin ayrıntılı olarak gösterilmesi	38

Şekil 4.8.	Fiber eleman modeli	39
Şekil 4.9.	Eleman kuvvetleri ve deformasyonlar.....	40
Şekil 4.10	Gerilme şekil fonksiyonları	41
Şekil 5.1.	Sayısal uygulamalarda kullanılan malzeme davranış modelleri (a) Mander beton modeli	45
	(b) Yapı çeliği için kullanılan iki doğrulu elasto-plastik model.....	45
Şekil 5.2.	Altı katlı yapının yükleme durumları, yapı sistemi ve yapı elemanlarının enkesitleri	47
Şekil 5.3.	Yayıllı plastik mafsalsal (fiber eleman) modelinin farklı yükleme biçimlerine göre kapasite eğrileri	48
Şekil 5.4.	Toplanmış plastik mafsalsal modelinin farklı yükleme biçimlerine göre kapasite eğrileri	49
Şekil 5.5.	Üçgensel yanal yükleme biçimine göre farklı mafsalsal tiplerinin kapasite eğrileri.....	49
Şekil 5.6.	Üniform yanal yükleme biçimine göre farklı mafsalsal tiplerinin kapasite eğrileri	50
Şekil 5.7.	Üçgensel yanal yükleme biçimi için farklı mafsalsal modellerine göre hesaplanan göreceli kat ötelemeleri	50
Şekil 5.8.	Üniform yanal yükleme biçimi için farklı mafsalsal modellerine göre hesaplanan göreceli kat ötelemeleri	51
Şekil 5.9.	Farklı yanal yükleme biçimi için yayıllı (fiber) plastik mafsalsal modeline göre hesaplanan göreceli kat ötelemeleri	51
Şekil 5.10.	Farklı yanal yükleme biçimi için toplanmış plastik mafsalsal modeline göre hesaplanan göreceli kat ötelemeleri	52
Şekil 5.11.	Yedi katlı yapının plan, boykesit ve yapısal elemanlarının enkesitleri	54
Şekil 5.12.	Doğrusal olmayan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtları.....	55
Şekil 5.13.	DBYBHY-2007’de tanımlanan dört zemin sınıfına göre çizilen tasarım spektrumları	56
Şekil 5.14.	DBYBHY-2007’de tanımlanan Z1 zemin sınıfı için elastik tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumları	57
Şekil 5.15.	DBYBHY-2007’de tanımlanan Z2 zemin sınıfı için elastik tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumları	57
Şekil 5.16.	DBYBHY-2007’de tanımlanan Z3 zemin sınıfı için elastik tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumları	58

Şekil 5.17.	DBYBHY-2007’de tanımlanan Z4 zemin sınıfı için elastik tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumları	58
Şekil 5.18.	Ölçeklendirilmiş depremlerden elde edilen görelî kat ötelemeleri	59
Şekil 5.19.	Zemin sınıflarına göre ölçeklendirilmiş Düzce Depremi kullanılarak yapılan dinamik analizlerden elde edilen hasar durumları	60
Şekil 5.20.	Zemin sınıflarına göre ölçeklendirilmiş Northridge Depremi kullanılarak yapılan dinamik analizlerden elde edilen hasar durumları	62
Şekil 5.21.	Zemin sınıflarına göre ölçeklendirilmiş Kobe Depremi kullanılarak yapılan dinamik analizlerden elde edilen hasar durumları	64
Şekil 5.22.	Z1 zemin sınıfının dinamik analiz sonuçlarının yapının kapasite eğrisiyle karşılaştırılması	66
Şekil 5.23.	Z2 zemin sınıfının dinamik analiz sonuçlarının yapının kapasite eğrisiyle karşılaştırılması	66
Şekil 5.24.	Z3 zemin sınıfının dinamik analiz sonuçlarının yapının kapasite eğrisiyle karşılaştırılması	67
Şekil 5.25.	Z4 zemin sınıfının dinamik analiz sonuçlarının yapının kapasite eğrisiyle karşılaştırılması	67
Şekil 5.26.	11 katlı ve 4 açıklıklı yapı sistemine ait boykesit ve yapı elemanlarının enkesitleri	69
Şekil 5.27.	DBYBHY-2007’de kolonlar için verilen sargı donatısı şartları.....	70
Şekil 5.28.	DBYBHY-2007’de kirişler için verilen sargı donatısı şartları.....	71
Şekil 5.29.	Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun sargı donatısı bulunan yapının farklı beton dayanımlarına göre elde edilen kapasite eğrileri.....	72
Şekil 5.30.	Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun olmayan sargı donatısı bulunan yapının farklı beton dayanımına göre elde edilen kapasite eğrileri	72
Şekil 5.31.	Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunan yapının C20 beton dayanımına göre kapasite eğrilerinin karşılaştırılması	73
Şekil 5.32.	Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunan yapının C25 beton dayanımına göre kapasite eğrilerinin karşılaştırılması	74
Şekil 5.33.	Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunan yapının C30 beton dayanımına göre kapasite eğrilerinin karşılaştırılması	74

Şekil 5.34.	Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunan yapının C35 beton dayanımına göre kapasite eğrilerinin karşılaştırılması	75
Şekil 5.35.	C20 betonuna sahip yapının zemin kat S111a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	76
Şekil 5.36.	C20 betonuna sahip yapının zemin kat S211a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	76
Şekil 5.37.	C20 betonuna sahip yapının zemin kat S311a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	77
Şekil 5.38.	C20 betonuna sahip yapının zemin kat S411a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	77
Şekil 5.39.	C20 betonuna sahip yapının zemin kat S511a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	78
Şekil 5.40.	C25 betonuna sahip yapının zemin kat S111a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	78
Şekil 5.41.	C25 betonuna sahip yapının zemin kat S211a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	79
Şekil 5.42.	C25 betonuna sahip yapının zemin kat S311a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	79
Şekil 5.43.	C25 betonuna sahip yapının zemin kat S411a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	80
Şekil 5.44.	C25 betonuna sahip yapının zemin kat S511a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	80
Şekil 5.45.	C30 betonuna sahip yapının zemin kat S111a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	81
Şekil 5.46.	C30 betonuna sahip yapının zemin kat S211a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	81
Şekil 5.47.	C30 betonuna sahip yapının zemin kat S311a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	82

Şekil 5.48.	C30 betonuna sahip yapının zemin kat S411a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	82
Şekil 5.49.	C30 betonuna sahip yapının zemin kat S511a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	83
Şekil 5.50.	C35 betonuna sahip yapının zemin kat S111a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	83
Şekil 5.51.	C35 betonuna sahip yapının zemin kat S211a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	84
Şekil 5.52.	C35 betonuna sahip yapının zemin kat S311a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	84
Şekil 5.53.	C35 betonuna sahip yapının zemin kat S411a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	85
Şekil 5.54.	C35 betonuna sahip yapının zemin kat S511a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri	85
Şekil 5.55.	Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007'ye uygun sargı donatısı bulunan S311a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi	86
Şekil 5.56.	Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007'ye uygun sargı donatısı bulunan S411a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi	87
Şekil 5.57.	Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007'ye uygun sargı donatısı bulunan S511a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi	87
Şekil 5.58.	Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007'ye uygun olmayan sargı donatısı bulunan S311a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi	88
Şekil 5.59.	Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007'ye uygun olmayan sargı donatısı bulunan S411a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi	88
Şekil 5.60.	Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007'ye uygun olmayan sargı donatısı bulunan S511a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi	89
Şekil 5.61.	Seçilen yapının kat planı	90
Şekil 5.62.	Seçilen yapının orta aksının (B Aksı) boykesit ve yapısal elemanlarının enkesitleri	91

Şekil 5.63.	DBYBHY-2007’de tanımlanan zemin sınıfları için Elastik Tasarım Spektrumları	94
Şekil 5.64.	EC-8’de tanımlanan zemin sınıfları için Tip 1 Elastik Tasarım İvme Spektrumları	95
Şekil 5.65.	EC-8’de tanımlanan zemin sınıfları için Tip 2 Elastik Tasarım İvme Spektrumları	95
Şekil 5.66.	DBYBHY-2007’de Z3 zemin sınıfı için tanımlanan tasarım spektrumu ve bu spektruma göre ölçeklendirilmiş ivme kayıtlarının tepki spekturmları	97
Şekil 5.67.	EC-8 Tip 1’de C zemin tipi için tanımlanan tasarım spektrumu ve bu spektruma göre ölçeklendirilmiş ivme kayıtlarının tepki spekturmları	97
Şekil 5.68.	DBYBHY-2007’de Z3 zemin sınıfı için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Bingöl Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar	98
Şekil 5.69.	EC-8’de C zemin tipi için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Bingöl Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar.....	98
Şekil 5.70.	DBYBHY-2007’de Z3 zemin sınıfı için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Erzincan Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar	99
Şekil 5.71.	EC-8’de C zemin tipi için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Erzincan Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar.....	99
Şekil 5.72.	DBYBHY-2007’de Z3 zemin sınıfı için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Kocaeli Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar	100
Şekil 5.73.	EC-8’de C zemin tipi için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Erzincan Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar.....	100

TABLÖLER LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 3.1.	Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri	13
Tablo 5.1.	Yapısal elemanların hasarlarının belirlenmesinde kullanılan performans kriterleri	46
Tablo 5.2.	Yapı hasarlarının gösteriminde kullanılan renk skalası.....	46
Tablo 5.3.	Sayısal çalışmada kullanılan malzeme parametreleri.....	48
Tablo 5.4.	Yapısal elemanlardaki sıkılaştırma bölgeleri ile ilgili parametreler	54
Tablo 5.5.	Yapı sisteminin dinamik analizleri için seçilen deprem kayıtları	55
Tablo 5.6.	DBYBHY-2007’de zemin sınıflarına göre spektrum karakteristik periyotları	56
Tablo 5.7.	11 katlı ve 4 açıklıklı betonarme yapının elemanlarındaki sıkılaştırma bölgeleri ile ilgili parametreler	68
Tablo 5.8.	11 katlı ve 4 açıklıklı yapının beton sınıflarına göre yapısal elemanlarındaki sarılma faktörleri.....	71
Tablo 5.9.	Seçilen yapı sistemin yapısal elemanlarının parametreleri.....	92
Tablo 5.10.	Seçilen deprem kayıtları ve özellikleri	92
Tablo 5.11.	DBYBHY–2007 ve EC-8’de tasarım spektrum tanımlama parametreleri	93
Tablo 5.12.	DBYBHY–2007 ve EC–8 yönetmeliklerinde zemin sınıflarına göre tasarım spektrum parametreleri	94
Tablo 5.13.	Her iki yönetmeliğe göre belirtilen bina önem katsayıları	96

SEMBOLLER LİSTESİ

A_0	: Etkin yer ivmesi katsayısı
$a(x)$	: Şekil fonksiyon matrisi
$b(x)$	: Gerilme şekil fonksiyon matrisi
E	: Elastisite modülü,
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_s	: Çeliğin elastisite modülü
f_{ck}	: Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{ctk}	: Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{yk}	: Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
F	: Eleman fleksibilite matrisi
$F_i(M, N, T)$	: Malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı doğrusal olmayan fonksiyonlar
$f_s(x)$	: Kesit fleksibite matrisi
I	: Yapı önem katsayısı
K	: Eleman rijitlik matrisi
$K_1(\chi, \varepsilon, \gamma)$	: Akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramını şekil değiştirmelere bağlı olarak ifade eden fonksiyon
$K_1(M, N, T)$	: Akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramını kesit zorlarına bağlı olarak ifade eden fonksiyon
$k(x)$	: Kesit rijitlik matrisi
L_0	: Çatlama
L_1	: Plastik şekil değiştirmenin başlangıcı
L_2	: Kırılma
l_p	: Plastik mafsal boyu
M	: Eğilme momenti
M_x, M_y	: x ve y eksenini etrafındaki eğilme momenti
M_i, M_j	: Eleman noktasal eğilme momentleri
N	: Normal kuvvet
$r_p(x)$	: Kesit artık kuvvet vektörü
P	: Eleman noktasal kuvvet vektörü
P_j	: Eleman eksenel yük
$p(x)$	: Kesit gerilme faktörü

$P - \Delta$	: Yük parametresi – yer değiştirme
$P - \Delta l$	: Yük parametresi – şekil değiştirme
$q(x)$	: Kesit şekil değiştirme vektörü
Q	: Eleman noktasal deplasman vektörü
S	: Yapı dinamik katsayısı
S_a	: Spektral ivme
T_0	: Zemin hâkim periyodu
T_A	: Spektrum karakteristik periyodu
T_B	: İvme spektrumundaki karakteristik periyodu
γ	: Kesme biçim bozulması
χ	: Kesit eğriliği
χ_p	: Kesitin eğilme momentine karşı gelen birim dönme
Δ	: Yer değiştirme
ε	: Birim boy değişmesi, kesit eksenel deformasyon
ε_{max}	: En büyük eksenel deformasyon değeri
ε_c	: Beton birim şekil değiştirmesi
ε_{cg}	: Sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi
ε_{cu}	: Beton ezilme birim kısalması
ε_e	: Akma şekil değiştirmesi
ε_s	: Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi
ε_{su}	: Donatı çeliğinin kopma uzaması
ε_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesi
ϕ_p	: Plastik eğrilik talebi
ϕ_t	: Toplam eğrilik talebi
ϕ_u	: Güç tükenmesine karşı gelen toplam eğrilik
ϕ_y	: Eşdeğer akma eğriliği
θ_p	: Plastik dönme talebi
σ	: Gerilme
σ_e	: Akma gerilmesi
σ_p	: Orantı sınırı
σ_k	: Kopma gerilmesi

KISALTMALAR

DBYBHY' 07	: 2007 Türk Deprem Yönetmeliği
CG	: Can Güvenliği
EC-8	: Design of Structures for Earthquake Resistance
GÇ	: Göçme Sınırı
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi Sınırı
GV	: Güvenlik Sınırı
HK	: Hemen Kullanım Hasar Sınırı
MN	: Minimum Hasar Sınırı
SAP2000	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
TDY'07	: 2007 Türk Deprem Yönetmeliği
PEER	: Pacific Earthquake Engineering Research

1. GİRİŞ

Betonarme; bina, köprü, baraj vb. birçok mühendislik yapısında kullanılan en önemli malzemedir. Ekonomik olması, etkinliği, yüksek dayanımı ve rijitliği yapılarda kullanılmasının en önemli sebebidir. Betonarme; beton ve çelik olarak bilinen farklı özelliklere sahip malzemelerin beraber kullanılmasıyla elde edilmektedir. Çelik fabrikasyon ürünü olduğu için homojen bir malzemedir ve özellikleri genel olarak bilinmektedir. Buna karşın beton; çimento, agrega, su ve katkı maddelerinin çeşitli oranlarda karıştırılarak elde edilen bir malzeme olduğu için mekanik özellikleri kolaylıkla belirlenemez. Bu sebeple analiz ve tasarımda kolaylık olması bakımından beton malzemesi çeşitli kabuller yapılarak homojen bir malzeme gibi kullanılır.

Betonarme yapıların deprem davranışı çeşitli parametrelere bağlıdır. Bunlar; yapılara ait yapısal ve mimari özellikler, malzeme ve işçilik kalitesi, zemin durumu ve deprem karakteristiği olarak sayılabilir. Bütün bu parametreler yapının davranışının önceden belirlenmesinde mühendislere engel teşkil etmektedir. Bununla birlikte, bu tür yapıların inşasında ve tasarımda yapılan hatalar çok büyük kayıplara neden olmaktadır. Türkiye'nin çok büyük bir kısmı birinci derece deprem bölgesinde yer almaktadır. Tarih boyunca da birçok yıkıcı depreme (1939 Erzincan, 1942 Niksar/Erbaa, 1944 Bolu/Gerede, 1966 Varto, 1975 Lice, 1976 Çaldıran/Muradiye, 1992 Erzincan, 1999 Kocaeli, 1999 Düzce, 2003 Bingöl, 2011 Van) maruz kalmış binlerce insan hayatını kaybetmiş, on binlercesi yaralanmış ve milyarlar dolarlık maddi kayıplara uğramıştır. En son 23 Ekim ve 9 Kasım 2011 yılında meydana gelen Tabanlı-Van ve Edremit-Van Depremleri yine çok sayıda can kayıplarına ve büyük yıkımlara neden olmuştur. Şekil 1.1'de Van depremlerinde zarar gören betonarme yapılardan birkaç tanesi gösterilmektedir.



a)



b)



c)

Şekil 1.1. 2011 Van Depremlerinde ağır hasar gören bazı betonarme yapılar

Depremeler nedeniyle hasar gören yapılar üzerinde yapılan inceleme ve araştırmalar göstermektedir ki, yapıların deprem performanslarının yetersizliklerin temel sebepleri; yetersiz ve uygun olamayan malzeme kalitesi, yapıların deprem yönetmeliklerinde belirtilen şartları ve gereksinimleri sağlamaması ve yapıların proje, kontrol ve inşaat aşamasında yeterli mühendislik hizmeti almamasıdır. Depremlerde meydana gelen hasarlar ve can kayıpları depreme dayanıklı, yeterli güvenlikte yapı tasarımının önemini göstermektedir. Bunu yapabilmek için ise, yapı sistemlerinin deprem sırasındaki doğrusal olmayan davranışlarının doğru bir şekilde belirlenmesi ile mümkün olmaktadır.

Betonarme heterojen ve davranışı doğrusal elastik olmayan bir yapı malzemesidir. Bununla birlikte davranışın zamana ve yüke bağlı olarak değişmesi de bu malzemenin davranışının belirlenmesinde ideal malzeme kabulü ile geliştirilen hesap yöntemlerini geçersiz kılmaktadır. Doğrusal olmayan davranışın belirlenmesinde çeşitli modeller ve analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Toplanmış plastik mafsal modeli ve yayılı plastik mafsal modeli bu modellerden birkaçıdır. Deprem yönetmeliklerinde yapıların doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesinde genellikle kolaylığı ve çabuk sonuç vermesi nedeniyle toplanmış plastik mafsal modeli yer almaktadır. Toplanmış plastik mafsal modelindeki gelişmelere rağmen, betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışının daha doğru bir şekilde tahmin edilebilmesi yayılı plastik mafsal modelinin kullanılmasıyla mümkün olabilmektedir. Yayılı plastik mafsal modelinde, yapısal eleman kesitleri çekirdek betonun, kabuk betonun ve donatının izlendiği fiber elemanlara bölünür. Bu model, eleman kesiti içinde ve eleman uzunluğu boyunca yayılı doğrusal olmayan davranışın tahmin edilmesine imkân vermektedir. Dolayısıyla, yapısal eleman kesitlerindeki davranışın daha hassas bir biçimde belirlenmesi sağlanmaktadır.

1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu tez çalışmasında betonarme yapıların doğrusal olmayan davranışları yayılı plastik mafsallı (fiber eleman) modeli ve toplanmış plastik mafsallı modeli kullanılarak incelenmiştir. Bunun için farklı özelliklere sahip betonarme çerçeveli yapılar seçilmiştir. Söz konusu bu yapıların deprem davranışlarının ve hasarlarının belirlenmesi için doğrusal olmayan statik ve dinamik analizler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar değerlendirilerek; söz konusu yapı sistemlerinin deprem davranışları ve eleman hasarları belirlenmiştir. Seçilen yapı sistemlerinin farklı beton sınıflarına, zemin sınıflarına, kat sayılarına sahip olduğu kabul edilmiştir. Yapıların değerlendirilmesi yapılırken 50 yıllık süreç içinde aşılma olasılığı %10 (yaklaşık 475 yıllık süreçte tekrarlayan) olarak tanımlanan tasarım deprem etki seviyesi seçilmiştir.

Çalışmada aşağıdaki adımlar takip edilmiştir.

- a) Toplanmış plastik mafsallı ve yayılı plastik mafsallı modelini kullanarak yapılmış çalışmalar sunulmuştur.
- b) Yapıların davranışlarının doğrusal olmama nedenleri açıklanmıştır.
- c) Sayısal analizler için taşıyıcı sistem modelleri seçilmiştir.
- d) Bu sistemlerin, analizlerden elde edilen sonuçlara göre deprem davranışları ve hasarları tespit edilmiştir.
- e) Çalışmada varılan sonuçlar değerlendirilmiştir.

2. DAHA ÖNCE YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR

Tez çalışmasının bu bölümünde yayılı plastik mafsal modeli ve toplanmış plastik mafsal modeliyle yapılan ulusal ve uluslararası çalışmalar sunulmuştur.

İlk yayılı plastik mafsal modeli Bazant'ın (Bazant, 1977) çalışmalarından çıkmıştır. Bu model ilk olarak yer değiştirmeye göre kullanılmış, daha sonra yapılan çalışmalarda sünekliğe göre geliştirilmiştir.

1984 yılında fiber eleman kavramıyla karşılaşmıştır (Kaba ve Mahin, 1984). Bu modelde kesitteki deformasyonlar, şekil fonksiyonuna bağlı deformasyonların kullanılmasıyla hesaplanmaktadır. Daha sonra bu model Zeris ve Mahin (1988, 1991) tarafından iki eksenli eğilme durumları için geliştirilmiştir.

1984 yılında Lai vd. yaptıkları çalışmada eksenel kuvvet ve eğilme momentine maruz sistemlerde klasik plastisite teorisinin kısıtlamalarını aşmak için, bir fiber mafsal modeli geliştirmişlerdir. Bu model betonarme bir eleman boyunca uzanan doğrusal elastik eleman içeren ve ucunda doğrusal olmayan bir eleman bulunan mafsal tipidir.

Kunnat vd. 1991'de yaptıkları çalışmada betonarme binaların doğrusal olmayan sismik analizini değerlendirmek için bir bilgisayar programı geliştirmişlerdir. Program yayılı plastisitenin etkisini ve betonarme kesitlerin temel histerik davranışlarını içermektedir.

Taucer vd. 1991'de yaptıkları çalışmada eğilme momenti ve eksenel kuvvet içeren yükleme şartları altında betonarme elemanların analizlerinde kullanılması için kolon-kiriş sonlu eleman modeli geliştirmişlerdir. Bu modelde betonarme eleman, çelik ve beton fiber elemanlara ayrılarak analizler yapılmıştır.

Spacone vd. 1992'de yaptıkları çalışmada deprem yükleri altında çerçeve yapıların doğrusal olmayan dinamik analizleri için yayılı inelastisiteye ve uçlarında toplam iki yaya sahip sonlu bir kiriş eleman modeli geliştirmişlerdir. Bu modelde deformasyonlar çok küçük kabul edilirken, kayma deformasyonları ihmal edilmiştir.

Spacone vd. 1996'da yaptıkları iki çalışmanın ilk kısmında betonarme çerçevelerin doğrusal olmayan statik ve dinamik analizleri için fiber eleman modelinin formülasyonunu oluşturmuşlardır.

Çalışmalarında kesme etkisini ihmal ederek, eğilme momenti ve eksenel kuvveti dikkate almışlardır. İkinci çalışmalarında ise, birinci çalışmada oluşturdıkları modelin nümerik uygulamalarını yapmışlardır.

Neuenhofer ve Filippou 1997’de yaptıkları çalışmada, tek eksenli gerilme şekil değiştirme altında yapısal elamanların histerik davranışlarını tanımlamak için doğrusal olmayan sonlu eleman modellerinin farklı yönlerini kullanmışlardır.

Rueda ve Elnashai 1997’de yaptıkları çalışmada, kuşatılmış ve kuşatılmamış beton için yeni tek eksenli bir model geliştirmişlerdir. Hem deneysel hem de nümerik olarak yürüttükleri çalışmanın, nümerik kısmını fiber yaklaşım modeliyle yapmışlardır.

Munshi ve Ghosh 1998’de yaptıkları çalışmada, 12 katlı, taşıyıcı sistemi kolon ve perdelerden oluşan betonarme bir binanın doğrusal olmayan deprem performansını incelemişlerdir. Çalışmalarında sistem ve eleman bazında doğrusal olmayan davranışı göstermek için yayılı plastik mafsal modelini kullanılmıştır.

Elnashai ve Pinho 1998’de yaptıkları çalışmada, daha önceden deneysel olarak yapılan bir çalışmanın betonarme duvarlarındaki güçlendirme ve onarımını nümerik olarak yaptıkları çalışmayla karşılaştırmışlardır. Bunun için yayılı plastik mafsal eleman modelini kullanmışlardır.

Ranzo and Petrangali 1998’de yaptıkları çalışmada, betonarme yapıların doğrusal olmayan statik ve dinamik analizleri için eğilme, kesme ve eksenel kuvvet etkisi altında yayılı plastisiteyi içeren sonlu kiriş elemanının formülasyonunu yapmışlardır.

Parche 2000 yılında yaptığı çalışmada, depremlerde oluşan yapısal tepkiyi gerçekçi bir şekilde belirleyebilmek için yayılı plastik mafsal modelini kullanmıştır. Bu model, çok yönlü etkiler altında betonarme enkesitlerin doğrusal olmayan davranışını tanımlayabilmektedir. Bunun için bir kolon kesitini çok yönlü deprem yüküne maruz bırakarak hem deneysel hem de nümerik analizini yapmıştır.

Mwafy ve Elnashai 2001 yılında yaptıkları bir çalışmada, 12 adet farklı özelliklere sahip 2 boyutlu çerçeve modellerini artımsal dinamik analiz yöntemiyle çözmüşlerdir. Elde ettikleri sonuçları, statik itme analizi sonuçlarıyla karşılaştırmışlardır. Yapıların çözümlerinde yayılı plastik mafsal modelini kullanmışlardır.

Lee ve Mosalam 2004 yılında yaptıkları çalışmada betonarme elemanların olasılıklı değerlendirilmesini yapabilen stokastik fiber eleman modeline dayanan bir hesap modeli geliştirmişlerdir. Geliştirilen bu model, yapısal bir eleman içindeki malzeme ve geometrik özelliklerin uzaysal değişiklikleri için hesap yapabilen bir fiber eleman modelini içermektedir.

Dides ve Llera 2005 yılında yaptıkları çalışmada, üç farklı plastik mafsalsal modelinin karşılaştırılmasını yapmışlardır. Bunun için, basitleştirilmiş makro eleman mafsalsal modelini binanın bir katında, elasto-plastik etkileşimli plastik mafsalsal modelini ve fiber mafsalsal modelini bir çerçeve elemanda kullanmışlardır. Böylelikle, bu mafsalsal modellerinin yapıların deprem davranışının belirlenmesindeki etkinliğini ve dinamik analizlerdeki kullanılabilirliğini araştırmışlardır.

Jeong ve Elnashai 2005 yılında yaptıkları çalışmada, tasarladıkları düzensiz bir betonarme yapının değerlendirilmesi için hem deneysel hem de nümerik analizler yapmışlardır. Söz konusu yapının nümerik analizleri için fiber eleman yaklaşımını kullanan paket bir program kullanmışlardır.

Thomos ve Trezos 2006 yılında yaptıkları çalışmada, betonarme yapıların doğrusal olmayan statik itme analizini yaparak, bu yapıların probabilistik tepkisini incelemişlerdir. Yunan deprem yönetmeliğine göre tasarladıkları yapıların analizlerinde yayılı plastik mafsalsal modelini kullanmışlardır.

Cosenza vd. 2006 yılında yaptıkları çalışmada, yayılı plastik mafsalsal eleman modeli için bir yöntem geliştirerek, uygun olmayan tasarıma sahip betonarme yapıların sismik davranışlarını belirlemede kullanmışlardır. Deneysel ve sayısal çalışmalarla bu modelin doğruluğunu kanıtlamışlardır.

Martini 2007 yılında yaptığı çalışmada, burulma düzensizliği olan perdeli bir yapıyı fiber eleman modelini kullanarak yer değiştirmeye ve kuvvete dayalı analiz yöntemleriyle çözerek sonuçlarını karşılaştırmıştır.

Haselton 2007 yılında yaptığı tez çalışmasında, betonarme yapıların ve moment taşıyan özel çerçevelerin yıkılma risklerini değerlendirmişlerdir. Çalışmalarında fiber eleman modelinin de aralarında olduğu doğrusal olmayan eleman modelleri kullanmışlardır.

Hancock ve Bommer 2007 yılında yaptıkları çalışmada, güçlü yer hareketi süresinin yapıların doğrusal olmayan davranışı üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Bunun için Eurocode 8'e uygun olarak 8 katlı düzenli betonarme bir bina tasarlamışlardır. Binanın doğrusal olmayan analizi için yayılı plastik eleman modelini içeren SeismoStruct yapısal analiz programı kullanılmıştır.

Hueste ve Bai 2007 yılında yaptıkları çalışmada, 1980 yılında inşa edilmiş betonarme çerçeveli bir yapının sismik performansını belirleyerek farklı güçlendirme yöntemlerini değerlendirmişlerdir. Yapının doğrusal olmayan analizleri için yayılı plastik mafsallı modelini kullanmışlardır.

Marmo 2007 yılında yaptığı tez çalışmasında, fiber eleman yaklaşımını kullanarak farklı enkesitlere sahip, eksenel kuvvete ve çift eksenli eğilmeye maruz betonarme enkesitlerin doğrusal olmayan davranışları için analitik formüller geliştirmiştir.

Güner 2008 yılında yaptığı tez çalışmasında, eğilme ve eksenel kuvvetine maruz çerçeveli yapıların kesme kuvvetine bağlı mekanizmalarının belirlenmesini amaçlamıştır. Yaptığı çalışmada fiber eleman yaklaşımını kullanmıştır.

Vuran vd. 2008 yılında yaptıkları çalışmada, 3 boyutlu betonarme yapıların eşdeğer tek serbestlik dereceli özelliklerini belirlemişlerdir. Bunun için Türkiye'deki yapı stokunda bulunan farklı betonarme binaların analizlerini yapmışlardır. Analizlerde yayılı plastik mafsallı modelini kullanmışlardır.

Bianchi 2008 yılında yaptığı tez çalışmasında, betonarme bir hastane binasının mevcut ve güçlendirilmiş durumlarını karşılaştırmıştır. Analizlerinde yayılı plastik mafsallı modelini kullanmıştır.

Chiou vd. 2009 yılında yaptıkları çalışmada, kazık temellerin itme analizlerini yapmışlardır. Bu analizlerde yapı-zemin etkileşiminden dolayı maksimum momentin ortaya çıktığı yerin değiştiğini belirlemişlerdir. Bu nedenle kazık temellerin doğrusal olmayan davranışını daha doğru bir şekilde belirlemek için toplanmış plastik mafsallı modeli yerine, yayılı plastik mafsallı modelini kullanmışlardır.

Piolatto 2009 yılında yaptığı tez çalışmasında, düşey deprem hareketinin yapılara etkisini incelemiştir. Doğrusal olmayan analiz için yayılı plastik mafsallı modelini kullanmıştır.

Sarno ve Manfredi 2009 yılında yaptıkları çalışmada, düşey yüke göre tasarlanmış eski bir betonarme binanın, çelik çapraz elemanlarla güçlendirilmesi sonrasında söz konusu binanın sismik değerlendirmesini yapmışlardır. Bu değerlendirmede yapısal elemanların doğrusal olmayan davranışları yayılı plastik mafsallarla modellenmiştir.

Kwon ve Kim 2010 yılında yaptıkları çalışmada, 2007 Peru depreminde hasar gören iki katlı bir binanın hasar nedenlerini hem yerinde hem de nümerik modeli oluşturarak incelemişlerdir. Sayısal modelde elemanların doğrusal olmayan davranışları fiber elemanlarla modellenmiştir.

Kadid vd. 2010 yılında yaptıkları çalışmada, yatay ve düşey yer hareketleri altında betonarme binaların davranışını incelemişlerdir. Modellerinde toplanmış kütle ve yayılı kütlelerin yapıların davranışına etkisini araştırmışlardır. Doğrusal olmayan analizlerinde yayılı plastik mafsalları modelini kullanmışlardır.

Mwafy 2011 yılında yaptığı çalışmada, yüksek betonarme binaların tasarım tepki faktörlerini doğrulamak için kat sayıları 20'den 60'a değişen 5 tane referans yapıyı son yönetmeliklere göre tasarlamıştır. Yapıların analizinde geometriye ve malzemeye göre doğrusal olmayan davranış dikkate alınırken, yapısal elemanların modellenmesinde yayılı plastik mafsalları modelini kullanmıştır.

Duan ve Hueste 2012 yılında yaptıkları çalışmada, Çin deprem yönetmeliğine göre tasarlanan orta yükseklikteki betonarme bir yapının deprem performansını incelemişlerdir. Çalışmalarında yayılı plastik mafsalları modelini içeren paket bir program kullanmışlardır.

Yön ve Calayır 2013 yılında yaptıkları çalışmada, farklı biçimde yayılı yanal yüklemelere maruz betonarme bir yapının statik itme analizini yapmışlardır. Çalışmalarında hem yayılı plastik mafsalları modelini hem de toplanmış plastik mafsalları modelini kullanarak bir karşılaştırma yapmışlardır.

Yön ve Calayır 2013 yılında yaptıkları çalışmada, betonarme binalarda sarılma etkisini yayılı plastik mafsalları modelini kullanarak incelemişlerdir.

Toplanmış plastik mafsalları modeli, analizlerinin hızlı olması ve uygulanabilirliğinin kolay olmasından dolayı yapıların doğrusal olmayan analizlerinde sıkça kullanılan bir modeldir. Daha basit olan bu plastik mafsalları modeline deprem yönetmeliklerinde yer verilmiştir.

Toplanmış plastik mafsal modeli, eski çalışmalarda (Clough ve Johnston, 1966, Giberson 1967) eleman uçlarında sıfır uzunluklu doğrusal olmayan yaylarla modellenmekteydi. Daha sonradan bu model, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsal (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, sistemin diğer bölümlerinin ise doğrusal elastik davrandığı varsayılarak kullanılmıştır. Bu model yayılı elastik olmayan deformasyonları içeren gerçek davranışın basitleştirilmiş halidir.

İnel ve Özmen 2006 yılında yaptıkları çalışmada, 4 ve 7 katlı betonarme binalar tasarlayarak bu yapıların itme analizlerini yapmışlardır. Analizlerde SAP2000 programını kullanmışlardır. Çalışmada, toplanmış plastik mafsal modeli için programda kullanıcı tanımlı ve otomatik tanımlı modelleri karşılaştırmışlardır.

Yön 2007 yılında betonarme yapıların performanslarını statik itme analizini kullanarak inceleyen bir tez çalışması yapmıştır. Bu çalışmada toplanmış plastik mafsal modelini kullanmıştır.

Sadjadia vd. 2007 yılında yaptıkları çalışmada, Kanada Ulusal Bina Yönetmeliğine göre sünek, normal sünek ve düşey yüke göre tasarlanmış çerçeveli yapıları dikkate almışlardır. Bu yapıların sismik performanslarını yatay yük dayanımına, göreceli kat ötelemesine ve elemanların akmasına göre değerlendirmişlerdir. Tasarlanan bu yapıların doğrusal olmayan zaman tanım analizlerini ve statik itme analizlerini yaparak yapıların sismik davranışlarını değerlendirmişlerdir. Çalışmalarında toplanmış plastik mafsal modelini kullanmışlardır.

İnel vd. 2008 yılında yaptıkları çalışmada, Türkiye’de yapı stokunda yaygın olarak bulunan betonarme binaların doğrusal olmayan davranışını incelemişlerdir. Analizler için toplanmış plastik mafsal modelini kullanmışlardır.

Arisoy ve Arel 2010 yılında yaptıkları çalışmada, planları aynı, çerçeveli ve perdeli-çerçeveli sitemlerden oluşan iki farklı binanın performans analizlerini yapmışlardır. Çalışmalarında toplanmış plastik mafsal elemanını kullanmışlardır.

Rekvava vd. 2010 yılında yaptıkları çalışmada, betonarme binaların sismik performanslarının değerlendirilmesini ve güçlendirilmesini incelemişlerdir. Bunun için kirişli ve kirişsiz betonarme yapılar tasarlayarak doğrusal olmayan analizlerini yapmışlardır. Analizlerinde toplanmış plastik mafsal modelini kullanmışlardır.

Fahjan vd. 2010 yılında yaptıkları çalışmada, perde duvarlı betonarme binaların doğrusal olmayan davranışını incelemişlerdir. Çalışmalarında perde duvarı katmanlı, toplanmış plastik mafsallı ve fiber elemanlı olarak modellemişlerdir.

Yön ve Calayır 2011 yılında yaptıkları çalışmada, düşey taşıyıcı elemanların tedrici süreksizliğinin yapısal hasara etkisini incelemişlerdir. Çalışmalarında DBYBHY-2007’de belirtilen doğrusal ve doğrusal olmayan analiz yöntemlerini kullanmışlardır. Doğrusal olmayan analizlerde toplanmış plastik mafsallı modelini kullanmışlardır.

Yön vd. 2011 yılında yaptıkları çalışmada, çok katlı betonarme binalarda yapısal performansın beton dayanımına göre değişimini incelemişlerdir. Çalışmalarında toplanmış plastik mafsallı modelini kullanmışlardır.

Bento ve Bhatt 2013 yılında yaptıkları çalışmada, seçtikleri mevcut yapı modellerinin doğrusal olmayan statik ve dinamik analizlerini yapmışlardır. Analizlerde toplanmış plastik ve yayılı plastik mafsallı modellerini kullanmışlardır.

3. YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI

Yapılar elastik sınıra kadar olan yükler altında doğrusal davranış gösterirler. Yapı sisteminin doğrusal davranış gösterdiğini kabul eden hesap yöntemleri, yer değiştirmelerin çok küçük olduğunu varsayarak malzemeye ait gerilme-şekil değiştirme bağıntılarını doğrusal-elastik olarak kabul etmektedir. Fakat yapıların, büyük deprem neticesinde ortaya çıkan kuvvetlerini ve yerdeğiştirme taleplerini, doğrusal davranış sınırları içinde karşılaması mümkün değildir. Bu kuvvetlerin artarak yapının taşıma gücüne yaklaşmasıyla elastik sınır aşılır. Bu yüzden, doğrusal davranıştan çok doğrusal olmayan davranış daha önemli hale gelmektedir. Dış yüklere maruz yapıların analizleri yapılırken yapı elemanlarının iç kuvvetlerinin, yer değiştirmelerinin ve şekil değiştirmelerinin çözülebilmeleri için bazı koşulları sağlamaları gerekmektedir. Bu koşullar;

Bünye Denklemleri; Malzemenin cinsine ve özelliklerine göre değişen gerilme-şekil değiştirme bağıntılarını içeren denklemler bünye denklemleri olarak ifade edilir.

Denge Denklemleri; Yapı sistemini oluşturan elemanların ve bu elemanların düğüm noktalarının dengesini ifade eden denklemlere denge denklemleri denir.

Geometrik Uygunluk Şartları; Elemanların ve düğüm noktalarının süreklilik denklemleri ile mesnetlerdeki geometrik koşullar geometrik uygunluk şartları içindedir. İzostatik sistemlerde dış etkilerden kaynaklanan mesnet tepkilerinin, gerilmelerin, şekil değiştirmelerin ve yer değiştirmelerin çözümünde sadece denge denklemleri yeterlidir. Fakat hiperstatik sistemlerin çözümünde geometrik uygunluk şartları ve gerilme şekil değiştirme bağıntılarının da kullanılması gerekmektedir.

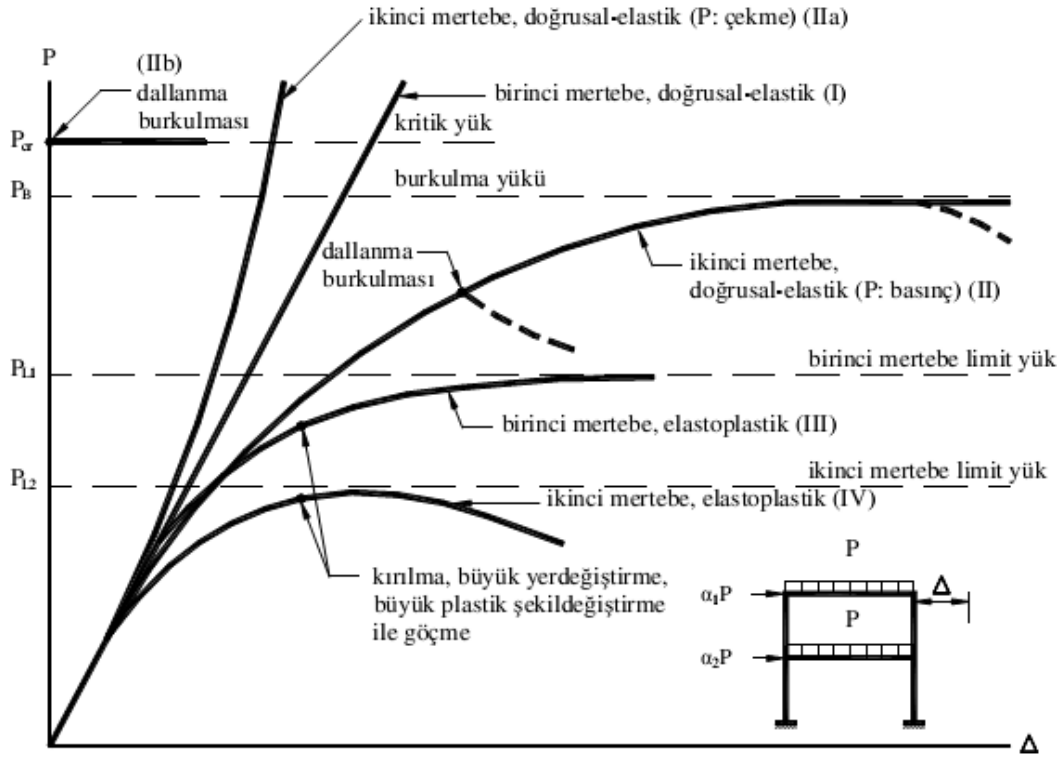
3.1. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışının Nedenleri

Yapı sistemleri genel olarak (narin yapılar ve stabilite yetersizlikleri içeren yapılar vb. hariç) düşey yükler altında doğrusal davranış göstermektedir. Doğrusal davranış gösteren yapı sistemlerinde malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal elastik olarak kabul edilirken meydana gelen yer değiştirmelerin de çok küçük olduğu varsayılır. Bununla birlikte, dış yüklerden dolayı yapı taşıma gücüne ulaşıncaya oluşan gerilmeler neticesinde doğrusal elastik sınır aşılar ve yapı sisteminde küçük olarak varsayılamayacak yer değiştirmeler meydana gelir. Bundan dolayı, yapı sistemlerinin analizleri yapılırken hesaplanan sistemlerin davranışında doğrusal olmamayı etkileyen nedenler tespit edilmelidir. Yapısal sistemlerin dış yükler altındaki doğrusallığını engelleyen çeşitli sebepler vardır. Bunlar, malzeme özelliklerinin doğrusal olmaması nedeniyle bünye denklemlerinin ve geometri değişimlerinden kaynaklanan denge denklemlerinin doğrusal olmamasıdır. Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına sebep olan nedenler ve bunları göz önüne alan teoriler Tablo 3.1’de gösterilmektedir.

Tablo 3.1 Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri (Özer, 2006)

Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından	Geometri Değişimleri Bakımından		Her İki Bakımdan	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi
Bünye Denklemleri	Doğrusal elastik	Doğrusal elastik değil	Doğrusal elastik	Doğrusal elastik	Doğrusal elastik değil	Doğrusal elastik değil
Denge Denklemlerinde Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük değil	Küçük değil	Küçük değil	Küçük değil
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük değil	Küçük	Küçük değil

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin doğrusal ve doğrusal olmayan teorilere göre yapılan çözümlerinden elde edilen yük parametresi-yer değiştirme ($P - \Delta$) bağıntıları Şekil 3.1 de gösterilmektedir.



Şekil 3.1 Çeşitli teorilere göre elde edilen yük parametresi –yerdeğiştirme bağıntıları (Özer, 2006)

(I) ile gösterilen grafikte, artan dış yükler altında, malzemenin sınırsız olarak doğrusal elastik kabul edildiği bir yapısal sistemin, birinci mertebe teorisine göre elde edilen davranışı gösterilmektedir.

Eksenel kuvvetlerden oluşan ikinci mertebe etkilerinin hesaba katıldığı ikinci mertebe teorisinde ise, eksenel kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre farklı sistem davranışları oluşmaktadır. (II) eğrisinde gösterildiği gibi eksenel kuvvetin basınç olması halinde, artan dış yüklerle karşı daha hızlı artan yer değiştirmeler oluşmaktadır. Dış yüklerin şiddetini ifade eden yük parametresi artarak doğrusal elastik burkulma yükü adı verilen bir P_B değerine eşit olunca yer değiştirmeler artarak sonsuza gider ve sistemin burkularak göçmesine neden olur. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra artan yer değiştirmelere karşı azalan yük parametreleri meydana gelir.

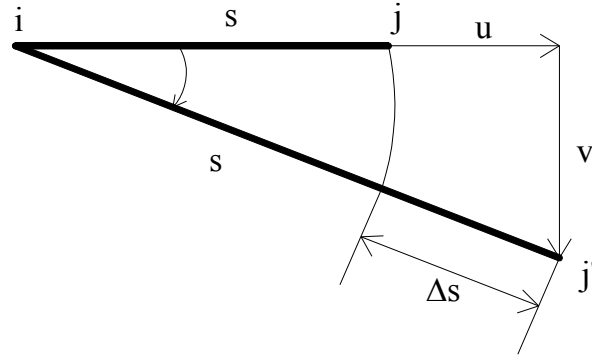
Asma sistemler gibi eksenel kuvvetin çekme olduğu yapı sistemlerinde, (IIa) ile gösterilen $P - \Delta$ diyagramı pekleşen özellik gösterir.

Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekil değiştirmeyen sistemlerde, yük parametresinin kritik bir P_{cr} değerinde dallanma burkulması oluşur ve şekildeki (IIb) diyagramından görüldüğü gibi, yer değiştirmeler birden artarak sonsuza ulaşır. Dallanma burkulmasına sebep olan bu yüke kritik yük de denir. Kritik yük genellikle burkulma yükünden biraz büyük veya ona eşittir.

Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal elastik davranış sınırı aşmaktadır. Böylelikle bu kesitlerin bulunduğu bölgelerde doğrusal olmayan plastik şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Kopma anındaki toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsalları verilen belirli kesitlerde toplandığı kabul edilmektedir. Bu mafsallar arasında kalan bölgelerde ise sistemin doğrusal elastik davrandığı varsayılmaktadır. (III eğrisi)'nde plastik mafsalları hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci mertebe teorisine göre davranışını gösterilmektedir. Doğrusallığı bozan her iki etkinin birlikte göz önüne alınması halinde, yapı sisteminin ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen $P - \Delta$ diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmektedir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan plastik şekil değiştirmeler nedeniyle yer değiştirmeler daha hızlı artmaktadır. Plastik mafsalları hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yükler artarak bir P_{L2} sınır değerine ulaşınca, meydana gelen plastik mafsallar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer. Sistemin stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirmesine sebep olan bu yük parametresine ikinci mertebe limit yük denilmektedir (Özer, 2006).

3.1.1 Geometri Değişiminin Doğrusal Olmaması

Yerdeğiştirmelerin küçük kabul edilemeyecek yapı sistemlerinde denge denklemlerinin şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekir. Geometri değişimi olarak adlandırılan bu yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine etkisinin dikkate alındığı bu teoriye ikinci mertbe teorisi denir. Bazı yapı sistemlerinde, sistemin özelliklerinden dolayı, sağlanamayan geometrik uygunluk koşulları yapı sisteminde geometrik süreksizlikler oluşturmaktadır. Bu süreksizliklerden dolayı sistem doğrusal davranış göstermez. Bu tür sistemler, geometrik süreksizlikler bakımından doğrusal olmayan sistemlerdir ve malzeme bakımından doğrusal olmayan sistemler gibi incelenebilir.



Şekil 3.2. Çubuk elemanın bağıl yer değiştirmesi (Özer, 2006)

Şekil 3.2 de geometrik süreksizlikler bakımından doğrusal davranış göstermeyen bir çubuk eleman gösterilmektedir. Burada bir i_j çubuğunun bir ucunun diğer ucuna göre bağıl yer değiştirmeleri u ve v olan Δs boy değişmesi

$$(u + s)^2 + v^2 = (s + \Delta s)^2 \quad (3.1)$$

$$\Delta s \cong s \left[\frac{u}{s} + \frac{1}{2} \left(\frac{u}{s} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{v}{s} \right)^2 \right] \quad (3.2)$$

şeklinde ifade edilebilir. Şekil 3.2’de sadece denklem 3.1’in dikkate alınması geometrik uygunluk koşullarında yer değiştirmelerin küçük olduğu durumlarda kullanılmaktadır.

Bununla birlikte, Denklem 3.2'nin hesaba katılması geometri değişimlerinin geometrik uygunluk koşullarına etkisinin göz önüne alındığı sonlu deplasman teorisine karşı gelmektedir (Özer,2006).

3.1.2. Malzeme Davranışının Doğrusal Olmaması

Yapı sistemlerinin malzeme bakımından doğrusal olmayan analizlerinde malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları kullanıldığından yapılan analizler doğrusal olmayan analizlerdir. Hem betonun hem de çeliğın gerilme şekil değiştirme davranışı doğrusal değildir. Bununla birlikte, yapı malzemelerinin gösterdiği gerçek gerilme-şekil değiştirme davranışları sistemlerin çözümünde belirli zorluklara neden olmaktadır. Bundan dolayı malzemenin gerilme-şekil değiştirme davranışının idealleştirilmesi gerekmektedir. Fakat betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisine birçok değişken etki etmektedir. Deney sonuçları, gevrek bir malzeme olan betonun gerilme-şekil değiştirme diyagramının doğrusal olmadığını göstermiştir (Ersoy,1978).

Betonun $\sigma - \epsilon$ eğrisinin şekli ve maksimum birim kopma uzaması, beton mukavemetine göre değişmektedir. Beton mukavemetinin $\sigma - \epsilon$ eğrisi üzerindeki etkisinin araştırılması amacıyla yapılan deneyler;

- Farklı mukavemete sahip betonlar için elde edilen farklı $\sigma - \epsilon$ eğrilerinin elastisite modülü olarak ifade edilen başlangıç eğimlerinin, beton kalitesi yükseldikçe arttığını,
 - Yüksek mukavemetli betonların tepe noktalarının daha belirgin olduğunu,
 - Düşük mukavemetli betonların, yüksek mukavemetli olanlara oranla daha fazla süneklığe sahip olduğunu,
 - Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalmanın, beton mukavemetinden bağımsız olarak 0.002 mertebesinde olduğunu,
- göstermiştir.

Aynı beton numunelerin farklı yükleme hızına maruz bırakılmaları $\sigma - \epsilon$ eğrisinin özelliklerini farklı kılmaktadır.

Bu konuda da birçok deneysel gözlem yapılmış ve yükleme hızı azaldıkça dayanımın düştüğü, buna karşılık sünekliğin önemli ölçüde arttığı gözlenmiştir.

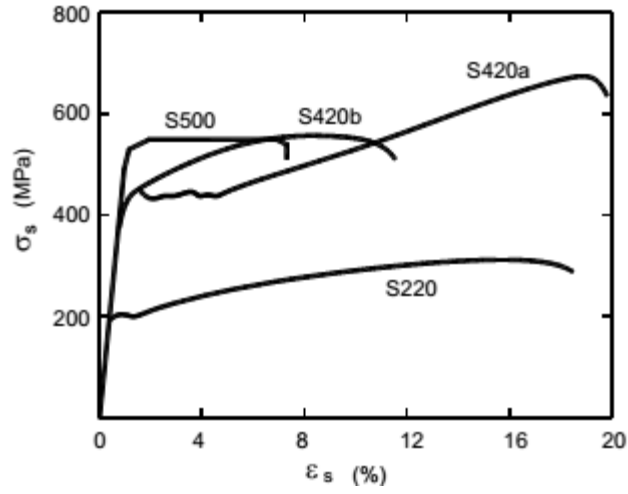
Bu nedenle, betonun sabit ve ölü yükler altındaki davranışı ile deprem gibi ani gelen yüklemeler altındaki davranışı oldukça değişiktir. Beton basınç deneyinde, kırılmaya yakın bir noktada yük boşaltıldığı takdirde kalıcı bir şekil değiştirme elde edilmekte, numune tekrar yüklendiğinde, $\sigma - \varepsilon$ eğrisinin eğimi değişmektedir. İkinci yüklemede birinci tepe noktasına ulaşılammamaktadır. Betonun kırılma anındaki birim kısalmasını, yükleme hızı, kesit boyutları, kesit geometrisi, yükün ekzantristesi gibi birçok değişken etkilemektedir. Betonun $\sigma - \varepsilon$ eğrisinin değişimini belirlemek için basınç deneyleri yapılmaktadır. Fakat bu deneyler tek eksenli deneyler olduğu için betonun şekil değiştirmesini net bir şekilde gösteremez. Daha gerçekçi sonuçlar elde etmek için yanal basınçları dikkate alan deneyler yapılmalıdır. Rötire ve sünme de betonun davranışını doğrusallıktan uzaklaştıran diğer etkenlerdir. Rötire ve sünme, betonda zamana bağlı şekil değiştirme meydana getirmektedir. Bunlar davranışı doğrudan etkileyen etkenlerdir.

3.1.3. Yapı Malzemelerinin Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntıları

Yapı çeliği ve eğilme etkisindeki betonun dış basınç lifinin gerilme-şekil değiştirme $\sigma - \varepsilon$ diyagramları ve bu diyagramlara ait bazı sayısal değerler aşağıda verilmiştir.

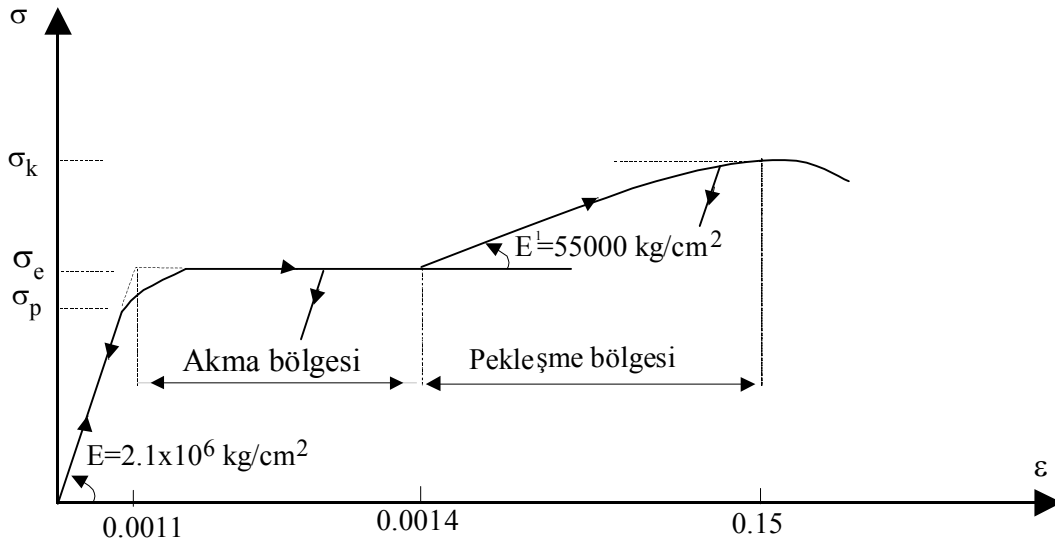
3.1.3.1. Yapı Çeliği

Betonarmeyi oluşturan temel unsurlardan biri donatı olarak adlandırılan dairesel kesitli çelik çubuklardır. Gevrek bir malzeme olan betonla birlikte kullanılarak betona süneklik kazandıran bu yapısal malzemenin ısı genleşme katsayısı betonla hemen hemen aynıdır. Bundan dolayı betonla birlikte kullanılabilir. Türkiye'deki eski yapılarda düz yüzeyli donatılar kullanılırken son 15–20 yılda betonla beraber çalışma özelliğini arttırmak ve beton içindeki donatının betona göre göreceli uzama ve kısalmasını önlemek için nervürlü (dişli) donatılar kullanılmaya başlanmıştır. Şekil 3.3'de farklı akma dayanımına sahip donatılar için gerilme-şekil değiştirme grafiği verilmiştir.



Şekil 3.3. Çeşitli yapı çelikleri için gerilme-şekil değiştirme grafikleri (Aydınoglu vd, 2009)

Türkiye'deki betonarme inşaatlarda genellikle Şekil 3.3'deki yapı çeliklerinden S420a kullanılmaktadır. Bu donatıya ait ayrıntılı gerilme-şekil değiştirme grafiği Şekil 3.4'de gösterilmiştir.



Şekil 3.4. S420a yapı çeliğine ait gerilme-şekil değiştirme diyagramı

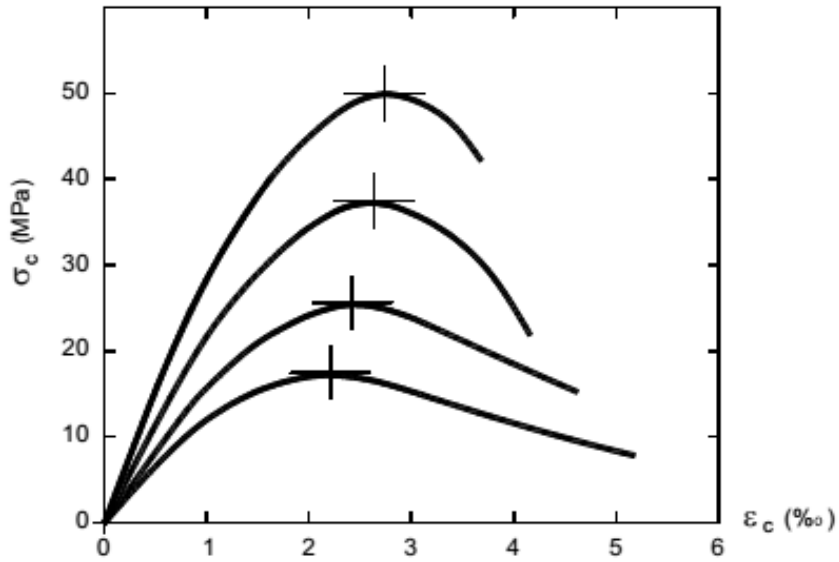
Bu eğri üzerinde gösterilen σ_k (kopma gerilmesini), σ_e (akma gerilmesini) ve ε_e (akma şekil değiştirmesini) ifade etmektedir.

S420a yapı çeliği için

$\sigma_k = 500 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_e = 420 \text{ N/mm}^2$ ($\varepsilon_e = 0.002$) olarak alınmaktadır.

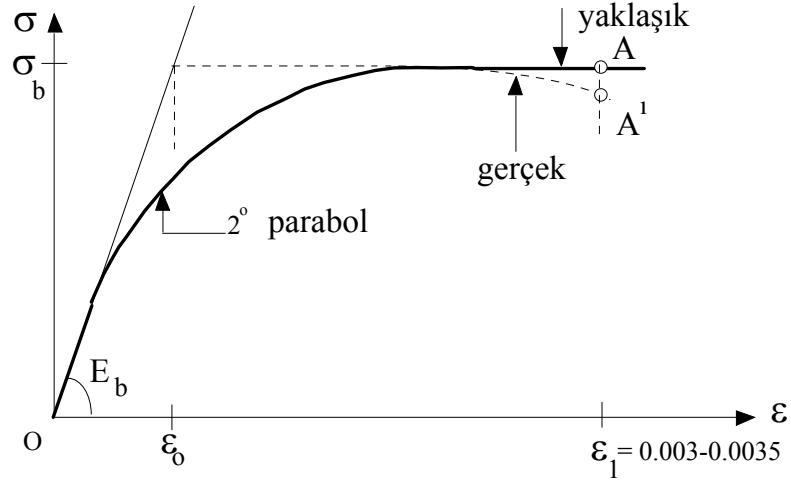
3.1.3.2. Beton

Beton basınç dayanımı yüksek, çekme dayanımı ise basınç dayanıma göre önemli oranda düşük olan gevrek bir yapı malzemesidir. Türkiye’de betonarme inşaatlarda çok büyük çoğunlukla beton dayanımı 20MPa ile 50MPa arasında değişen beton malzemesi kullanılmaktadır. Değişik beton dayanımlarına bakıldığında düşük dayanıma sahip betonların dayanımı yüksek betona göre daha büyük şekil değiştirme kapasitesine sahip olduğu, yani sünek davranış gösterdiği görülmüştür. Şekil 3.5’de farklı beton dayanımlarına sahip gerilme-şekil değiştirme grafiği gösterilmektedir.



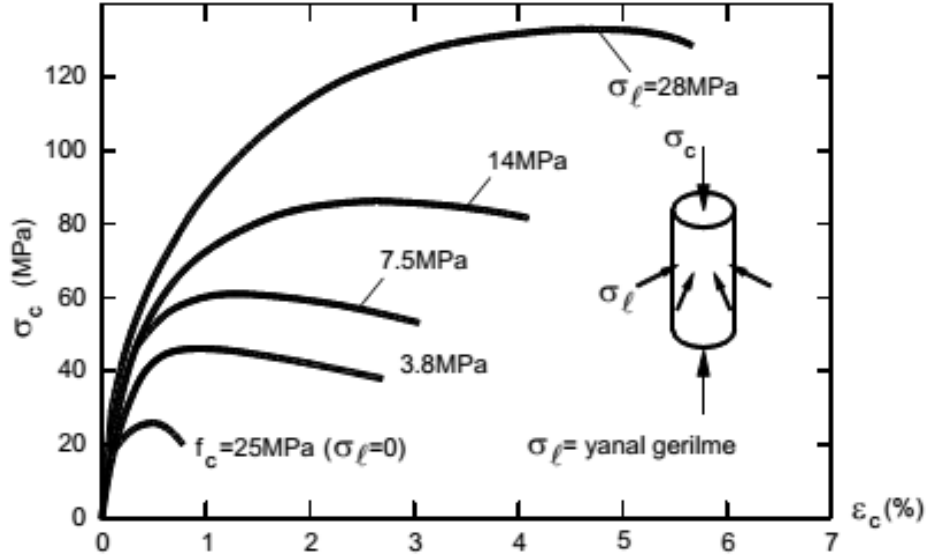
Şekil 3.5. Farklı beton dayanımlarının gerilme-şekil değiştirme grafikleri (Aydinoğlu vd, 2009)

Şekil 3.6’de tipik bir betonun gerilme-şekil değıştirme ilişkisi ayrıntılı olarak verilmiştir. Bu şekilden de görüleceğı gibi beton, dayanımının yaklaşık % 40’ına kadar doğrusal elastik davranış gösterirken, yaklaşık dayanımının %70’inden sonra eğim (elastiklik modülü) azalır ve eğrisel bir değışim ortaya çıkar.



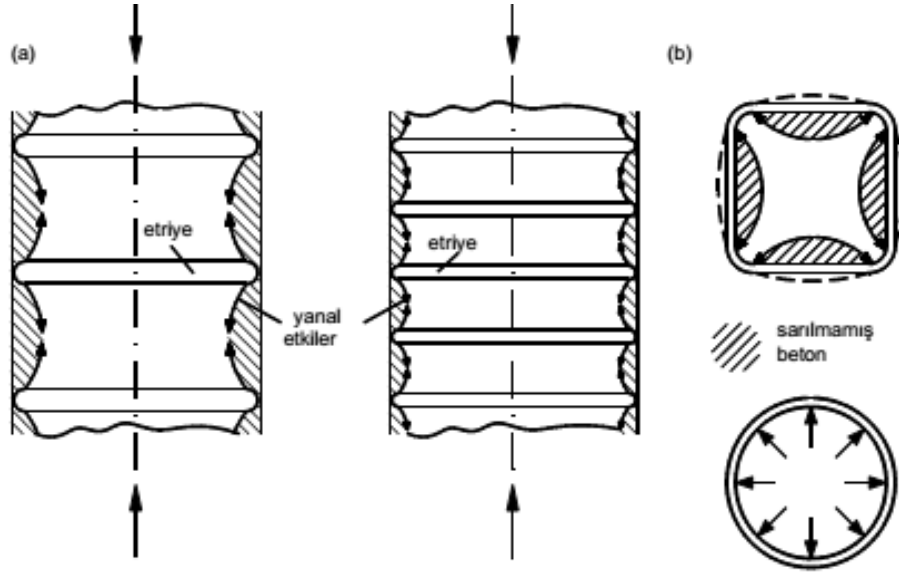
Şekil 3.6. Betonun gerilme-şekil değıştirme diyagramı

En büyük gerilmenin sargısız betonda basınç kısılması ϵ_{cu} (0.002–0.0025) değeri ve en büyük kısılmanın da sargılı ve fretli betonda 0.003’den başlayarak 0.005’e kadar arttığı görülmektedir. Bu artışın sebebi betonun çevresinde sargıdan dolayı meydana gelen yanıl basınç etkisidir. Şekil 3.7’de yanıl basınç altındaki bir beton numunesinin gerilme-şekil değıştirme grafiğı gösterilmektedir.



Şekil 3.7. Yanal basınç etkisindeki bir beton numunesinin gerilme-şekil değiştirme grafiği (Aydınöğlu vd, 2009)

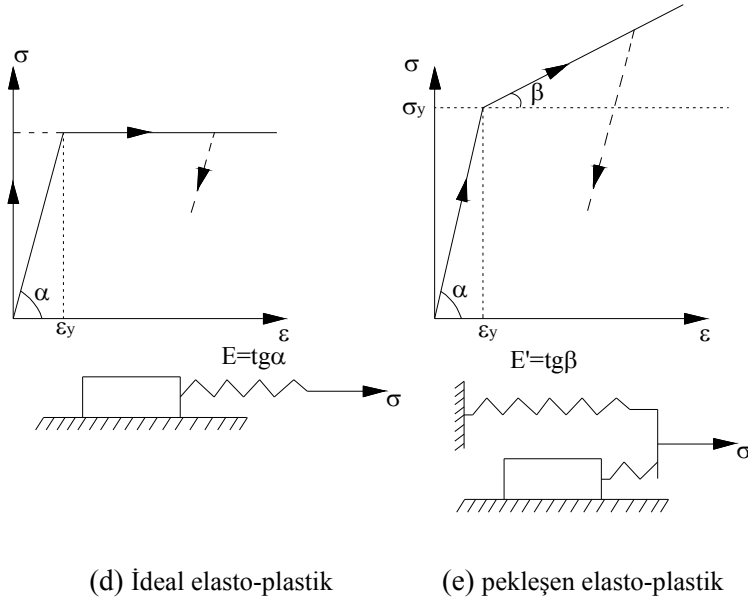
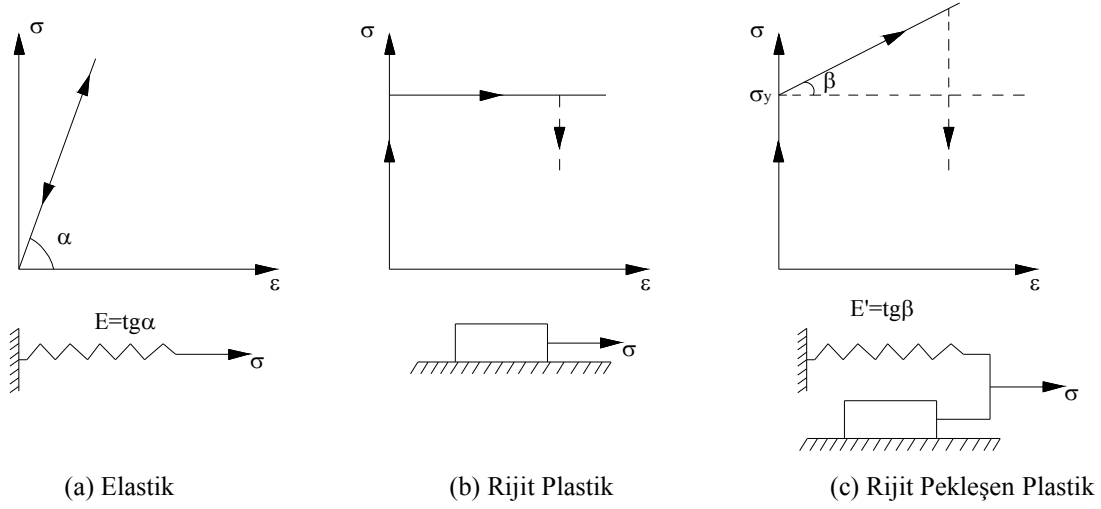
Kolonlarda yanıl basınç etkisi enine donatı (etriye) vasıtasıyla sağlanmaktadır. Etriyenin oluşturduğu sargı etkisinin dayanım ve sünekliliğe çok önemli katkıları sağladığı bilinmektedir. Etriye, aksenal yüke maruz elemanlarda poisson (enine şekil değiştirmenin boyuna şekil değiştirmeye oranı) etkisinden kaynaklanan yanıl deformasyonları kısıtlayarak çekirdek betona uygulanan yanıl basıncı artırmaktadır. Bununla birlikte, etriyeler aracılığı ile oluşturulan sargı etkisi dairesel kolonlarda dikdörtgen kolonlara göre daha etkili sonuçlar vermektedir. Şekil 3.8’de sargıdan dolayı meydana gelen yanıl şekil değiştirmesi sınırlanan hacmin, etriye aralığı ve kesit şekli ile olan değişimi gösterilmiştir. Etriyenin aralığı arttıkça iki etriye arasında kalan bölgede yanıl şekil değiştirme azalmaktadır. Dairesel kolonlarda kullanılan spiral enine donatı yanıl etkinin çevre boyunca sürekli ortaya çıkmasına neden olmaktadır. Dikdörtgen kesitli kolonlarda, etriyenin davranışına eğilme hâkim olduğundan deformasyon etriye ortalarında maksimum olurken köşelerde sıfır olmaktadır (Celep, 2008 ve Canbay, vd. 2008).



Şekil 3.8 (a) Enine etriye aralığının betonun sarılmasına etkisi ve (b) dikdörtgen ve dairesel etriye durumunda sargı etkisi (Aydınöğlu vd, 2009)

3.1.4. İdealleştirilmiş Malzeme Modelleri

Davranış olarak malzemelerin gerilme-şekil değiştirme ilişkileri doğrusal değildir. Fakat hesaplarda bu doğrusal olmayan davranışı dikkate alarak hesaplamalar yapmak hem zor hem de zaman alıcı işlemler gerekmektedir. Bu nedenle malzeme davranışları idealleştirilerek basit gerilme-şekil değiştirme davranışları elde edilir. Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek malzemelerin elastik ve plastik özelliklerinin göz önüne alınmasıyla tek eksenli gerilmeye göre bazı idealleştirmeler yapılabilir. Yapılan bazı idealleştirmelere göre oluşturulan ideal malzemeler Şekil 3.9’da gösterilmiştir.



Şekil 3.9. $\sigma - \varepsilon$ Diyagramlarının idealleştirilmesi (Celep, 2008)

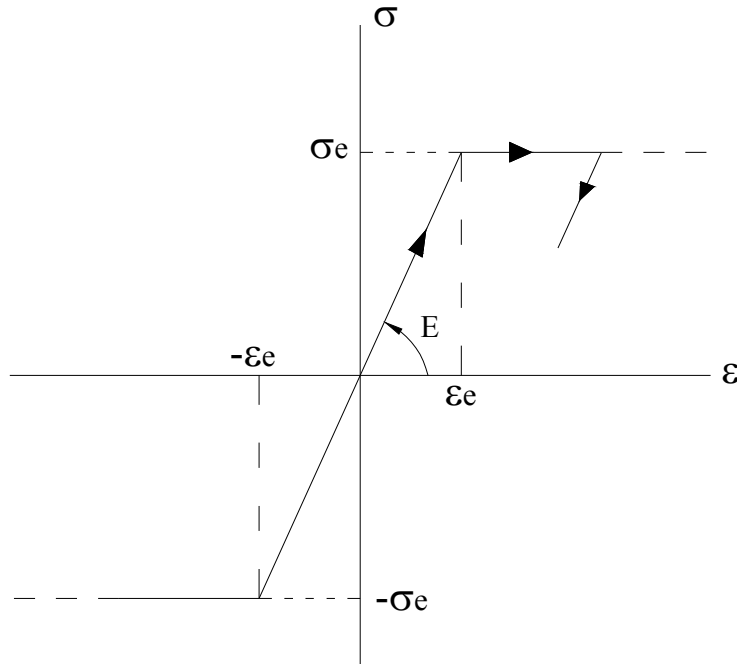
3.1.4.1. İdeal Elasto-Plastik Malzemedan Yapılmış Çubuklar

İdeal elasto-plastik malzemedan yapılmış çubuklarda kesit zorları ile şekil değıştirmeler arasındaki bağıntılar ve akma koşulları denklem 3.3 ve 3.4'e göre ifade edilmiştir.

$$0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_e \quad \text{için} \quad \sigma = E\varepsilon \quad (3.3)$$

$$\varepsilon \leq \varepsilon_e \leq \infty \quad \text{için} \quad \sigma = \sigma_e \quad (3.4)$$

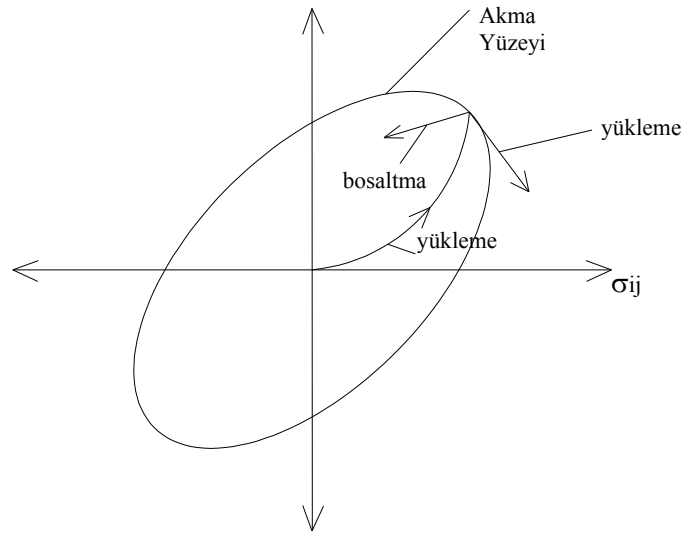
İdeal elasto-plastik malzemenin tanımı uyarınca, $\sigma - \varepsilon$ diyagramının Şekil 3.10'da verilen davranış modelinin iki doğru parçasından oluştuğu, çekme ve basınç yüklemeleri altında malzemenin aynı özellikleri gösterdiği kabul edilmiştir. Burada E elastisite modülünü, σ_e ise akma gerilmesini göstermektedir. Ayrıca, dik kesitin şekil değıştirdikten sonra da düzlem kaldığı, kesme kuvvetinin eğilme ve uzama şekil değıştirmelerine etkisinin ihmal edilebileceği varsayılmıştır.



Şekil 3.10. İdeal elasto-plastik malzemede gerilme-şekil değıştirme diyagramı

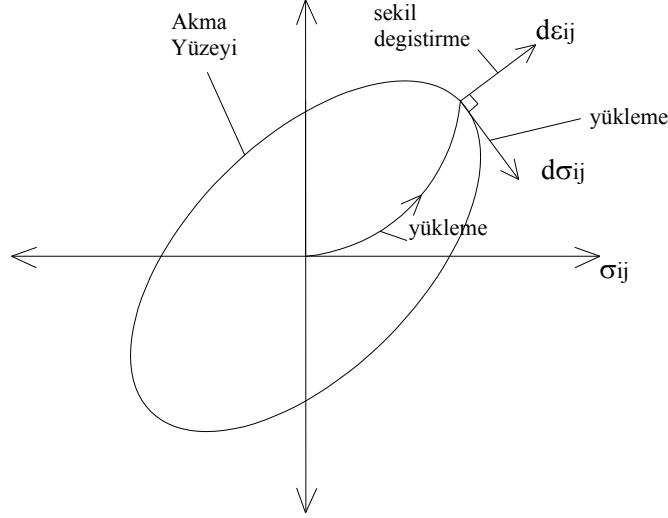
3.1.4.1.1. İdeal Elasto-Plastik Malzemenin Akma Davranışı

Malzeme elastik davranışın sonunda akma noktasına ulaşarak dayanımını kaybetmeye başlamaktadır. Bu noktadan sonra gerilmede herhangi bir artış meydana gelmez ve elastik şekil değiştirmeler üzerine plastik şekil değiştirmeler oluşur. Gerilmenin doğrusal olarak azaldığı bölgede oluşan boşaltma, elastik olarak oluşurken plastik şekil değiştirmeler kalıcı olmaktadır. Bu şekilde gerilmenin akma yüzeyine erişir fakat akma yüzeyinin dışına çıkamaz. Akma yüzeyine eriştikten sonra yapılacak yükleme ile plastik şekil değiştirmeler meydana gelirken, gerilme noktası yüzey üzerinde hareket eder. Bu durumda yüklemenin küçük değişikliklerle meydana geldiği kabul edilirse gerilmedeki değişiklikler akma yüzeyinin teğeti doğrultusunda olmaktadır (Şekil 3.11) (Celep,2008).



Şekil 3.11. İdeal elasto-plastik malzemede yükleme ve boşaltma eğrisi (Celep, 2008)

Dengede bulunan ideal elasto-plastik malzemeden oluşan bir cisme yapılan yükleme sonucu oluşacak yer değiştirme artımlarında meydana gelen işin pozitif olması ve bunun gibi yapılacak yükleme ve ardından yapılacak boşaltma sonucu meydana gelecek yer değiştirme artımlarında oluşan işin negatif olmaması beklenir. Drucker'in bu iki stabilite kabulünün sonucu olarak yükleme artımında oluşacak plastik şekil değiştirme artımının akma yüzeyine dik olması kuralı ortaya çıkar (Şekil 3.12).



Şekil 3.12. İdeal elasto-plastik malzemede yükleme ve şekil değiştirme (Celep, 2008)

3.1.5. Betonarme Çubuk Elemanların Davranışı

Eğilme momenti ve normal kuvvet (bileşik eğilme) etkisindeki betonarme çubuk elemanlardaki iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları ile akma (kırılma) koşullarının belirlenebilmesi için bazı varsayım ve idealleştirilmelerin yapılması gerekmektedir. Basit eğilme ($M \neq 0, N = 0$) etkisindeki çubuklar, incelenen genel durumun özel bir halini oluşturmaktadır.

3.1.5.1. Varsayımlar ve Esaslar

Betonarme çubuk elemanların iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntılarının incelenmesinde aşağıda verilen temel varsayımlar ve esaslar göz önüne alınmaktadır.

- Dik kesitler şekil değiştirdikten sonra da düzlem kaldığı,
 - Beton ve donatı arasında tam aderans bulunduğu,
 - Çatlamış betonun çekme dayanımının ihmal edildiği,
 - Betonun $\sigma - \varepsilon$ diyagramı için Şekil 3.6 da verilen parabol dikdörtgen modelinin esas alındığı,
 - Beton çeliğinin $\sigma - \varepsilon$ diyagramı için ideal elasto-plastik malzeme varsayımı yapıldığı,
- kabul edilmektedir.

3.1.5.2. Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar

3.1.5.2.1. Eğilme Momenti – Birim Dönme ($M - \phi$) Bağıntısı

Sabit normal kuvvet ($N = N_0$) altında, artan eğilme momentine maruz betonarme bir kesitte M eğilme momenti ile ϕ birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı L_0, L_1 ve L_2 ile sınırlanan üç bölgeden oluşmaktadır (Şekil 3.13). Burada

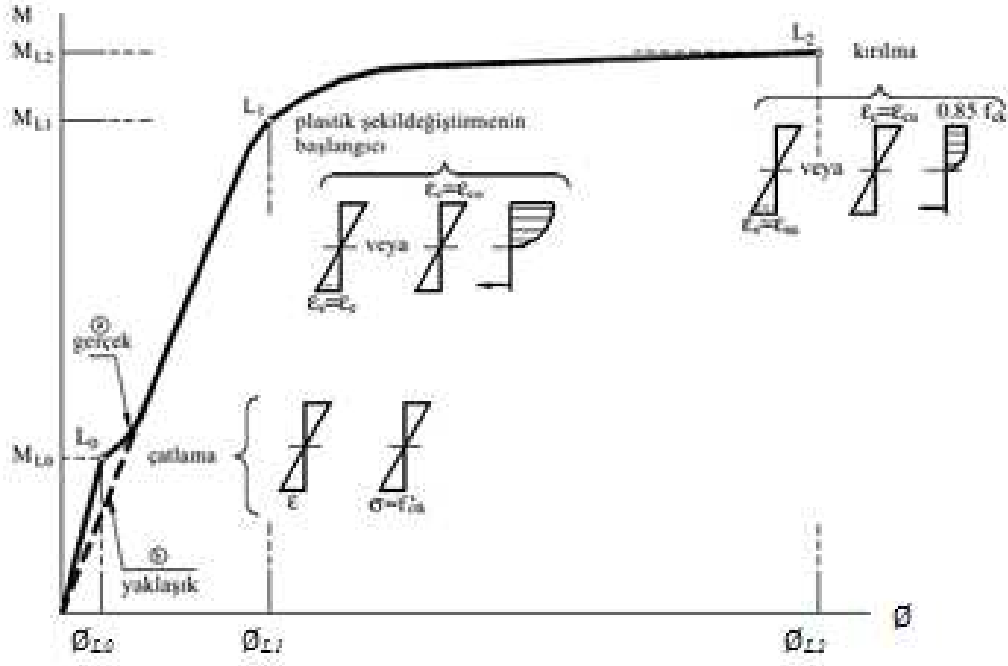
L_0 : Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme eğilmedeki betonun çekme dayanımına ulaşıncaya betonunda çatlaklar oluşur. Eğilmedeki betonun çekme dayanımı ise

$$f'_{ctk} = 0,70 \sqrt{f_{ck}} \text{ N/mm}^2 \quad (3.5)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. L_0 çatlama noktasına karşı gelen M_{L0} momentinin hesabında beton kesitin homojen olduğu ve betonun $\sigma - \varepsilon$ bağıntısı doğrusal- elastik davrandığı kabul edilmektedir.

L_1 : Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekil değiştirmelerin başladığı durumdur. Plastik şekil değiştirmelerin betonda $\varepsilon_{cu} = 0.002$ birim kısılmasında, çelikte ise ε_e akma sınırında başladığı kabul edilmektedir. M_{L1} eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı dikkate alınmaz.

L_2 : Eğilme momenti artarak kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L2} = M_u$ değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar. Basınç bölgesindeki betonun ezilerek kırılması birim kısılmanın ε_{cu} sınır değerine erişmesiyle oluşur. Sargısız betonda kısa süreli yükler için $\varepsilon_{cu} \approx 0.0035$ olan bu sınır değer, sargı donatısına bağlı olarak artmaktadır. Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, çekme donatısının kopması yerine, genellikle çelikteki birim uzama $\varepsilon_{su} = 0.01$ değeri esas alınır.



Şekil 3.13. Betonarme kesitlerde $M - \phi$ diyagramı (Özer, 2006)

Betonun çekme dayanımının ihmal edildiği durumlarda, $M - \phi$ bağıntısının çatlamadan önceki bölümü yaklaşık olarak (b) eğrisi ile ifade edilmektedir. Betonarme kesitlerin taşıma gücüne göre boyutlandırılmasında, betonun ve çeliğin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek azaltılır. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki davranışlarının incelenmesinde malzeme güvenlik katsayılarının kullanılması ve çelikteki birim uzamanın $\varepsilon_{su}=0.01$ değeri ile sınırlandırılması gerekmez.

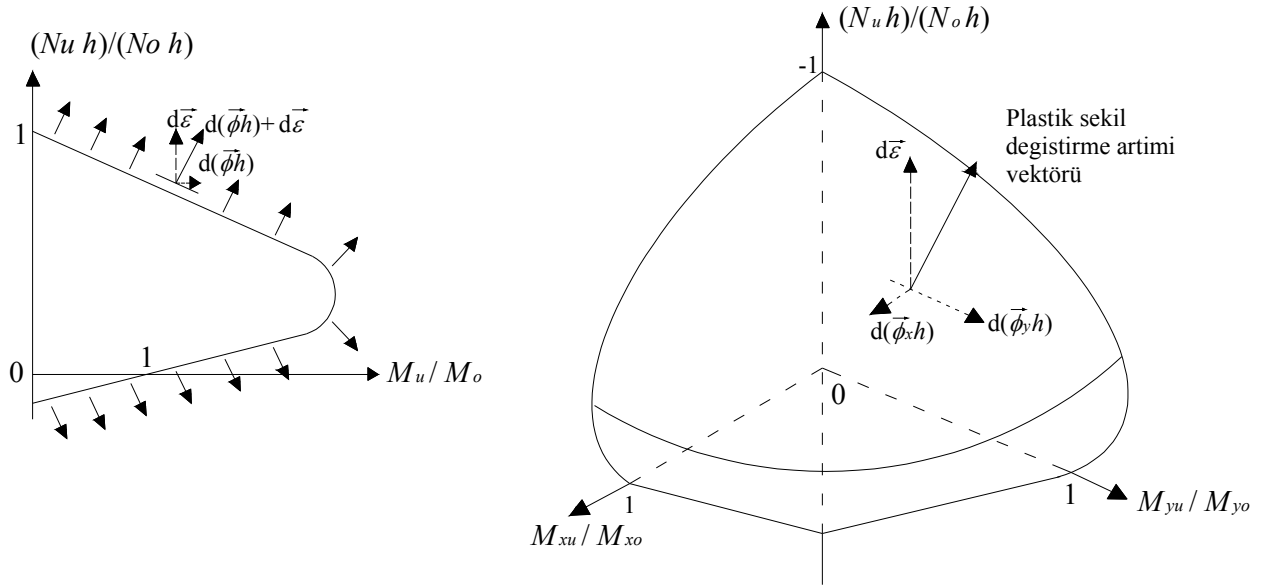
3.1.5.2.2. Karşılıklı Etki Diyagramı ve Etki Yüzeyi

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme bir kesitte taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramı ve etki yüzeyi Şekil 3.14’de gösterilmektedir. Karşılıklı etki diyagramındaki $M_u - N_u$ değerleri kesit etkileri taşıma gücü sınırına ulaşıldığını ifade etmektedir. Kesitin eğilme momenti ve normal kuvvet değerleri karşılıklı etki diyagramına ulaştıktan sonra, taşıyıcı sisteme yükleme yapıldığında bu değerler sabit kalabilir veya bu diyagram üzerinde hareket edebilir.

Böylelikle sünek kesitte elastik olmayan şekil değiştirmeler (plastik dönme, plastik kısalma ve uzama) oluşur. Bu durumda karşılıklı etki diyagramını akma eğrisi olarak kabul edilebilir ve plastik şekil değiştirme artımı vektörünün bu eğriye dik olduğu kabul edilir. Akma eğrisi, eğilme momenti- normal kuvvet eksen takımında $f(M_u/M_o, N_u/N_o) = 0$ olarak kabul edilirse, plastik şekil değiştirme artımı;

$$d(\phi h) = d\lambda = \frac{\partial f(M_u/M_o, N_u/N_o)}{\partial (M_u/M_o)} \quad d(\varepsilon) = d\lambda = \frac{\partial f(M_u/M_o, N_u/N_o)}{\partial (N_u/N_o)} \quad (3.6)$$

şeklinde yazılabilir (Şekil 3.14a). Burada; h kesit yüksekliğini ve M_o, N_o basit eğilme ve basınç durumundaki kapasite değerlerini göstermektedir. Akma eğrisinin teğeti her noktada değişken olduğundan dolayı $d(\vec{\phi}h) + d\vec{\varepsilon}$ plastik şekil değiştirme artımı vektörünün doğrultusu değişken olacaktır. Betonarme kesitin normal kuvvet yanında iki doğrultuda eğilme momentinin bulunması halinde, akma yüzeyi ortaya çıkar. İki doğrultuda plastik dönme ve aksenal kısalma (uzama) içeren plastik değiştirme vektörü ifade edilebilir (Şekil 3.14b), (Celep,2008).



Şekil 3.14. Betonarme kesitin (a) karşılıklı etki diyagramı ve (b) karşılıklı etki yüzeyi (Celep,2008)

4. YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZLERİNDE KULLANILAN PLASTİK MAFSAL MODELLERİ

Bir yapısal sistemin depremde göstereceği davranışın belirlenmesinde temel ilke söz konusu yapının ilk rijitliği, yatay yük taşıma kapasitesi, süneklik vb. yapısal özelliklerinin belirlenmesidir. Bununla birlikte tam anlamıyla bir değerlendirme yapılabilmesi için doğrusal olmayan analizler gerekmektedir. Bu analizler için çeşitli modeller kullanılmaktadır. Yaygın olarak kullanılan modeller; toplanmış plastik mafsal modeli ve yayılı plastik mafsal modelidir.

4.1. Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Belirli Kesitlerde Toplandığının Varsayılması Hali

Betonarme kesitlerde moment etkisi altında dönme meydana gelmektedir. Yeterli süneklığe sahip betonarme kesitlerin eğilme momenti-eğrilik ($M - \phi$) ilişkileri incelendiğinde, bu ilişkilerin esas olarak iki farklı bölgeden oluştuğu gözlenmektedir. Birinci bölgede, eğilme momentinin düşük değerleri için, moment eğrilik bağıntısı yaklaşık olarak doğrusal elastik olarak kabul edilmektedir. Bu bölgede, kesitteki beton ve çelik doğrusal davranış bölgesinde kaldığı için moment-eğrilik bağıntısı da benzer şekilde olmaktadır. Bununla birlikte, kesitte gerilmelerin artmasına paralel olarak çekme bölgesinde beton çatlak ve donatıda akma meydana gelir. Kesitteki gerilmelerin artmasına paralel olarak, betonda ve çelikte doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme ilişkileri davranışa hâkim olur. Eğilme momenti-eğrilik bağıntısının ikinci bölgesinde, eğri yataya yakın olmaktadır. Plastik davranışın hâkim olduğu bu bölgede, kesite etkiyen eğilme momentinde çok küçük artışlar meydana gelirken kesit dönmeleri ve eğrilik hızlı bir şekilde artmakta ve eğriliğin sınır değerine erişmesi ile kesitte güç tükenmesi meydana gelmektedir (Çakıroğlu ve Özer, 1980).

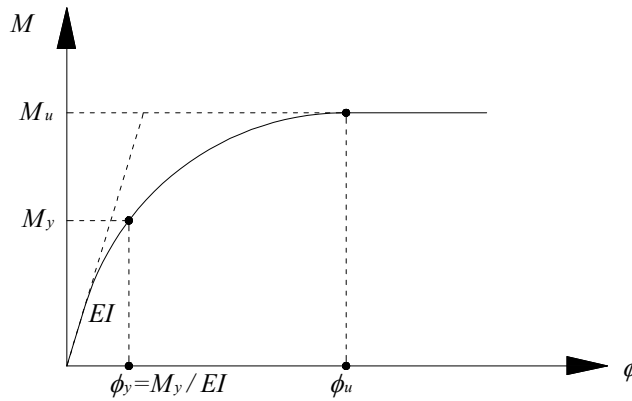
Eğilme momenti betonarme kolon ve kiriş gibi elemanlarda elemanın eksen boyunca değişim göstermektedir. Kritik kesitin bulunduğu sınırlı bölgenin dışındaki kesitler güç tükenmesine ulaşamaz. Bazı kesitlerde momentin küçük olması sebebiyle çekme bölgesinde çatlama oluşmaz. Küçük moment değerlerinde moment ile eğrilik doğrusal davranış gösterirler.

Ancak, kesitte meydana gelen çatlakların kesitin atalet momentini azaltmasından dolayı eğriliğin çatlak kesitlerinde büyüdüğü görülmektedir. Mesnede yakın bölgelerde (kolon-kiriş uçları) eğilme momenti büyük olduğu için elastik davranış ötesi plastik dönmeler daha etkili olur. Toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan μ süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsalsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipoteze, toplanmış plastik mafsalsal hipotezi adı verilir. Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren sistemlerde, toplanmış plastik mafsalsal modeli kullanılarak yapısal hesaplar önemli ölçüde kısaltılabilmektedir. Toplanmış plastik mafsalsal modelinde gerçek eğilme momenti–eğrilik ilişkisi iki doğru parçalı (doğrulardan ikincisi yataydır) şekilde idealleştirilmektedir. Şekil 4.1’de düzlem bir çubuk elemanın eğilme momenti–eğrilik bağıntısı verilmiştir.

$$M_y \leq M_u \quad \text{için} \quad \phi_y = \frac{M}{EI} \quad (4.2)$$

$$M = M_u \quad \text{için} \quad \phi \rightarrow \phi_u \quad (4.3)$$

Çekme donatısının akmaya erişmesi ve betondaki birim kısalmanın ε_{cu} sınır değerine ulaşması, bu iki doğrusal davranışı birbirinden ayıran nokta olarak kabul edilebilmektedir.

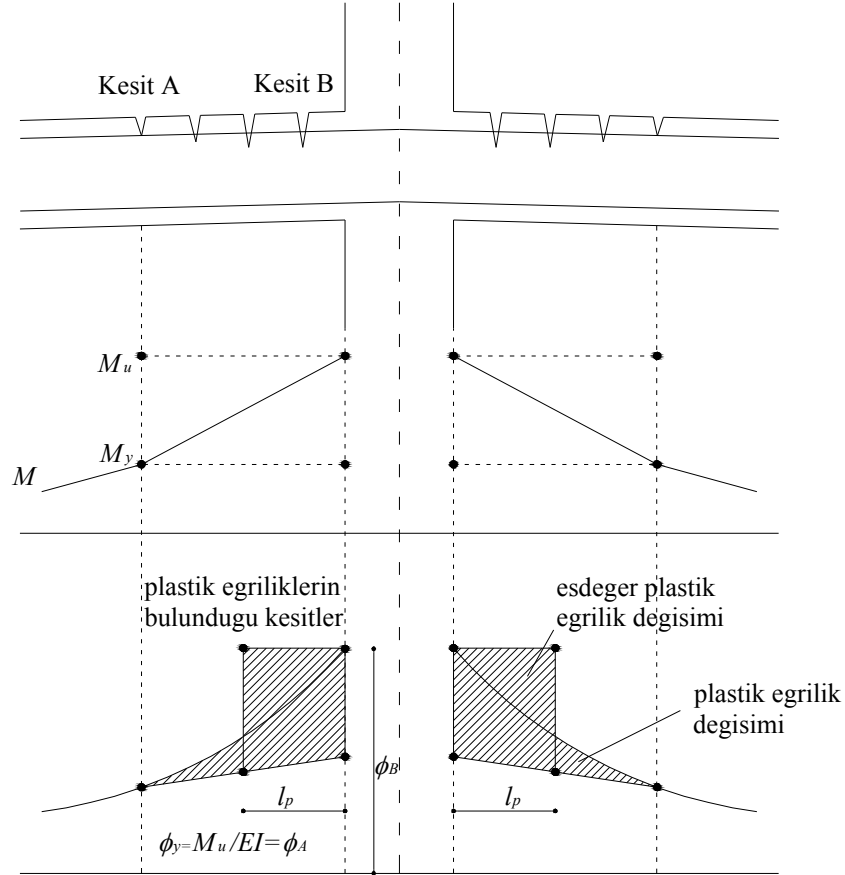


Şekil 4.1. Düzlem çubuk elemanın eğilme momenti – eğrilik diyagramı

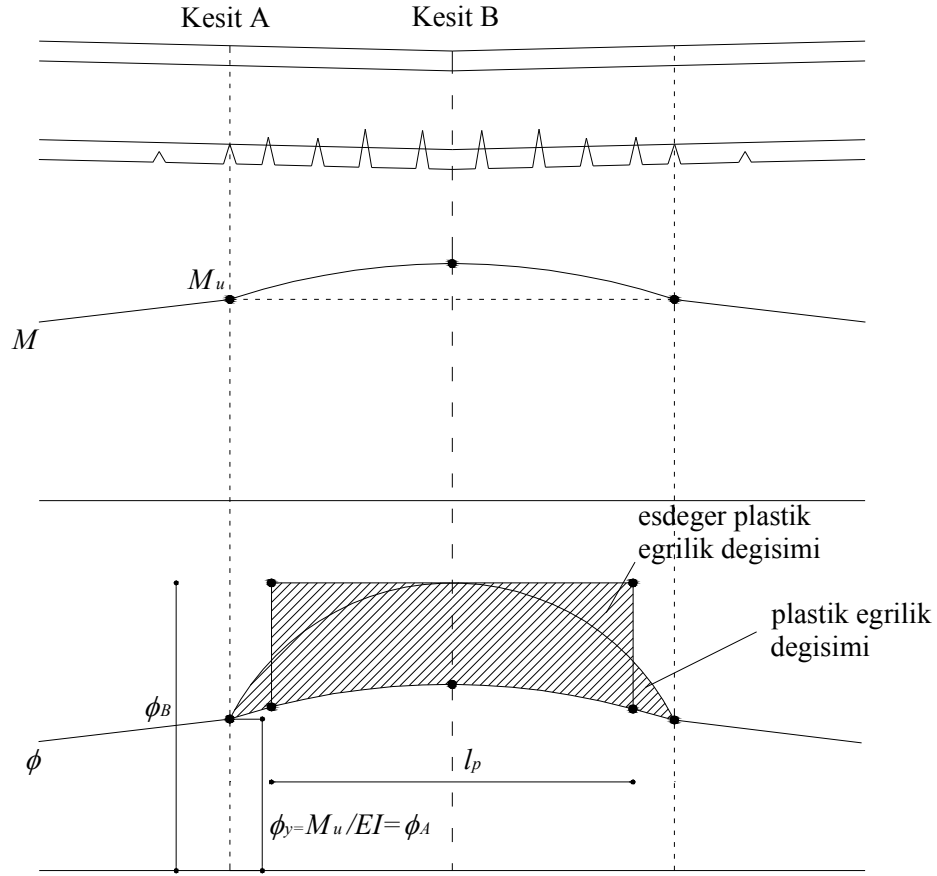
Plastik mafsalsal hipotezinde, çubuk elemanı üzerinde l_p' uzunluğundaki bir bölgeye yayılan doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmelerin toplanmış plastik mafsalsal olarak ifade edilen bir noktada toplandığı kabul edilmektedir.

$$\varphi_p = \int_{l_p'} \phi_p ds \quad (4.1)$$

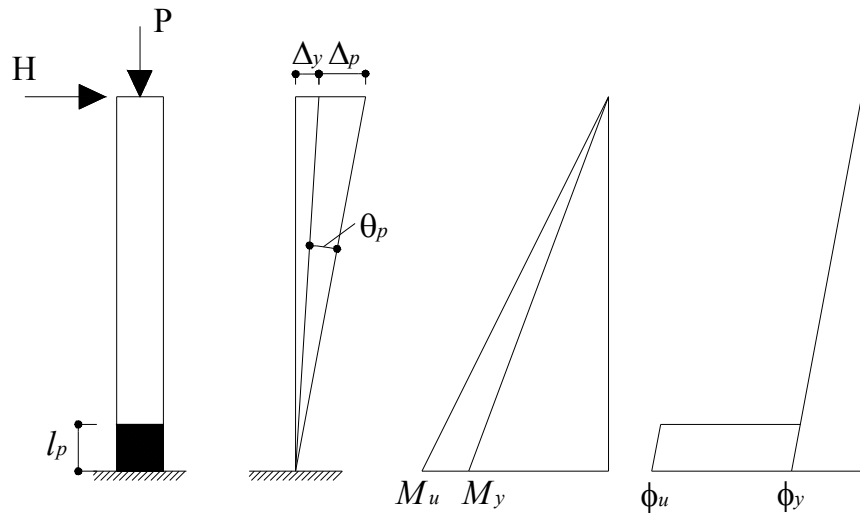
Burada, φ_p plastik mafsalsalda oluşan dönmeyi göstermektedir. Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin kiriş mesnedinde, kiriş ortasında ve idealleştirilmiş konsol bir kolon ucunda oluşması sırasıyla Şekil 4.2, 4.3 ve 4.4'de gösterilmektedir.



Şekil 4.2. Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin kiriş mesnedinde oluşumu (Celep, 2008)



Şekil 4.3. Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin kiriş orta bölgesinde oluşumu (Celep, 2008)



Şekil 4.4. Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin konsol bir kolonun uç bölgesinde oluşumu

Dış yüklerin artmasıyla plastik mafsallın dönmesi de artarak dönme kapasitesi adı verilen bir sınır değere ulaşınca, bu kesit artık moment taşıyamaz. Toplanmış plastik mafsall dönmelerinin yapı sisteminin bir veya daha çok kesitinde dönme kapasitesine ulaşması ile yapı kullanılamaz hale gelir.

Dönme kapasitesi

$$maks \int_{l_p} \phi_p ds \quad (\phi_p \rightarrow \phi_{p,maks}) \quad (4.4)$$

olarak ifade edilir. Buradan dönme kapasitesi

$$maks \phi_p = l_p \phi_{p,maks} \quad (4.5)$$

formülü ile hesaplanabilir. Burada l_p plastik bölge uzunluğunu (plastik mafsall boyu) göstermektedir. Plastik mafsall boyu; eğrilik moment bağıntısına, eleman boyunca değişen eğilme momenti değerine, kesit yüksekliğine, kesitte oluşan normal kuvvete ve betonarme kesitlerde betonunun ε_{cu} birim boy değişmesini etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni bağılıdır. DBYBHY-2007’de bu değer Denklem 4.6 da verildiği gibidir.

$$l_p = 0,5d \quad (4.6)$$

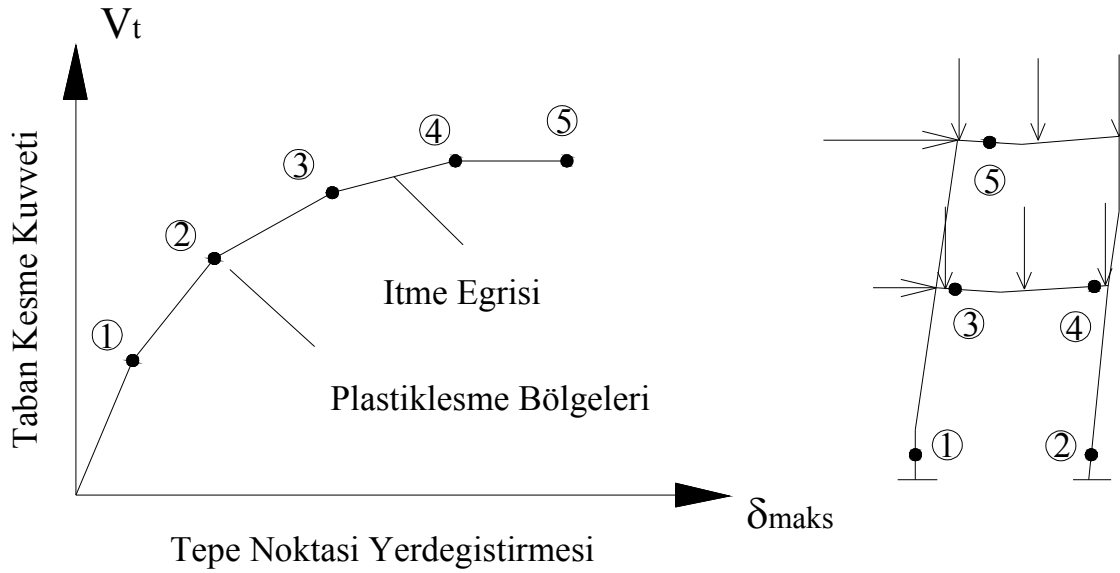
4.1.1. Toplanmış Plastik Mafsall Hipotezinin Esasları

1) Bir kesitte plastik mafsall oluşması için o kesitteki eğilme momentinin M_u plastik moment değerine ulaşması gerekmektedir. Kesitteki eğilme momenti $M' = M_u$ olunca taşıyabileceği en büyük moment değerine ulaşmış demektir. Bundan sonra kesit moment taşıyamaz ve serbestçe döner. Kesitte oluşan ϕ_p plastik dönmesi $maks \phi_p$ ’ye ulaşınca dönme kapasitesine erişir ve kesit kullanılamaz duruma gelir.

2) Plastik mafsallar genellikle taşıyıcı elemanların uç kısımlarında ve orta noktalarında oluşur. Fakat sistemin stabilitesini etkileyen mafsallar kolon ve kiriş uç noktalarında oluşan mafsallardır. Uç noktalar arasında kalan kesit ise doğrusal-elastik davranış gösterir.

3) Düşey taşıyıcı elemanlar (kolonlar ve perdeler) normal kuvvet etkisi kadar eğilme momenti etkisi altındadır. Bu yüzden bu elemanlarda plastik mafsal hesabı yapılırken kesite, kesitteki normal kuvvete bağlı olarak akma koşulundan hesaplanan plastik moment değerinin esas alması gerekmektedir.

Toplanmış plastik mafsal elemanın kullanıldığı yapısal bir sistemin artan dış yükler altındaki davranışı Şekil 4.5’de gösterilmektedir.

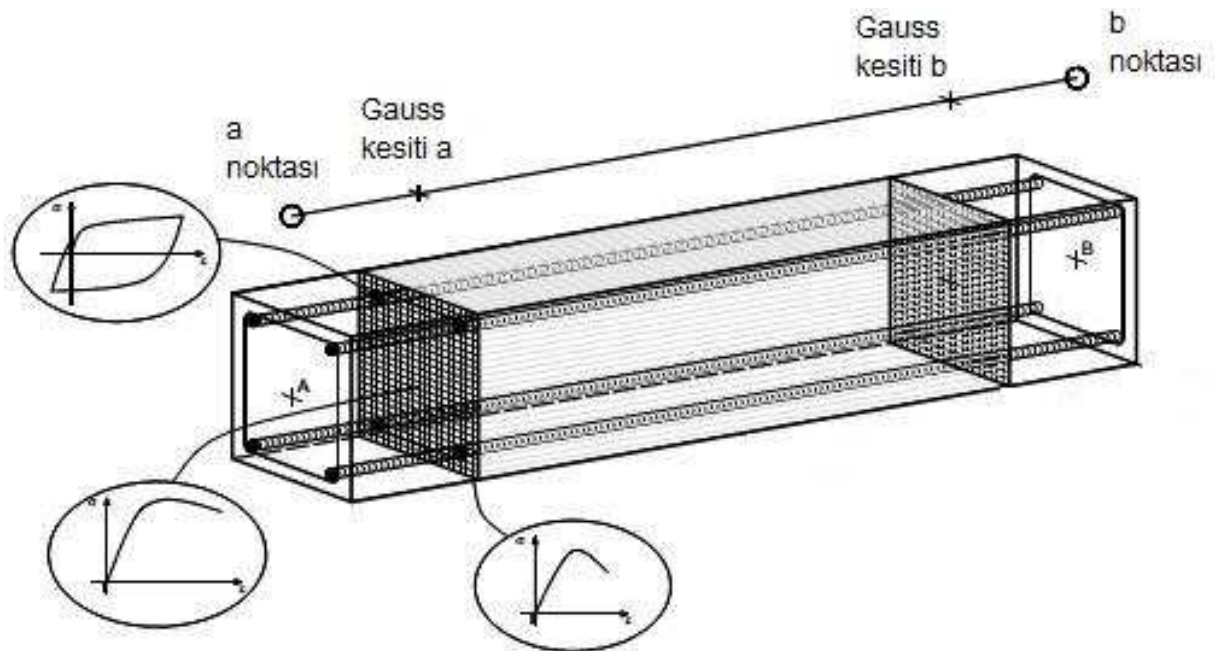


Şekil 4.5. Toplanmış plastik mafsal elemanın kullanıldığı bir yapısal sistemde artan dış yükler altında yapıda meydana gelen plastik mafsallar

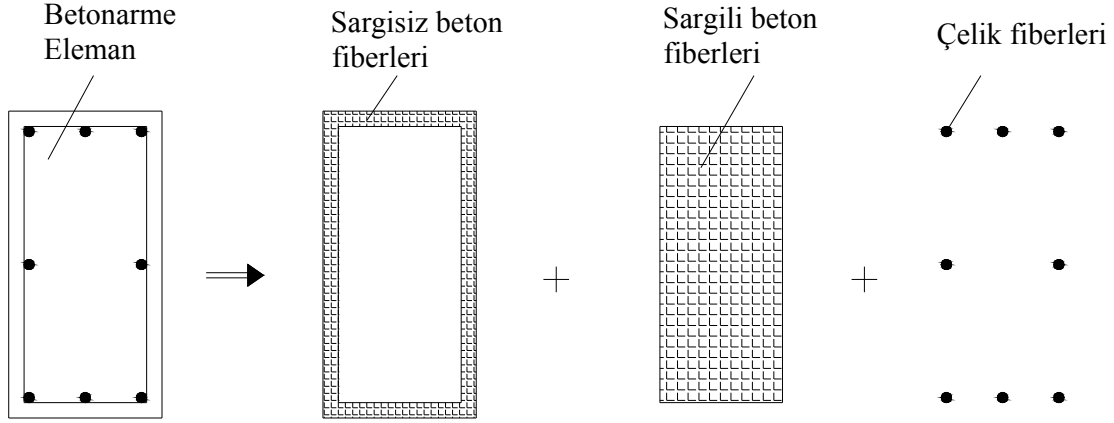
Yapısal sistemde artan yükler altında belirli bir mafsal sayısına ulaşıldığında sistemde bölgesel veya toptan mekanizmalar meydana gelir ve yapı yük taşıyamaz hale gelmektedir.

4.2. Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmelerin Kesit Üzerinde Yayıllı Olması Hali

Betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışı hem betonarme hem de çelik yapılarda kullanılabilen yayılı plastik mafsallık modeliyle daha doğru bir şekilde belirlenebilmektedir (Taucer,1991; Mwafy ve Elnashai, 2001). Bu yaklaşımda yapısal elemanlar; çekirdek beton, kabuk beton ve donatı için olmak üzere üç farklı boyuna fiber eleman kullanılarak modellenir. Çekirdek betonda sargılı beton davranış modeli kullanılırken, kabuk betonda sargısız beton davranış modeli dikkate alınmaktadır. Donatı için tipik donatı çeliğinin gerilme-şekil değiştirme modeli kullanılabilmektedir. Kesitin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları doğrudan değil de, fiberlerin yük altındaki tepkilerinin integrasyonu kullanılarak belirlenmektedir. Fiberlerin yük altındaki tepkileri ise, her bir fiber malzemenin tek eksenli gerilme-şekildeğiştirme ilişkisine bağlı olarak elde edilir. Şekil 4.6’da betonarme bir kirişin boykesitinin fiber elemanlara ve Gauss integrasyon noktalarına bölünmesiyle beraber bu fiber elemanların davranış modelleri gösterilmiştir. Tipik bir betonarme elemana ait enkesitin; kabuk beton, çekirdek beton ve donatı fiber elemanlara bölünmüş halleri de ayrı ayrı olarak Şekil 4.7’de sunulmuştur.



Şekil 4.6. Betonarme bir kirişin fiber elemanlara ayrılması ve malzeme davranışları (Seismostruct'dan adapte edilmiştir)



Şekil 4.7. Betonarme bir eleman enkesitindeki fiberlerin ayrıntılı olarak gösterilmesi

4.2.1.Yayıllı Plastik Mafsal Elemanın Teorisi

Kesit eksenel kuvvet-eğilme davranışı, kesit eksenel deformasyonu (ϵ) ve eğriliğin (χ) bir fonksiyonu olarak tanımlanırken kesme davranışı kesit biçim bozulmasının (γ) ve eksenel deformasyonun (ϵ) bir fonksiyonu olarak ifade edilmektedir.

$$\begin{aligned} M &= M(\chi, \epsilon) \\ P &= P(\chi, \epsilon) \\ V &= V(\epsilon, \gamma) \end{aligned} \quad (4.7)$$

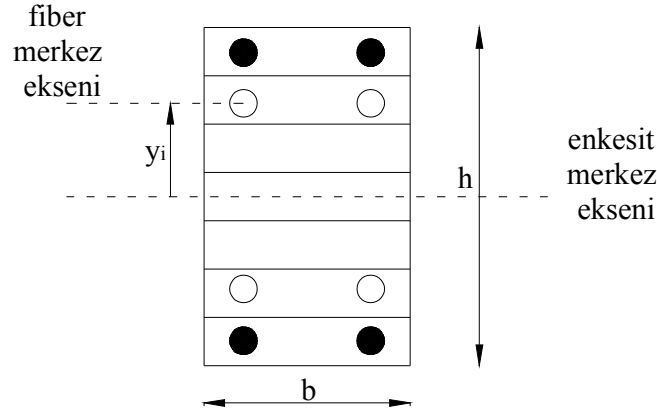
kesit gerilmesi ve şekil değiştirmesi vektör halinde denklem (4.8)'de verilmiştir.

$$\mathbf{p}(x) = \begin{bmatrix} M \\ P \\ V \end{bmatrix} \quad \mathbf{q}(x) = \begin{bmatrix} \chi \\ \epsilon \\ \gamma \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

burada M eğilme momentini, P eksenel kuvveti ve V kesme gerilmesini ifade etmektedir. Kesit rijitlik matrisi aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$k_s(x) = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & 0 \\ k_{21} & k_{22} & 0 \\ 0 & 0 & k_{33} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

$k_{11}, k_{12}, k_{21}, k_{22}$ terimleri fiber modelden gelir ve beton ile çelik fiber rijitliklerinin kesit alanlarının integrasyonundan elde edilmektedir. k_{33} ise kesme rijitliğini gösterir ve kesme biçim bozulmasının (γ) bir fonksiyonudur. Ayrıca k_{33} terimi analizler esnasında oluşan ϵ 'nin maksimum değeri olarak tanımlanan ϵ_{max} değişkenin ayrışması olarak da ifade edilmektedir (Ranzo ve Petrangeli 1998).



Şekil 4.8. Fiber eleman modeli

Şekil 4.8'te gösterilen fiber eleman modelinde, kesit n_f sayıda fiber elemana bölünmüştür. Bu şekilde y_i kesit merkezinden alanı A_i olan i . fiber elemanın merkezine olan uzaklığı göstermektedir. Buradan rijitlik,

$$\begin{aligned}
 k_{11} &= \sum_{ifib=1}^{n_f} A_{ifib} E_{ifib}^j y_{ifib}^2 \\
 k_{12} &= k_{21} = - \sum_{ifib}^{n_f} A_{ifib} E_{ifib}^j y_{ifib} \\
 k_{22} &= \sum_{ifib=1}^{n_f} A_{ifib} E_{ifib}^j
 \end{aligned} \tag{4.10}$$

Denklem 4.10'da E_i^j sırasıyla (çelik ve betonun) malzemenin elastisite modulünü göstermektedir.

$$k_{33} = \frac{\partial[V(\gamma, \epsilon_{max})]}{\partial \gamma} \quad (4.11)$$

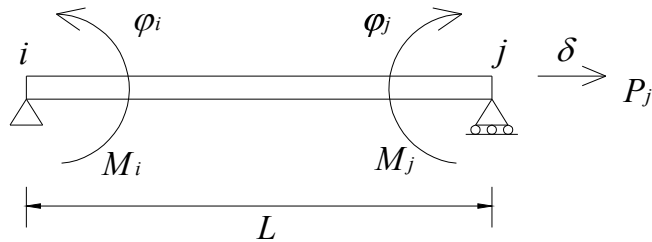
Burada $V(\gamma, \epsilon_{max})$ kesme bağıntıları genel formudur. Malzeme davranış bağıntılarına bağlı olmayan kiriş durumu için Gerilme şekil fonksiyonunu $\mathbf{b}(x)$ kullanarak eleman formülasyonu;

$$M(x) = \left(\frac{x}{L} - 1\right) M_i + \frac{x}{L} M_j$$

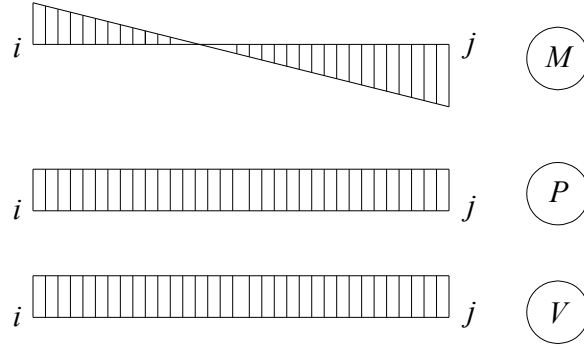
$$P(x) = P_j \quad b_x = \begin{bmatrix} \left(\frac{x}{L} - 1\right) & \frac{x}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ \frac{1}{L} & \frac{1}{L} & 0 \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

$$V_x = \frac{M_i + M_j}{L}$$

Şekil 4.9'da eleman kuvvetleri ve deformasyonları ile Şekil 4.10'da gerilme şekil fonksiyonları verilen çubuk elemanda M_i ve M_j uç momentleri ve P_j eksenel kuvveti göstermektedir. Bu kuvvetler $\mathbf{P}$ vektörü olarak tanımlanırken, eleman uçlarındaki deformasyonlar (φ_i, φ_j ve δ), $\mathbf{Q}$ vektörü olarak ifade edilmektedir.



Şekil 4.9. Eleman kuvvetleri ve deformasyonlar



Şekil 4.10. Gerilme şekil fonksiyonları

Eleman uç deformasyonları Q olarak atanırsa, kesit deformasyonları Denklem 4.13'deki gibi elde edilmektedir.

$$\mathbf{q}(x) = \mathbf{a}(x) \mathbf{Q} \quad (4.13)$$

Burada $\mathbf{a}(x)$ Denklem 4.14'deki şartı sağlayan uygun bir şekil fonksiyon matrisidir.

$$\int \mathbf{b}^T(x) \mathbf{a}(x) \mathbf{b}(x) dx = \mathbf{I} \quad (4.14)$$

Buradan $\mathbf{f}_s(x)$ kesit teğet fleksibility matrisini kullanarak

$$\mathbf{a}(x) = \mathbf{f}_s(x) \mathbf{b}(x) \mathbf{F}^{-1} \quad (4.15)$$

elde edilir. Burada $\mathbf{f}_s(x) = \mathbf{k}_s^{-1}(x)$ ve $\mathbf{F} = \int \mathbf{b}^T(x) \mathbf{f}_s(x) \mathbf{b}(x) dx$ eleman fleksibility matrisidir. Denklem 4.13'de verilen şekil değiştirme alanına karşılık gelen $\mathbf{p}(x)$ kesit gerilmeleri, kesit fiberlerini ve Denklem 4.7'de ifade edilen $V - \gamma$ gerilme şekil değiştirme bağıntılarını kullanarak aşağıdaki gibi elde edilebilir.

$$\mathbf{p}(x) = \mathbf{p}[\mathbf{q}(x)] \quad (4.16)$$

P noktasal kuvvetleri ise Denklem 4.17'deki gibi elde edilmektedir.

$$\mathbf{P} = \mathbf{F}^{-1} \int \mathbf{b}^T(x) \mathbf{f}_s(x) \mathbf{p}(x) dx \quad (4.17)$$

Eleman boyunca oluşan dengesizlik Denklem 4.18’de ki gibi hesaplanmaktadır.

$$\mathbf{r}_p(x) = \mathbf{b}(x)\mathbf{P} - \mathbf{p}(x) \quad (4.18)$$

Dengesizlik ile ilgili enerji kuralı Denklem 4.19’da verildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$E_{um} = \mathbf{r}_p^T(x) \mathbf{f}_s(x) \mathbf{r}_p(x) \quad (4.19)$$

Eğer belirlenen toleranstan az olursa iterasyonlar durur, fakat tam tersi olursa şekil değiştirme alanı Denklem 4.20’de verildiği gibi hesaplanır.

$$\mathbf{q}_n^*(x) = \mathbf{f}_s(x)[\mathbf{b}(x)\mathbf{P} - \mathbf{p}(x)] \quad (4.20)$$

Yeni şekil değiştirme alanını kullanarak bu döngü Denklem 4.16’ dan itibaren tekrarlanır. Bu hali veren denklem aşağıda gösterilmektedir.

$$\mathbf{q}^i(x) = \mathbf{q}^{i-1}(x) \mathbf{q}_n^*(x) \quad (4.21)$$

Sonlu bir yük adımı için yukarıda verilen algoritma aşağıdaki gibi özetlenebilir.

$$\Delta \mathbf{P}^i = \mathbf{F}_{i-1}^{-1} \int_0^L \mathbf{b}^T(x) \mathbf{f}_s^{i-1}(x) \Delta \mathbf{p}[\Delta \mathbf{q}^{i-1}(x)] dx \quad (4.22)$$

$$\Delta \mathbf{q}^i(x) = \Delta \mathbf{q}^{i-1}(x) + \mathbf{f}_s^{i-1}(x) \{ \mathbf{b}(x) \Delta \mathbf{P}^i - \Delta \mathbf{p}[\Delta \mathbf{q}^{i-1}(x)] \} \quad (4.23)$$

5. NÜMERİK ÇALIŞMALAR

Tez çalışmasında sırasıyla dört adet sayısal uygulama yapılmıştır. Farklı özelliklere ve kat sayılarına sahip betonarme çerçeveler seçilerek doğrusal olmayan statik ve dinamik analizleri yapılmıştır. Sayısal uygulamaların doğrusal olmayan dinamik analizlerinde kullanılan deprem ivme kayıtları PEER (Pasific Earthquake Engineering Research Center) güçlü yer hareketi veri tabanından ve Afet ve Acil Durum Yönetimi Deprem Dairesi Başkanlığı'ndan alınmıştır. Seçilen yapıların doğrusal olmayan statik ve dinamik analizlerinde Seismostruct ve SAP2000 yapısal analiz programları kullanılmıştır. Deprem ivme kayıtlarının tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmesi SeismoArtif programı kullanılarak yapılmıştır.

Birinci sayısal uygulamada, farklı yanal yüklemelere maruz seçilen betonarme bir binanın toplanmış plastik mafsallı ve yayılı plastik mafsallı modelleri kullanılarak doğrusal olmayan itme analizleri yapılmıştır. Analizlerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

İkinci sayısal uygulamada, zemin sınıfının betonarme binalardaki hasara etkisi yayılı plastik mafsallı modeli kullanılarak incelenmiştir. Seçilen yapının doğrusal olmayan statik ve dinamik analizlerinde kullanılan deprem kayıtları DBYBHY-2007'de belirtilen tasarım spektrumuna göre ölçeklenerek kullanılmıştır.

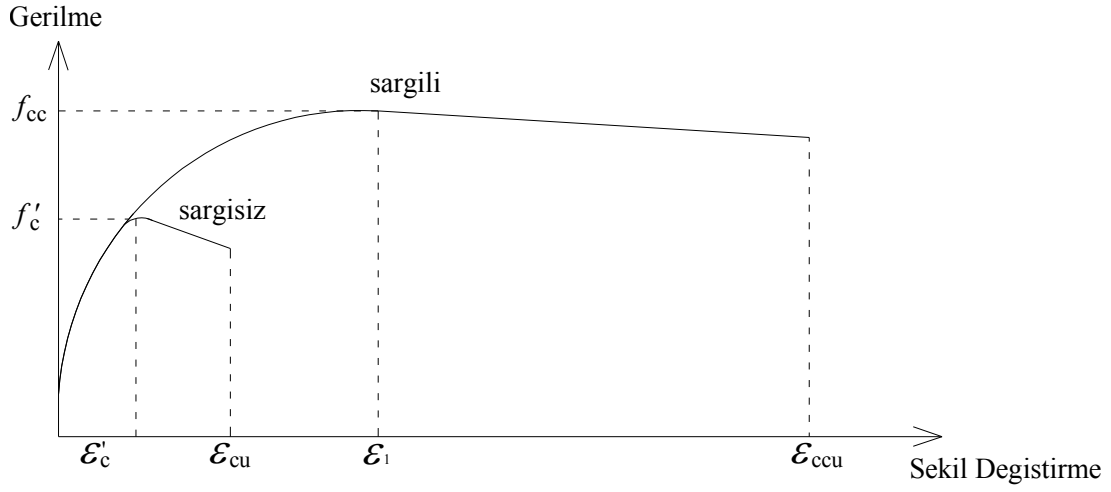
Üçüncü sayısal uygulamada, zemin ve beton dayanımı değişimleri dikkate alınarak betonarme yapılarda sarılma etkisi yayılı plastik mafsallı modeliyle incelenmiştir. Seçilen yapının doğrusal olmayan statik analizi yapılarak zemin kat alt kolon uçlarında meydana gelen moment-dönme eğrileri elde edilerek, zemin sınıfı ve beton dayanımının değişim etkileri incelenmiştir.

Dördüncü sayısal çalışmada ise, tasarlanan yapının doğrusal olmayan dinamik analizleri DBYBHY-2007 ve Eurocode-8 yönetmeliğinde tanımlanan tasarım spektrumlarına göre ölçeklendirilen deprem kayıtları kullanılarak yapılmıştır. Söz konusu analizlerde yayılı plastik mafsallı modeli kullanılmıştır.

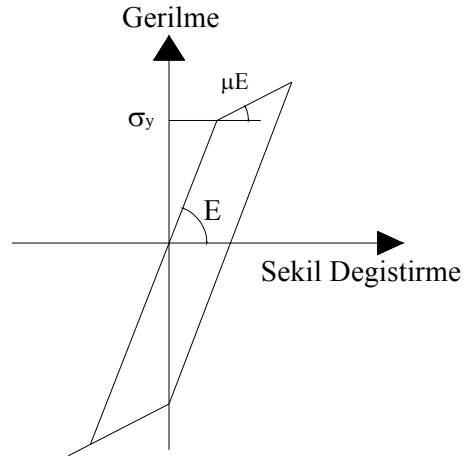
5.1. Sayısal Çalışmalarda Dikkate Alınan Kabuller ve Performans Kriterleri

5.1.1.Beton ve Donatı İçin Kullanılan Malzeme Davranış Modelleri

Betonarme yapılarda özellikle kolonlarda sünekliği sağlayabilmek için olası plastik mafsallarda donatı detaylandırılması dikkatli bir şekilde yapılmalıdır. Betonarme kolonların sünekliğinin sağlanması için en önemli tasarım düşüncesi yeterli enine donatı kullanarak kolonlarda gevrek kırılma ve ayrışmanın önlenmesidir. Çalışmada beton için Mander modeli (Şekil 5.1a) ve yapı çeliği için elasto-plastik model (Şekil 5.1b) kullanılmıştır. Mander beton modeli; fretli, dikdörtgen, kuşatma donatılı, dairesel kesitli yapı elemanlarının monotonik veya çevrimsel yükler altındaki davranışlarını tanımlamak amacıyla geliştirilmiştir. Şekil 5.1’de Mander beton modeli için kuşatılmış ve kuşatılmamış elemanların gerilme şekil değiştirme diyagramı ile yapı çeliği için kullanılan gerilme-şekil değiştirme diyagramı bir arada sunulmuştur.



a) Mander beton modeli



b) Yapı çeliği için kullanılan iki doğrulu elasto-plastik model

Şekil 5.1. Sayısal uygulamalarda kullanılan malzeme davranış modelleri

Seçilen yapılarda meydana gelen hasarların belirlenmesinde kullanılan performans kriterleri ve yapı sistemlerinin elemanlarında oluşan hasarların gösteriminde kullanılan renk skalası sırasıyla Tablo 5.1 ve Tablo 5.2’de verilmiştir.

Tablo 5.1 Yapısal elemanların hasarlarının belirlenmesinde kullanılan performans kriterleri (DBYBHY–2007, İlki ve Celep, 2011)

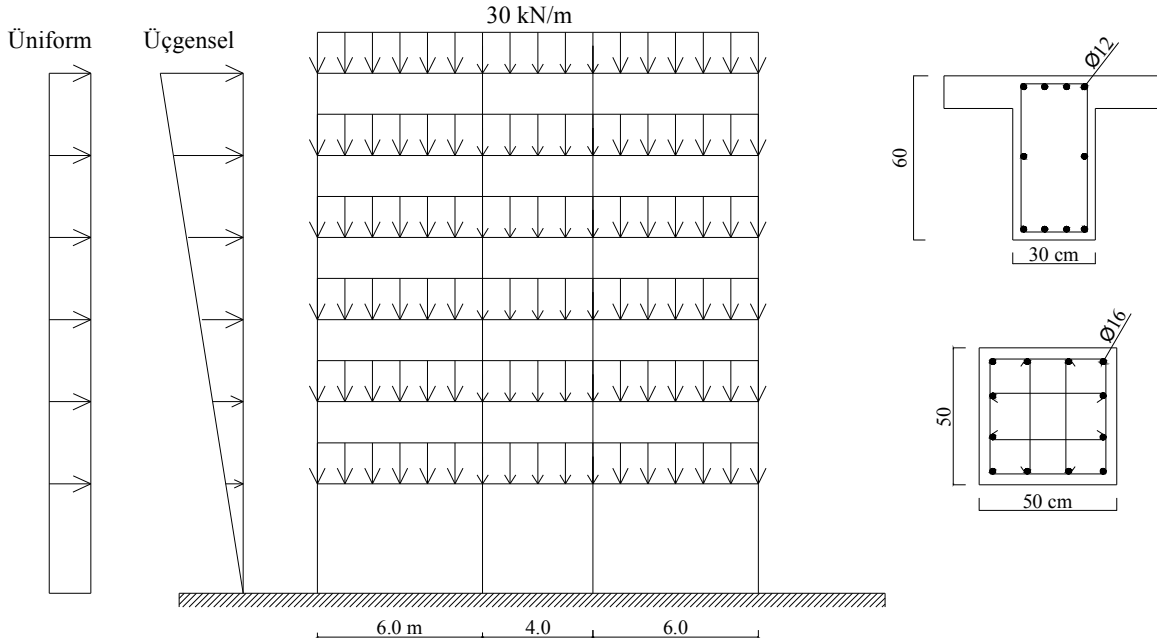
Hasar Sınırı	Çekirdek Beton İçin Sınır Değerler	Kabuk Beton İçin Sınır Değerler	Donatı İçin Sınır Değerler
Minimum Hasar Sınırı (MN)	$(\varepsilon_{cu})_{MN}=0.0035$	0.0035	$(\varepsilon_s)_{MN}=0.010$
Güvenlik Sınırı (GV)	$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.0135$	0.0035	$(\varepsilon_s)_{GV}=0.040$
Göçme Sınırı (GÇ)	$(\varepsilon_{cg})_{GÇ} = 0.004 + 0.014(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.018$	0.0040	$(\varepsilon_s)_{GÇ}=0.060$

Tablo 5.2. Yapı hasarlarının gösteriminde kullanılan renk skalası

Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

5.2. Sayısal Çalışma 1: Toplanmış Plastik Mafsal ve Yayılı Plastik Mafsal Modellerinin Farklı Yanal Yüklere Göre Doğrusal Olmayan İtme Analizlerinin Karşılaştırılması

Bu çalışmada yüksek süneklığe sahip 1.derece deprem bölgesinde yer alan Z3 zemin sınıfına sahip, 6 katlı, 3 açıklıklı çerçevesel betonarme bir sistem seçilerek toplanmış plastik mafsal ve yayılı plastik mafsal eleman modellerine göre statik itme analizleri yapılmıştır. Seçilen bu sistemin toplam yüksekliğinin 19 m, zemin katının 4 m ve normal katların 3 m yüksekliğe sahip olduğu kabul edilmiştir. Yapı sisteminde kolon boyutları tüm katlarda aynı olmak üzere 50/50 cm, kiriş boyutları 30/60 cm ve döşeme kalınlığı 14 cm olarak alınmıştır. Analizleri yapılan bu çerçevesel yapının beton basınç dayanımı 20 N/mm^2 ve çelik akma dayanımının ise 420 N/mm^2 olduğu varsayılmıştır. Kütleyle orantılı olarak elde edilen üniform ve ilk modun etkinliğine göre elde edilen üçgensel yanal yüklemelere göre itme analizleri yapılan çerçevesel yapı, birer kolon ve kiriş enkesit detayları ile birlikte Şekil 5.2’de sunulmuştur.



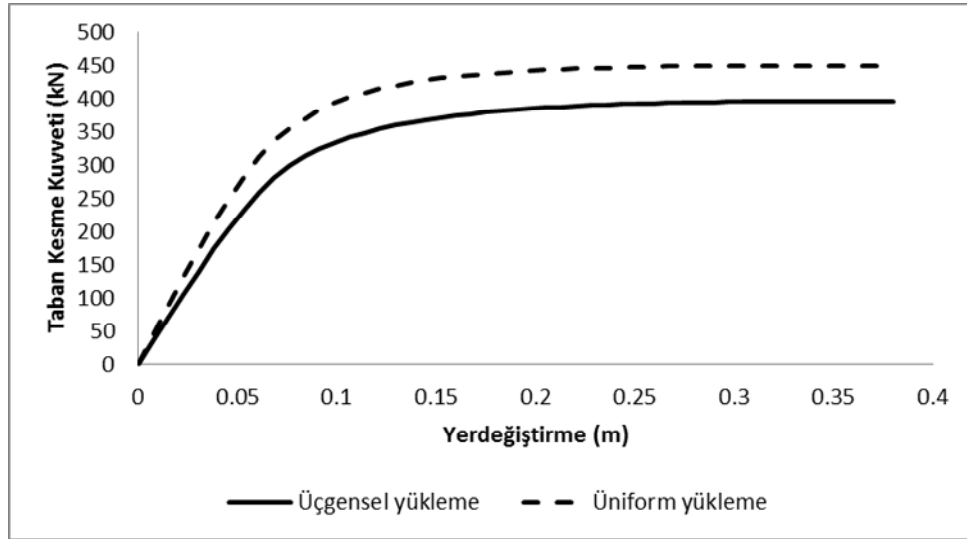
Şekil 5.2. Altı katlı yapının yükleme durumları, yapı sistemi ve yapı elemanlarının enkesitleri

Tablo 5.3’de ise sayısal çalışmada kullanılan yapıya ait malzeme parametreleri verilmiştir.

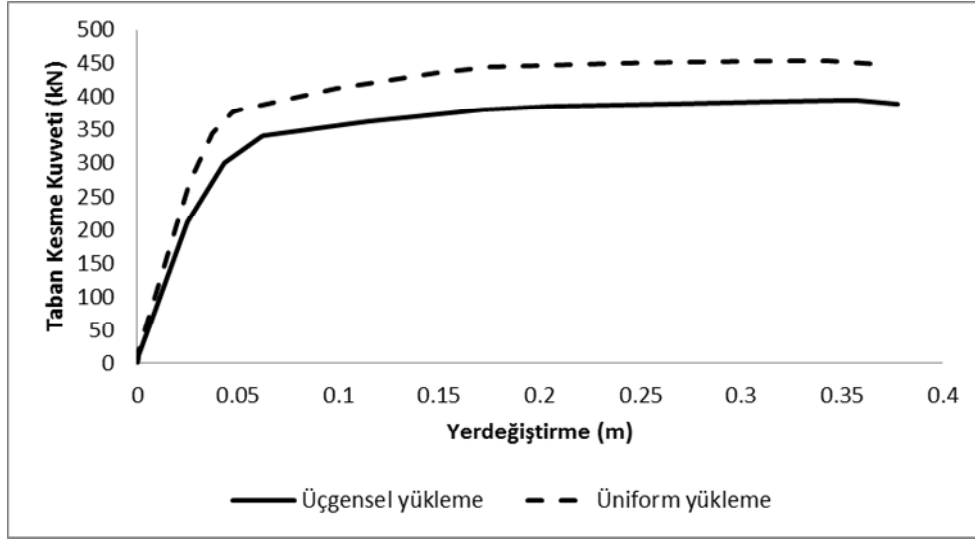
Tablo 5.3. Sayısal çalışmada kullanılan malzeme parametreleri

Parametreler	Beton		Çelik
	Sargısız Beton	Sargılı Beton	Boyuna ve Enine Donatı
f_c (Betonun Basınç Dayanımı)	20 Mpa	23 Mpa	-
f_t (Betonun Çekme Dayanımı)	2.0 Mpa	2.3 Mpa	-
ε_{co} (Betonun maksimum Şekil Değiştirmesi)	0.002		-
E_c (Betonun Elastisite Modülü)	28500 Mpa		-
μ (Çeliğin Şekil Değiştirme Sertleşme Katsayısı)	-	-	0.02
E_s (Çeliğin Elastisite Modülü)	-	-	2e5 Mpa
Enine Donatı Aralığı	-	-	0.10 m

Sap2000 ve Seismostruct yapısal analiz programları kullanılarak, seçilen yapının farklı yüklemeler ve mafsalları için kapasite eğrileri elde edilmiştir. Şekil 5.3 ve 5.4’de mafsalları için yanal yük biçimine bağlı olarak kapasite eğrileri gösterilmektedir.

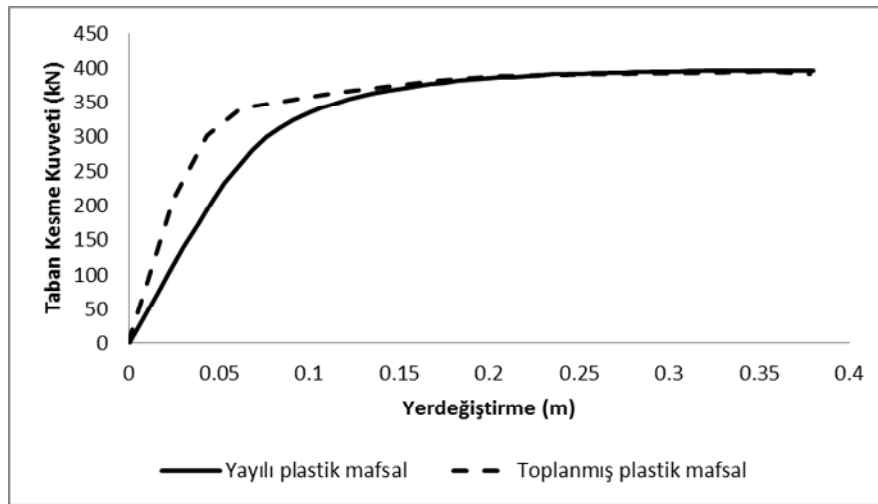


Şekil 5.3. Yayılı plastik mafsalları (fiber eleman) modelinin farklı yüklemelerine göre kapasite eğrileri

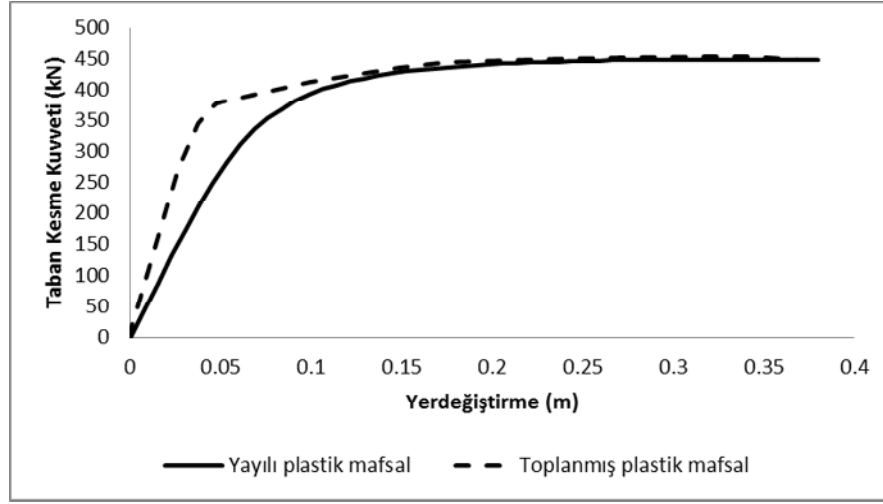


Şekil 5.4. Toplanmış plastik mafsal modelinin farklı yükleme biçimlerine göre kapasite eğrileri

Şekil 5.3 ve 5.4'e göre, hem toplanmış hem de yayılı plastik mafsal tipi için üniform yanal yükleme biçimi ilk rijitlik ve taban kesme kuvveti açısından daha yüksek sonuçlar vermiştir. Diğer bir deyişle üniform yanal yükleme biçimi üçgensel yükleme biçimine göre her iki mafsal tipi içinde aynı taban kesme kuvvetinde daha düşük tepe deplasmanı vermiştir. Bu durum da göstermektedir ki, yüksek modların etkili olduğu sistemlerde üniform yanal yük biçimi üçgensel yanal yük biçimine göre en son dayanımı daha doğru bir şekilde vermektedir.

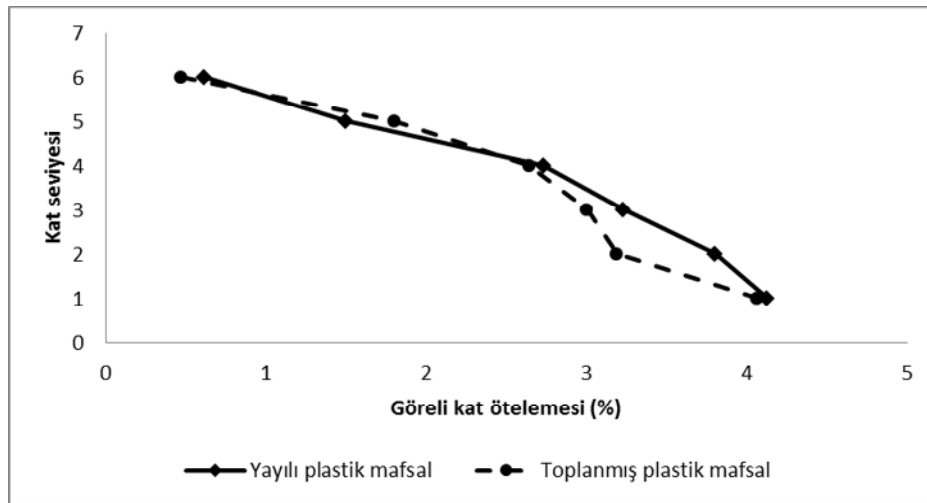


Şekil 5.5. Üçgensel yanal yükleme biçimine göre farklı mafsal tiplerinin kapasite eğrileri

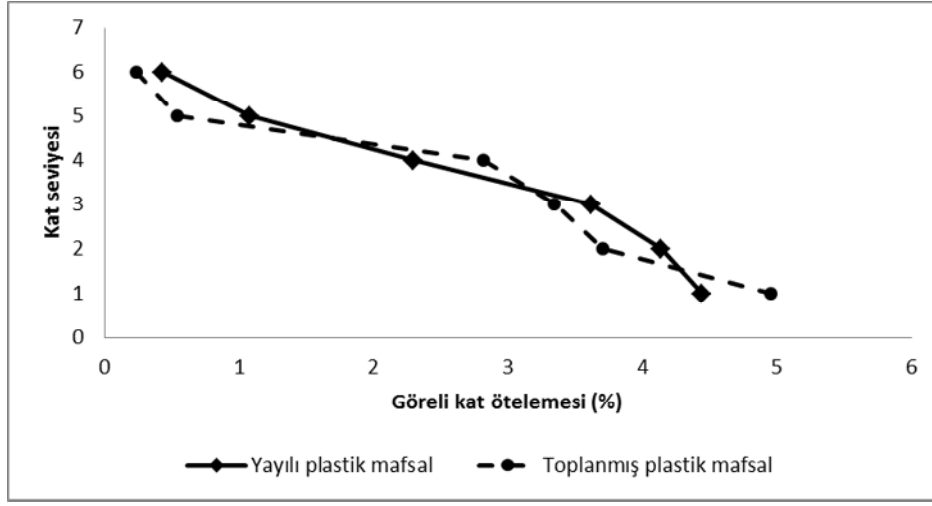


Şekil 5.6. Üniform yanal yükleme biçimine göre farklı mafsallı tiplerinin kapasite eğrileri

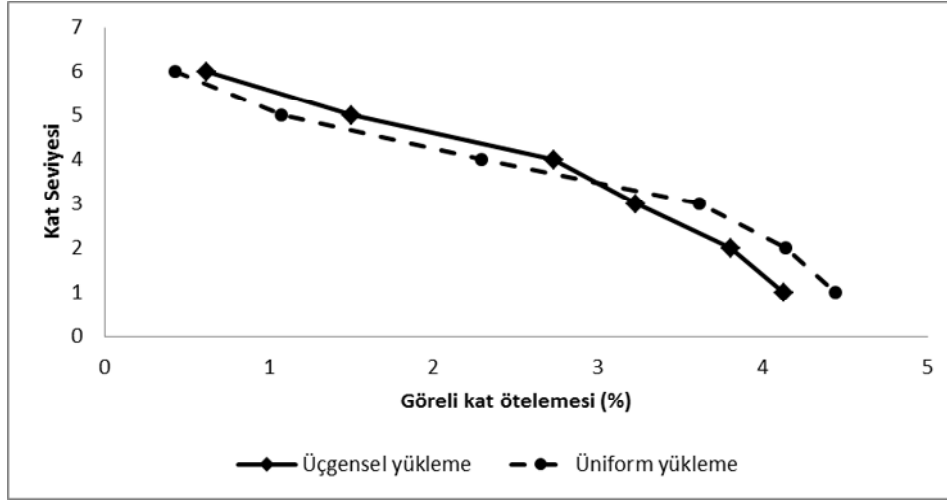
Şekil 5-6'da ise taban kesme kuvvetleri aynı yanal yükleme durumları için toplanmış plastik mafsallı ile yayılı plastik mafsallı modelleri için ayrı ayrı karşılaştırılmıştır. Her iki modelde de taban kesme kuvvetleri birbirine yakın olmakla birlikte, toplanmış plastik mafsallı modeline ait kapasite eğrileri ilk rijitlik bakımından daha yüksek sonuçlar vermektedir. Diğer bir deyişle, toplanmış plastik mafsallı modelinin kullanıldığı çözümlerde yaklaşık 0.2 m'lik tepe noktası yer değiştirmesine kadar daha küçük olan yer değiştirmelerde yayılı plastik mafsallı modeline göre daha büyük taban kesme kuvveti elde edilmiştir.



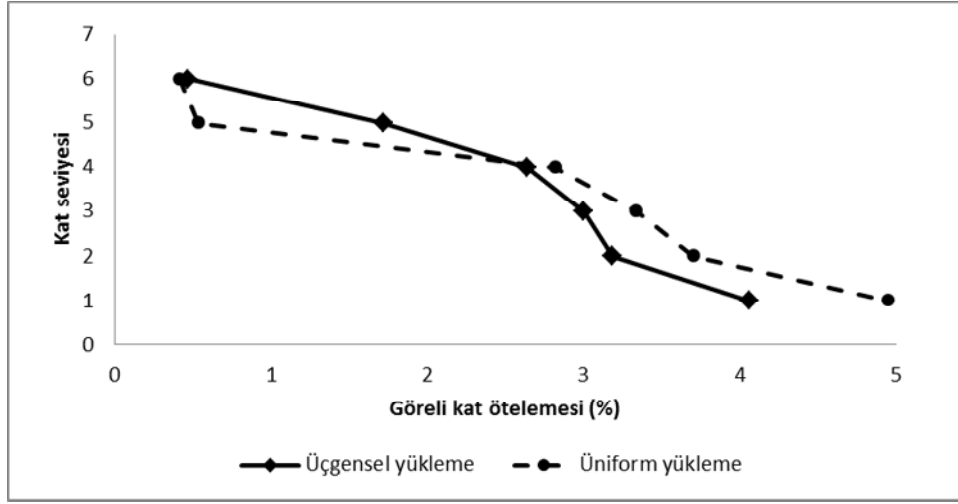
Şekil 5.7. Üçgensel yanal yükleme biçimi için farklı mafsallı modellerine göre hesaplanan göreceli kat ötelemeleri



Şekil 5.8. Üniorm yanal yükleme biçimi için farklı mafsallara göre hesaplanan görel kat ötelemeleri



Şekil 5.9. Farklı yanal yükleme biçimi için yayılı (fiber) plastik mafsall modeline göre hesaplanan görel kat ötelemeleri

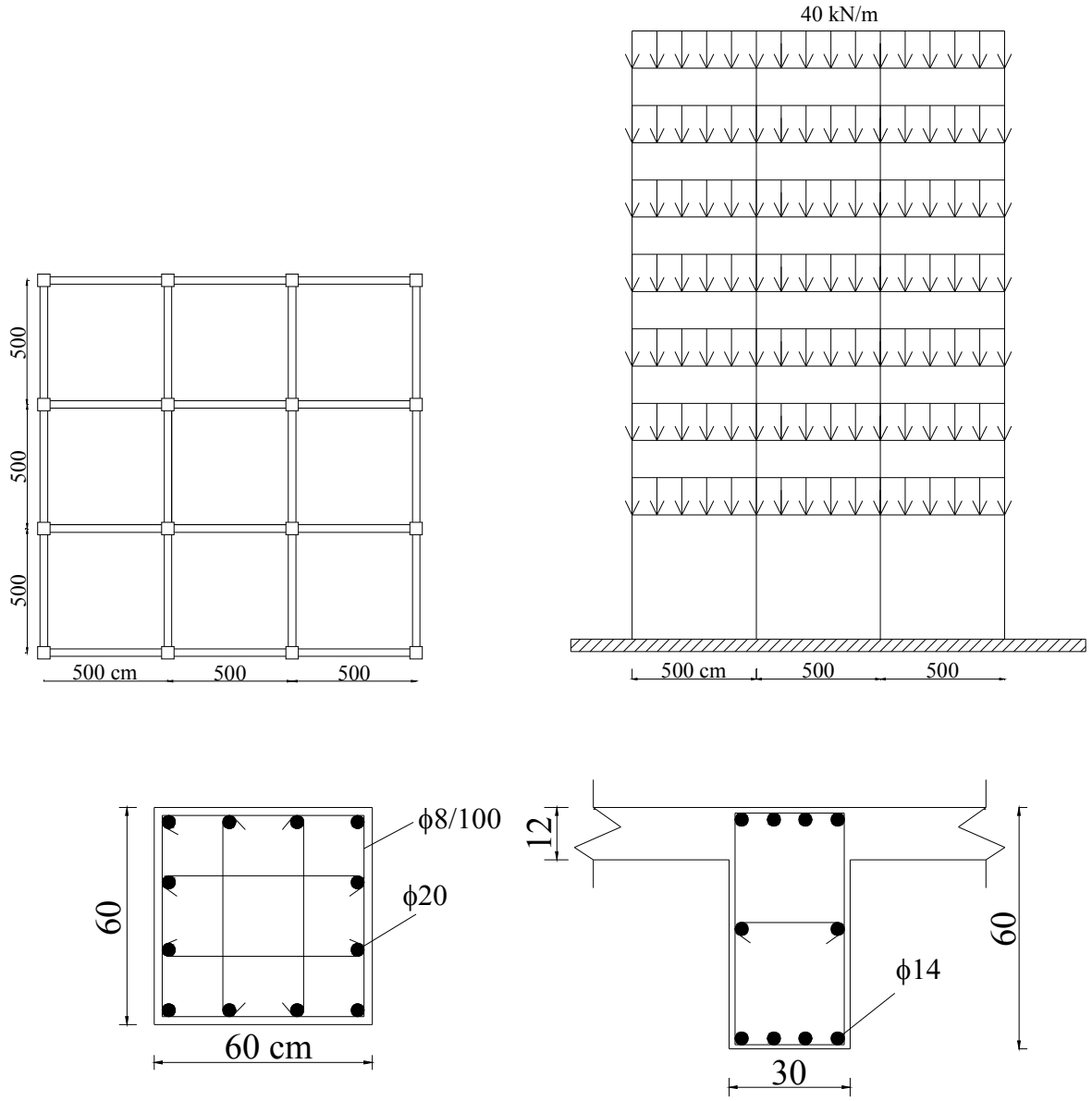


Şekil 5.10. Farklı yanal yükleme biçimi için toplanmış plastik mafsallara göre hesaplanan göreceli kat ötelemeleri

Seçilen yapının farklı yükleme biçimleri ve plastik mafsallara göre elde edilen göreceli kat ötelemeleri Şekil 5.7–5.10’da gösterilmiştir. Üniform yanal yükleme biçimi hem yayılı hem de toplanmış plastik mafsallarda alt katlarda daha yüksek göreceli kat ötelemesi verirken, bu yükleme biçimi üst katlarda üçgensel yüklemeye göre daha düşük göreceli kat ötelemeleri vermiştir. Bu da göstermektedir ki, üniform yükleme biçimi alt katları daha büyük yanal deplasman talebine zorlamaktadır. Bununla birlikte, yayılı plastik mafsallarda üçgensel yanal yüklemeye alt katlarda daha fazla göreceli kat ötelemesi verirken, bu durum üniform yanal yük biçiminde tam belirgin değildir.

5.3. Sayısal Çalışma 2: Zemin Sınıfı Dikkate Alınarak Betonarme Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik ve Statik Analizlerinin Yayılı Plastik Mafsal Modeline Göre Değerlendirilmesi

Bu bölümde, betonarme yapılarda zemin sınıfı etkisi yayılı plastik mafsal modeli kullanılarak incelenmiştir. Bunun için 7 katlı 3 açıklıklı bir betonarme sistemin seçilen bir orta aksı için doğrusal olmayan dinamik ve statik itme analizleri yapılmıştır. Toplam yüksekliği 22.5 m olan bu yapı sisteminin zemin kat yüksekliği 4.5 m ve normal katları 3 m olarak seçilmiştir. Kolon boyutları 60x60 cm, kiriş boyutları 30x60 cm ve döşeme kalınlığı 12 cm olarak alınmıştır. 1. deprem bölgesinde ve bina önem katsayısı 1.0 olan yapı sisteminin beton basınç dayanımı 25 MPa, çelik akma dayanımı 420 MPa seçilmiştir. Sarılma etkisi Mander beton modeli kullanılarak hesaplanmıştır. Yapı sisteminin planı, seçilen orta aksın boykesiti ve yapısal elemanların enkesitleri Şekil 5.11’de verilmiştir. Ayrıca, yapısal elemanlardaki sıkılaştırma bölgeleri ile ilgili parametreler Tablo 5.4 de sunulmuştur.



Şekil 5.11. Yedi katlı yapının plan, boykesit ve yapısal elemanlarının enkesitleri

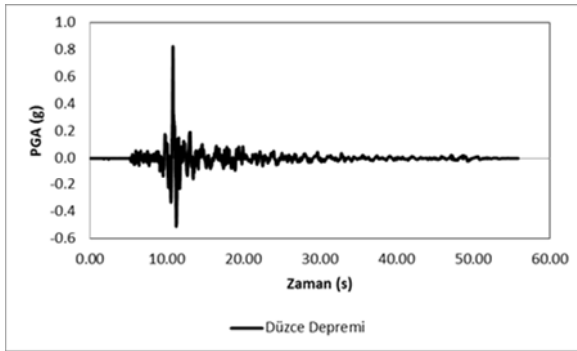
Tablo 5.4. Yapısal elemanlardaki sıkılaştırma bölgeleri ile ilgili parametreler

	Etriye aralığı (cm)	Sarılma Faktörü	Sarılma Bölgesi uzunluğu (cm)
Kolon uç bölgesi	10	1.2597	60
Kolon orta bölgesi	15	1.1591	
Kiriş uç bölgesi	10	1.1272	120
Kiriş orta bölgesi	15	1.0725	
Etriye çapı	8 mm		

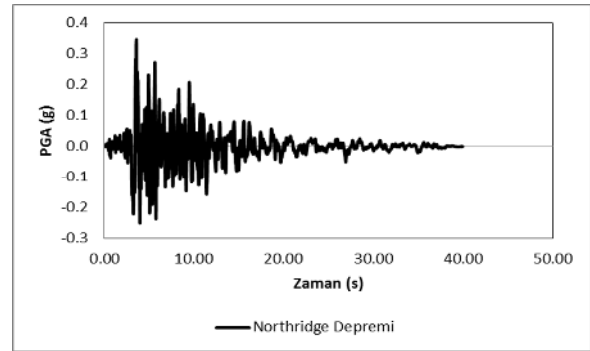
Dinamik analizlerde kullanılmak üzere; Tablo 5.5’de özellikleri ve Şekil 5.12’de ise zamanla değişim grafikleri verilen deprem ivme kayıtları, DBYBHY-2007’de tanımlanan tasarım spektrumu dikkate alınarak ve yine aynı yönetmelikte belirtilen dört zemin sınıfı için ayrı ayrı ölçeklendirilmiştir. DBYBHY-2007’de verilen zemin sınıfları ve ilgili karakteristik periyotları Tablo 5.6’da ve bu zemin sınıflarına göre çizilen tasarım spektrumları ise Şekil 5.13’de verilmiştir.

Tablo 5.5. Yapı sisteminin dinamik analizleri için seçilen deprem kayıtları

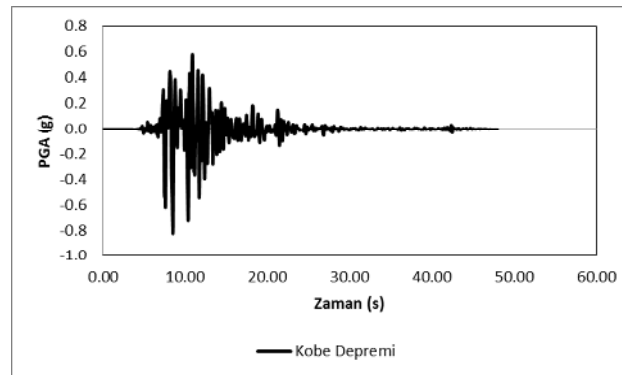
Depremler	İstasyon	Doğrultusu	Tarih	Büyüklik	PGA (g)	Süre (sn)
Düzce	Bolu	Doğu-Batı	12.11.1999	7.1	0.822	55.89
Northridge	Arleta	Doğu-Batı	17.01.1994	6.7	0.344	39.98
Kobe	Kjm	Doğu-Batı	16.01.1995	6.9	0.821	47.98



a)



b)

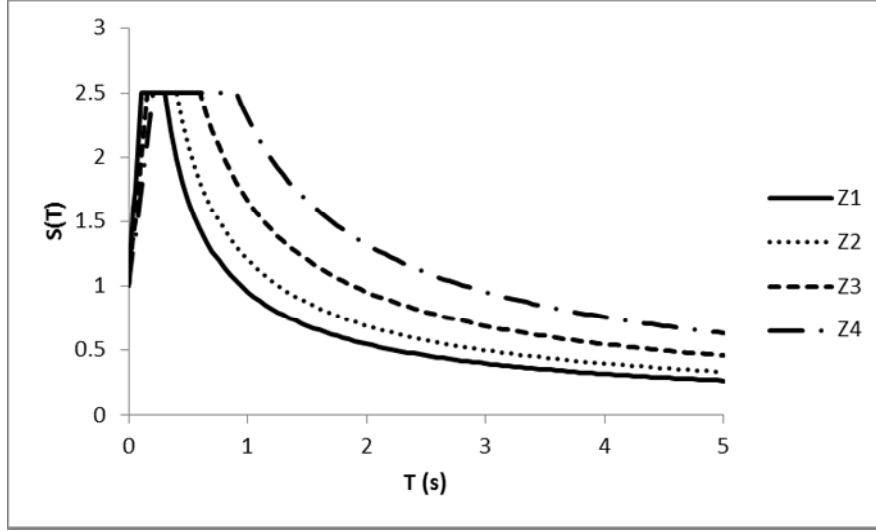


c)

Şekil 5.12. Doğrusal olmayan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtları

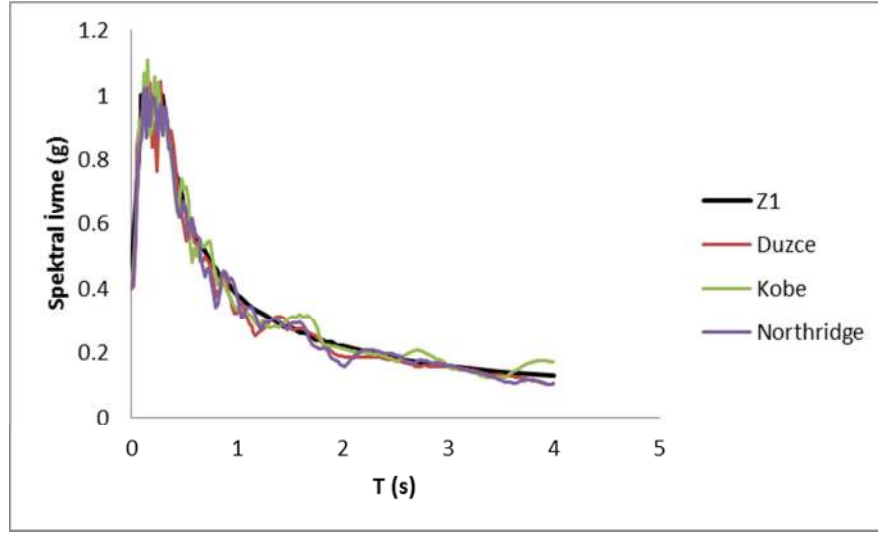
Tablo 5.6 DBYBHY-2007’de zemin sınıflarına göre spektrum karakteristik periyotları

Yerel Zemin Sınıfları	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

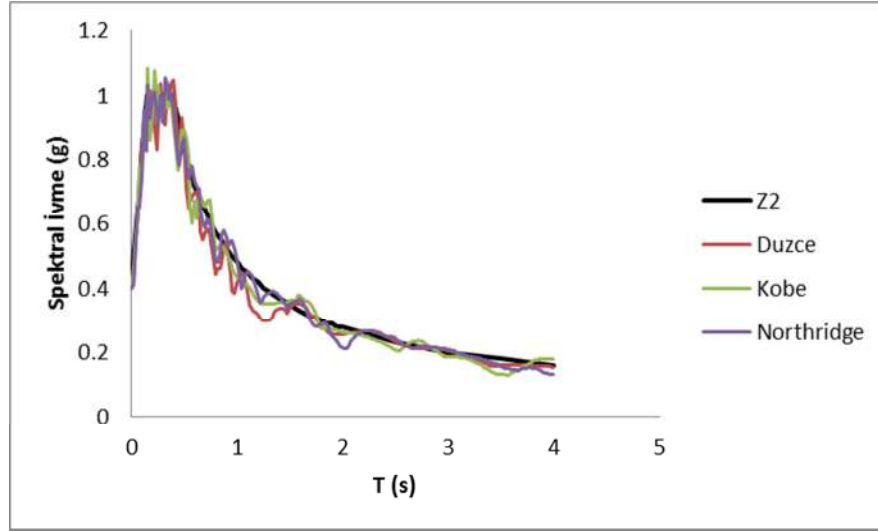


Şekil 5.13. DBYBHY-2007’de tanımlanan dört zemin sınıfına göre çizilen tasarım spektrumları

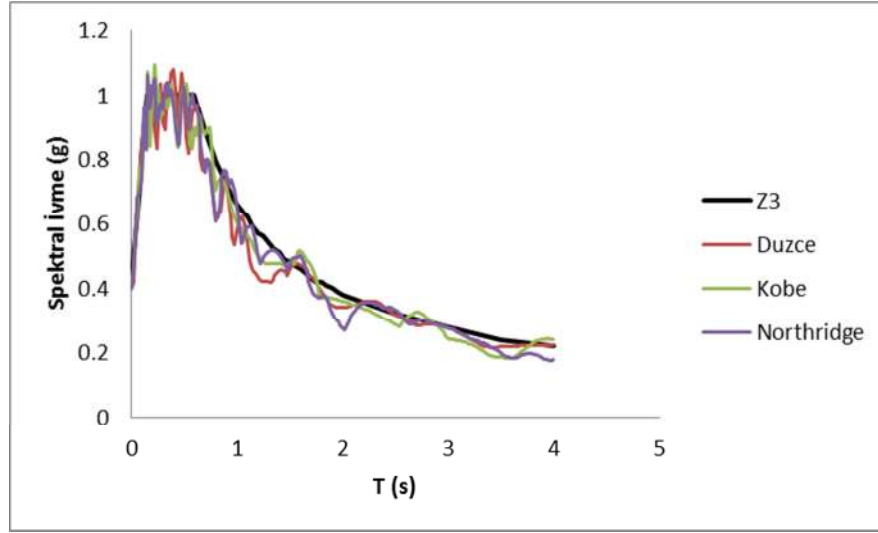
Seçilen bu deprem kayıtları Şekil 5.13’de dört zemin sınıfı için ayrı olarak çizilen tasarım spektrumlarına uyarlanarak (Şekil 5.14–5.17), ölçeklendirilmiş ivme kayıtları elde edilmiştir. Ölçeklendirilmiş bu ivme kayıtları seçilen yapı sisteminin lineer olmayan dinamik analizlerinde dinamik etki olarak kullanılmıştır. Böylelikle zemin sınıfı değişiminin söz konusu yapının dinamik davranışına etkisi bu yolla hesaba katılmış olacaktır.



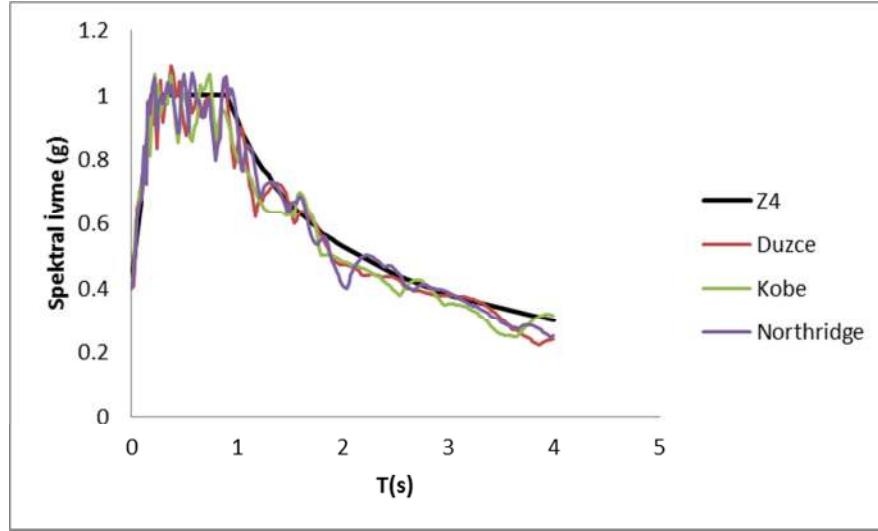
Şekil 5.14. DBYBHY-2007’de tanımlanan Z1 zemin sınıfı için elastik tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumları



Şekil 5.15. DBYBHY-2007’de tanımlanan Z2 zemin sınıfı için elastik tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumları

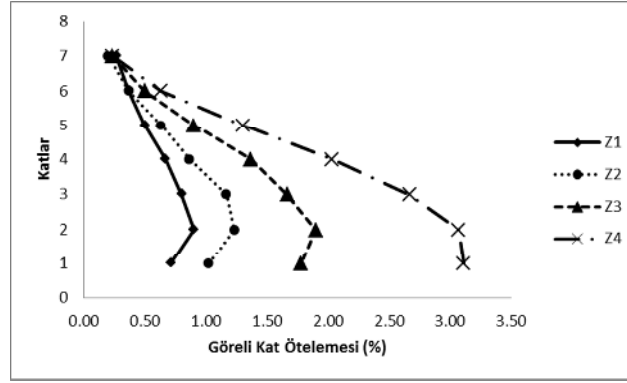


Şekil 5.16. DBYBHY-2007’de tanımlanan Z3 zemin sınıfı için elastik tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumları

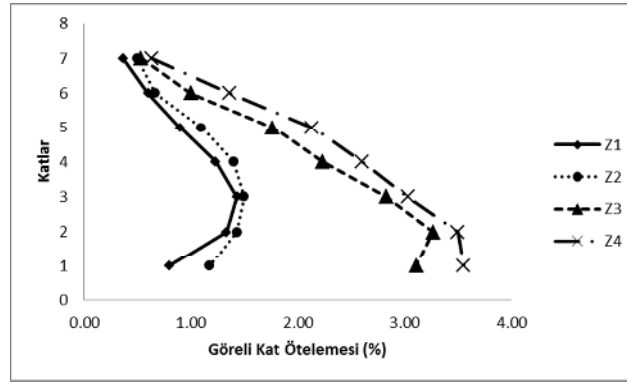


Şekil 5.17. DBYBHY-2007’de tanımlanan Z4 zemin sınıfı için elastik tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumları

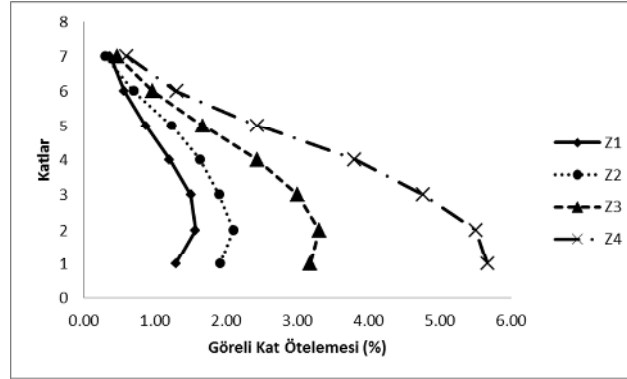
Yapı sisteminin ölçeklenmiş deprem kayıtlarına göre yapılan doğrusal olmayan dinamik analizlerinden elde edilen göreceli kat ötelemeleri her bir deprem kaydı ve zemin sınıfı için Şekil 5.18’de verilmiştir.



a) Düzce depremi



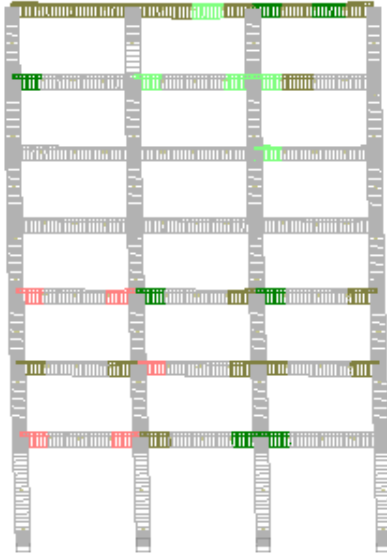
b) Northridge depremi



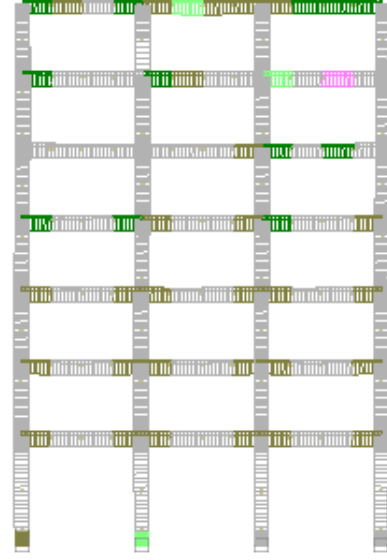
c) Kobe depremi

Şekil 5.18. Ölçeklendirilmiş depremlerden elde edilen görel kat ötelemeleri

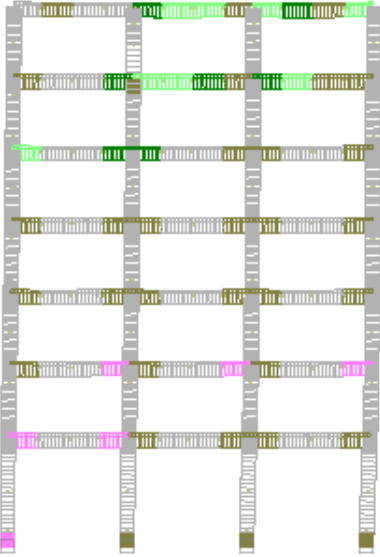
Elde edilen görel kat ötelemelerine göre zemin sınıfının büyümesi yapı sisteminde daha büyük yerdeğiştirme talebine sebep olmaktadır. Özellikle Z4 ve Z3 zeminlerinin diğer zemin sınıflarına göre yapıyı 2–3 kat daha zorladığı görülmektedir. Şekil 5.19–5.21’de ölçeklendirilmiş deprem kayıtları kullanarak yapılmış dinamik analizlerde elde edilen hasar durumları gösterilmiştir.



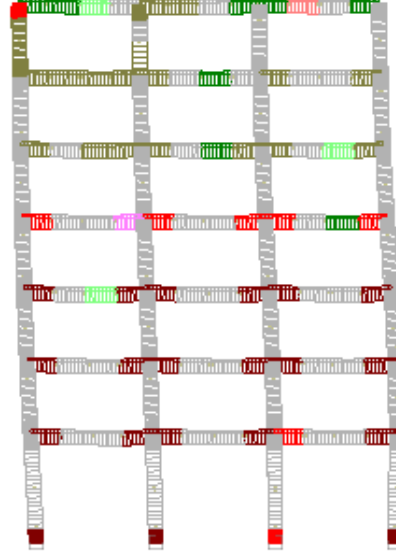
a) Z1 zemin sınıfında oluşan hasar durum



b) Z2 zemin sınıfında oluşan hasar durumu



c) Z3 zemin sınıfında oluşan hasar durumu

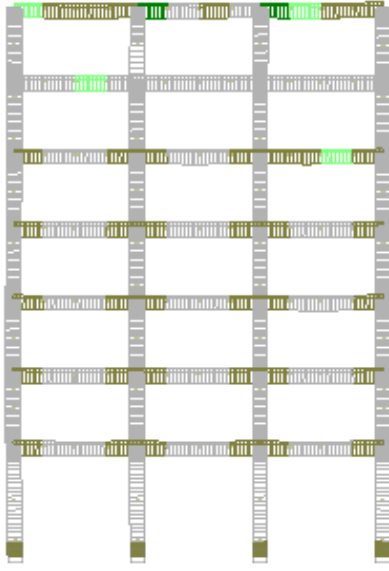


d) Z4 zemin sınıfında oluşan hasar durumu

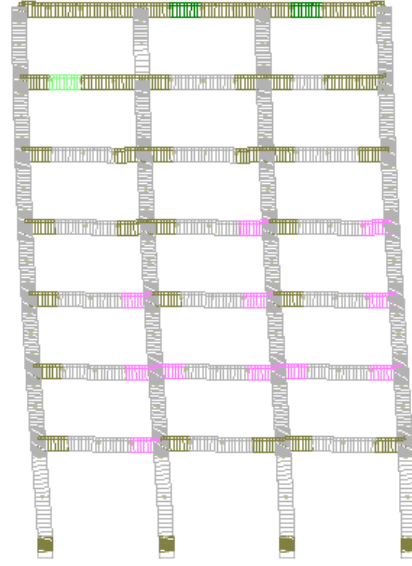
Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

Şekil 5.19. Zemin sınıflarına göre ölçeklendirilmiş Düzce Depremi kullanılarak yapılan dinamik analizlerden elde edilen hasar durumları

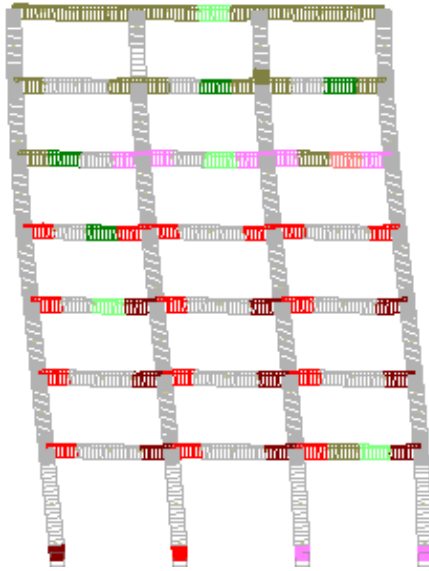
Şekil 5.19 incelendiğinde görülmektedir ki; ölçeklendirilmiş Düzce Depremine göre Z1 zemin sınıfına sahip yapı sisteminin kolonlarında herhangi bir hasar oluşmazken, kirişlerinde sadece kabuk betonunda çeşitli seviyelerde hasarlar meydana gelmiştir. Üç tane kirişin uçlarında çekirdek betonunda minimum hasarlar oluşmuştur. Z2 zemin sınıfında zemin kat kolon alt uçlarında kabuk betonda minimum hasar sınırında ve güvenlik hasar sınırında hasarlar oluşurken, Z1 zemin sınıfında hasar olmayan kirişlerde Z2 zemin sınıfında hasarlar oluşmuştur. Fakat bu hasarlar kabuk beton seviyesinde kalmıştır. Z3 zemin sınıfında zemin kat kolonların alt ucunda kabuk betonda göçme sınırında hasar meydana gelirken, zemin katın bir kolonun alt ucunda donatıda minimum hasar seviyesinde hasar oluşmuştur. Bununla birlikte dört tane kirişin ucunda da donatı bakımından minimum hasar seviyesine ulaşırken, diğer kiriş uçlarında kabuk betonda göçme sınırında hasarlar oluşmuştur. Üst katlarda bazı kirişlerin orta bölgesinde de kabuk betonda çeşitli seviyelerde hasarlar meydana gelmiştir. En büyük hasarın meydana geldiği Z4 zemin sınıfına sahip yapıda zemin kat kolon uçlarından üç tanesinde çekirdek beton göçme sınırına ulaşırken, bir kolon ucunda hasar güvenlik sınırında kalmıştır. Üç katın hemen hemen bütün kiriş uçlarında göçme seviyesinde hasarlar oluşmuştur.



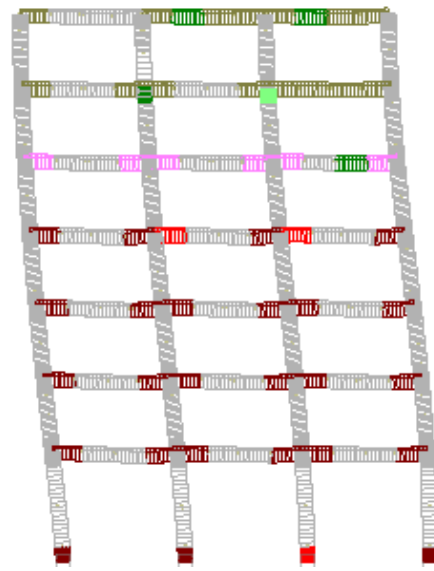
a) Z1 zemin sınıfında oluşan hasar durumu



b) Z2 zemin sınıfında oluşan hasar durumu



c) Z3 zemin sınıfında oluşan hasar durumu

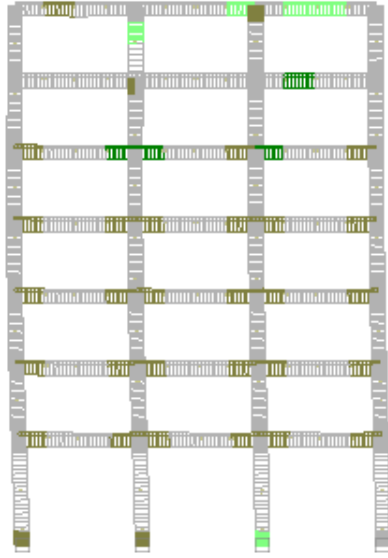


d) Z4 zemin sınıfında oluşan hasar durumu

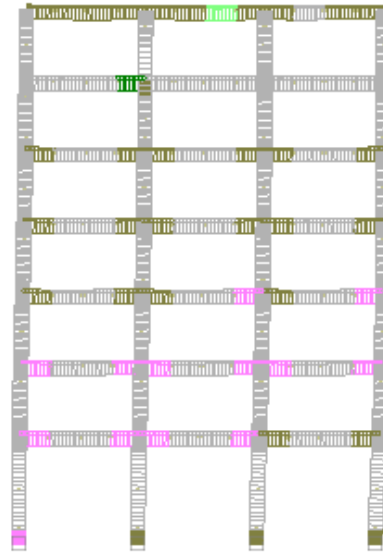
Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

Şekil 5.20. Zemin sınıflarına göre ölçeklendirilmiş Northridge Depremi kullanılarak yapılan dinamik analizlerden elde edilen hasar durumları

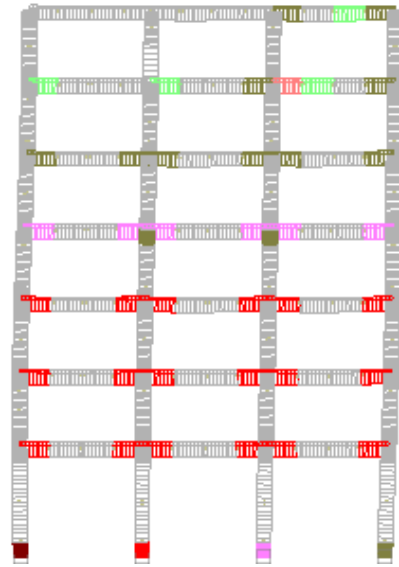
Şekil 5.20’de ölçeklendirilmiş Northridge Depremi kullanılarak yapılan doğrusal olmayan analizden elde edilen hasar durumları dört zemin sınıfı için verilmiştir. Z1 zemin sınıfına sahip yapı sisteminin zemin kat kolon uçlarında ve hemen hemen bütün kiriş uçlarının kabuk betonlarında göçme seviyesi sınırında hasarlar oluşmuştur. Bazı üst kat kirişlerin orta bölgelerinde ise hasarlar minimum hasar sınırı seviyesinde kalmıştır. Aynı yapı sisteminin Z2 zemin sınıfında hasarlarda artışlar meydana gelmiş ve bazı kirişlerin uç bölgelerinde donatılar minimum hasar sınırına gelmiştir. Bazı kirişlerin orta bölgesindeki hasarlar da kabuk betonda güvenlik sınırına gelmiştir. Z3 zemin sınıfında, zemin kat kolon alt uçlarının birisi çekirdek beton göçme sınırına, bir diğer kolon ucu güvenlik sınırına ve diğer iki kolon ucu da donatı bakımından minimum hasar sınırına ulaşmıştır. Kirişler de ise hasarlar çekirdek betonda meydana gelmiş ve alt kat kirişlerinde güvenlik sınırı ve göçme sınırında hasarlar oluşmuştur. Z4 sınıfında ise hasarlar daha da artarak zemin kat kolon uçları göçme sınırına ve güvenlik sınırına ulaşmıştır. Z3 zemin sınıfında çekirdek betonda güvenlik sınırında hasar oluşan kirişler, Z4 sınıfında göçme sınırına gelmiştir.



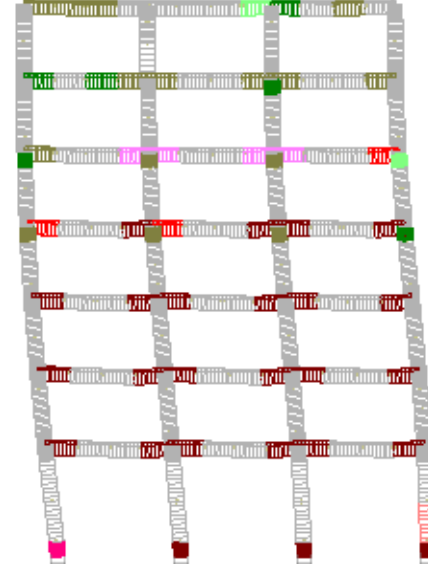
a) Z1 zemin sınıfında oluşan hasar durumu



b) Z2 zemin sınıfında oluşan hasar durumu



c) Z3 zemin sınıfında oluşan hasar durumu



d) Z4 zemin sınıfında oluşan hasar durumu

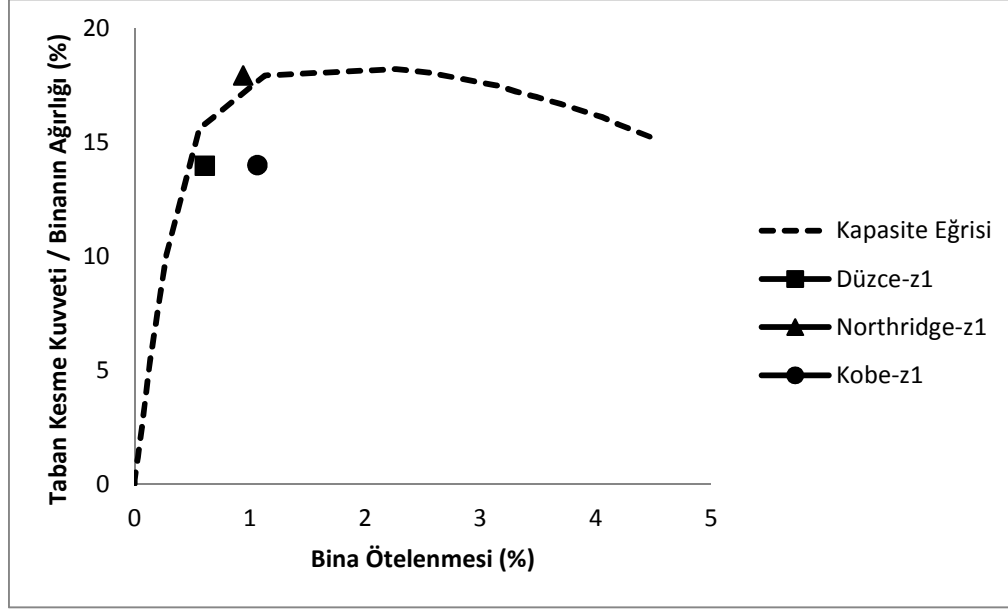
Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

Şekil 5.21. Zemin sınıflarına göre ölçeklendirilmiş Kobe Depremi kullanılarak yapılan dinamik analizlerden elde edilen hasar durumları

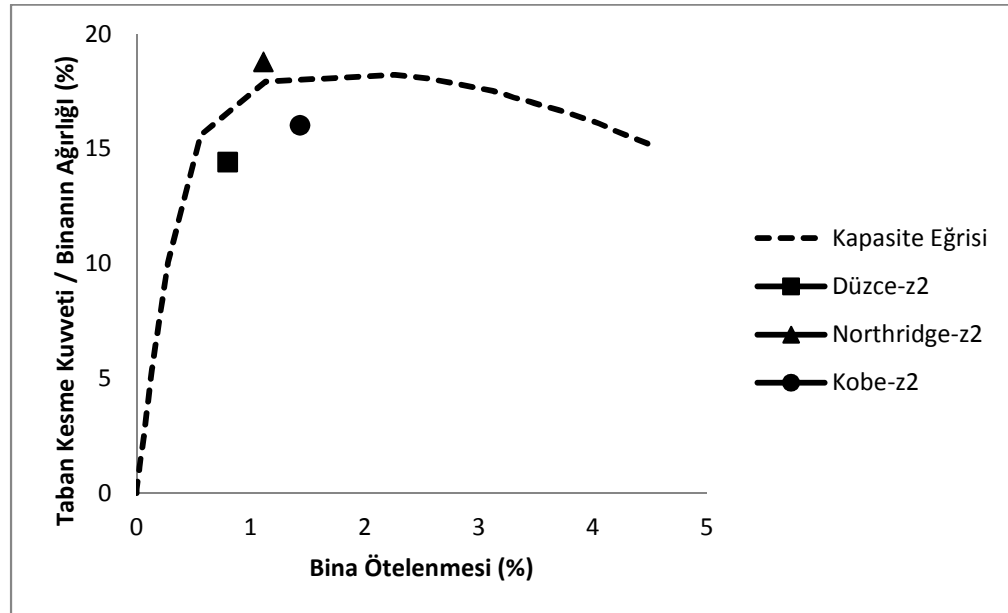
Şekil 5.21’de ölçeklendirilmiş Kobe Depremi altında yapılan doğrusal olmayan analiz sonucunda ortaya çıkan hasar durumları dört zemin sınıfı için gösterilmektedir. Z1 zemin sınıfına sahip yapı sisteminin zemin kat kolonlarının alt uçlarının iki tanesinde kabuk betonda göçme sınırında hasar ortaya çıkarken, yine zemin katın bir kolonunun ucunda kabuk betonunda güvenlik sınırı seviyesinde hasar meydana gelmiştir. Bununla birlikte ilk dört katın kiriş uçlarında yine kabuk seviyesinde göçme sınırında hasar oluşmuştur. Z2 zemin sınıfında ise zemin kat kolonlarının üçünde kabuk betonda hasar oluşurken bir kolon ucunda donatıda minimum hasar meydana gelmiştir. Kirişlere bakıldığında ise, ilk üç katın bazı kiriş uçlarında donatı minimum hasar seviyesine ulaşmış diğer kiriş uçlarında ise kabuk betonda göçme sınırında hasarlar oluşmuştur. Z3 zemin sınıfında hasarlar alt katlarda kabuk betondan çekirdek betona geçmiş ilk üç kattaki kiriş uçlarında güvenlik sınırında hasarlar oluşmuştur. Yine bu zemin sınıfı için zemin kat kolon uçlarında çekirdek betonda göçme ve güvenlik, donatıda minimum hasar ve kabuk betonda göçme sınırında hasarlar oluşmuştur. Z4 zemin sınıfında ise, zemin katın üç tane kolon alt ucunda ve ilk dört kattaki kiriş uçlarındaki hasarlar çekirdek betonda göçme sınırında meydana gelmiştir. Ayrıca bir kolon ucunda donatı güvenlik sınırına ulaşmıştır. Üç farklı ölçeklendirilmiş deprem kaydı kullanılarak yapılan analizlerde görülmüştür ki, zemin sınıfının kötüleşmesi yapılarda oluşan hasarları önemli derece artırmıştır. Bu da yapıların tasarımında zemin etkisinin dikkate alınmasını gerekliliğini göstermektedir.

Şekil 5.22–5.25’de seçilen yapının dört zemin sınıfına göre ölçeklendirilmiş deprem kayıtları kullanılarak elde edilen dinamik analiz sonuçları, yapının kapasite eğrisiyle karşılaştırılmıştır. Z1 zemin sınıfında Kobe ve Düzce depremlerinden elde edilen en büyük taban kesme kuvveti yapının kapasitesinin altında kaldığı, bununla birlikte Northridge depreminden elde edilen sonucun kapasite eğrisinin hemen üstünde yer aldığı görülmüştür. Z1 zemin sınıfı için ötelemelerin ise üç deprem için yaklaşık %1 seviyesinde olduğu belirlenmiştir. Z2 zemin sınıfında Z1 zemin sınıfına benzer sonuçlar görülmekle beraber ötelemelerin %1 ile %2 arasında olduğu görülmüştür. Z3 zemin sınıfında ise, Düzce depreminde elde edilen dinamik analiz değerinin kapasite eğrisinin üstüne çıktığı ve düzce depremi hariç ötelemelerin %2’yi aştığı görülmektedir. Z4 zemin sınıfında ise bütün depremlerden elde edilen dinamik analiz sonuçlarının kapasite eğrisinin üstüne çıktığı ve ötelemelerin %2-%4 arasında değiştiği

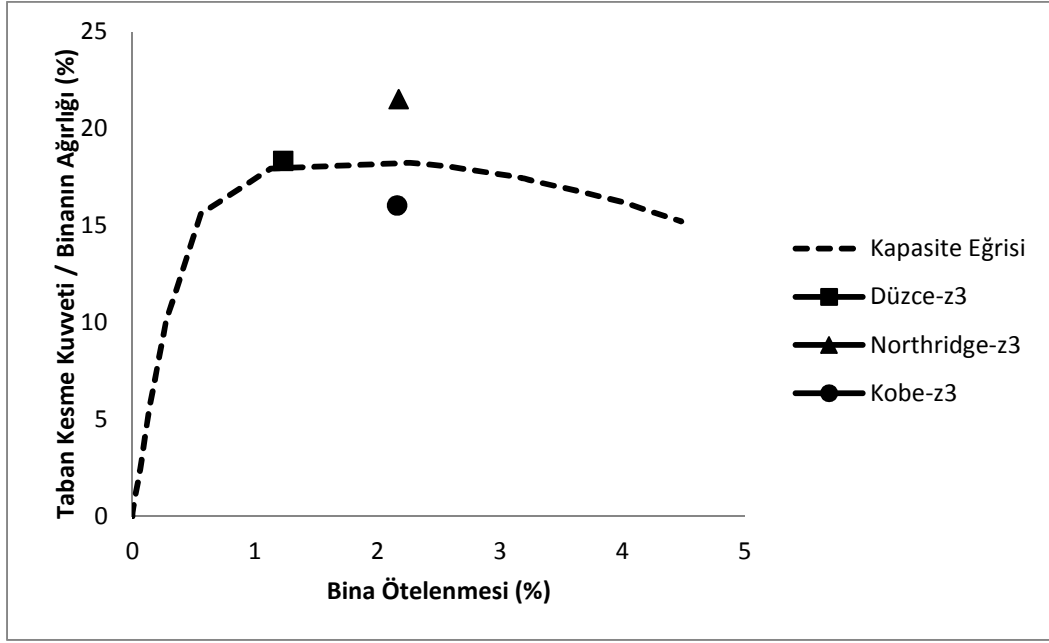
belirlenmiştir. Bu durum zemin etkisinin yapılarda oluşan ötelemeleri önemli derecede etkilediğini açıkça göstermektedir.



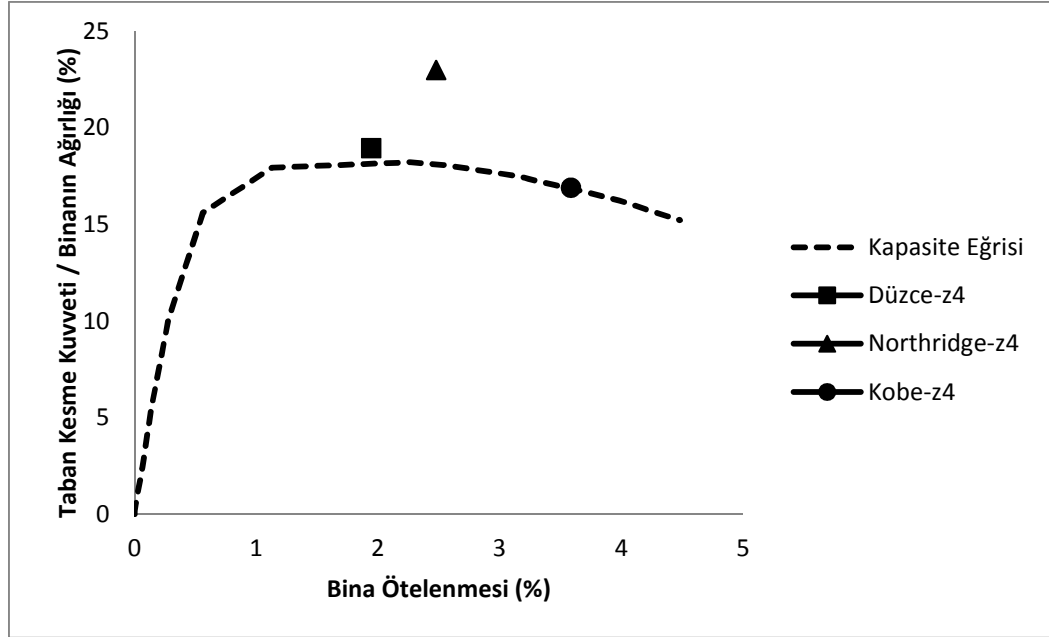
Şekil 5.22. Z1 zemin sınıfının dinamik analiz sonuçlarının yapının kapasite eğrisiyle karşılaştırılması



Şekil 5.23. Z2 zemin sınıfının dinamik analiz sonuçlarının yapının kapasite eğrisiyle karşılaştırılması



Şekil 5.24. Z3 zemin sınıfının dinamik analiz sonuçlarının yapının kapasite eğrisiyle karşılaştırılması



Şekil 5.25. Z4 zemin sınıfının dinamik analiz sonuçlarının yapının kapasite eğrisiyle karşılaştırılması

5.4. Sayısal Çalışma 3: Statik İtme Analizi Yöntemini Kullanarak Sargı Donatısı ve Beton Basınç Dayanımına Göre Betonarme Yapıların Doğrusal Olmayan Davranışlarının Yayılı Plastik Mafsal Modeliyle Değerlendirilmesi

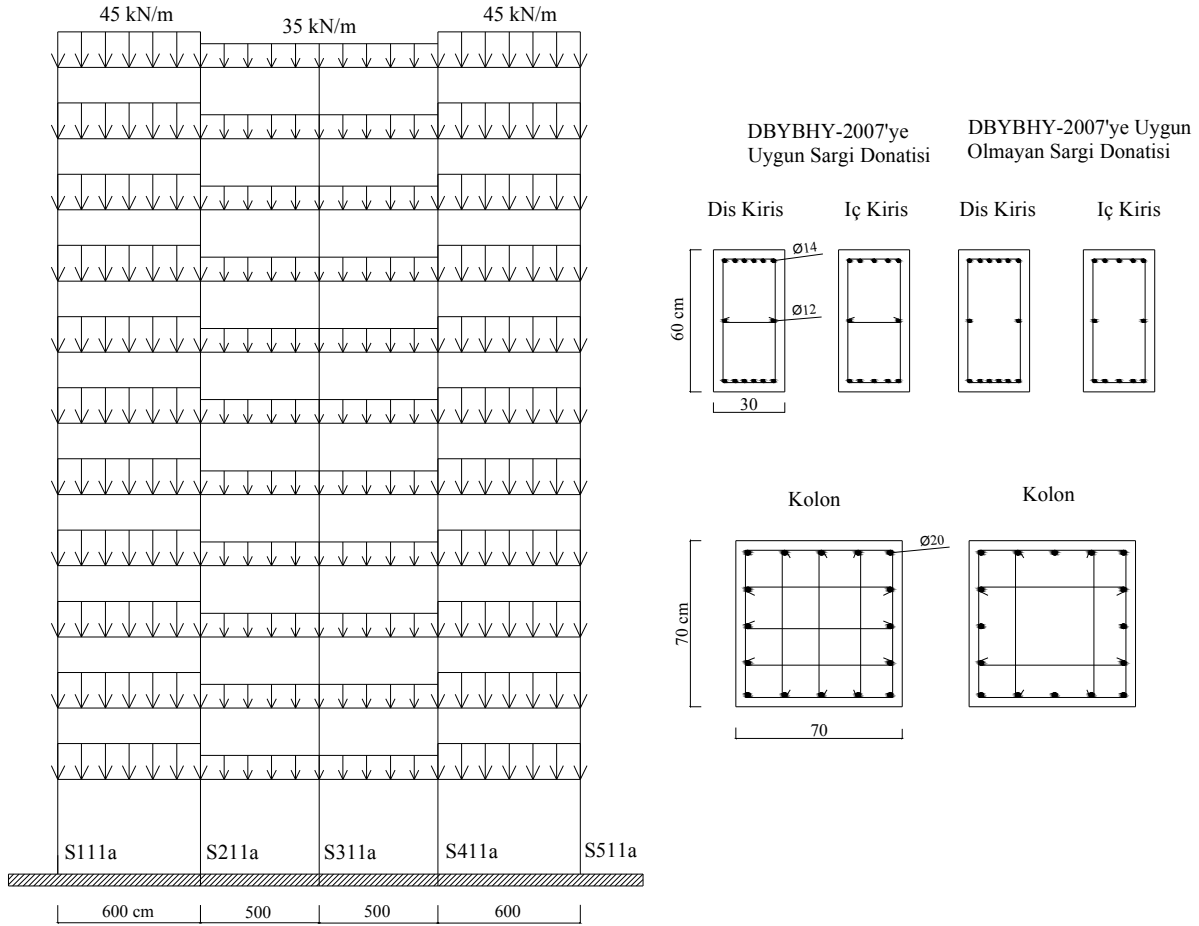
Bu sayısal uygulamada, statik itme analizi yöntemini kullanarak, betonarme yapı sistemlerinin davranışı yönetmeliğe uygun sargı donatısının bulunup bulunmaması ve beton basınç dayanımındaki değişim dikkate alınarak yayılı plastik mafsal modeliyle incelenmiştir. Bunun için 11 katlı, 4 açıklıklı sırasıyla C20, C25, C30 ve C35 beton dayanımlarına sahip betonarme yapı sistemi tasarlanmıştır. Seçilen bu yapı sistemlerinin kolon ve kirişlerindeki sıklaştırmalar DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan şekilde tasarlanmıştır. Seçilen yapıların tepe noktalarındaki yerdeğiştirmeler binanın toplam yüksekliğinin %5'ine ulaşınca kadar artan yanal yükler verilerek doğrusal olmayan statik itme analizleri yapılmıştır. Yapı elemanlarındaki sarılma etkisi Mander beton modeli kullanılarak hesaplanmıştır. Tasarlanan yapının yönetmeliğe uygun ve uygun olmayan sıklaştırma bölgeleri ile ilgili parametreler Tablo 5.7'de verilmiştir.

Tablo 5.7 11 katlı ve 4 açıklıklı betonarme yapının elemanlarındaki sıklaştırma bölgeleri ile ilgili parametreler

	Etriye aralığı (cm) (Yönetmeliğe uygun)	Etriye aralığı (cm) (Yönetmeliğe uygun olmayan)	Sarılma Bölgesi Uzunluğu (cm)
Kolon uç bölgesi	10	20	70
Kolon orta bölgesi	15	20	
Kiriş uç bölgesi	10	25	120
Kiriş orta bölgesi	20	25	
Etriye çapı/Donatı	Ø8/S420		

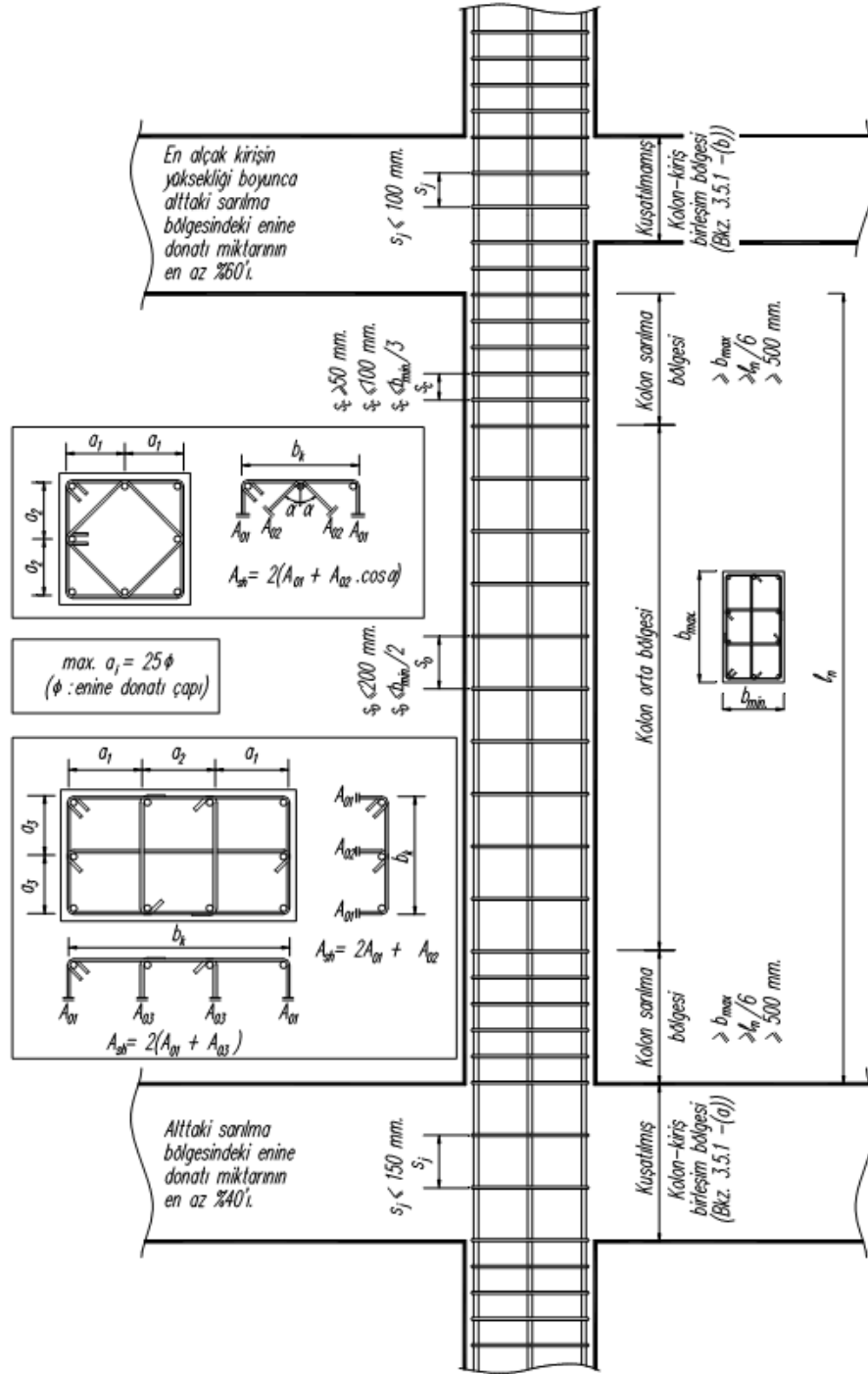
Seçilen yapının boykesiti ve elemanlarına ait kesitler Şekil 5.26'da verilmiştir. Yapı sisteminin dış kenarlarındaki kirişler dış kiriş, iç kenarlarındaki kirişler iç kiriş olarak adlandırılmıştır. Dış akslar 6.0 m açıklığında ve iç akslar 5.0 m açıklığında tasarlanmıştır. Yapı sisteminin Z3 zemin sınıfına, I=1 bina önem katsayısına sahip olduğu ve 1. derece deprem bölgesinde yer aldığı kabul edilmiştir. Yapı kirişlerinin tüm katlarda ve açıklıklarda 30/60 cm ve kolon boyutlarının yine tüm katlarda ve açıklıklarda 70/70 olduğu kabul edilmiştir.

Kirişlerde mesnet ve açıklık donatısı olarak Ø14 ve gövde donatısı olarak Ø12'lik donatı kullanılırken, kolonlarda Ø20'lik donatı kullanılmıştır.

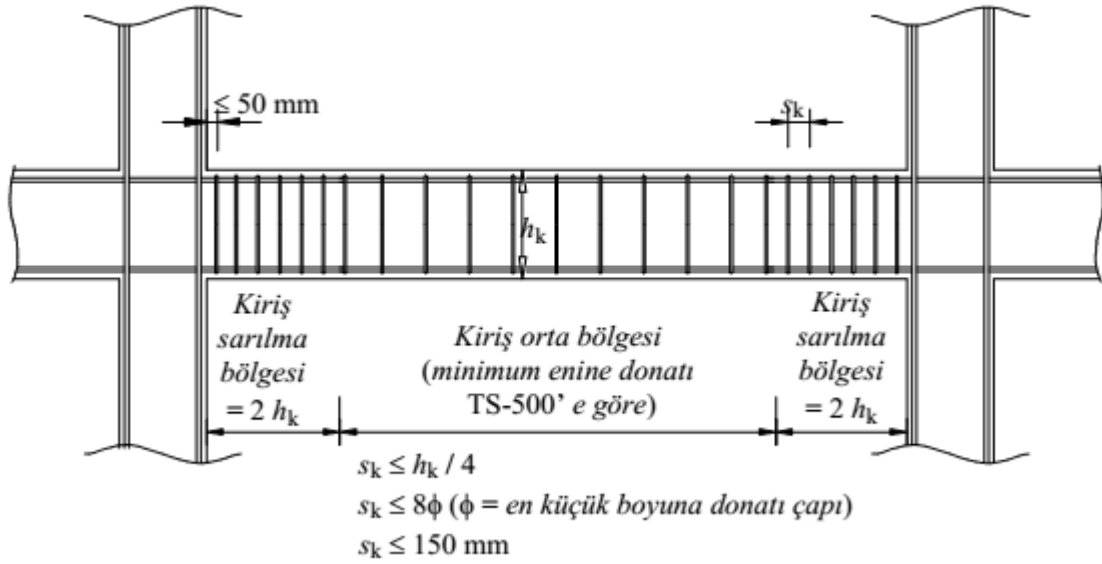


Şekil 5.26. 11 katlı ve 4 açıklıklı yapı sistemine ait boykesit ve yapı elemanlarının enkesitleri

Yanal basınç etkisi betonarme yapılarda etriyeler vasıtasıyla sağlanmaktadır. Etriye'nin oluşturduğu sargı etkisi dayanım ve sünekliğe önemli oranda katkılar sağlamaktadır. Bu donatılar eksenel yüke maruz elemanlarda poisson etkisinden kaynaklanan yanal deformasyonları kısıtlayarak çekirdek betona uygulanan yanal basıncı artırmaktadır. Mevcut yönetmeliklerde sargı etkisini sağlayan etriye aralıkları ile ilgili kısıtlamalar ve şartlar getirilmiştir. DBYBHY-2007'de hem kolonlar hem de kirişler için çeşitli kurallar verilmektedir. Bu kurallar, kolonlar ve kirişler için sırasıyla Şekil 5.27 ve 5.28'de verilmektedir.



Şekil 5.27. DBYBHY-2007’de kolonlar için verilen sargı donatısı şartları



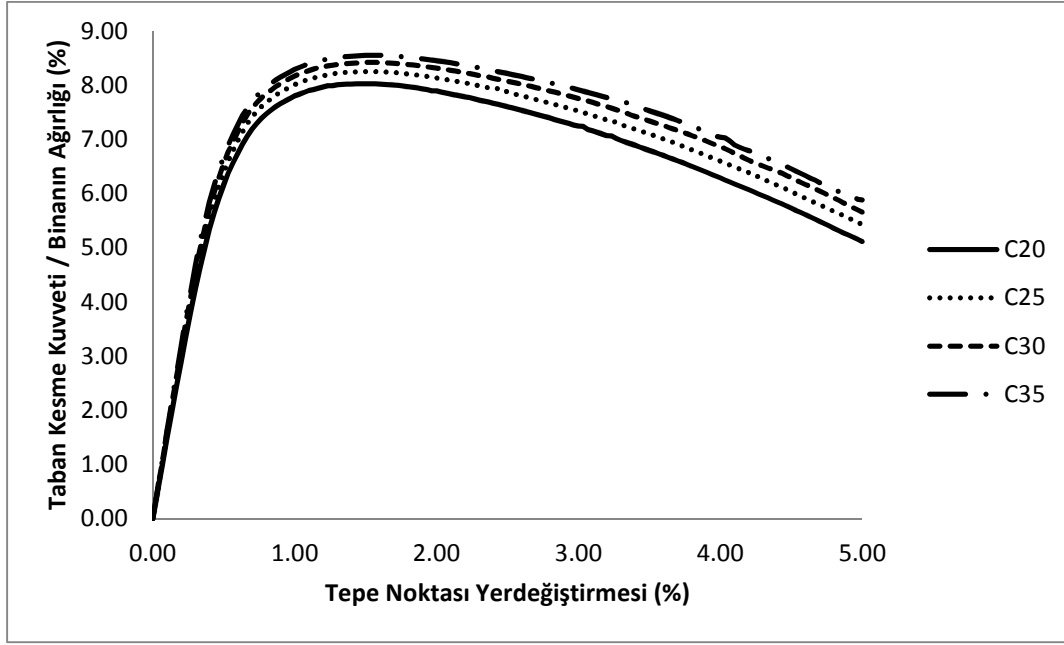
Şekil 5.28. DBYBHY-2007’de kirişler için verilen sargı donatısı şartları

Yapı elemanlarındaki sarılma etkisi Mander beton modeli kullanılarak hesaplanmıştır. C20, C25, C30 ve C35 beton sınıfları için yapı elemanlarında yönetmeliğe uygun ve uygun olmayan sargı donatısı durumuna göre hesaplanan sarılma faktörleri Tablo 5.8’de verilmiştir.

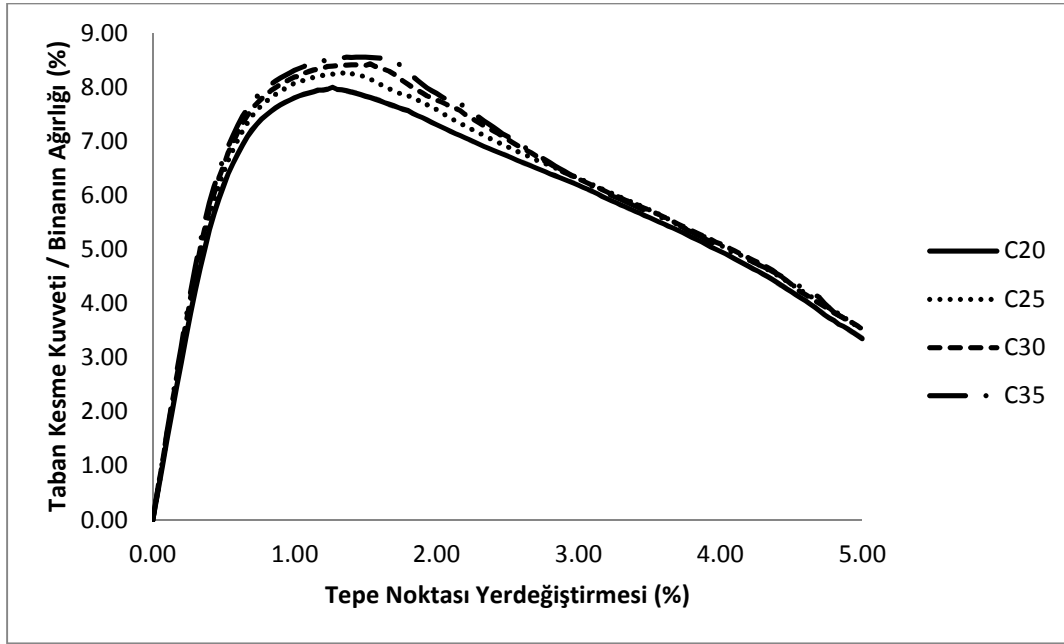
Tablo 5.8. 11 katlı ve 4 açıklıklı yapının beton sınıflarına göre yapısal elemanlarındaki sarılma faktörleri

Beton Sınıfı	Kolon Boyutu (70x70 cm)				Kiriş boyutu (30/60 cm)			
	Kolon Kenar		Kolon Orta		Kiriş Kenar		Kiriş Orta	
	Sargılı	Sargısız	Sargılı	Sargısız	Sargılı	Sargısız	Sargılı	Sargısız
C20	1.3657	1.0531	1.2387	1.0531	1.1769	1.0279	1.0592	1.0279
C25	1.2925	1.0387	1.1872	1.0387	1.1400	1.0216	1.0452	1.0216
C30	1.2593	1.0301	1.1604	1.0301	1.1187	1.0176	1.0367	1.0176
C35	1.2204	1.0245	1.1452	1.0245	1.1045	1.0149	1.0309	1.0149

11 katlı ve 4 açıklıklı yapının C20, C25, C30 ve C35 beton dayanımları dikkate alınarak, kolon ve kirişlerinin sargılı ve sargısız durumlarına göre yapılan statik itme analizleri sonucunda elde edilen kapasite eğrileri, Şekil 5.29 ve 5.30’da sırasıyla verilmiştir.

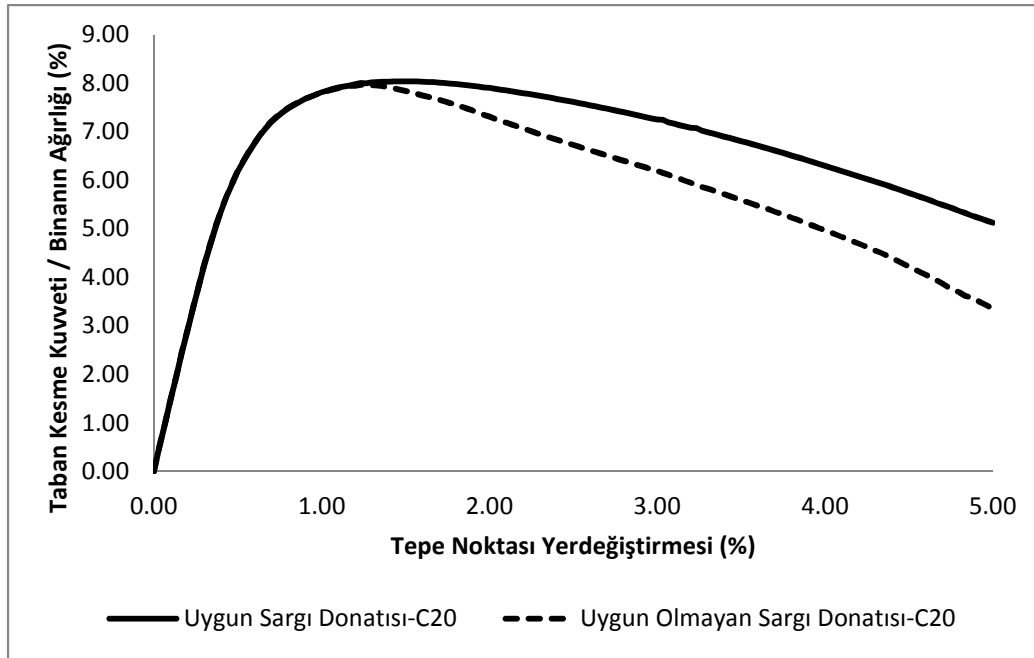


Şekil 5.29. Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun sargı donatısı bulunan yapının farklı beton dayanımlarına göre elde edilen kapasite eğrileri

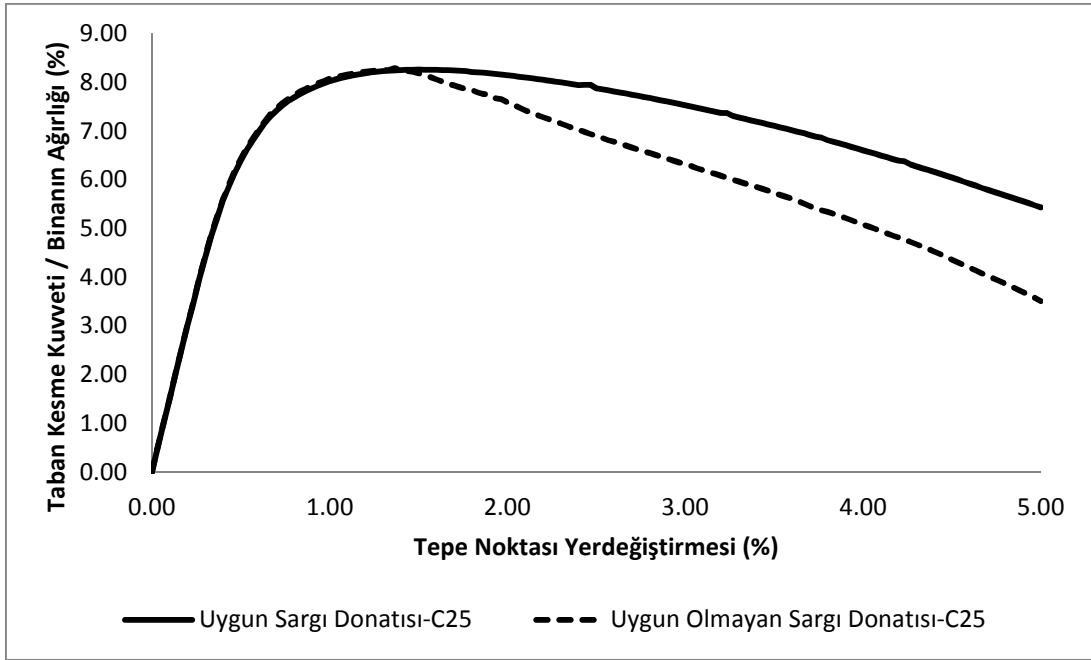


Şekil 5.30. Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun olmayan sargı donatısı bulunan yapının farklı beton dayanımlarına göre elde edilen kapasite eğrileri

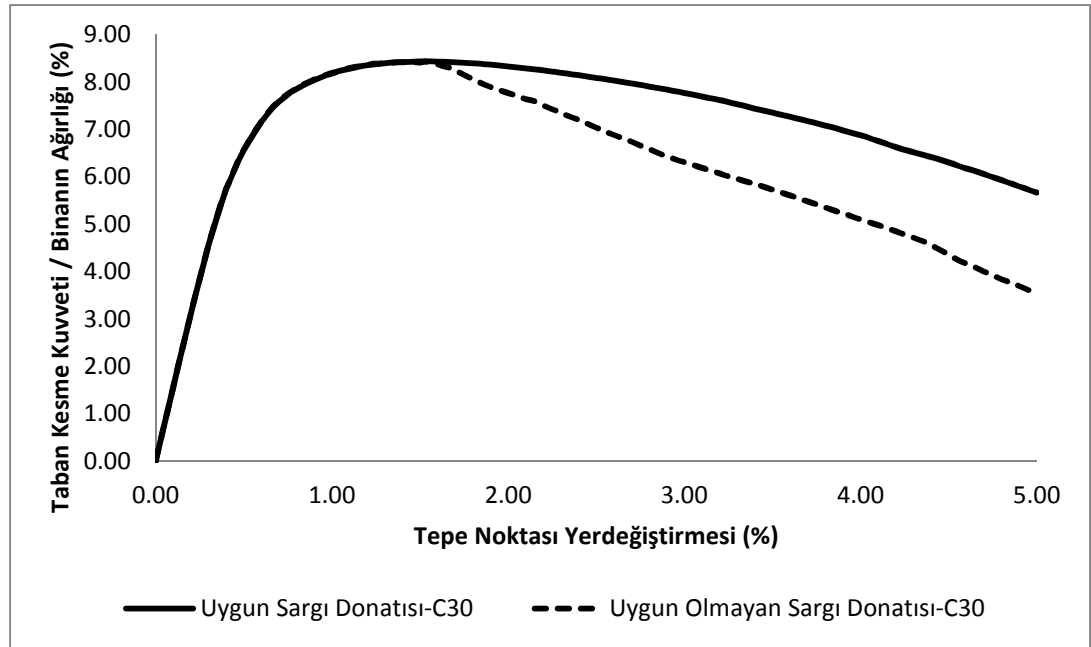
Şekil 5.29’da sargı donatısı aralığı DBYBHY-2007’ye uygun olarak tasarlanmış yapının kapasite eğrileri beton sınıflarına göre gösterilmektedir. Bu grafiklere göre yapının sadece beton dayanımındaki artışın kapasite eğrisinde bir miktar artışa neden olduğu görülmektedir. Şekil 5.30’da sargı donatısı aralığı yönetmeliğe uygun olmayan yapı sisteminin kapasite eğrisinde de yine benzer şekilde önemli bir artış olmamıştır. Fakat sargı donatısı uygun olmayan yapıların kapasite eğrileri % 1.5 ‘lik tepe noktası yerdeğiştirmesine varmadan ani bir düşüş görülmektedir. Şekil 5.31–5.34’de yönetmeliğe uygun sargı donatısı bulunup bulunmaması durumlarına göre elde edilen kapasiteleri eğrileri aynı dayanıma sahip beton sınıflarına göre birbirleriyle karşılaştırılmıştır. Bu grafiklerden de görüleceği gibi yönetmeliğe uygun sargı donatısının bulunduğu ve bulunmadığı durumlar için C20, C25, C30 ve C35 beton sınıflarında benzer şekilde, %1.5’lik tepe noktası yerdeğiştirmesine kadar aynı rijitliğe sahipken, bu yerdeğiştirme seviyesinden itibaren sargı donatısı yönetmeliğe uygun olmayan yapıda tüm beton sınıfları için ani bir düşüş meydana gelmektedir.



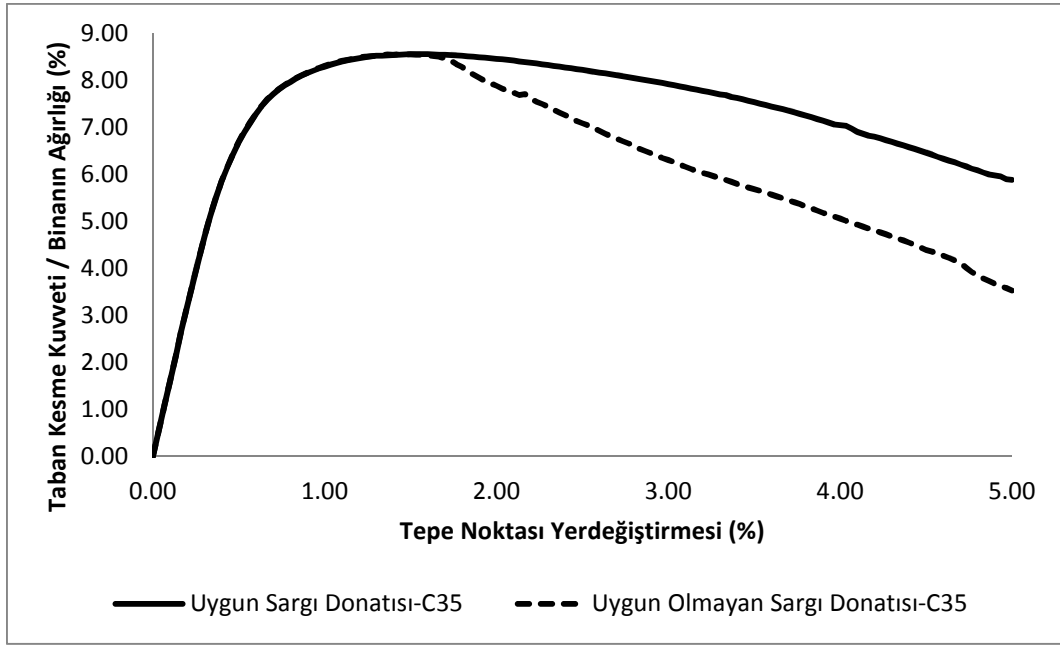
Şekil 5.31. Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunan yapının C20 beton dayanımına göre kapasite eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 5.32. Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunan yapının C25 beton dayanımına göre kapasite eğrilerinin karşılaştırılması

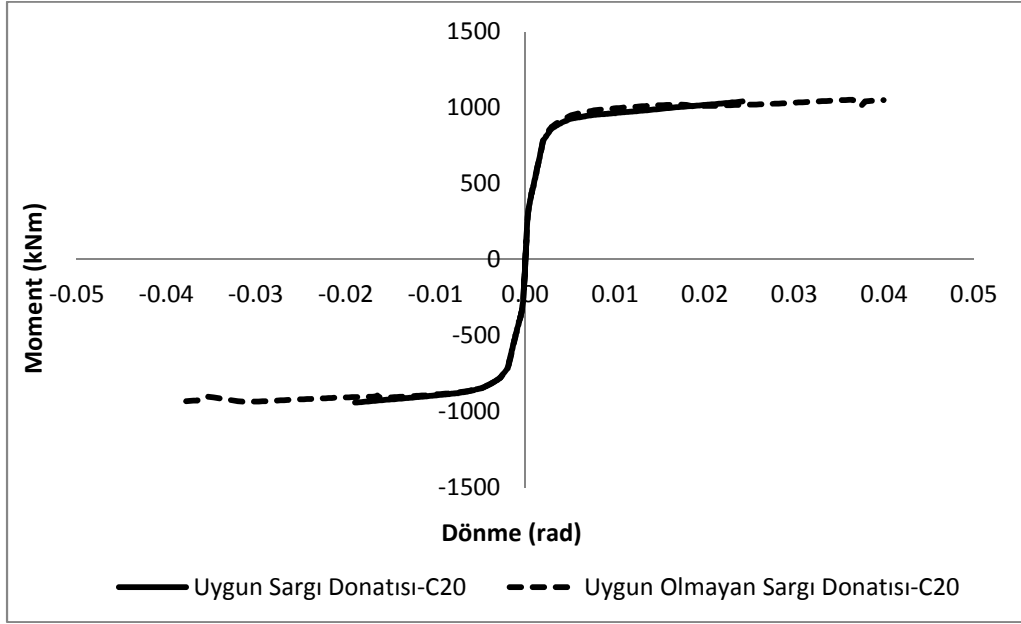


Şekil 5.33. Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunan yapının C30 beton dayanımına göre kapasite eğrilerinin karşılaştırılması

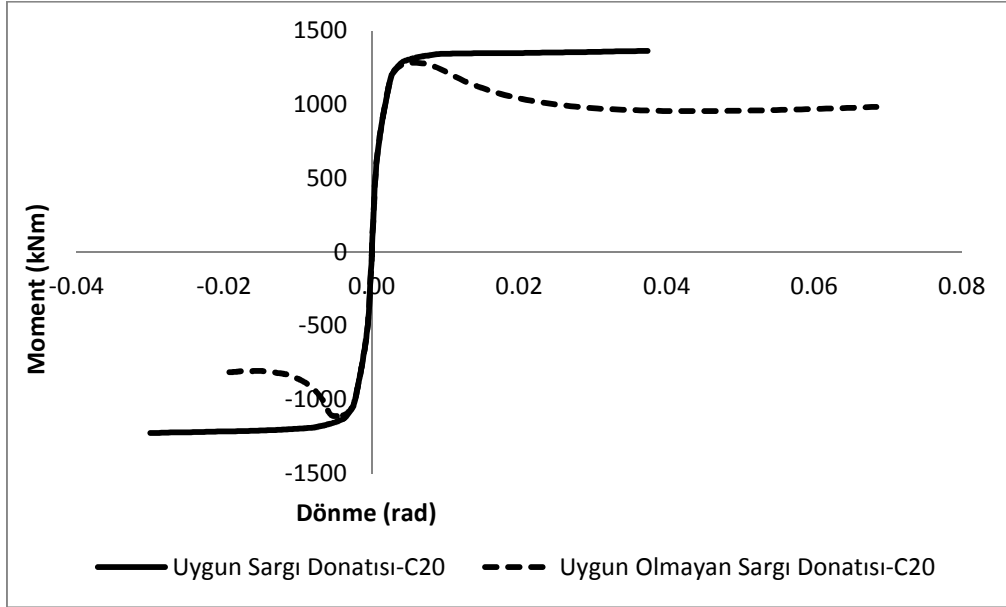


Şekil 5.34. Yapısal elemanlarında yönetmeliğe uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunan yapının C35 beton dayanımına göre kapasite eğrilerinin karşılaştırılması

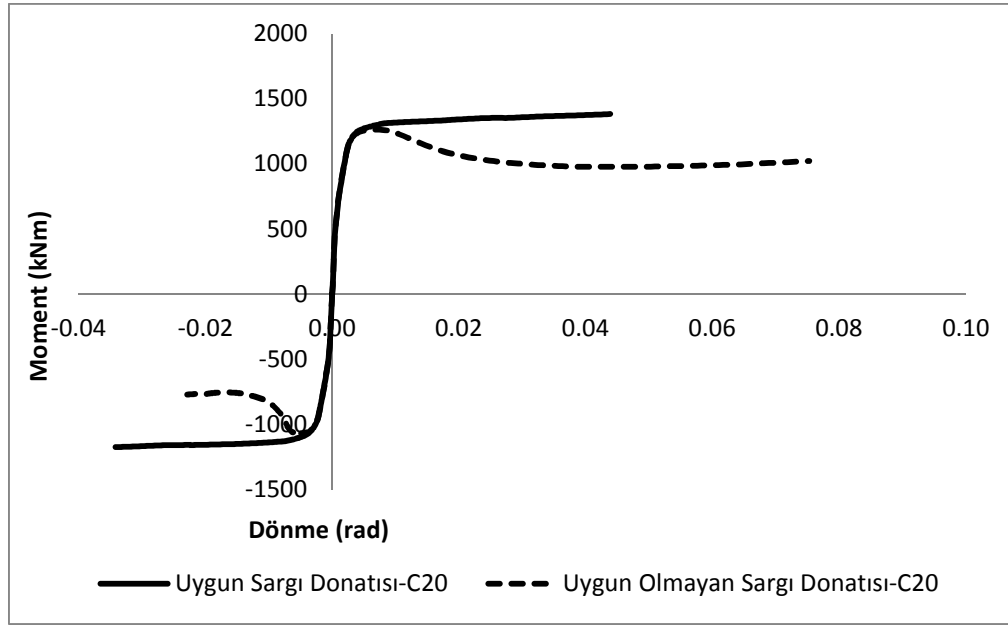
Şekil 5.35-5.54’de seçilen yapının C20,C25,C30 ve C35 beton sınıfları için sırasıyla S111a, S211a, S311a, S411a ve S511a olarak adlandırılan zemin kat kolonların alt uçlarında oluşan Moment-Dönme grafikleri yönetmeliğe uygun sargı donatısı bulunup bulunmaması durumlarına göre karşılaştırılarak verilmiştir.



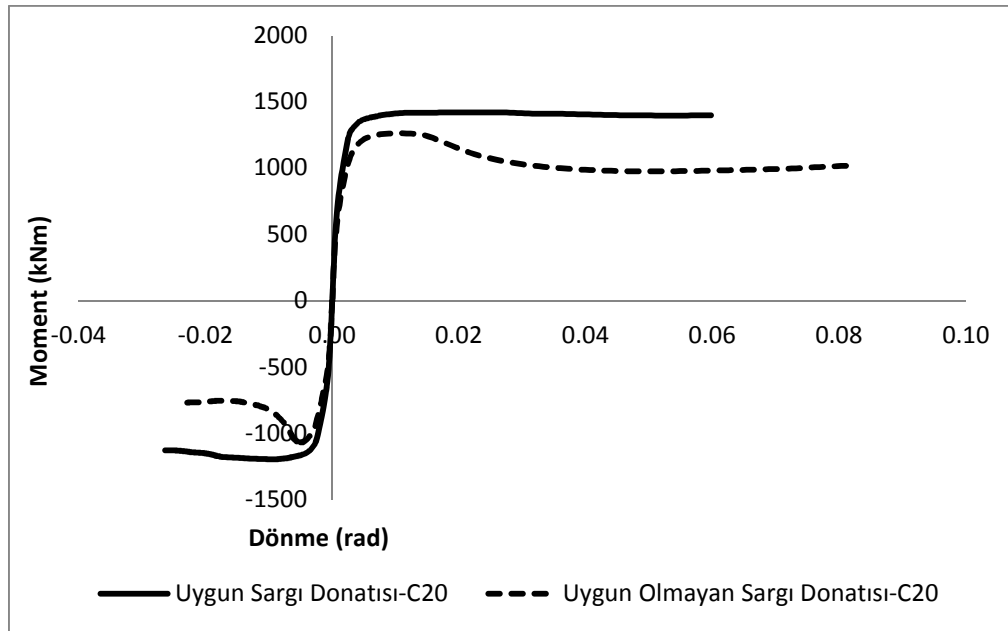
Şekil 5.35. C20 betonuna sahip yapının zemin kat S111a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



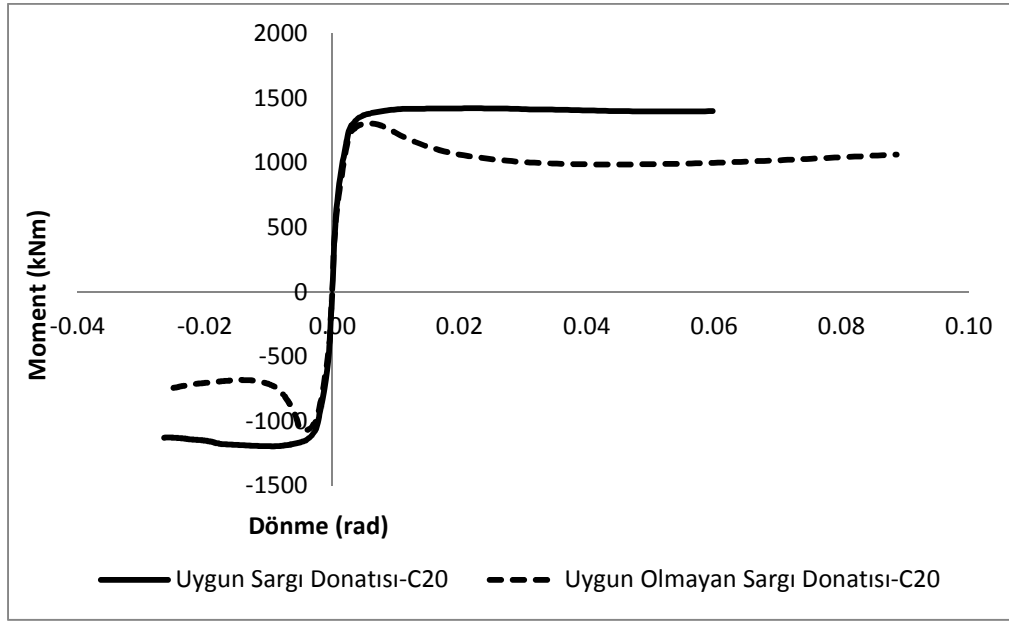
Şekil 5.36. C20 betonuna sahip yapının zemin kat S211a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



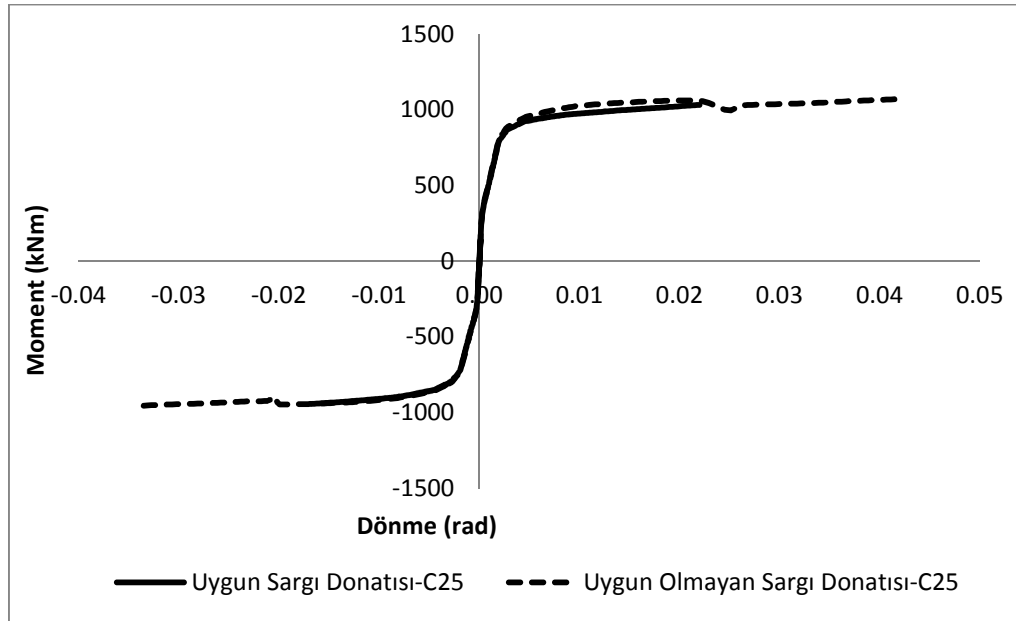
Şekil 5.37. C20 betonuna sahip yapının zemin kat S311a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



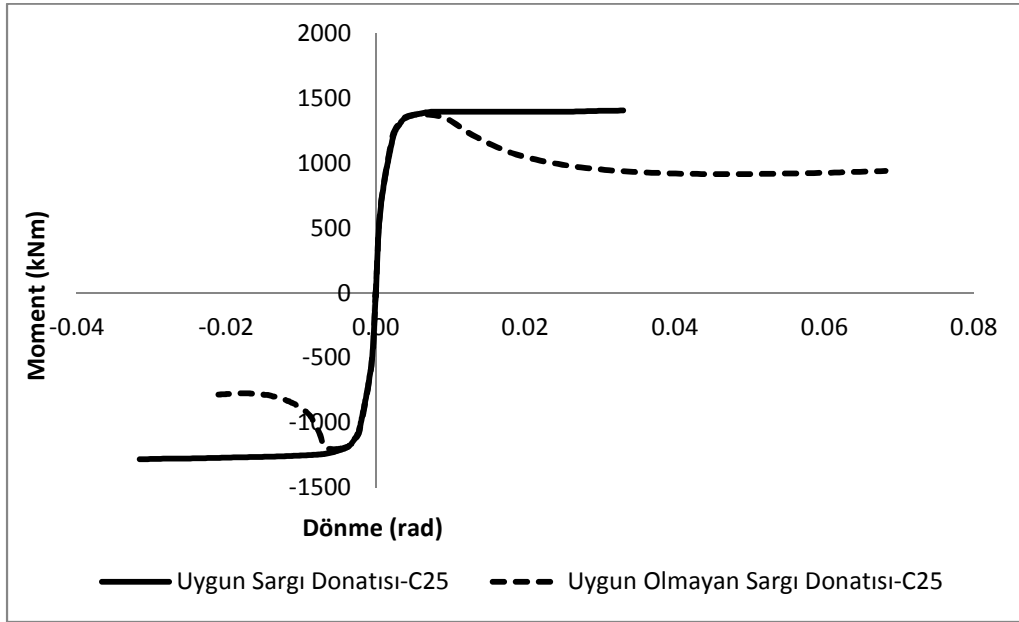
Şekil 5.38. C20 betonuna sahip yapının zemin kat S411a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



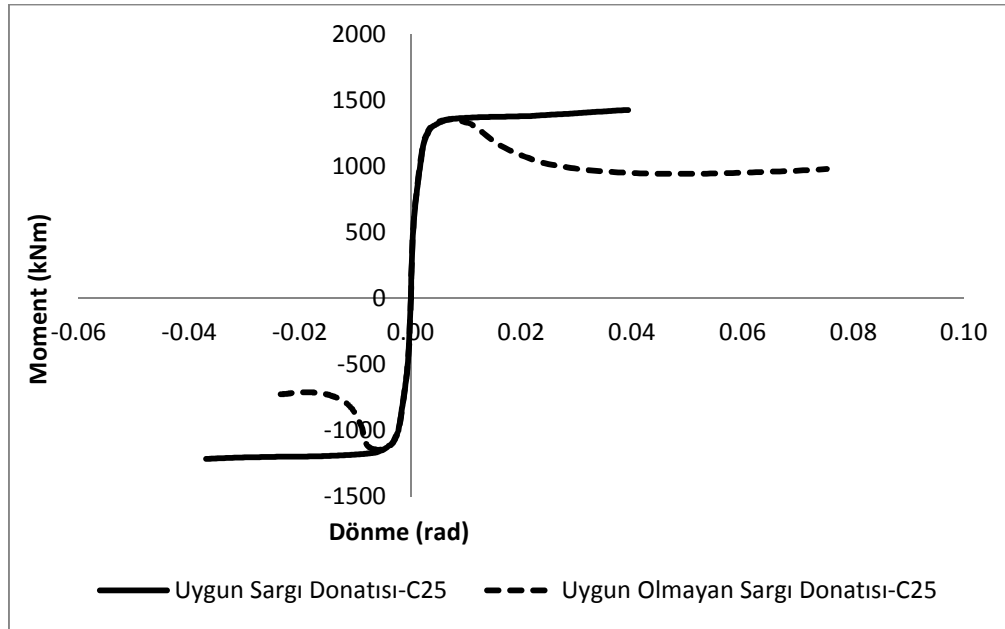
Şekil 5.39. C20 betonuna sahip yapının zemin kat S511a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



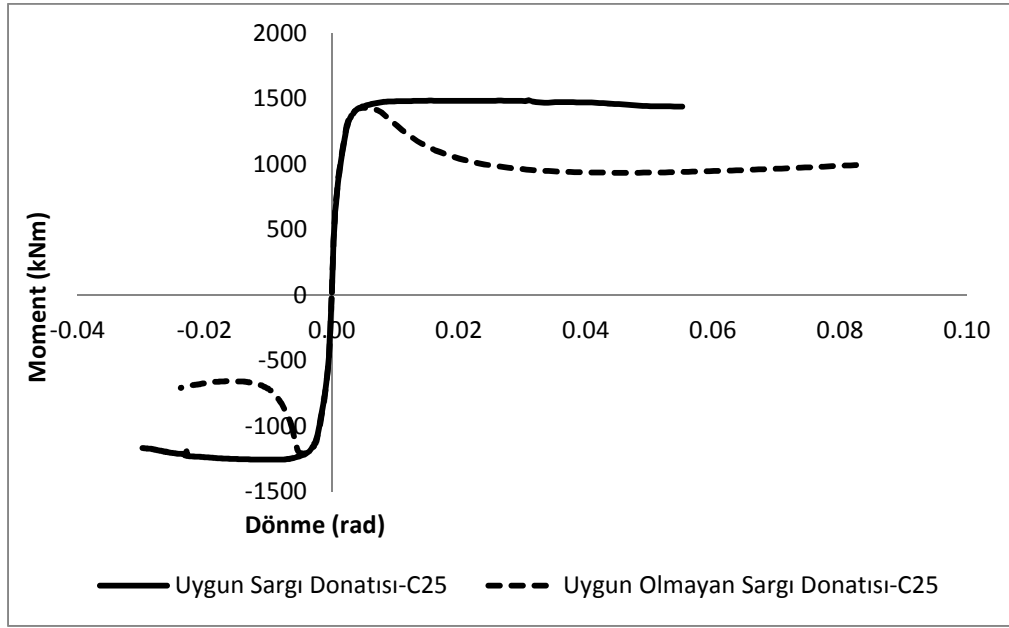
Şekil 5.40. C25 betonuna sahip yapının zemin kat S111a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



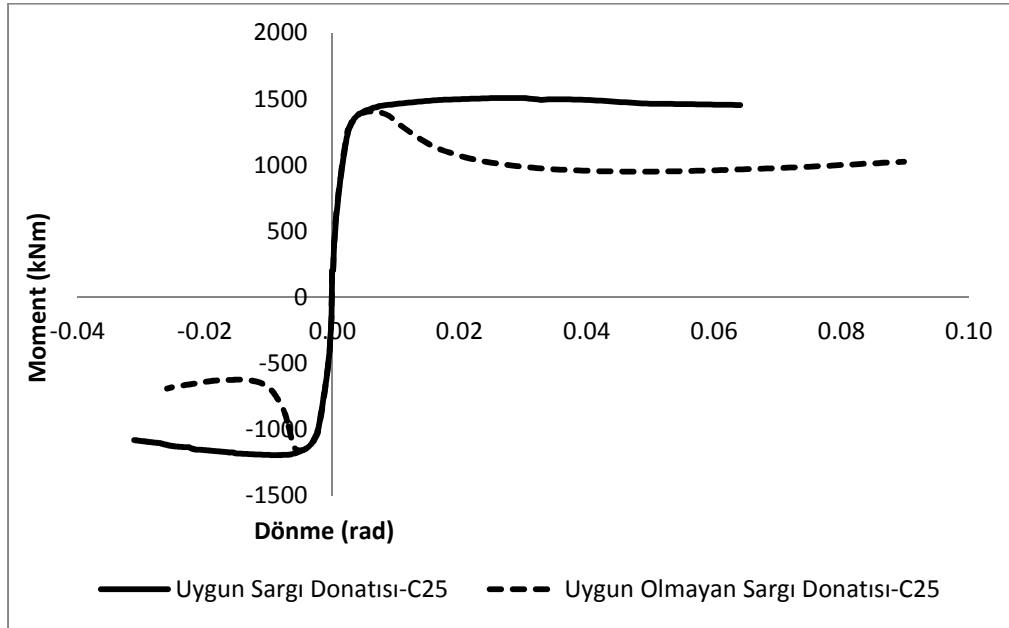
Şekil 5.41. C25 betonuna sahip yapının zemin kat S211a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



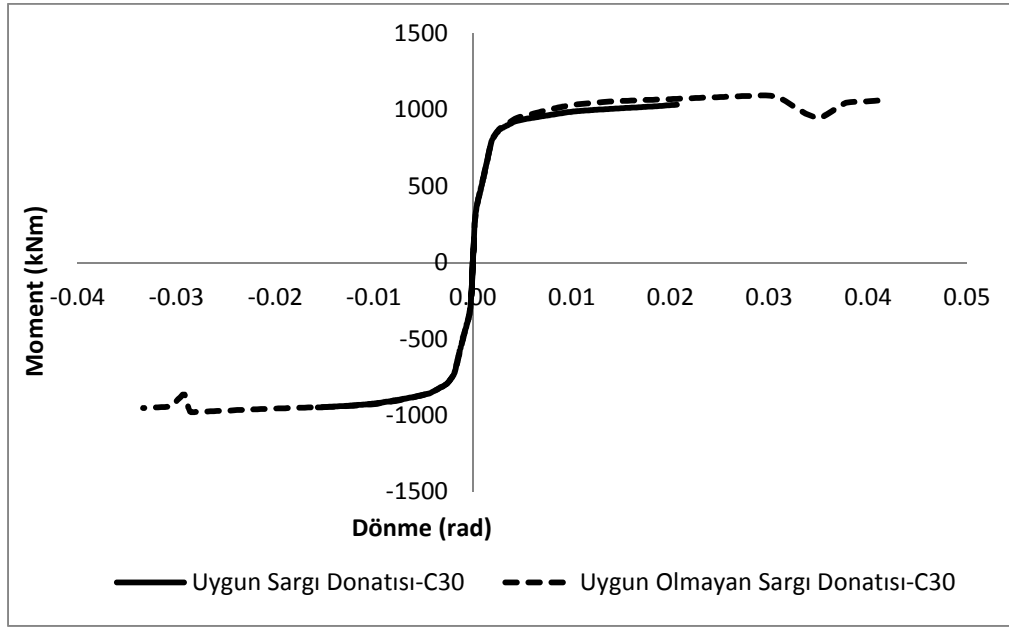
Şekil 5.42. C25 betonuna sahip yapının zemin kat S311a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



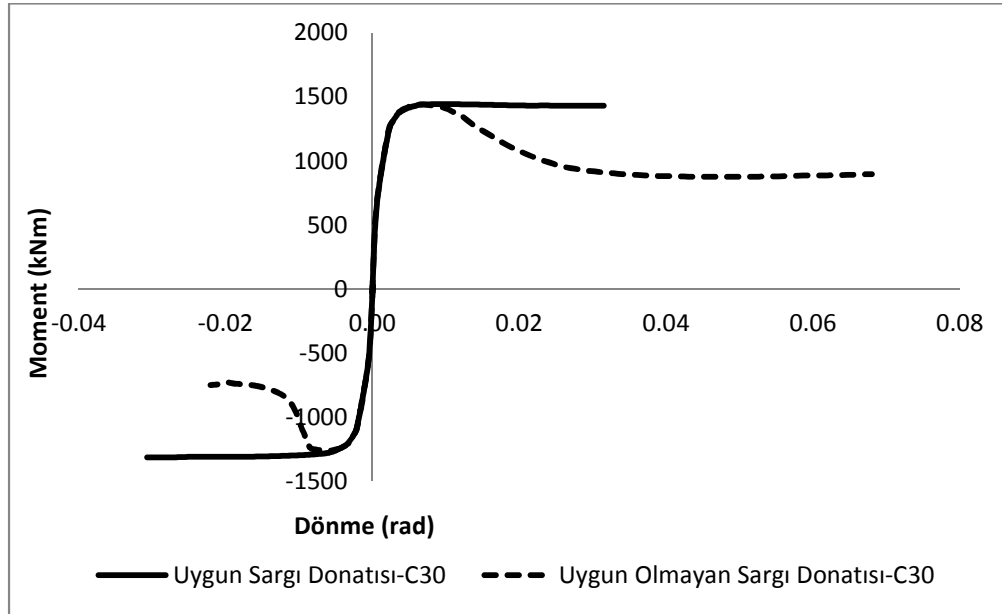
Şekil 5.43. C25 betonuna sahip yapının zemin kat S411a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



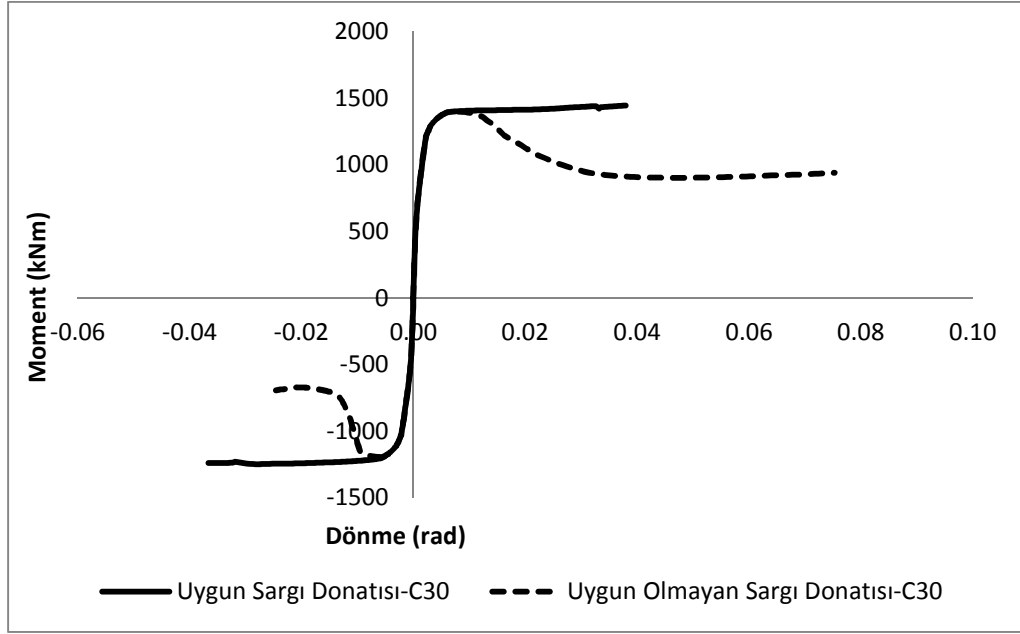
Şekil 5.44. C25 betonuna sahip yapının zemin kat S511a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



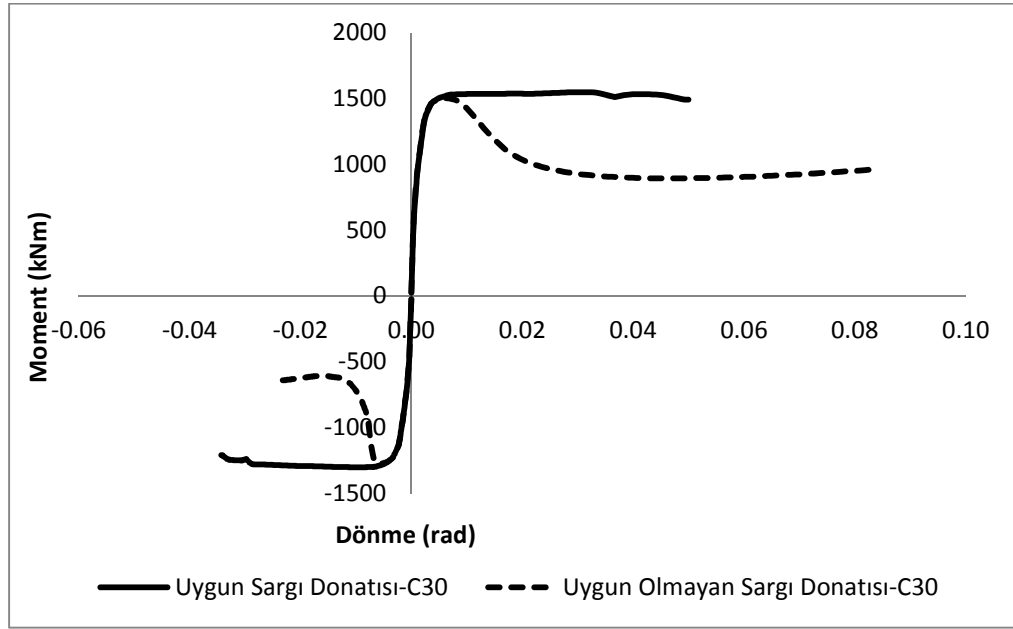
Şekil 5.45. C30 betonuna sahip yapının zemin kat S111a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



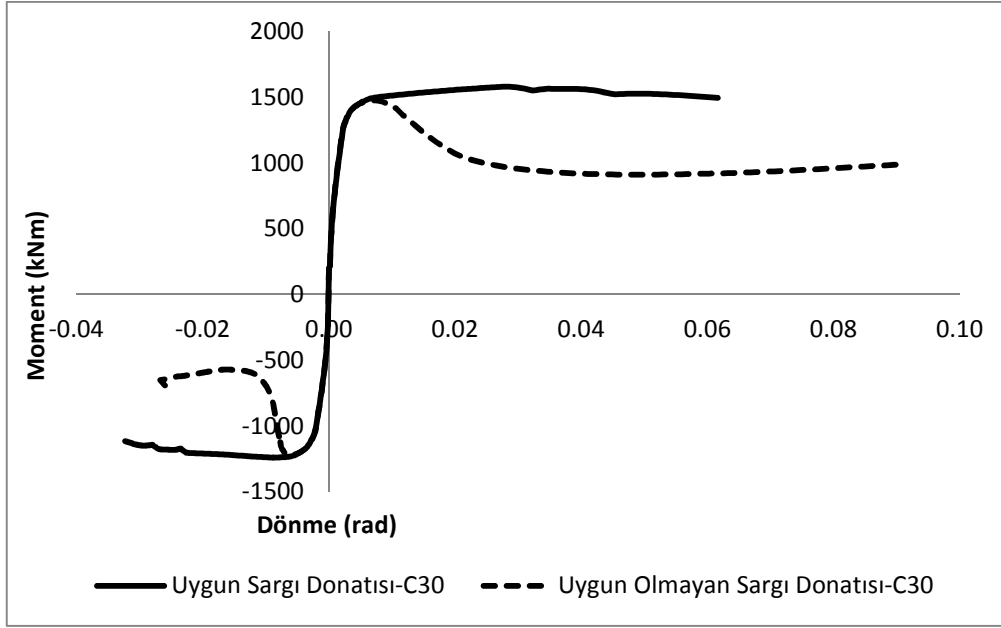
Şekil 5.46. C30 betonuna sahip yapının zemin kat S211a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



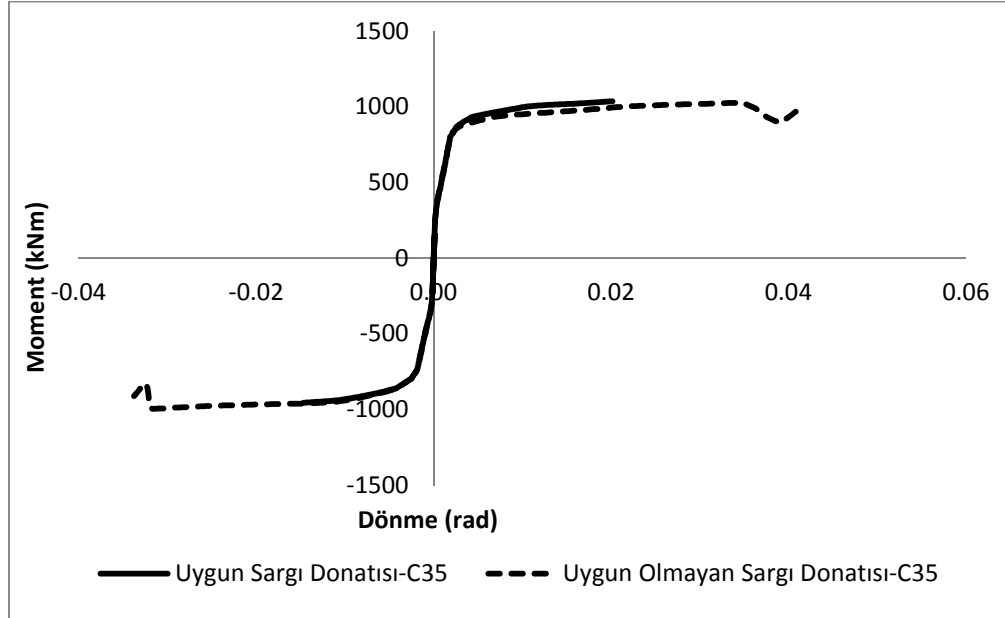
Şekil 5.47. C30 betonuna sahip yapının zemin kat S311a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



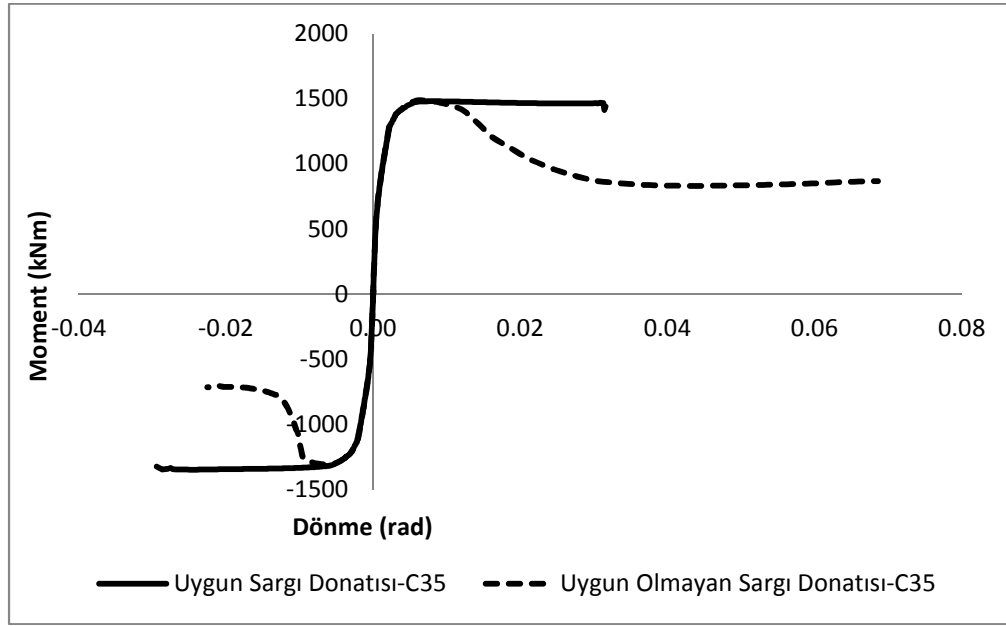
Şekil 5.48. C30 betonuna sahip yapının zemin kat S411a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



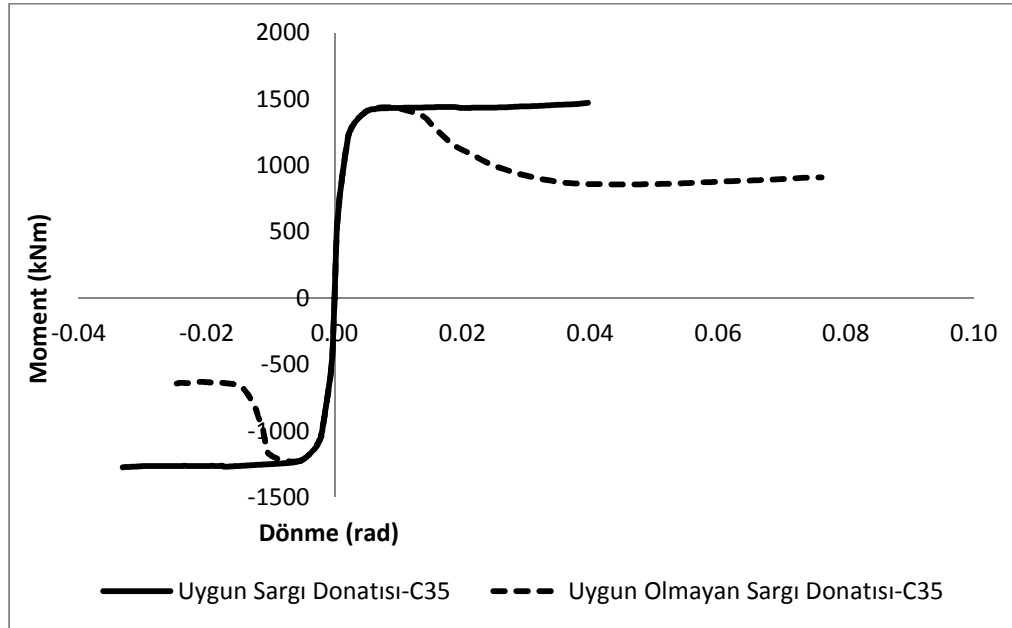
Şekil 5.49. C30 betonuna sahip yapının zemin kat S511a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



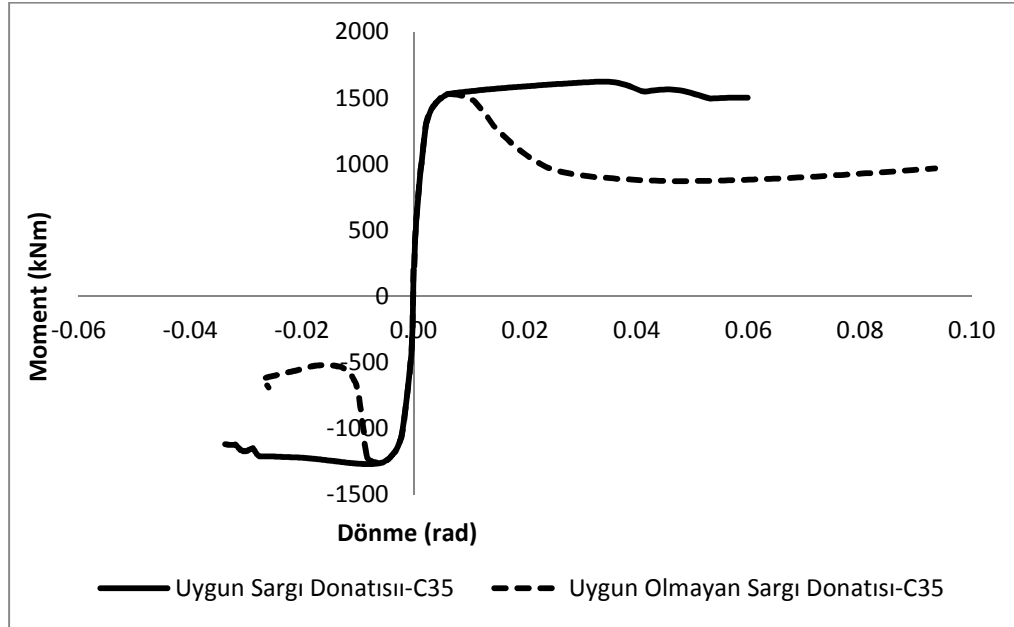
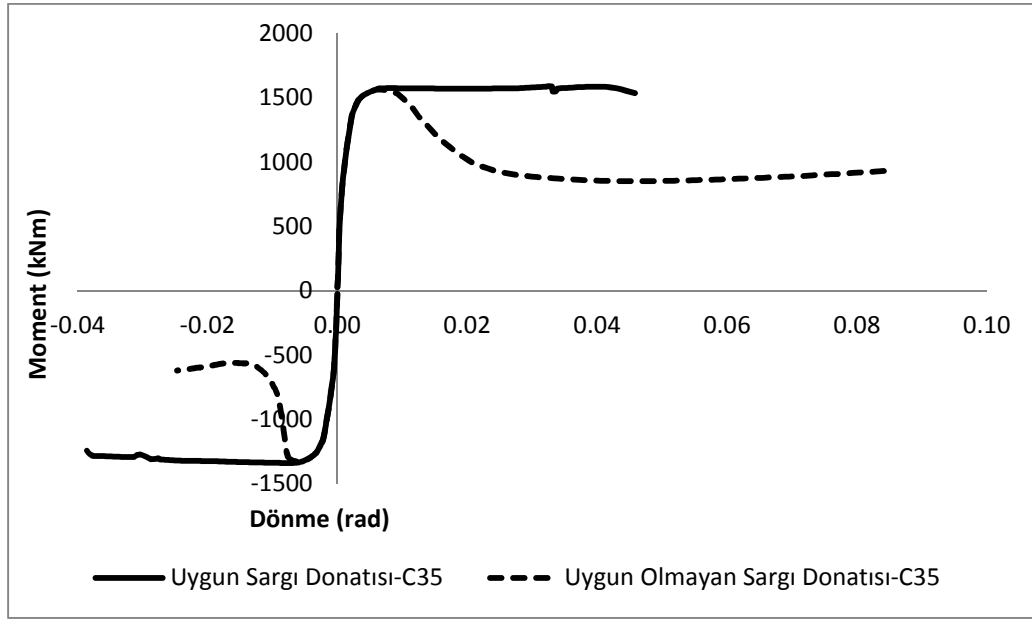
Şekil 5.50. C35 betonuna sahip yapının zemin kat S111a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



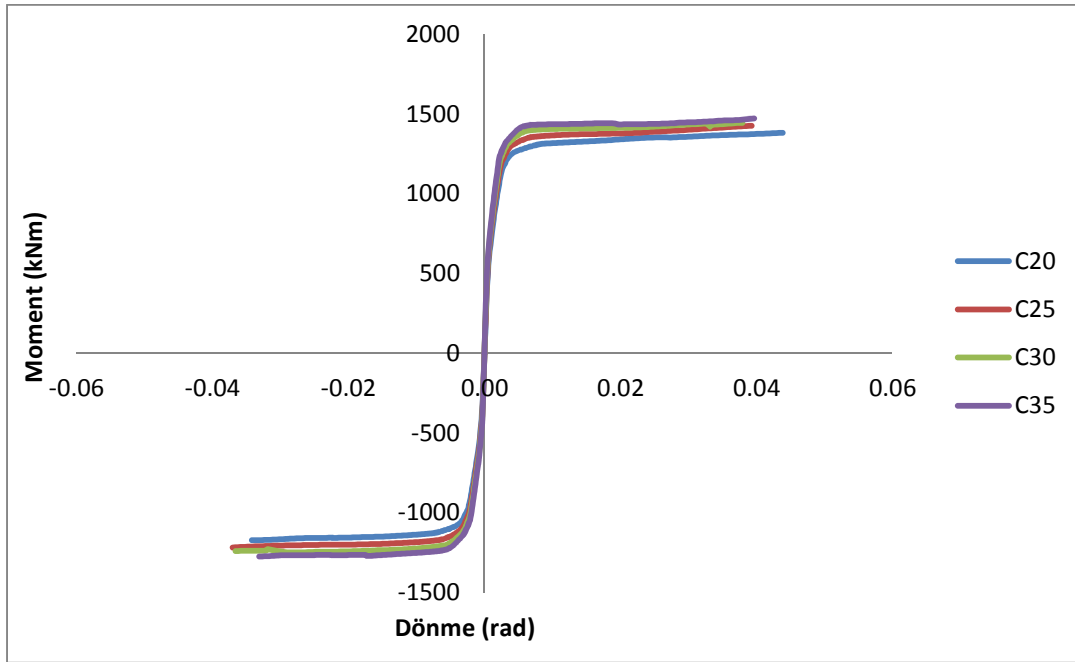
Şekil 5.51. C35 betonuna sahip yapının zemin kat S211a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



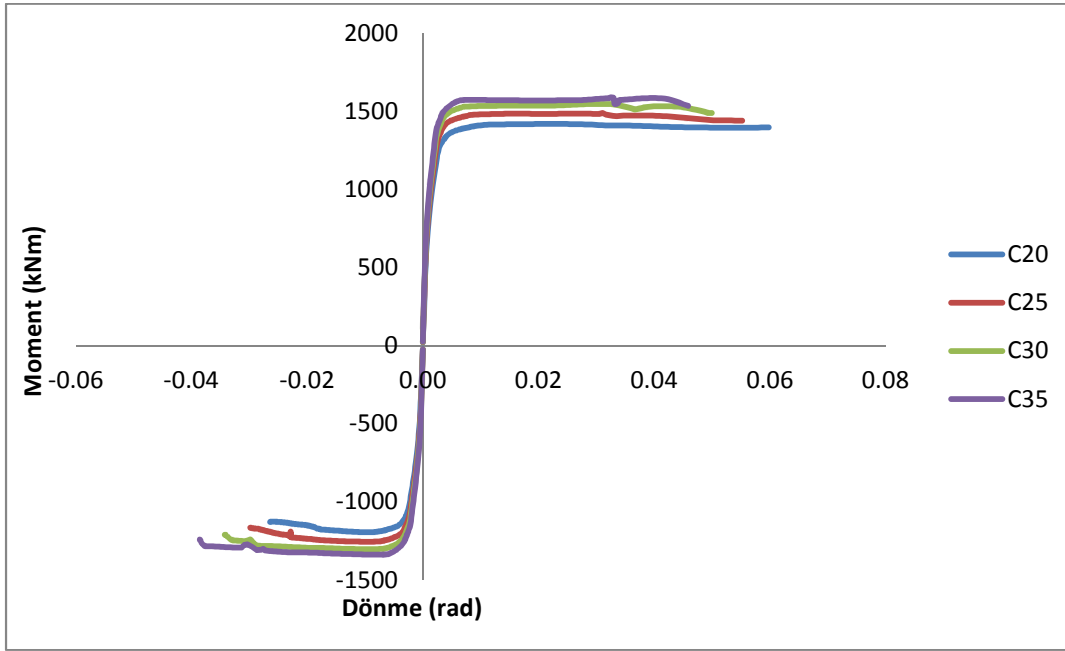
Şekil 5.52. C35 betonuna sahip yapının zemin kat S311a kolon ucunda DBYBHY-2007'ye uygun ve uygun olmayan sargı donatısı bulunması durumlarına göre oluşan moment-dönme eğrileri



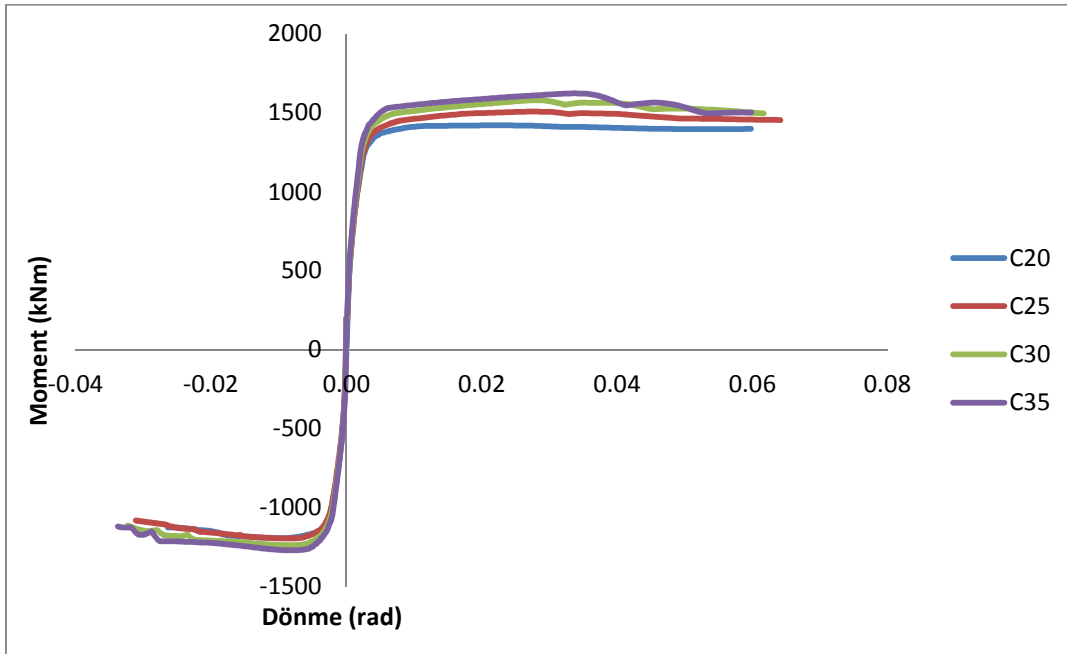
Sargı donatısı yönetmeliğe uygun olmayan yapının tüm zemin kat kolon alt uçlarında oluşan dönme, sargı donatısı yönetmeliğe uygun olan yapının aynı kolon uçlarında oluşan dönmeden oldukça fazladır. Buna karşılık, sargı donatısı uygun olmayan yapının S111'a kolon ucu hariç diğer kolon uçlarında oluşan moment, sargı donatısı uygun olan yapıya göre hem daha az hem de daha 0.02'lik radyanlık dönmeye ulaşmadan ani düşüş göstermiştir. Şekil 5.55–5.57'de yönetmeliğe uygun sargı donatısı olan yapının S311a, S411a ve S511a kolon alt uçlarında oluşan moment-dönme eğrileri C20, C25, C30 ve C35 beton sınıfları için karşılaştırılarak gösterilmiştir. Meydana gelen dönmeler tüm beton sınıfları için birbirine yakın ve bazı kolon uçlarında beton dayanımındaki artışa ters orantılı biçimde meydana gelmiştir. Bununla birlikte, bu kolon uçlarında oluşan moment değerleri karşılaştırıldığında beton dayanımındaki artışa paralel olarak moment değerinde artış meydana gelmiştir.



Şekil 5.55. Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007'ye uygun sargı donatısı bulunan S311a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi

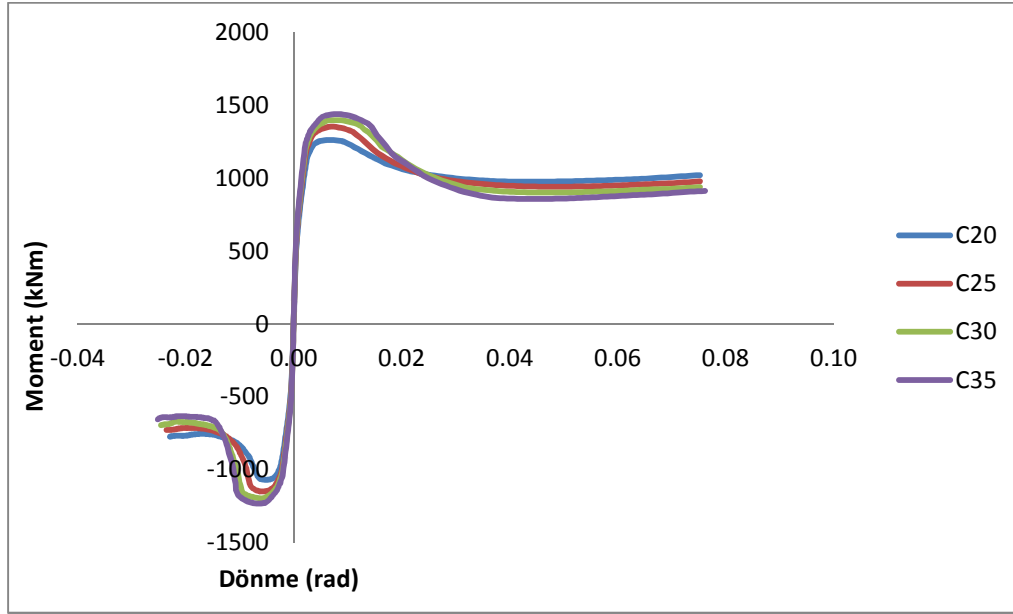


Şekil 5.56. Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007'ye uygun sargı donatısı bulunan S411a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi

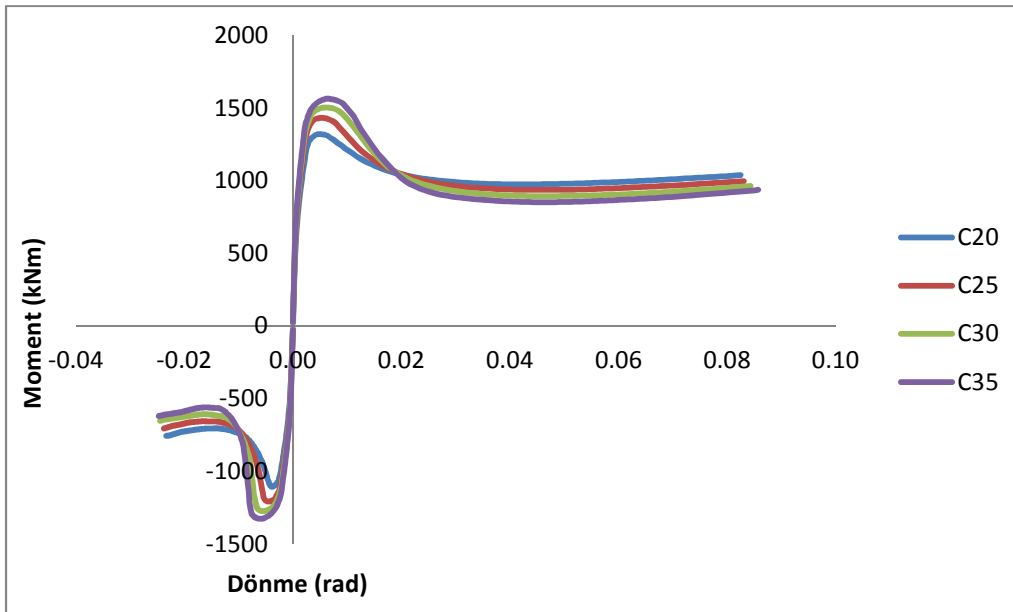


Şekil 5.57. Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007'ye uygun sargı donatısı bulunan S511a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi

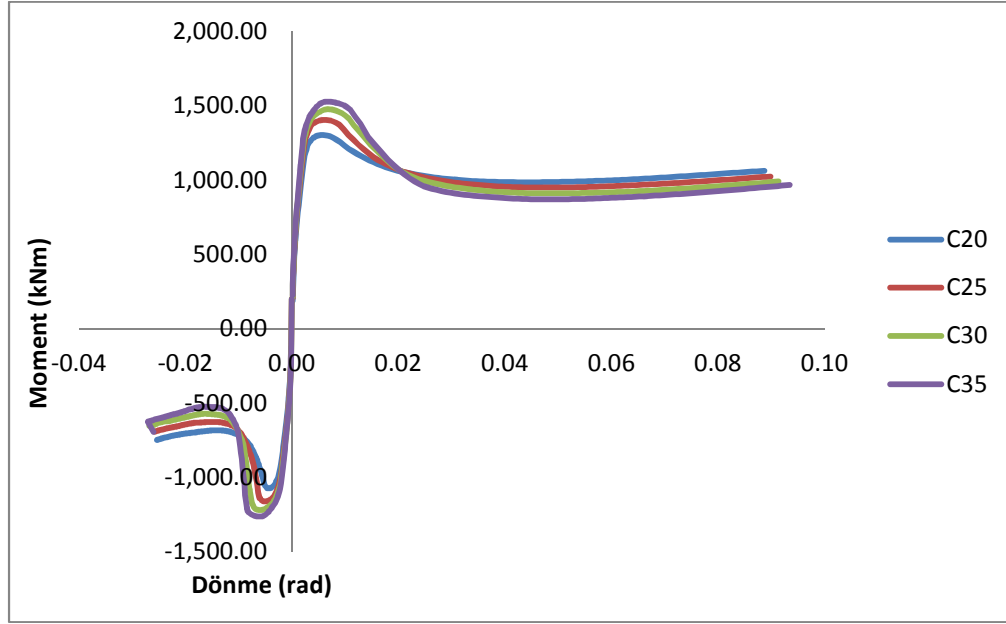
Şekil 5.58–5.60’da yönetmeliğe uygun olmayan sargı donatısının olduğu yapının S311a, S411a ve S511a kolon alt uçlarında meydana gelen moment-dönme eğrileri beton dayanımına göre karşılaştırılmıştır.



Şekil 5.58. Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007’ye uygun olmayan sargı donatısı bulunan S311a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi



Şekil 5.59. Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007’ye uygun olmayan sargı donatısı bulunan S411a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi

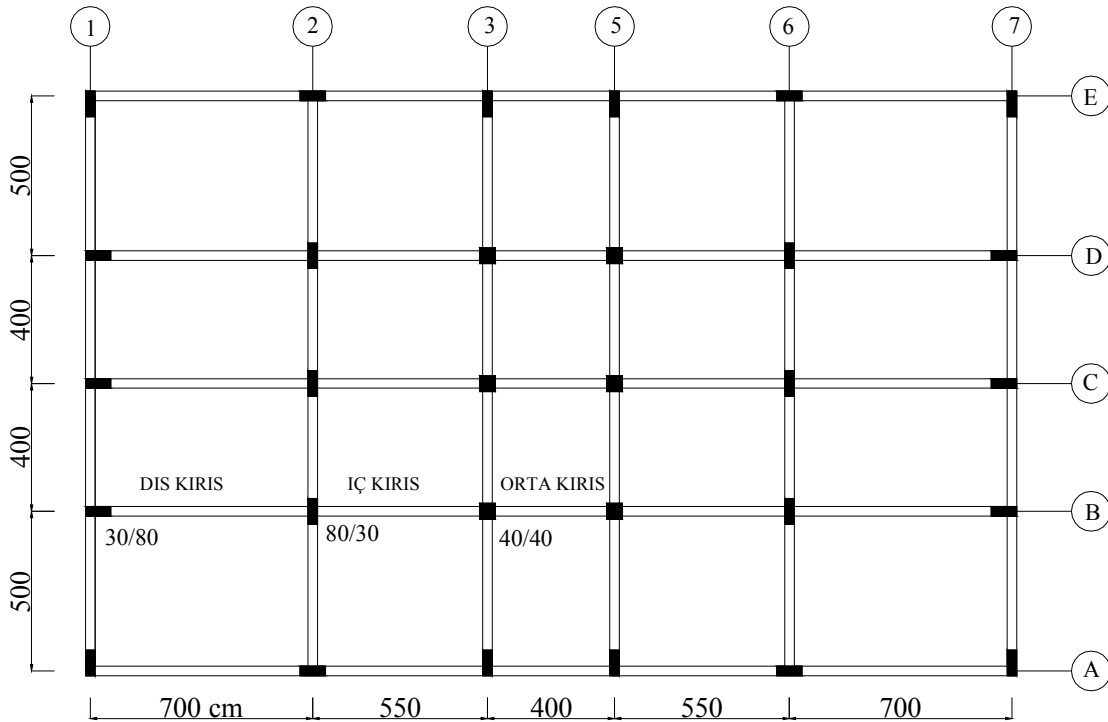


Şekil 5.60. Farklı beton sınıfları için DBYBHY-2007'ye uygun olmayan sargı donatısı bulunan S511a kolonunun alt ucunda moment-dönme değişimi

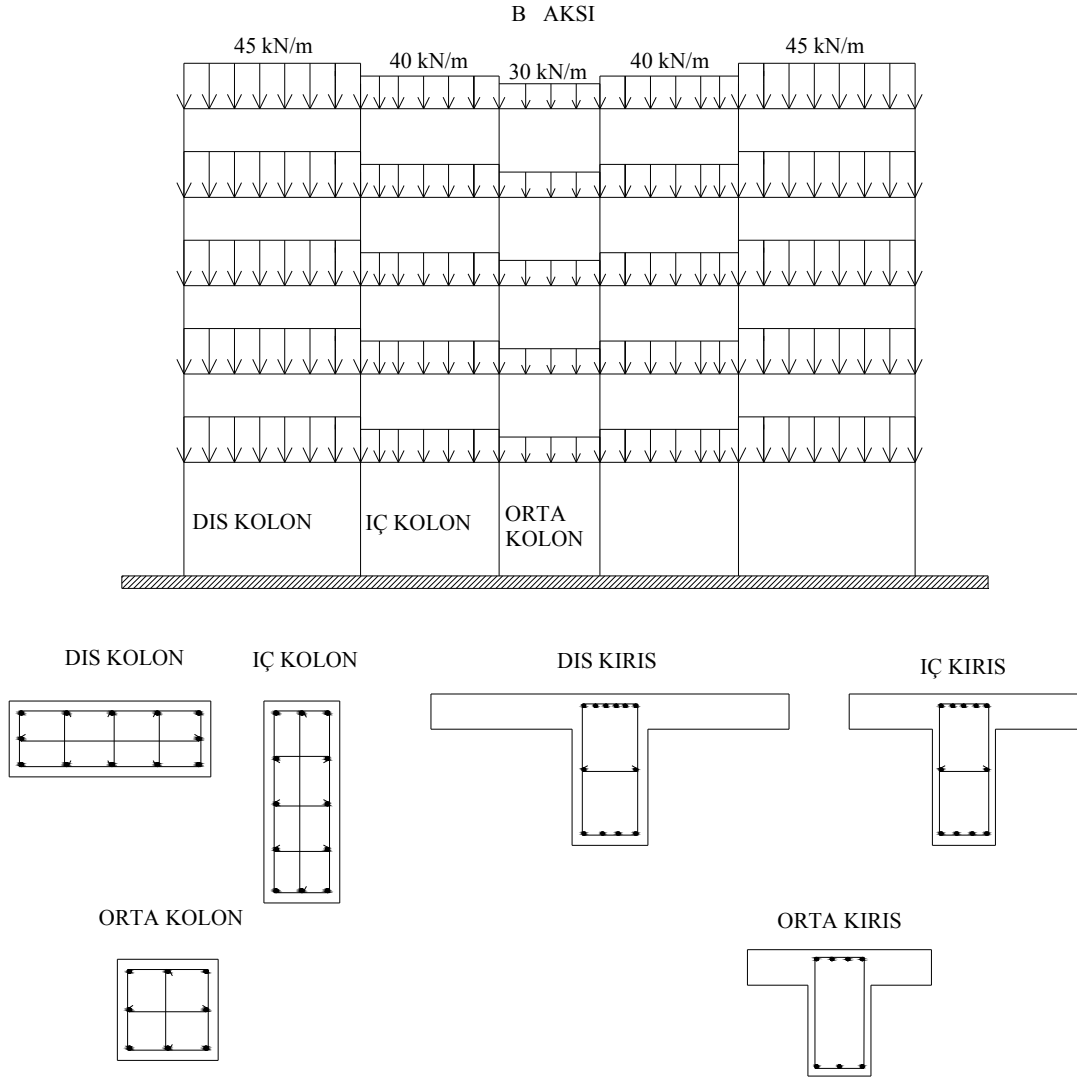
Bu şekiller incelendiğinde 0.015 rad'lık dönmeye kadar oluşan moment değişimi, beton dayanımına paralel olurken, bu noktadan sonra beton dayanımına ters orantılı bir biçimde değişmektedir. Ayrıca yine bu noktada oluşan momentlerde ani bir düşüş meydana geldiği görülmüştür. Dönme açısından beton dayanımındaki değişim önemli bir etken olmamıştır.

5.5. Sayısal Çalışma 4: Betonarme Bir Yapının Türk Deprem Yönetmeliği ve Eurocode–8 Yönetmeliklerinde Tanımlanan Tasarım Spektrumlarına Göre Yayılı Plastik Mafsal Modelini Kullanarak Değerlendirilmesi

Bu sayısal çalışmada, 5 katlı 4 açıklıklı betonarme bir yapının doğrusal olmayan davranışı Türk Deprem Yönetmeliğinde (DBYBHY–2007) ve Eurocode–8 (EC–8)’de tanımlanan tasarım spektrumlarına göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtları kullanılarak incelenmiştir. Yapının doğrusal olmayan analizleri yayılı plastik mafsal modeli kullanılarak yapılmıştır. Seçilen betonarme sistem ile ilgili özellikler aşağıda sunulmuştur. Toplam yüksekliği 18.5 m olan bu sistemin zemin kat yüksekliği 4.5 m ve normal katları 3.5 m ve döşeme kalınlığı 14 cm olarak belirlenmiştir. Sistemin beton basınç dayanımı 25 MPa, çelik akma dayanımı 420 MPa olarak seçilmiştir. Yapı sisteminin planı ile seçilen orta aksın (B Aksı) boykesiti ve yapısal elemanların enkesitleri Şekil 5.61 ve 5.62’de sırasıyla verilmiştir.



Şekil 5.61. Seçilen yapının kat planı



Şekil 5.62. Seçilen yapının orta aksının (B Aksı) boykesit ve yapısal elemanlarının enkesitleri

Yapı sisteminin yapısal elemanlarının boyutları, donatıları ve enine donatı aralıkları Tablo 5.9’da verilmiştir. Bu tablo da ayrıca Mander beton modeline göre hesaplanan sarılma faktörleri de sunulmuştur.

Tablo 5.9. Seçilen yapı sistemin yapısal elemanlarının parametreleri

Yapısal Elemanlar		Eleman Boyutları (cm)	Kirişlerde Tabla Genişliği (cm)	Boyuna Donatı	Enine Donatı Aralığı (cm)	Sarılma Bölgesi Uzunluğu (cm)	Sarılma Faktörleri
Dış Kolon	Uç bölge	30/80	-	12Ø16	Ø8/10–15	80	1.2541
	Orta bölge						1.1623
İç Kolon	Uç bölge	80/30	-	12Ø16			1.2551
	Orta bölge						1.1541
Orta Kolon	Uç bölge	40/40	-	8Ø16			1.2490
	Orta bölge						1.1451
Dış Kiriş	Uç bölge	30/60	142	Üst/ 6Ø14	Ø8/10–20	120	1.1400
	Orta bölge			Alt/ 4Ø14			1.0806
İç Kiriş	Uç bölge	25/60	91	Üst /5Ø14			1.1235
	Orta bölge			Alt/ 4Ø14			1.0686
Orta Kiriş	Uç bölge	25/50	73	Üst/ 4Ø14	100	1.0085	
	Orta bölge			Alt /3Ø14		1.0040	

Yapı sisteminin dinamik analizleri için Tablo 5.10’da özellikleri verilen deprem ivme kayıtları kullanılmıştır. Söz konusu bu ivme kayıtları (Pasific Earthquake Engineering Research Center-PEER) ve Afet Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Gözlem Ağı’ndan alınmıştır.

Tablo 5.10. Seçilen deprem kayıtları ve özellikleri

Depremler	İstasyon	Bileşen	Tarih	Büyükölç	PGA (g)	Süre (sn)
Erzincan	Erzincan	Kuzey-Güney	13.03.1992	6.9	0.515	21.3
Kocaeli	Sakarya	Kuzey-Güney	17.08.1999	7.4	0.376	60.0
Bingöl	Bingöl	Kuzey-Güney	01.05.2003	6.1	0.545	30.00

Tablo 5.10’da verilen deprem ivme kayıtları DBYBHY–2007 ve EC–8 de verilen tasarım spektrumlarına yönetmeliklerine göre ölçeklenerek yapının doğrusal olmayan analizlerinde kullanılmıştır. Tablo 5.11’de DBYBHY–2007 ve EC–8 yönetmeliklerinde verilen tasarım spektrumlarını tanımlayan parametreler sunulmuştur.

Tablo 5.11. DBYBHY–2007 ve EC-8’de tasarım spektrum tanımlama parametreleri

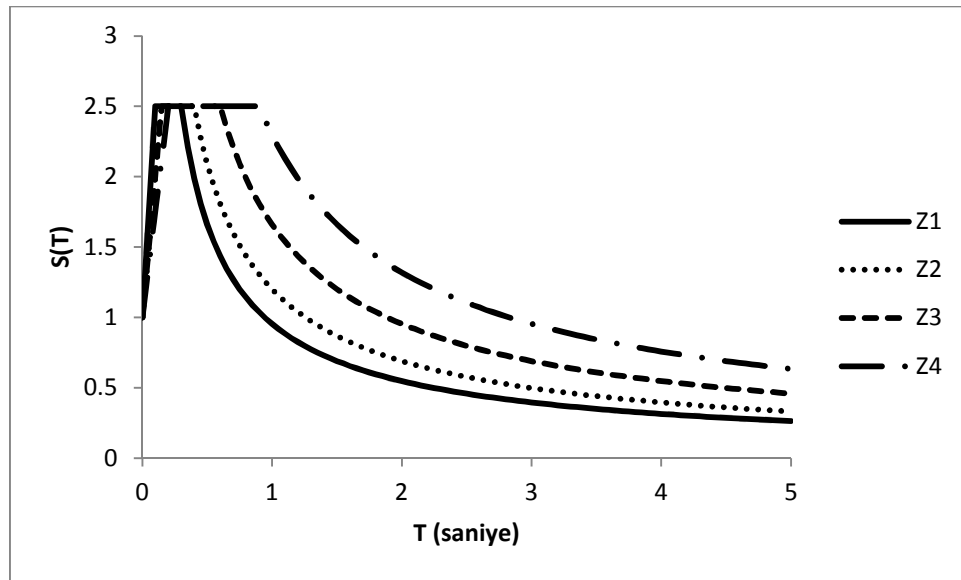
DBYBHY–2007’de verilen spektrum katsayısı		EC–8’de verilen elastik spektral ivme katsayıları	
$0 \leq T \leq T_A$	$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A}$	$0 \leq T \leq T_B$	$S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$
$T_A \leq T \leq T_B$	$S(T) = 2.5$	$T_B \leq T \leq T_C$	$S_e(T) = a_g S \cdot \eta \cdot 2.5$
$T \geq T_B$	$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8}$	$T_C \leq T \leq T_D$	$S_e(T) = a_g S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$
		$T_D \leq 4s$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$

Tablo 5.11 DBYBHY–2007 kısmında verilen T_A ve T_B değerleri spektrum karakteristik periyotlarını gösterirken, bu değerler EC–8 yönetmeliğinde T_B, T_C, T_D ifadeleri ile gösterilmektedir. EC-8’de S zemin tipine göre belirlenen bir katsayıdır. DBYBHY-2007’de $S(T)$ spektrum katsayısını gösterirken, EC-8’de $S_e(T)$ elastik spektral ivmeyi temsil etmektedir. DBYBHY-2007’de dört tane zemin sınıfı tanımlanırken EC-8’de A,B,C,D, E, S_1 ve S_2 olmak üzere yedi tane ayrı zemin sınıfı tanımlanmıştır. Tablo 5.12’de her iki yönetmelikte zemin sınıflarına göre belirtilen spektrum karakteristik periyotları verilmektedir. EC-8’de tanımlanan S_1 ve S_2 özel zemin tipleri olarak kabul edilmektedir. Bu zemin tiplerinden birisini sağlayan zemin koşullarına sahip bölgelerde sismik kuvveti belirlemek için özel incelemelerin yapılması gerekmektedir. Özellikle S_2 zemin tipi için, sismik yük altında zemin kırılmasının dikkate alınmalıdır. Tablo 5.12’de bu özel zemin tiplerine yer verilmemiştir. Ayrıca EC–8 yönetmeliği Tip 1 ve Tip 2 olmak üzere iki tane spektrum önermektedir. Eğer bir bölge için tanımlanan sismik tehlikenin büyük çoğunluğunu içeren M_5 yüzey dalgası magnitüde 5.5’ten küçükse Tip 2 spektrumunun kullanılmasını önermektedir.

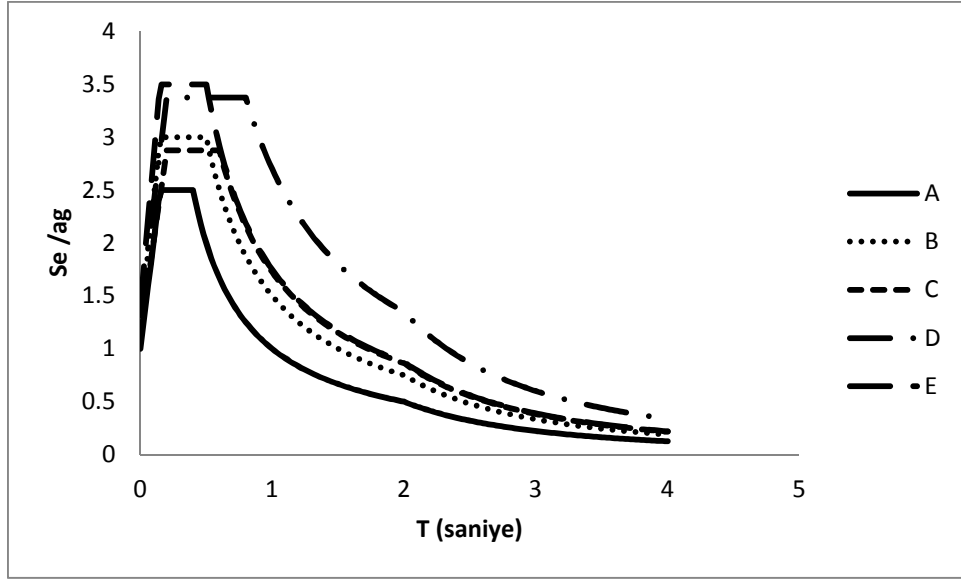
Tablo 5.12. DBYBHY–2007 ve EC–8 yönetmeliklerinde zemin sınıflarına göre tasarım spektrum parametreleri

DBYBHY-2007			EC-8								
T_A ve T_B değerleri			S, T_B, T_C ve T_D değerleri								
			Tip1					Tip 2			
Yerel Zemin Sınıfları	T_A (sn)	T_B (sn)	Zemin Tipi	S	T_B (sn)	T_C (sn)	T_D (sn)	S	T_B (sn)	T_C (sn)	T_D (sn)
Z1	0.10	0.30	A	1.0	0.15	0.40	2.0	1.0	0.05	0.25	1.2
Z2	0.15	0.40	B	1.2	0.15	0.50	2.0	1.35	0.05	0.25	1.2
Z3	0.15	0.60	C	1.15	0.20	0.60	2.0	1.5	0.10	0.25	1.2
Z4	0.20	0.90	D	1.35	0.20	0.80	2.0	1.8	0.10	0.30	1.2
			E	1.4	0.15	0.50	2.0	1.6	0.05	0.25	1.2

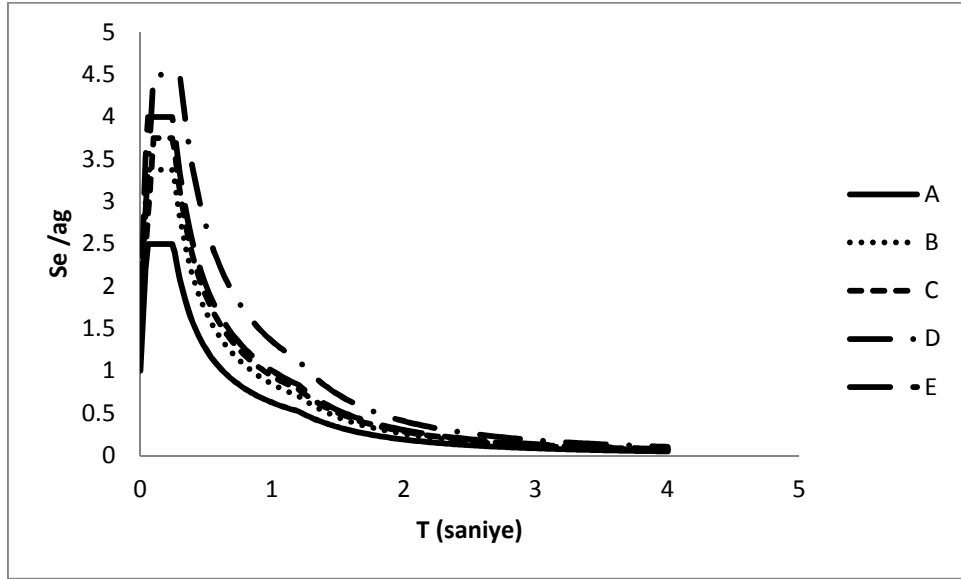
DBYBHY–2007 ve EC–8 (Tip 1 ve Tip 2 için)’de bütün zemin sınıfları için hesaplanan elastik tasarım spektrumları Şekil 5.63, 5.64 ve 5.65’de verilmiştir.



Şekil 5.63. DBYBHY-2007’de tanımlanan zemin sınıfları için Elastik Tasarım Spektrumları



Şekil 5.64. EC-8’de tanımlanan zemin sınıfları için Tip 1 Elastik Tasarım İvme Spektrumları



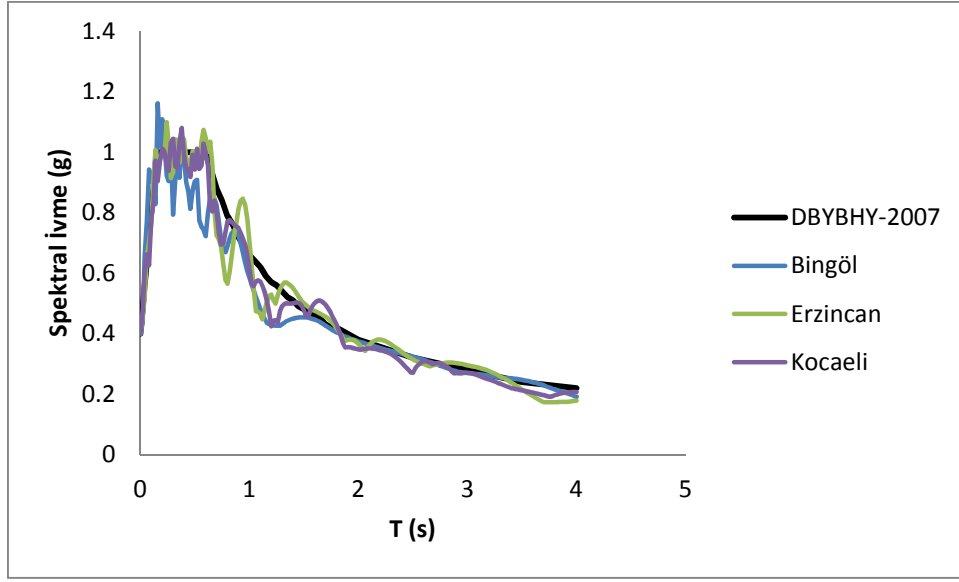
Şekil 5.65. EC-8’de tanımlanan zemin sınıfları için Tip 2 Elastik Tasarım İvme Spektrumları

Tablo 5.13’de hem DBYBHY-2007 hem de EC-8’de belirtilen bina önem katsayıları gösterilmiştir. Tasarlanan yapının analizlerinde bina önem katsayısı her iki yönetmelikte binanın kullanım amacına uygun olarak $I=1$ seçilmiştir.

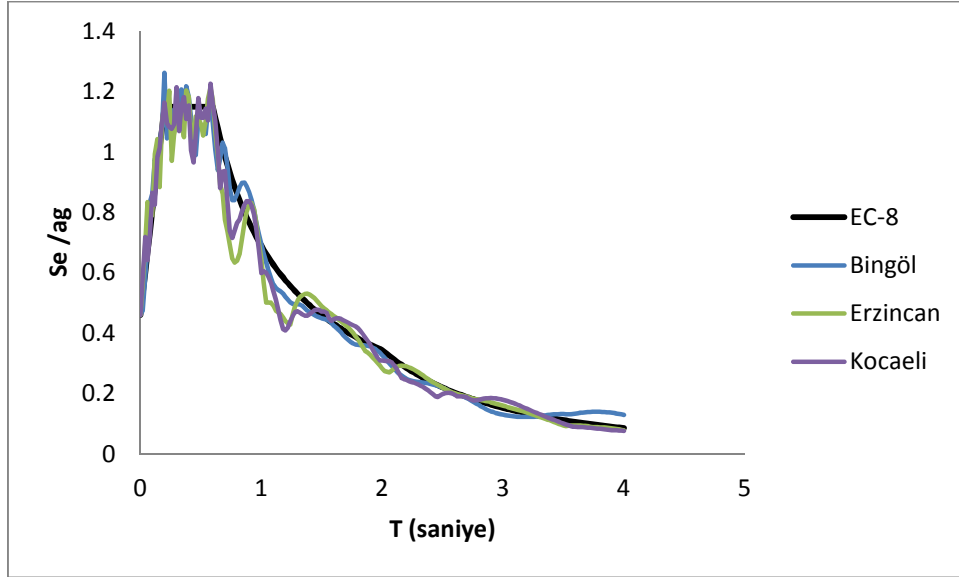
Tablo 5.13. Her iki yönetmeliğe göre belirtilen bina önem katsayıları

DBYBHY-2007		EC-8	
Binanın Kullanım Amacı	Önem Faktörü	Bina Kullanım Amacı	Önem Faktörü
Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5	I- Halk güvenliği için düşük öneme sahip binalar, tarımsal binalar	0.8
İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1.4	II- Diğer gruplara dâhil olmayan sıradan yapılar	1.0
İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1.2	III- Sismik dayanımları göçmeleri halindeki sonuçlar açısından önemli binalar, örneğin okullar, toplantı salonları vb.	1.2
Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1.0	IV- Sivil savunma açısından deprem sırasında bütünlüğü hayati önemde olan yapılar örneğin hastaneler, itfaiye istasyonları, enerji santralleri	1.4

Seçilen deprem kayıtları DBYBHY-2007 ve EC-8 Tip 1 tasarım spektrumlarına uygun şekilde ölçeklendirilmiştir. Bu ölçeklendirme yapılırken yapının zemin sınıfı DBYBHY-2007’de Z3 olarak seçilirken, EC-8 Tip 1 için C zemin tipine sahip olduğu kabul edilmiştir. Ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının spektrumları ve her iki yönetmelikte verilen tasarım spektrumları ile birlikte Şekil 5.66 ve 5.67’de verilmiştir.

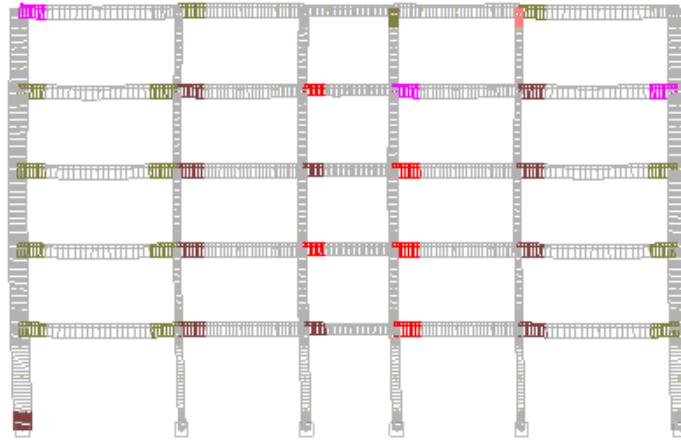


Şekil 5.66. DBYBHY-2007’de Z3 zemin sınıfı için tanımlanan tasarım spektrumu ve bu spektruma göre ölçeklendirilmiş ivme kayıtlarının tepki spektrumları



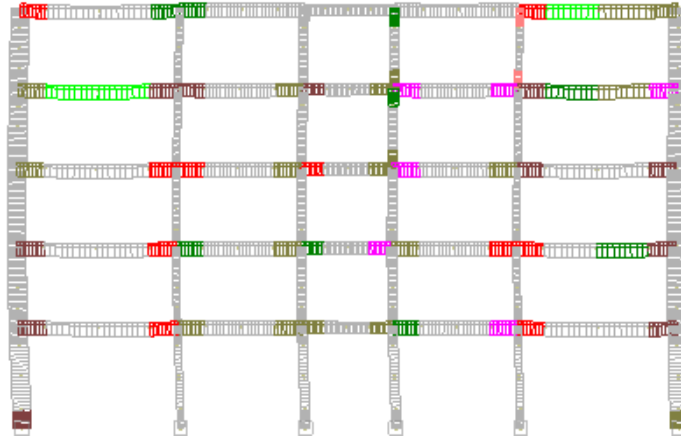
Şekil 5.67. EC-8 Tip 1’de C zemin tipi için tanımlanan tasarım spektrumu ve bu spektruma göre ölçeklendirilmiş ivme kayıtlarının tepki spektrumları

Ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtları kullanılarak tasarlanan yapının doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılmış ve her iki yönetmeliğe göre oluşan hasar düzeyleri Şekil 5.68–5.73 verilmiştir.



Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

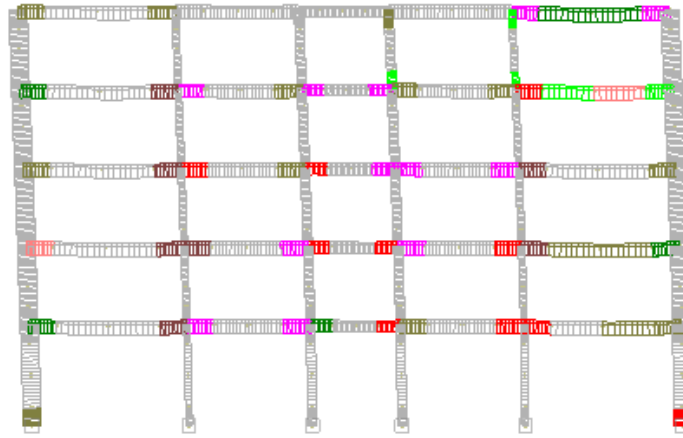
Şekil 5.68. DBYBHY-2007’de Z3 zemin sınıfı için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Bingöl Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar



Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

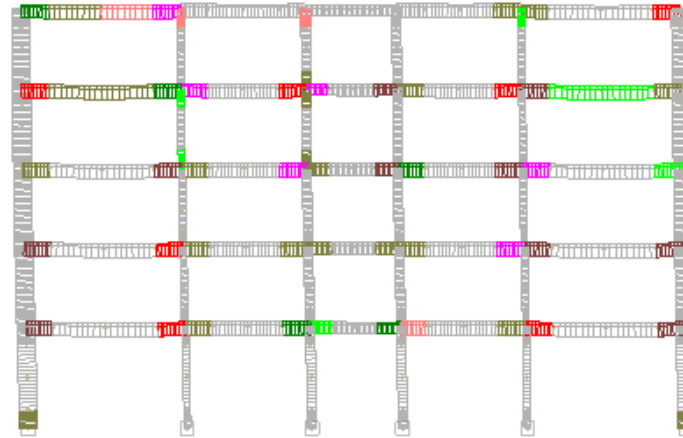
Şekil 5.69. EC-8 de C zemin tipi için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Bingöl Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar

Her iki yönetmelikte verilen tasarım spektrumlarına göre ölçeklendirilmiş Bingöl Depremi ivme kayıtlarının kullanıldığı doğrusal olmayan analiz sonuçları değerlendirildiğinde, EC-8 tasarım spekturumuna göre ölçeklenmiş ivme kayıtlarıyla elde edilen hasarların daha büyük olduğu gözlenmiştir.



Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

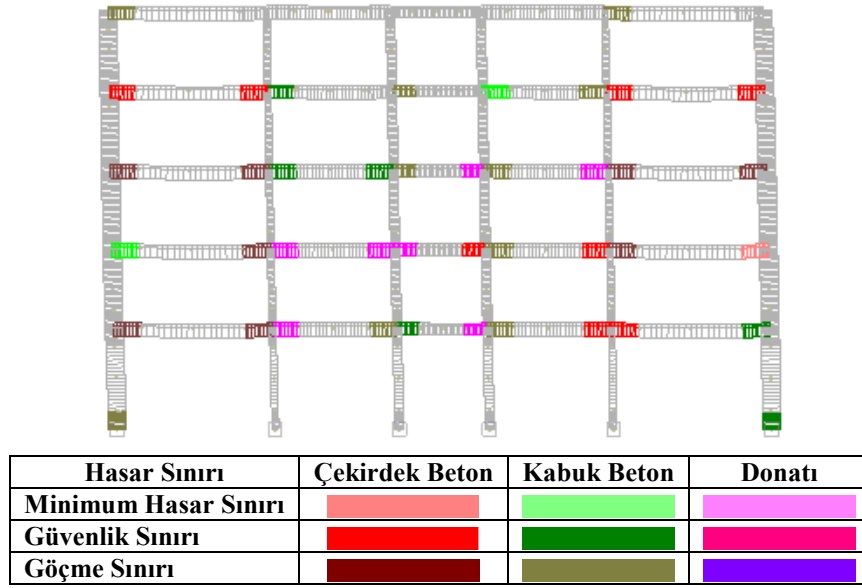
Şekil 5.70. DBYBHY-2007’de Z3 zemin sınıfı için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Erzincan Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar



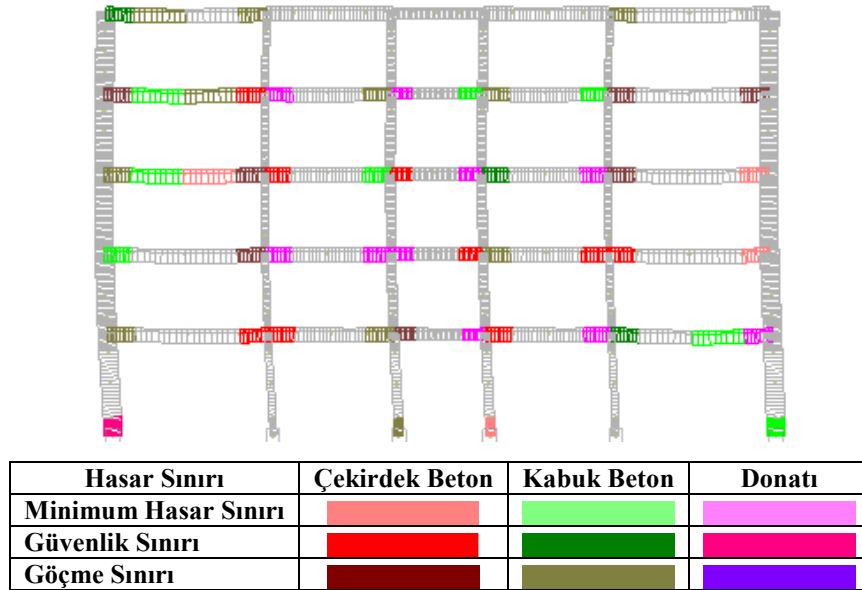
Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

Şekil 5.71. EC-8 de C zemin tipi için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Erzincan Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar

Ölçeklendirilmiş Erzincan depreminde elde edilen sonuçlar Bingöl depreminden elde edilen sonuçlar kadar iki yönetmelik çözümleri arasında tam bir belirginlik göstermemiştir. Her iki yönetmeliğin tasarım spektrumlarına göre ölçeklendirilmiş ivme kayıtları kullanılarak bulunan hasarların yapıların farklı yerlerinde farklı derecede oluştuğu görülmüştür.



Şekil 5.72. DBYBHY-2007’de Z3 zemin sınıfı için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Kocaeli Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar



Şekil 5.73. EC-8 de C zemin tipi için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş Kocaeli Depremi ivme kayıtlarını kullanarak yapılan analiz sonucunda oluşan hasarlar

Her iki yönetmelikte verilen tasarım spektrumlarına göre ölçeklendirilmiş Kocaeli Depremi ivme kayıtlarının kullanıldığı doğrusal olmayan analiz sonuçları değerlendirildiğinde, EC-8 tasarım spektrumuna göre ölçeklenmiş ivme kayıtlarıyla elde edilen hasarların daha büyük olduğu gözlenmiştir.

6.SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında betonarme yapıların statik ve dinamik yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı incelenmiştir. Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizleri yayılı plastik mafsalsal modeli kullanılarak yapılmıştır. Bu plastik mafsalsal elemanı hem enkesit hem de yapısal eleman boyunca doğrusal olmayan davranış modellenebilmektedir. Yapısal elemanda oluşan hasar kabuk beton, çekirdek beton ve donatı için ayrı ayrı bulunabilmektedir. Tez çalışması kapsamında bu mafsalsal modelinin kullanıldığı dört farklı uygulama yapılmıştır.

Birinci sayısal çalışmada tasarlanan betonarme bir yapının statik itme analizleri toplanmış plastik mafsalsal modeli ve yayılı plastik mafsalsal modeline göre ayrı ayrı yapılmıştır. Bu uygulamada üçgensel ve üniform yanal yüklemelere maruz sistemin doğrusal olmayan statik itme analizleri farklı plastik mafsalsal modellerine göre değerlendirilmiştir. Analizler sonucunda farklı yükleme ve mafsalsal tipleri için kapasite eğrileri ve görelî kat ötelemeleri elde edilmiştir. Bulunan sonuçlara göre aynı yanal yükleme durumları için toplanmış ve yayılı plastik mafsalsal modelleri Taban Kesme Kuvvetleri bakımından yakın çözümler vermekle birlikte, toplanmış plastik mafsalsal modeline ait kapasite eğrisi ilk rijitlik bakımından daha yüksek sonuç vermektedir. Bununla birlikte, üniform yanal yükleme biçimi hem yayılı hem de toplanmış plastik mafsalsal tipinde alt katlarda daha yüksek görelî kat ötelemesi verirken, bu yükleme biçimi üst katlarda üçgensel yüklemeye göre daha düşük görelî kat ötelemeleri vermiştir. Bu da üniform yükleme şeklinin alt katları daha büyük yanal yerdeğiştirme talebine zorladığını göstermektedir. Yayılı plastik mafsalsal modeli üçgensel yanal yüklemeye alt katlarda daha fazla görelî kat ötelemesi verirken, bu durum üniform yanal yüklemeye tam belirgin olmamıştır.

İkinci sayısal çalışmada, zemin etkisinin betonarme yapıların doğrusal olmayan davranışına etkisi yayılı plastik mafsalsal modeli kullanılarak incelenmiştir. Tasarlanan yapının dinamik analizleri Türk Deprem Yönetmeliğinde verilen zemin sınıflarına göre ölçeklenen deprem ivme kayıtları kullanılarak yapılmıştır. Bu analizlerden zemin sınıfına bağlı olarak yapıda meydana gelen hasarlar ve görelî kat ötelemeleri belirlenmiştir. Ayrıca yapının doğrusal olmayan statik analizleri yapılarak kapasite eğrileri elde edilmiş ve dinamik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Analizler sonucunda zemin sınıfının yapıların davranışına önemli derecede etki ettiği görülmüştür. Zeminin yumuşamasıyla, kolon ve kirişlerde

hasarların arttığı; Z1 zemin sınıfından Z4 zemin sınıfına gidildikçe hasarın kabuk betonda minimum hasar durumundan çekirdek betonda göçme sınırına doğru ilerlediği gözlenmiştir. Kat ötelemelerinde ise Z3 ve Z4 zemin sınıflarında diğer Z1 ve Z2 zemin sınıflarına göre iki üç kat daha fazla ötelemeler meydana geldiği görülmüştür.

Üçüncü sayısal uygulamada, statik itme analizi yöntemini kullanarak sargı donatısı ve beton basınç dayanımının betonarme yapıların doğrusal olmayan davranışına etkisi yayılı plastik mafsallı modeli kullanılarak yapılmıştır. Bunun için 11 katlı 4 açıklıklı betonarme bir betonarme bir yapının analizleri yapılmıştır. Sargı donatısı etkisi ve beton dayanımındaki değişime göre söz konusu yapının kapasite eğrileri ve zemin kat kolonlarının alt uçlarındaki moment-dönme eğrileri elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre; sargı donatısı yönetmeliğe uygun olmayan yapı sisteminin kapasite eğrilerinde belirli bir yanal yer değiştirmeden sonra ani bir düşüş gözlenmiştir. Bununla birlikte, sargı donatısı yönetmeliğe uygun olmayan yapının tüm zemin kat kolon alt uçlarında oluşan dönmeler, sargı donatısı yönetmeliğe uygun olan yapının aynı kolon uçlarında oluşan dönmelerden oldukça fazladır. Ayrıca bir kolon hariç, diğer kolon alt uçlarında oluşan moment sargı donatısı uygun olan yapıya göre hem daha az hem de belirli bir dönme değerinden sonra ani düşüş göstermiştir. Meydana gelen dönmeler tüm beton sınıfları için birbirine yakın ve bazı kolon uçlarında beton dayanımındaki artışa ters orantılı biçimde meydana gelmiştir. Bununla birlikte, bu kolon uçlarında oluşan moment değerleri karşılaştırıldığında beton dayanımındaki artışa paralel olarak moment değerinde artış meydana gelmiştir.

Dördüncü sayısal uygulamada tasarlanan betonarme 5 katlı ve 5 açıklıklı bir yapının doğrusal olmayan davranışı, Türk Deprem Yönetmeliği ve Eurocode-8 Yönetmeliğinde verilen tasarım spektrumlarına göre ölçeklenen deprem kayıtları kullanılarak ayrı ayrı elde edilmiştir. Betonarme yapının doğrusal olmayan davranışının belirlenmesinde yayılı plastik mafsallı modeli kullanılmıştır. Tasarlanan yapının analizlerinden elde edilen hasar durumları iki yönetmelik açısından bir karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre; Eurocode-8 yönetmeliğinde belirtilen tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem kayıtlarının kullanıldığı çözümler, Türk Deprem Yönetmeliği tasarım spektrumunun dikkate alındığı benzer çözümlere göre daha fazla hasara neden olmuştur.

KAYNAKLAR

- Arisoy, B. ve Arel, H.Ş.**, 2010. Yapısal özellikleri farklı BA binaların performansa dayalı analizi *Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi*, **25**, 431-439.
- Aydınoğlu, N., Celep, Z., Özer, E., Sucuoğlu, H.**, 2009. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik Açıklamalar ve Örnekler Kitabı.
- Bazant, Z.P.**, 1977. Prediction of hysteresis in reinforced concrete members, *Journal of Structural Engineering ASCE*, **103**, 151-167.
- Bento, G.C.R., and ve Bhatt, C.**, 2013. Nonlinear static and dynamic analyses of reinforced concrete buildings-comparison of different modelling approaches, *Earthquakes and Structures*, **4**, 451-470.
- Bianchi, F.**, 2008. Seismic vulnerability assessment of a hospital building, *Master Thesis*, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia Università degli Studi di Pavia, Italy.
- Canbay, E., Ersoy, U., Özcebe, G., Sucuoğlu, H. ve Wasti, S.T.**, 2008. Binalar için Deprem Mühendisliği Temel İlkeleri, Evrim Yayınevi, İstanbul.
- Celep, Z.**, 2008 Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.
- Chiou, J.S., Yang, H.H. and Chen, C.H.**, 2009. Use of Plastic Hinge Model in Nonlinear Pushover Analysis of a Pile, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **135**, 1341,1346.
- Clough, R. and Johnston, S.**, 1966. Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, *Transaction of Japan Earthquake Engineering Symposium*, Tokyo, pp. 195-198.
- Cosenza, E., Manfredi, G. and Verderame, G. M.**, 2006. A fibre model for push-over analysis of underdesigned reinforced concrete frames, *Computers and Structures*, **84**, 904-916
- Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Ankara: Matbaa Teknisyenleri Basımevi.
- DBYBHY**, 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik, T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara
- Dides, M. A. and Llera, J.C.D.**, 2005. A comparative study of concentrated plasticity models in dynamic analysis of building structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **34**, 1005:1026.
- Duan, H. and Hueste, M.B.D.**, 2012, Seismic performance of a reinforced concrete frame building in China, *Engineering Structures*, **41**, 77-89.
- Elnashai A.S. and Pinho, R.** 1998. Repair and retrofitting of RC walls using selective techniques, *Journal of Earthquake Engineering*, **2**, 525-568.
- Eurocode 8**, Design of structures for earthquake resistance Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, European Norm. European Committee for Standardisation, European Committee for Standardisation Central Secretariat, rue de Stassart 36, B-1050 Brussels.
- Ersoy, U.**, 1978. Beton ve betonarmenin doğrusal elastik olmayan davranışı, İMO Yayınları Ankara,1-25.

- Fahjan, Y.M., Kubin, J. and Tan, M.T.** 2010. Nonlinear analysis methods for reinforced concrete buildings with shear walls. *14th ECEE 2010*, Ohrid, 30 August- 3 September.
- Giberson M. F.** 1967. The Response of Nonlinear Multi-Storey Structures Subjected to Earthquake Excitations, PhD Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, 232 pp.
- Güner, S.,** 2008. Performance assessment of shear-critical reinforced concrete plane frames” *Ph.D Thesis*, University of Toronto, Canada
- Hancock, J. and Bommer, J. J.,** 2007. Using spectral matched records to explore the influence of strong-motion duration on inelastic structural response, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **27**, 291 –299
- Hueste, M.B. D. and Bai, J.W.** 2007. Seismic retrofit of a reinforced concrete flat-slab structure: Part I - seismic performance evaluation, *Engineering Structures*, **29**, 1165–1177
- Haselton, C.B.,** 2007. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings, *Ph.D Thesis*, Stanford University, USA.
- İnel, M. and Özmen H. B.,** 2006. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings, *Engineering Structures*, **28**, 1494–1502.
- İnel M., Özmen H.B. and Bilgin, H.,** 2008. Re-evaluation of building damage during recent earthquakes in Turkey, *Engineering Structures*, **30**, 412–427.
- İlki, A. ve Celep, Z.,** 2011. Betonarme yapıların deprem güvenliği. *1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı*, 11-14 Ekim 2011 – ODTÜ – Ankara
- Jeong, S.H. and Elnashai, A.S.,** 2005. Analytical assessment of an irregular RC frame for full-scale 3d pseudo-dynamic testing part I: Analytical model verification, *Journal of Earthquake Engineering*, **9**, 95–128.
- Kaba, S. and Mahin, S.A.,** 1984. Refined modelling of reinforced concrete columns for seismic analysis, EERC Report 84-03.
- Kadid, A., Yahiaoui, D. and Chebili, R.,** 2010. Behavior of reinforced concrete buildings under simultaneous horizontal and vertical ground motions, *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, **11**, 463-476.
- Kunnat, S.K., Reinhorn, A.M. and Abel, J.F.** 1991. A computational tool for evaluation of seismic performance of reinforced concrete building, *Computers and Structures*, **41**, 157-173.
- Kwon, O.S. and Kim, E.,** 2010. Case study: Analytical investigation on the failure of a two-story RC building damaged during the 2007 Pisco-Chincha earthquake, *Engineering Structures*, **32**, 1876-1887.
- Lai, S., Will, G. and Otani, S.,** 1984. Model for inelastic biaxial bending of concrete members, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **110**, 2563-2584.
- Lee, T.H., and Mosalam, K.M.** 2004. Probabilistic fiber element modelling of reinforced concrete structures, *Computers and Structures*, **82**, 2285–2299.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R.,** 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, **114**, 1804-1826.
- Marmo, F.,** 2007. A fiber free approach to the inelastic analysis of reinforced concrete structures, *Ph.D Thesis*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale Università di Napoli, Italy.

- Martini, S.**, 2007. Design verification of a force and displacement-based designed torsionally-unbalanced wall building, *Master Thesis*, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School, Pavia, Italy.
- Mwafy, A.M. and Elnashai, A.S.**, 2001. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings, *Engineering Structures*, **23**, 407–424.
- Mwafy, A.**, 2011. Assessment of seismic design response factors of concrete wall buildings”
- Munshi, J.A. and Ghosh, S.K.** 1998. Analyses of seismic performance a code designed reinforced concrete building, *Engineering Structures*, **20**, 608-616.
- Neuenhofer, A. and Filippou, F.C.**, 1997. Evaluation of nonlinear frame finite element models, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **123**
- Özer, E.**, 2006. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizi Ders Notları.
- Parche, S.**, 2000. A fibre model to simulate the cross-sectional behaviour of reinforced concrete columns under multi-directional earthquake loading, *Computers and Structures*, **77**, 403-411.
- PEER**, Strong Ground Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>
- Piolatto, A.**, 2009. Structural Response Including Vertical Component of Ground Motion, *Master Thesis*, Southern Illinois University Carbondale, USA
- Ranzo, G., and Petrangeli, M.** 1998. a fibre finite beam element with section shear modelling for seismic analysis of RC structure, *Journal of Earthquake Engineering*, **2** (3), 443-473.
- Rekvava, P., Mdivani, K. and Arabidze, V.**, 2010. Reliability of multistory RC frame buildings of different seismic performance levels, *14th ECEE 2010*, Ohrid, 30 August- 3 September.
- Rueda, J.E.M. and Elnashai, A.S.** 1997. Confined concrete model under cyclic load, *Materials and Structures*, **30**, 139–147.
- SAP2000 V10** Integrated Software for Structural Analysis and Design Program.
- Sadjadia, R., Kianousha, M.R. and Talebi, S.**, 2007. Seismic performance of reinforced concrete moment resisting frames, *Engineering Structures*, **29**, 2365–2380.
- Sarno, L.D. and Manfredi, G.**, 2009. Seismic assessment of a RC school building retrofitted with innovative braces, *Concrete Repair Rehabilitation and Retrofitting II*, 1149-1155.
- SeismoStruct** Version 6 available on www.seismosoft.com.
- SeismoArtif** Version 1 available on www.seismosoft.com.
- Spacone, E., Ciampi, V. and Filippou, F.C.** 1992. A beam element for seismic damage analysis, Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley, **UCB/EERC-92/07**, USA.
- Spacone, E., Filippou, F.C. and Taucer, F.F.** 1996. Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: part I, Formulation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **25**, 711–725.
- Spacone, E., Filippou, F.C. and Taucer, F.F.** 1996. Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: part II, Applications, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **25**, 727–742.
- Taucer, F.F., Spacone, E. and Filippou, F. C.** 1991. A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures, Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley, **UCB/EERC-91/17**, USA.

- T.C.Başbakanlık Afet Acil Durum Başkanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı**, Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Gözlem Ağı, <http://kyh.deprem.gov.tr/ftpt.htm>
- Thomos, G.C. and Trezos, C.G.**, 2006. Examination of the probabilistic response of reinforced concrete structures under static non-linear analysis, *Engineering Structures*, **28**, 120–133.
- Vuran, E., Bal, İ.E., Crowley, H. and Pinho, R.**, 2008. Determination of equivalent SDOF characteristics of 3d dual RC structures, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, October 12-17, 1-8.
- Yön, B.**, 2007. Betonarme Yapıların Statik İtme Analiziyle Performanslarının Belirlenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Elazığ.
- Yön, B. ve Calayır, Y.**, 2011. Düşey taşıyıcı elemanların bina yüksekliğince tedrici süreksizliğinin yapısal hasara etkisi, *Yedinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İTÜ, İstanbul, 30 Mayıs-3 Haziran, s:1-8.
- Yön, B., Sayın, E. ve Calayır, Y.**, 2011. Çok katlı betonarme binalarda yapısal performansın beton dayanımına göre değerlendirilmesi, *8.Beton Kongresi*, İzmir, 5-7 Ekim.
- Yön, B. ve Calayır, Y.**, 2013. Pushover Analysis of a reinforced concrete building according to various hinge models, *2nd International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering*, BCCCE, Tirana, Albania, 23-25 May, 1-10.
- Yön, B. ve Calayır, Y.**, 2013. Betonarme binalarda sargı donatısı etkisinin yayılı plastik mafsallı modeliyle incelenmesi, *2. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı*, MKÜ, Hatay, 25-27 Eylül, s:1-10.
- Zeris, C.A. and Mahin, S. A.**, 1988. Analysis of reinforced concrete beam-columns under uniaxial excitations, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **114**, 804-820.
- Zeris, C.A. and Mahin, S.A.**, 1991. Behaviour of reinforced concrete structures subjected to biaxial excitations, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **117**, 2657-2673.

ÖZGEÇMİŞ

Burak YÖN, 1982 yılında Elazığ'da doğmuştur. İlk ve orta öğrenimini Elazığ'da tamamlamıştır. 2000 yılında, Fırat Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazanmış ve 2004 yılında lisans eğitimini tamamlamıştır. Aynı yıl Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Mekanik Programında yüksek lisans öğrenimine başlamış ve 2007 yılında tamamlamıştır. 2006 yılında Dicle Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesine araştırma görevlisi olarak atanmıştır. Yazarın betonarme ve yığma yapıların deprem davranışları ve hasarlarının değerlendirilmesi üzerine 3 adet uluslararası (SCI) dergide, çok sayıda ulusal hakemli dergide, uluslararası ve ulusal konferanslarda yayınları mevcuttur.