

**Proje No: 105M024**

**Betonarme Elemanların Doğrusal Ötesi Davranışlarının  
Bilgisayar Ortamında Modellenmesi**

Doç. Dr. Mehmet İNEL  
Arş. Gör. Hayri Baytan ÖZMEN  
Dr. Hüseyin BİLGİN

OCAK 2008  
DENİZLİ

## ÖNSÖZ

Ülkemiz coğrafi konumu ve sahip olduğu yapı stoğu gereği oldukça ciddi deprem tehdidi altındadır. Deprem zararlarının en aza indirilmesi ülkemizin en önemli problemlerinden biridir. Bu sebeple bu konuyla ilgili bilimsel gelişmelerin takip edilmesi gereklidir. Yeni yapılacak ve özellikle de mevcut yapıların deprem performansının değerlendirilmesinde en gelişmiş yöntemler doğrusal olmayan statik ve dinamik analiz yöntemleridir. Fakat bu yöntemler için gerekli modellerin hazırlanması oldukça büyük zorluklar içermektedir. Bu zorluklardan en önemlisi yapıya ait her bir eleman için malzeme ve kesit bilgileri kullanılarak tek tek dayanım ve deformasyon kapasiteleri bilgilerinin hesaplanarak, analiz programlarına aktarılmasıdır. Bir yapıyı oluşturan yüzlerce eleman için bu işlemin gerçekleştirilmesi bu metotları uygulanabilir olmaktan çıkarmaktadır. Uygulamada daha çok yapıları oluşturan eleman özellikleri yerine A.B.D. Yönetmeliklerinde tipik elemanlar için geliştirilen ortalama değerler kullanılmaktadır. Önerilen yazılım ile bu işlemin önemli ölçüde kolaylaştırılarak eleman özelliklerine uygun değerler hesaplanması amaçlanmıştır. Bu yazılım betonarme bir kesitin kesme, eksenel yük ve moment özellikleri için plastik mafsalları hesaplayarak veri dosyaları aracılığıyla, programların veri transfer özelliklerini kullanarak analiz programlarına birkaç tuşa basarak aktarılmasını sağlamaktadır.

Yazılımın grafiksel arayüzü betonarme eleman davranışının daha somut anlaşılmasına katkıda bulunur. Moment-eğrilik ilişkileri değişik beton davranış modellerine göre hesaplanıp, görsel olarak ifade edilebilmektedir. Grafik üzerinde belirli bir eğrilik değerinde kesitte bulunan beton ve donatının deformasyon değerlerinin görülebilmektedir. Bu şekilde yazılım aracılığıyla yapıların tasarlandığı göçme davranışı olan eğilme etkisinin kullanıcı tarafından daha iyi anlaşılabilmesi hedeflenmektedir. Böylece FEMA 356 gibi hazır dokümanlarda verilen değerlerin çeşitli sayılardan öte mühendislerin kafasında bir anlam kazanması amaçlanmıştır.

Geliştirilen yazılım doğrusal olmayan analizler için yaygın kullanılan programlara mafsallı özelliklerinin kolayca tanımlanabilmesini sağlamakta ve veri dosyası hazırlayabilecektir. Bu sayede araştırma yapan akademisyenler, uygulamada çalışan mühendisler ve inşaat mühendisliği öğrencileri daha esnek ve öğretici özelliği olan bir programa sahip olacaklardır. İnşaat mühendisliği öğrencileri etriye sıklaştırmasının, etriye konfigürasyonunun, eksenel yük ve malzeme özellikleri gibi parametrelerin eleman davranışını nasıl, ne oranda etkilediklerini inceleyebileceklerdir. Sargılı ve sargısız beton arasındaki farkları ve değişik beton modelleri arasındaki farklılıkları görme fırsatı bulacaklardır. Bu şekilde eleman davranışı hakkında daha somut bilgiler elde edeceklerdir.

Program önerildiğinde taslak çalışmaları yeni başlayan ve Mart 2007'de yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e eklenen Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi bölümü ile mevcut binaların değerlendirilip güçlendirilmesi için bir standart getirilmiştir. Eklenen yeni bölümde önerilen analiz yöntemlerinden birisi de doğrusal olmayan statik itme analizidir. Projede önerilmemesine rağmen, program uygulamacı mühendisler için son derece önemli olan yönetmelik esaslarına uyumlu mafsallar üretebilmektedir.

Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden statik itme analizinin ülkemiz yönetmeliğine girdiği bir dönemde birçok akademisyen, uygulamacı ve öğrencilere katkı sağlayacak bu çalışmayı destekleyen TÜBİTAK'a teşekkürlerimi sunarım.

Doç. Dr. Mehmet İNEL

## İÇİNDEKİLER

1.	Giriş.....	3
1.1	Genel.....	3
1.2	Çalışmanın Amaç ve Kapsamı.....	3
1.3	Yöntem.....	4
2.	Literatüre Özeti ve Teorik Altyapı.....	5
2.1	Beton Modelleri Hakkında Genel Bilgi.....	5
2.1.1	Sargısız Beton.....	5
2.1.2	Sargılı Beton.....	8
2.1.3	Sargılı Beton Modelleri.....	11
2.2	Donatı Modeli.....	15
2.3	Plastik Mafsal.....	16
2.3.1	Eğilme Mafsalı.....	17
3.	Çalışma Çıktıları ve Kullanımı.....	20
3.1	Program Girdi Bilgileri.....	20
3.1.1	Birim Seçimi.....	20
3.1.2	Malzeme Bilgileri :.....	21
4.	Program Komutları.....	34
4.1	Dosya.....	34
4.1.1	Yeni.....	34
4.1.2	Aç.....	34
4.1.3	Kaydet.....	34
4.2	Görünüm.....	34
4.3	Kesit.....	34
4.3.1	Kesiti Döndür.....	34
4.3.2	Basınç < - > Çekme.....	34
4.4	Göster.....	34
4.4.1	Kesit.....	34
4.5	Mafsal.....	34
4.5.1	Mafsal Üret.....	34
4.6	İşlem.....	35
4.6.1	Hesapla.....	35
4.6.2	M-K Hesapla.....	35
4.6.3	M-N Hesapla.....	35
4.7	Analiz Sonuçlarının Alınması.....	35
4.7.1	Göster.....	35
4.7.2	İşlem.....	35
4.8	Klavye Komutları.....	36
5.	Örnek Uygulamalar.....	39
5.1	Kesit Tanımlamaları.....	39
5.1.1	Örnek 1.....	39
5.1.2	Örnek 2.....	40
5.1.3	Örnek 3.....	41
5.1.4	Örnek 4.....	44
5.1.5	Örnek 5.....	47
5.2	Mafsal Verilerinin Paket Programlarına Aktarılması.....	48
5.2.1	Mafsal Verilerinin SAP2000 v8 Programına Aktarılması.....	48
5.2.2	Mafsal Verilerinin ETABS Programına Aktarılması.....	54
5.2.3	Mafsal Verilerinin SAP2000 v11 Programına Aktarılması.....	55
6.	Sonuç.....	56
EK-1	57	
E1	Plastik Mafsal.....	57
E1.1	Plastik Mafsal Uzunluğu.....	57
E1.2	Önceki Araştırmalar.....	59
E1.2.1	Baker (1956).....	59
E1.2.2	Mattock (1964).....	60
E1.2.3	Corley (1966).....	60

E1.2.4 Mattock (1967) .....	60
E1.2.5 Park, Priestly ve Gill (1982) .....	61
E1.2.6 Sakai ve Sheikh (1989) .....	61
E1.2.7 Sheikh (1993, 1994 ve 1998) .....	61
E1.2.8 Mendis (2001) .....	61
E1.2.9 Bae (2005) .....	62
E1.3 Önceki Çalışmalar Üzerine Yorumlar .....	65
EK-2	67
E2 Maksimum Deformasyon Değerleri İçin Bağlıtlar .....	67
E2.1 Hemen Kullanım Durumu .....	67
E2.2 İleri Hasar Durumları .....	68
E2.2.1 Kolay Tamir Edilebilme .....	68
E2.2.2 Mander vd. ....	68
E2.2.3 Tassios ve Lefas .....	69
E2.2.4 Baker ve Amarakone .....	70
E2.2.5 Corley .....	70
E2.2.6 Scott ve Diğ. ....	71
E2.2.7 Aziznamini ve Diğ. ....	71
E2.2.8 Papia ve Russo .....	71
E2.2.9 Paulay ve Priestley .....	72
E2.2.10 Chai ve Elayer .....	72
E2.2.11 Fardis ve Biskinis .....	73
E2.2.11 DBYYHY-2007 .....	73
E2.2.12 Eurocode 8-3 .....	73
EK-3	75
E3 Kaynaklar .....	75
PROJE ÖZET BİLGİ FORMU .....	80

## ŞEKİLLER DİZİNİ

ÖZET .....	1
Şekil 2.1. Geliştirilmiş Hognestad Modeli .....	6
Şekil 2.2. Sargısız beton için Mander Modeli .....	7
Şekil 2.3. Farklı yanal basınçlar altında betonun gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi (RICHART vd., 1928)...	8
Şekil 2.4. Tipik yanal donatı uygulamaları .....	8
Şekil 2.5. Etriye ile etkili sınırlamayan beton alanı .....	9
Şekil 2.6. Düşeyde etriye ile etkili sınırlamayan beton alanı .....	9
Şekil 2.7. Enine donatı konfigurasyonun sargı etkisi üzerindeki önemi (SHEIKH ve UZUMERI, 1982) .....	11
Şekil 2.8. Kent&Park beton modelleri .....	12
Şekil 2.9. Mander sargılı beton modeli .....	13
Şekil 2.10. Saatcioglu&Razvi sargılı beton modeli .....	14
Şekil 2.11. Çelik gerilme- birim şekil değiştirme ilişkisi .....	15
Şekil 2.12. İdealleştirilmiş dayanım-deformasyon eğrisi .....	16
Şekil 2.13. Eğilme altında bir betonarme elemanın moment ve eğrilik diyagramı .....	17
Şekil 2.14. Eğrilik diyagramının idealleştirilmesi .....	18
Şekil 3.1. Birim Seçimi diyalog kutusu ve Durum Çubuğu .....	21
Şekil 3.2. Beton malzeme bilgilerinin girilmesi .....	21
Şekil 3.3. Çelik malzeme bilgilerinin girilmesi .....	22
Şekil 3.4. Kesit Özellikleri diyalog kutusu (aktif birim N mm) .....	23
Şekil 3.5. Hızlı Kesti Girme diyalog kutusu (aktif birim: N mm) .....	24
Şekil 3.6. Boyuna Donatı Bilgileri diyalog kutusu .....	25
Şekil 3.7. Hatalı donatı bilgisi uyarı mesajları .....	26
Şekil 3.8. Plastik mafsal tipik idealleştirilmiş dayanım deformasyon ilişkisi .....	26
Şekil 3.9. Plastik Mafsal Ayarları diyalog kutusu .....	27
Şekil 3.10. Görüntülenecek beton modelleri seçimi diyalog kutusu .....	31
Şekil 3.11. Plastik Mafsal Üretme Ayarları diyalog kutusu .....	31
Şekil 3.11. Mafsal Kabul Kriterleri Ayarları diyalog kutusu .....	32
Şekil 4.1. T tuşu aktif halde etkileşim diyagramı .....	36
Şekil 4.2. Grafik maksimum değerlerinin değiştirilebileceği diyalog kutusu .....	37
Şekil 4.3. B, S, L, G, Y tuşları aktif moment-eğrilik grafiği .....	38
Şekil 4.4. D tuşuna basıldığında görülebilen kesit deformasyon diyagramı .....	38
Şekil 5.1. Örnek 1 için kesit .....	39
Şekil 5.2. Örnek kesitin programda görünüşü .....	39
Şekil 5.3. Örnek kesit verilerinin girilmesi .....	40
Şekil 5.4. Örnek 1 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri .....	40
Şekil 5.5. Örnek 2 için kesit .....	41
Şekil 5.6. Örnek 2 kesitin programda görünüşü .....	41
Şekil 4.7. Örnek 2 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri .....	41
Şekil 5.8. Örnek 3 için kesit .....	42
Şekil 5.9. Örnek 3 kesitin programda görünüşü .....	42
Şekil 5.10. Örnek 3 kesit verilerinin girilmesi .....	42
Şekil 5.11. Örnek 3 kesit verilerinin girilmesi (sağda görülen kesit genel bir kesit olup örneğe ait değildir, birimler kN.m) .....	43
Şekil 5.12. Örnek 3 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri .....	44
Şekil 5.13. Örnek kesit .....	44
Şekil 5.14. Örnek 4 kesit verilerinin girilmesi .....	45
Şekil 5.15. Boyuna donatı bilgilerinin el ile düzenlenmesi .....	46
Şekil 5.16. Örnek 4 kesitin programda görünüşü .....	46
Şekil 5.17. Örnek 4 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri .....	47
Şekil 5.18. Örnek 5 için kesit .....	47
Şekil 5.19. Örnek 5 kesit verilerinin girilmesi .....	48
Şekil 5.20. Örnek 5 kesitin programda görünüşü .....	48
Şekil 5.21. Örnek çerçeve .....	50
Şekil 5.22. Örnek çerçeve kolonları .....	50
Şekil 5.23. Örnek çerçeve kirişi .....	51

Şekil 5.24. Örnek çerçeve kolon aksenal yük değerleri (kN).....	52
Şekil 5.25. Plastik mafsalların atanması.....	53
Şekil 5.26. Örnek çerçeve kapasite diyagramı (ton, mm) .....	54
Şekil E1.1 Plastik mafsal uzunluğunun tanımlanması (PARK ve PAULAY, 1975) .....	58
Şekil E1.2. Aksenal yükün eğrilik ve basınç şekil değiştirme profili üzerindeki etkisi.....	62
Şekil E1.3. Aksenal yük-plastik mafsal uzunluğu arasındaki ilişki .....	63
Şekil E1.4. $L/h$ oranı-plastik mafsal uzunluğu arasındaki ilişki .....	64
Şekil E1.5. Boyuna donatı miktarının etkisi .....	65
Şekil E1.6. Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen plastik mafsal uzunluklarının karşılaştırılması .....	65

## ÇİZELGELER DİZİNİ

Tablo E1.1. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen $L_p$ uzunlukları .....	66
---	----

## ÖZET

Ülkemiz coğrafi konumu ve sahip olduğu yapı stoğu gereği oldukça ciddi deprem tehdidi altındadır. Deprem zararlarının en aza indirilmesi ülkemizin en önemli problemlerinden biridir. Bu sebeple bu konuyla ilgili bilimsel gelişmelerin takip edilmesi gereklidir. Yeni yapılacak ve özellikle de mevcut yapıların deprem performansının değerlendirilmesinde en gelişmiş yöntemler doğrusal olmayan statik ve dinamik analiz yöntemleridir. Fakat bu yöntemler için gerekli modellerin hazırlanması oldukça büyük zorluklar içermektedir. Bu zorluklardan en önemlisi yapıya ait her bir eleman için malzeme ve kesit bilgileri kullanılarak tek tek dayanım ve deformasyon kapasiteleri bilgilerinin hesaplanarak, analiz programlarına aktarılmasıdır. Bir yapıyı oluşturan yüzlerce eleman için bu işlemin gerçekleştirilmesi bu metotları uygulanabilir olmaktan çıkarmaktadır. Uygulamada daha çok yapıları oluşturan eleman özellikleri yerine A.B.D. Yönetmeliklerinde tipik elemanlar için geliştirilen ortalama değerler kullanılmaktadır. Geliştirilen yazılım ile bu işlemin önemli ölçüde kolaylaştırılarak eleman özelliklerine uygun değerler hesaplanması amaçlanmıştır. Bu yazılım betonarme bir kesitin kesme, eksenel yük ve moment özellikleri için plastik mafsalları hesaplayarak veri dosyaları aracılığıyla, programların veri transfer özelliklerini kullanarak analiz programlarına birkaç tuşa basarak aktarılmasını sağlayabilmektedir. Bu işlem için kullanıcıya farklı beton modelleri, farklı plastik mafsalları ve farklı süneklik kriteri kullanma şansı verilmektedir. Seçenekli ve pratik kullanım olanakları sayesinde yazılımın eleman ve sistem davranışlarının öğrenilmesinde inşaat mühendisliği öğrencilerine önemli faydalar sağlayarak eğitimlerine katkı sağlaması hedeflenmiştir. Ayrıca önerilen yazılımın 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e eklenen mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili yeni bölümünün inşaat mühendislerince anlaşılmasında; deformasyon kapasitelerinin nasıl hesaplandığı, nelere bağlı olduğunun görerek öğrenilmesi açısından oldukça faydalı olacağı düşünülmektedir.

**Anahtar Kelimeler:** Betonarme Elemanların Modellenmesi, Deformasyon Kapasitesi, Doğrusal Olmayan Analiz, Sargılı Beton Modelleri



## ABSTRACT

Seismic risk of Turkey is high due to location and vulnerable building stock. Research and advances in earthquake engineering must be followed by civil engineers in practice to reduce seismic risk that is primary concern nowadays. Nonlinear static and dynamic procedures are well-known methods for the evaluation of existing structures. However, modeling of structures for these methods is complex compared to linear procedures. The deformation capacity of each element component needs to be determined using its material and geometric characteristics for the nonlinear procedures. Repeating this process for several hundred elements in a structure makes the use of these procedures almost impossible. In practice, default nonlinear element properties determined for a range of typical U.S. construction are used. In this Project, a practical software has been developed for estimating deformation capacity of rectangular sections. The software includes moment-curvature analysis and determination of moment-rotation capacity of a section using different confined concrete models and different plastic hinge lengths. Additionally, it has the feature of preparing input data for commonly used nonlinear analysis programs in Turkey. The easy-to-use feature and provided alternatives in modeling makes the program useful and educational tool for engineers in practice and civil engineering students. Also, visual part of the program makes engineers and students to easily understand element and system behavior under earthquakes. A new chapter has been included in Turkish Earthquake Code to guide evaluation and retrofit of existing structures. The developed program is considered as useful tool for civil engineers in practice because it helps to visualize the behavior of concrete components and understanding of the new chapter in Turkish Earthquake Code.

**Keywords:** Confined Concrete Models, Deformation Capacity, Modeling Reinforced Concrete Components, Nonlinear Behavior

# 1. Giriş

## 1.1 Genel

Son yıllarda ülkemizin yaşadığı deprem felaketlerindeki (1999 Kocaeli ve Düzce, 2003 Bingöl depremleri) can ve mal kayıpları sonrası ülke genelinde mevcut bina stoklarının deprem davranışının tespiti ve gerekli önlemlerin alınması ihtiyacı ortaya çıkarmıştır. 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili yeni bir bölüm eklenmiştir. Bu bölümde, yapıların deprem etkisi altında doğrusal ötesi davranışının yansıtılması için kullanılabilir yöntemlerden birisi olarak deprem mühendisliğinde dünyada yaygın olarak kullanılan öteleme analizi (pushover analiz), "Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi" adı ile önerilmektedir.

Yapıların deprem davranışlarının incelenmesinde altyapısı oturmuş ve kullanılabilir derecede pratik bilimsel metod "İtme Analizi", doğrusal ötesi statik analiz yöntemidir. Bu metod ile standart elastik analiz ile elde edilemeyen yapının hasar almaya başladıktan sonra nasıl davranış göstereceği, bir eleman aktıktan sonra kuvvet dağılımının yapı içinde nasıl gerçekleşeceği gibi birçok bilgi elde edilebilmektedir. Bu bilgilerin inşaat mühendisleri için önemi büyüktür. Ayrıca itme analizi aracılığıyla bu bilgiler daha görsel ve somut bir hale getirilerek piyasada çalışan inşaat mühendisleri ve bu alanda öğrenimlerini devam etmekte olan öğrenciler tarafından yapıların deprem davranışının anlaşılması kolaylaşmaktadır.

Doğrusal elastik olmayan analizler (statik ve dinamik) için yapıların modellerinin hazırlanması doğrusal elastik analize göre oldukça uzun ve zahmetlidir. Bunun sebebi doğrusal elastik analizde kullanılmayan kapasite ve süneklik değerlerinin doğrusal olmayan analiz için hazırlanan modellerde gerekli olmasıdır. Doğrusal olmayan analiz modellerinde her bir eleman için bu değerler hesaplanmalı ve modelin hazırlandığı bilgisayar programına aktarılmalıdır. Bir yapıyı oluşturan yüzlerce eleman için bu işlemin gerçekleştirilmesi bu metodları uygulanabilir olmaktan çıkarmaktadır. Uygulamada daha çok yapıları oluşturan eleman özellikleri yerine A.B.D. Yönetmeliklerinde tipik elemanlar için geliştirilen ortalama değerler kullanılmaktadır. Ortalama değerlerin kullanımı sünek tasarım ilkeleri ile uyumlu elemanlar için yaklaşık geçerli olmakla birlikte, süneklik ilkeleri ile uyumlu olmayan elemanlar için bu değerler uygun değildir.

Ülkemizin yapı kültürü ile uyumlu kesit özelliklerini yansıtacak bir araca ihtiyaç duyulmaktadır. Geliştirilen yazılım ile bu işlemin önemli ölçüde kolaylaştırılarak eleman özelliklerine uygun değerler hesaplanması amaçlanmıştır. Bu yazılım betonarme bir kesitin kesme, aksel yük ve moment özellikleri için plastik mafsalları hesaplayarak veri dosyaları aracılığıyla, programların veri transfer özelliklerini kullanarak analiz programlarına birkaç tuşa basarak aktarılmasını sağlayabilmektedir. Bu işlem için kullanıcıya farklı beton modelleri, farklı plastik mafsalları boyu bağıntıları ve farklı süneklik kriteri kullanma şansı verilmektedir.

Seçenekli ve pratik kullanım olanakları sayesinde yazılımın eleman ve sistem davranışlarının öğrenilmesinde inşaat mühendisliği öğrencilerine önemli faydalar sağlayarak eğitimlerine katkı sağlaması hedeflenmiştir. Ayrıca önerilen yazılımın 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e eklenen mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili yeni bölümünün inşaat mühendislerince anlaşılmasında; deformasyon kapasitelerinin nasıl hesaplandığı, nelere bağlı olduğunun görerek öğrenilmesi açısından oldukça faydalı olacağı düşünülmektedir.

## 1.2 Çalışmanın Amaç ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı tüm dünyada mevcut yapıların performans değerlendirmesinde kullanılan en yeni ve gelişmiş tekniklerden biri olan itme analizinin uygulanmasında en önemli zorluk olan betonarme kesitlerin doğrusal elastik olmayan davranışını temsil eden plastik mafsalları özelliklerinin tanımlanması sürecini oldukça kolaylaştıracak bir yazılım geliştirilmesidir.

Proje kapsamında hazırlanan yazılım, inşaat mühendisliğinde lisans veya lisansüstü seviyede eğitim görmüş ve/veya görmekte olan mühendislere, betonarme yapı elemanlarının doğrusal elastik olmayan

davranışları ve bilgisayar ortamında modellenmesi hakkında bilgiler sunmayı hedeflemektedir. Yazılım, sargı etkisi ihmal edilmiş (HOGNESTAD, 1951), sargı etkisini dikkate alan Geliştirilmiş Kent&Park, Saatcioglu&Razvi ve Mander beton modellerini (SCOT vd., 1982; SAATCIOGLU VE RAZVI, 1992; MANDER vd, 1988b) kullanarak betonarme kesitin dayanım-deformasyon ilişkilerini (moment-eğrilik, moment-beton birim basınç deformasyonu, vb.) ve etkileşim diyagramlarını hesaplayıp, grafik halinde gösterebilmektedir. Sayısal verilerin “.txt” ve “.xls” uzantılı programlara aktarılmasına imkan vermektedir. Yazılım, kesitin kolon veya kiriş olmasına göre kullanıcı tanımlı, FEMA-356 ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007 yönetmeliklerine uygun şekilde mafsalsal özelliklerini hesaplayabilmekte ve ülkemizde yaygın olarak kullanılan analiz programları olan ETABS ve SAP2000 programlarına aktarılmasına olanak sağlanmaktadır.

Program bünyesinde kullanılan denklem ve bağıntılar, literatürde genel kabul görmüş ve uygulamada sıkça kullanılanlar arasından seçilmiştir. Programda yapılan hesaplamalar ve sonuçların kontrolü ile ilgili sorumluluk kullanıcılara aittir.

### 1.3 Yöntem

Çalışma kapsamında geliştirilen yazılım için izlenen yöntem maddeler halinde özetlenmiştir.

1. Literatür taraması yapılarak programın teorik alt yapısı için gerekli literatür bilgileri elde edilmiştir. Programın hangi verilere ihtiyaç duyacağı belirlenerek girdi ve çıktı parametreleri belirlenmiştir.
2. Visual C++ dilinde belirlenen verileri girdi olarak alabilecek ve bunları bir kayıt dosyasında saklayabilecek bir yazılım oluşturulmuştur. Bu yazılımın girilen verilerden kesit ile ilgili olanlarını (kesit en ve boyu, çekirdek betonu, etriye yerleşimi, boyuna donatıların çap ve konumu) grafik olarak gösterebilmesi sağlanmıştır.
3. Yazılımın girilen verilere uygun şekilde sargısız ve sargılı beton davranışlarını hesaplayabilmesi ve birim deformasyon- basınç dayanımı grafiği aracılığıyla görsel olarak kullanıcıya aktarılabilir hale getirilmiştir. Sargılı ve sargısız beton modelleriyle uyumlu moment-eğrilik grafiği ve etkileşim diyagramlarının oluşturulması sağlanmıştır.
4. Kullanıcının belirlediği süneklik kriterlerinin seçmiş olduğu sargılı beton modeli için moment eğrilik grafiği üzerinde hangi noktalara tekabül ettiği belirlenmiştir. Bu kriterlerden en kritik olanlara göre idealleştirilmiş moment-dönme ilişkisinin hesaplanmasında kullanılacak değerler moment-eğrilik üzerinde gösterilmiştir.
5. Yazılımın moment-eğrilik değerlerinden SAP2000 ve ETABS programlarının kullandığı formatta idealleştirilmiş moment-dönme grafiklerini hesaplayabilmesi sağlanmıştır.
6. SAP2000 ve ETABS programlarının veri dosya formatları incelenilerek, hesaplanan mafsalsal bilgilerini SAP2000 ve ETABS programlarının formatına uygun veri dosyalarına yazabilmesi sağlanmıştır.
7. Program FEMA 356’ da ve 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik’te verilen değerlere göre moment mafsalsal bilgileri üretebilir hale getirilmiştir.
8. Program başta Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim Dalı öğretim üyeleri ve araştırma görevlileri olmak üzere Türkiye’nin değişik yerlerindeki üniversite ve değişik kurumlarda çalışan doğrusal olmayan analiz yapan kişilerin kullanımına sunulmuş, olumlu ve olumsuz eleştirileri dikkate alınarak program tekrar gözden geçirilmiştir. Bu gözden geçirme sonucunda yazılımın gerek görülen kısımlarında değişiklikler yapılmıştır. Bunlardan en önemlileri proje önerisinde yer almayan 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik ile uyumlu mafsalsal üretimi ile SAP2000 programının değişik sürümlerine veri aktarılabilmesidir. Proje önerisinde sürümde olan SAP2000 v8’den sonra gelen sürümlerde SAP2000 programı veri formatını değiştirmiştir. Yazılıma yansıtılması ek ciddi anlamda ek bir getirmesine rağmen, kullanıcılardan gelen talepler doğrultusunda SAP2000 v8, v10 ve v11 için veri aktarabilmektedir.
9. Program son halini aldıktan sonra bir kullanım kılavuzu hazırlanmış ve bu raporda Ek olarak verilmiştir.

## 2. Literatüre Özeti ve Teorik Altyapı

1990'lı yıllarda yapı mühendisliğinde kuvvet esaslı tasarımdan deplasman esaslı tasarıma doğru eğilimle birlikte yapı sistemlerini oluşturan elemanların deplasman kapasitelerinin önemi artmıştır. 1995 yılında A.B.D.'de başlayan çalışmalar deplasman esaslı tasarım felsefesini kullanarak performansa dayalı tasarımın gelişmesine büyük katkılarda bulunmuştur. Yeni yaklaşımlarda elemanların değerlendirme kriterleri deplasman ile ilgilidir.

Literatürde eleman deplasman kapasitelerinin tahmininde analitik, yarı analitik ve ampirik modeller bulunmaktadır. Deneysel çalışmalardaki parametrelerin belirli kabulleri, belirli bir bölgeye özgünlüğü gibi nedenlerden dolayı farklı deneylere dayalı olarak geliştirilen bağıntılar, bir eleman için uygulandığında farklı sonuçlar verebilmektedir. Dolayısıyla betonarme elemanların deplasman kapasitelerinin tahmin aralığı çok geniştir. Betonarme elemanların deplasman tahminlerinde etkili parametrelerin çokluğu ve betonarme davranışın modellemesindeki karmaşıklıklar betonarme elemanların deplasman kapasitelerinin tahminini zorlaştırmaktadır.

Mevcut yapıların değerlendirilmesinde ampirik bağıntılar yerine daha çok analitik ve yarı ampirik bağıntılar kullanılmaktadır. Deplasman kapasitelerinin tahmini analitik bağıntılarla elde edilen moment-eğrilik ilişkilerinin, ampirik bağıntılarla elde edilen plastik mafsallık boyuyla birlikte kullanılması sonucu yapılmaktadır. Bu bölümde yazılım kapsamında önemli yeri olan sargılı beton davranışı ve "*yığılı plastik davranış hipotezi*" ile ilgili önemli bilgiler yer almaktadır.

### 2.1 Beton Modelleri Hakkında Genel Bilgi

Beton basınca dayanıklı olması ve kolay şekil verilebilmesi nedeniyle oldukça yaygın olarak kullanılan bir yapı malzemesidir. Fakat basınca karşı bu mukavemeti yanında, yeterli sünekliği sağlamaktan uzaktır. Bu nedenle beton elemanların sargılanması gereklidir. Bunun için farklı uygulamalar (FRP, çelik, tüp) mümkün olsa da, yurdumuzda ve dünyada özellikle mevcut yapılar açısından en yaygın sargılama şekli belirli aralıkta enine donatılar ile beton çekirdeğinin sarılmasıdır. Sargılı beton davranışının daha iyi anlaşılabilmesi için öncelikle sargısız beton davranışının bilinmesi faydalı olacaktır. Ayrıca her betonarme elemanda kullanılan donatının korunması amacıyla belirli bir beton örtüsü (pas payı) bulunmaktadır. Elemanın bu kısmının gerilme-birim şekil değiştirme davranışının sargısız beton modelleri ile temsil edilmesi gereklidir.

#### 2.1.1 Sargısız Beton

Sargısız betonun nihai birim kısalma değeri betonarme elemanlarda yeterli süneklik düzeyine erişilmesine imkân vermeyecek kadar düşüktür. Tasarımda nihai birim kısalma güvenli sayılabilecek bir değer olarak 0.003 kabul edilmektedir.

Tipik olarak farklı beton dayanımı değerlerine sahip betonların gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri dayanım ile orantılı olarak artan şekilde 0.0015 - 0.0030 birim şekil değiştirme değerleri arasında maksimum gerilme değerine ulaşırlar. Bu noktadan sonra artan birim şekil değiştirme değerleriyle birlikte gerilme değerleri azalmaya başlar. Eğrinin şeklini numunede mikro çatlakların oluşumu belirler. Birim gerilme -şekil değiştirme ilişkisinin başlıca beş özelliği vardır (MACGREGOR, 1997) :

1. Eğrinin başlangıç eğimi artan beton dayanımıyla artar.
2. Eğrinin artan bölümü maksimum gerilme değerinde zirve noktasına ulaşan bir parabol şeklindedir.
3. Maksimum gerilmedeki birim şekil değiştirme değeri artan beton dayanımıyla artar.
4. Azalan bölümün eğimi artan bölümden daha düşüktür.
5. Nihai birim şekil değiştirme değeri artan beton dayanımıyla azalır.

Bu bölümde literatürde sıklıkla kullanılan sargısız beton modellerinden Geliştirilmiş Hognestad (HOGNESTAD, 1951) ve Mander modelinin (MANDER vd., 1988b) sargısız betonlar için kullanılan şekliyle ilgili kısaca bilgiler verilecektir.

### 2.1.1.1 Geliştirilmiş Hognestad Modeli

Geliştirilmiş Hognestad modeli Şekil 2.1'de görülmektedir. Eğri artan kısımda bir parabolden ve azalan kısımda ise 0.0038 nihai birim şekil değiştirme değerinde sonlanan bir doğrudan oluşmaktadır. Eğrinin denklemi şu şekildedir (HOGNESTAD, 1951):

$$\sigma_c = f_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad (2.1a)$$

$$\sigma_c = f_c \left[ 1 - \frac{(0.15(\varepsilon_c - \varepsilon_{co}))}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}} \right] \quad \varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.1b)$$

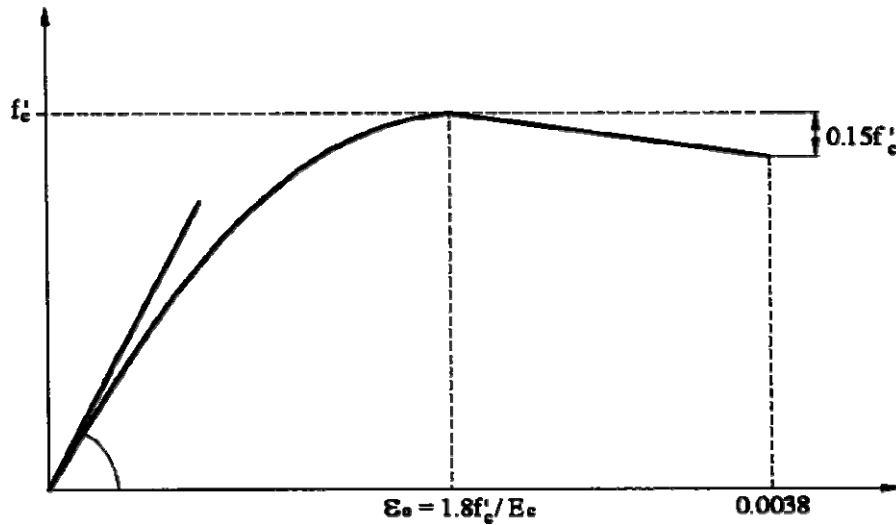
$$\sigma_c = 0 \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (2.1c)$$

$$f_c = 0.9f'_c \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{co} = 1.8f'_c/E_c \quad (2.3)$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad (2.4)$$

Burada  $\sigma_c$  = beton gerilmesi,  $\varepsilon_c$  = beton birim şekil değiştirmesi,  $\varepsilon_{co}$  = sargısız betonun maksimum gerilmeye ulaştığı birim şekil değiştirme değeri,  $f_c$  = betonun basınç dayanımı,  $\varepsilon_{cu}$  = betonun nihai birim şekil değiştirmesi,  $f'_c$  = beton silindir basınç dayanımı,  $E_c$  = beton elastisite modülüdür.



Şekil 2.1. Geliştirilmiş Hognestad Modeli

### 2.1.1.2 Mander Modeli

Sargılı beton için geliştirilen Mander beton modelinin sargı gerilme değerinin sıfır alınmasıyla bu modelin sargısız beton için kullanılması mümkündür. Şekil 2.2'de gösterilen modelin denklemleri şu şekildedir (MANDER vd., 1988b):

$$\sigma_c = \frac{f_c x^r}{r-1+x^r} \quad \varepsilon_c \leq 2\varepsilon_{co} \quad (2.5a)$$

$$\sigma_c = f_c \left( \frac{2r}{r-1+2^r} \right) \left( 1 - \frac{\varepsilon_c - 2\varepsilon_{co}}{\varepsilon_{cu} - 2\varepsilon_{co}} \right) \quad 2\varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.5b)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (1.5c)$$

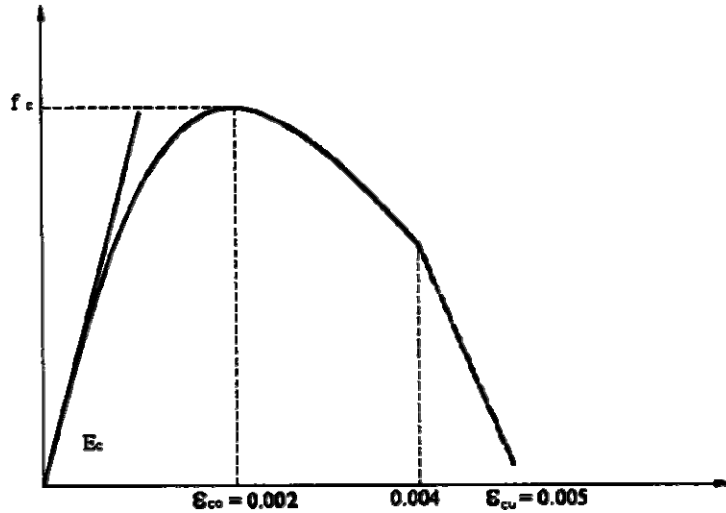
$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{co} \quad (2.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.7)$$

$$E_{sec} = f_c / \varepsilon_{co} \quad (2.8)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad (2.9)$$

Burada  $E_{sec}$  = kesit modülü olup diğer parametreler bir önceki bölümde tanımlanmıştır. Sargısız beton davranışında Mander modeli için  $\varepsilon_{co}=0.002$  ve  $\varepsilon_{cu}=0.005$  olarak alınır.



Şekil 2.2. Sargısız beton için Mander Modeli

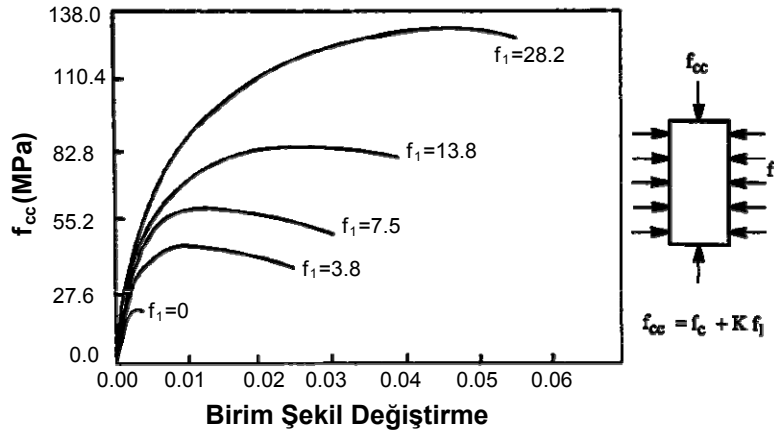
## 2.1.2 Sargılı Beton

Sargılı betonun dayanım ve özellikle de süneklik açısından sargılanmamış betondan çok üstün olduğu birçok çalışma ile ispatlanmıştır (MACGREGOR, 1997; PARK ve PAULAY, 1975). Sargılama beton çekirdeğine dayanım ve sünekliğin artırılması amacıyla yanıl basınç uygulanmasının sağlanması olayıdır. Uygulanan bu yanıl basınç ile çekirdek betonunda çatlakların gelişimi ve ilerlemesinde iyileşmeler sağlanarak daha sünek bir davranış elde edilebilir.

Sargı etkisinin betonarme eleman davranışına etkisi üzerine araştırmalar 1903 yılına dek uzanmaktadır. 1903 yılında Considere spiral enine donatılı betonarme kolonlarda sargı etkisi üzerine bir araştırma yayınlamıştır (CONSIDERE, 1903). 1928 yılında Richart vd. hidrolik basınç altında donatısız beton silindireleri aksel yük altında göçme noktasına kadar yükleyerek bir dizi test yapmıştır (RICHART vd., 1928). Kullanılan numunelerin beton dayanımı 25.2 MPa'dır. Daha sonra çalışmalarını spiral donatılı numuneler kullanarak genişletmişlerdir (RICHART vd., 1929). Bu testler neticesinde sargılı betonun dayanımı ( $f_{cc}$ ) ile sargısız beton dayanımı ( $f_c$ ) ve uygulanan yanıl sargı basıncı ( $f_1$ ) arasında aşağıdaki ilişkiyi önermişlerdir:

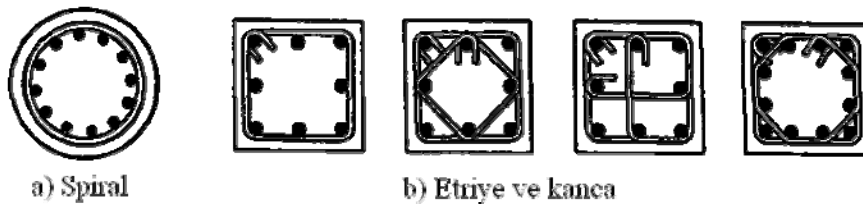
$$f_{cc} = f_c + Kf_1 \quad (2.10)$$

Burada; K testler sonucunda 4.1 alınması önerilen sabit bir katsayıdır. Richart vd. 'nin çalışması sonucunda yanıl basıncın, betonun hem dayanım hem de sünekliğini artırdığı belirlenmiştir (Şekil 2.3). Daha sonra Balmer "K" katsayısının sabit değil sargı basıncına bağlı olduğunu rapor etmiştir. Düşük yanıl basınç için yüksek, yüksek yanıl basınç için daha düşük olmak üzere 4.5 ile 7.0 arasında değişen katsayılar kullanılmasını önermiştir (BALMER, 1949).



Şekil 2.3. Farklı yanıl basınçlar altında betonun gerilme-birim şekil değıştirme ilişkisi (RICHART vd., 1928)

Çoğunlukla betonun sargılanması çekirdek betonunun belirli aralıklarla enine donatı ile sarılmasıyla meydana getirilir. Bu işlem dairesel çekirdek beton kesitine sahip kolonlarda spiraller ile dikdörtgen çekirdek beton kesitine sahip kolonlarda çeşitli etriye ve kanca konfigürasyonları ile gerçekleştirilir. Bazı tipik uygulamalar Şekil 2.4'te verilmiştir.

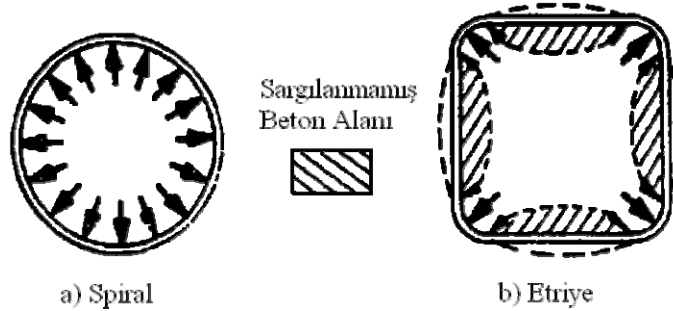


Şekil 2.4. Tipik yanıl donatı uygulamaları

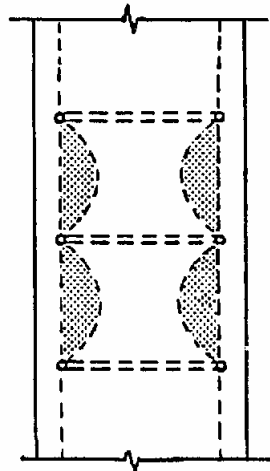
### 2.1.2.1 Enine Donatı Sargı Etkisi Mekanizması

Enine donatı yerleştirilmesi ile betona sargı basıncı uygulanması pasif bir sargılama tekniğidir. Bu nedenle beton çekirdeğine uygulanan yanıl basınç betonun genişlemesine bağılıdır. Betonun genişlemesinde içerisinde oluşan kılcal çatlak gelişiminin rolü büyüktür. Betonun içinde bulunan kılcal çatlakların dayanımın % 30'undan daha düşük gerilmeler altında değişmediği araştırmacılar tarafından ortaya konmuştur (CHEN, 1982). Düşük gerilme değerleri altında betonun Poisson etkisi ile genişlemesi de düşük olacağından enine donatı tarafından betona uygulanan basınç oldukça sınırlıdır. Daha büyük gerilmeler altında beton çekirdek genişlemeye çalışarak enine donatılara kuvvet uygular. Enine donatılara uygulanan bu kuvvete tepki olarak enine donatılar tarafından beton çekirdek üzerinde basınç oluşur. Betonun sargısız dayanımına yakın değerler altında bu genişleme artar ve beton çekirdek üzerinde belirgin bir sargı etkisi oluşmaya başlar.

Spiral enine donatılar şekilleri nedeniyle beton tarafından uygulanan kuvvete tamamen aksenal çekme ile karşı koyarlar. Bu sebeple çekirdek betonu üzerine uygulanan basınç oldukça etkili ve düzgün yayılı olarak gerçekleşir. Fakat enine donatının etriyelerden oluştuğu durumda donatının çekirdek betonun genişlemesine karşı koymasında eğilme davranışı da etkin olmaktadır. Bu durumda eğilme rijitliği düşük olan enine donatı tutulu durumda bulunan boyuna donatılar (kanca ile tutulmuş veya etriye köşe donatıları) arasında dışa doğru bel vermekte ve sargı basıncının etkinliğini azaltmaktadır. Bu sebeple çekirdek betonu yalnız tutulu boyuna donatılar etrafında etkili olarak sargılanabilmektedir (Şekil 2.5). Ayrıca etriye seviyeleri arasında etkili olarak sarılan çekirdek betonunun oldukça azaldığı da unutulmamalıdır (Şekil 2.6). Tüm bu nedenlerle spiral yanıl donatının etriyeye göre oldukça üstün olduğu bilinmektedir (SHEIKH ve UZUMERİ, 1980; İyengar vd., 1973; CHAN, 1955). Chan etriye ve spiral sargılı beton numuneler ile yaptığı bir çalışmada etriyelerin betonun dayanım ve nihai birim şekil değiştirme değerini iyileştirmede sırası ile spiral donatınının % 50 ve % 70'i kadar etkili olduğunu öne sürmüştür (CHAN, 1955).



Şekil 2.5. Etriye ile etkili sarılamayan beton alanı



Şekil 2.6. Düşeyde etriye ile etkili sarılamayan beton alanı



### **2.1.2.2 Sargı Etkisini Etkileyen Faktörler**

Sargı etkisinin derecesi enine donatı tarafından beton çekirdeğe uygulanan basınca bağlıdır. Bu sebeple bu basıncı ve basıncın uygulandığı beton miktarını etkileyen faktörler doğrudan sargılamanın verimliliği ile ilintilidir (HOGNESTAD, 1951; MACGREGOR, 1997; PARK ve PAULAY, 1975; SHEIKH ve UZUMERI, 1980; SHEIKH ve KHOURY, 1993).

### **2.1.2.3 Enine Donatı Miktarı**

Enine donatı miktarı çoğunlukla enine donatı hacminin beton çekirdeği hacmine oranı olarak ifade edilir ve sargı etkisini belirleyen en önemli faktörlerden biridir. Daha büyük hacimsel enine donatı oranı, beton üzerinde daha büyük yanal basınç uygulanması ve böylelikle dayanım ve süneklikte daha büyük artışa neden olmaktadır. Artan hacimsel enine donatı oranı ile birlikte betonarme davranışında büyük iyileşme sağlandığının rapor edilmesi nedeniyle (SHEIKH ve UZUMERI, 1980) birçok yönetmelik betonarme elemanlarda belirli bir minimum enine donatı oranını zorunlu kılmıştır.

### **2.1.2.4 Enine Donatı Aralığı**

Şekil 2.6'da da görüldüğü gibi enine donatı aralığı arttıkça etkili olarak sargılanan beton aralığı azalmaktadır. Bu sebeple enine donatı aralığı azaldıkça sargılamanın etkinliği artmaktadır. Bu sebeple yönetmeliklerde bu aralık için maksimum değerler öngörülmektedir.

### **2.1.2.5 Enine Donatı Çapı**

Daha büyük çapta enine donatı daha büyük eğilme rijitliği anlamına gelmektedir. Daha rijit enine donatı beton çekirdek genişledikçe donatının dışarıya doğru bel vermesini geciktirerek daha verimli bir sargılama etkisine imkan verecektir. Bu konuda dikkat edilmesi gereken diğer bir husus ise enine donatı çapının beton genişlemesine eğilme etkisi ile karşı koyan etriye için daha belirgin bir etki olduğudur. Sargı basıncını aksel gerilme olarak uygulayan spiral enine donatı için eğilme rijitliğinin önemi çok daha azdır.

### **2.1.2.6 Enine Donatı Özellikleri**

Sargılamanın etkinliği artan gerilme değerleri altında enine donatının yanal basınç uygulayarak betonda oluşan çatlakların gelişimini geciktirebilmesine bağlıdır. Artan yanal deformasyon altında enine donatının uyguladığı basıncın artması istenen bir davranıştır. Enine donatı tarafından uygulanabilecek maksimum basınç kullanılan çeliğin akma dayanımına bağlıdır. Bu nedenlerle büyük akma dayanımına ve kısa bir akma platosuna sahip çelik, sargılama etkisi açısından daha olumludur.

### **2.1.2.7 Enine Donatı Konfigürasyonu**

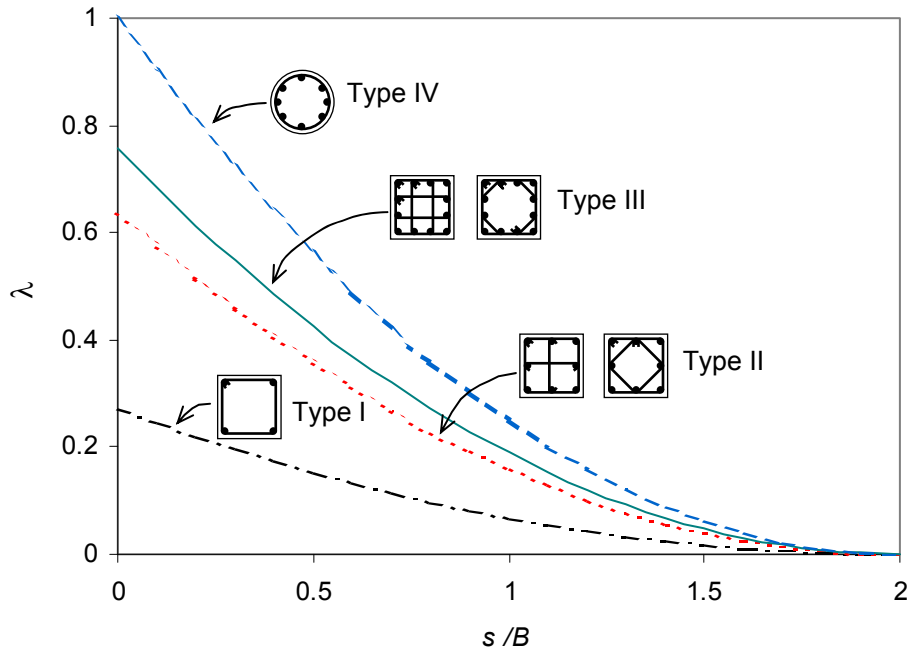
Enine donatı yerleşiminin etkili sargılanan beton miktarı üzerinde önemli etkisi vardır (SHEIKH ve UZUMERI, 1980). Enine donatıların tutulu boyuna donatılar arasında kalan uzunluğunun kısaltılarak bu donatıların daha rijit eğilme davranışı sergilemesi ile etkili olarak sargılanan beton alanı ve yanal basınç artırılabilir. Şekil 2.7 de Sheikh ve Üzümeri tarafından yapılan araştırmaya göre farklı enine donatı yerleşimlerinin spiral enine donatı referans alınarak sargılama etkinliği sonuçları görülmektedir (SHEIKH ve UZUMERI, 1982).

### **2.1.2.8 Boyuna Donatı Konfigürasyonu**

Boyuna donatılar çekirdek betonuna özellikle enine donatılar arasında ek bir sargılama sağlar. Aynı miktar boyuna donatı için daha küçük çaplı daha çok sayıda boyuna donatı kullanılması daha iyi bir sargılamaya imkan verir. Fakat daha küçük çaplı donatı daha kolay burkulmaya uğrayabileceğinden kullanılan boyuna donatının çapı etriye aralığına bağlı olarak dikkatle seçilmelidir. Bununla birlikte, boyuna donatı konfigürasyonunun sargılama üzerinde sınırlı etkiye sahip olduğu rapor edilmiştir (SHEIKH ve UZUMERI, 1980).

### 2.1.2.9 Beton Dayanımı

Aynı miktar ve özellikteki enine donatının farklı dayanıma sahip betonlar üzerinde meydana getireceği sargılamanın verimliliği artan beton dayanımıyla birlikte önemli ölçüde azalabilmektedir. Yüksek dayanıma sahip betonların daha düşük dayanıma sahip betonlardan oldukça düşük düzeyde genişleme yapmasından dolayı enine donatı ile sağlanan yanıl basınç oldukça düşmektedir, bu durum sargılama ile sağlanan süneklik ve dayanım artışını önemli ölçüde azalmaktadır (MARTINEZ vd., 1984). Bu durum özellikle yüksek dayanımlı betonlarda göz önüne alınmalıdır (BING vd., 2001; MEI vd., 2001; PAULTRE vd., 2001). Bu program kapsamında düşünülen modeller daha çok normal dayanımlı olarak nitelendirilen ve beton basınç dayanımları 45-50 MPa değerlerini geçmeyen betonarme kesitler içindir.



Şekil 2.7. Enine donatı konfigürasyonunun sargı etkisi üzerindeki önemi (SHEIKH ve UZUMERİ, 1982)

### 2.1.2.10 Aksel Yük Düzeyi

Eksenel yük ve eğilme altındaki elemanlarda aksel yük düzeyi arttıkça aynı eğilme sünekliğinin sağlanması için gerekli enine donatı miktarı artmaktadır. Büyük aksel yük düzeylerinde davranış büyük ölçüde beton tarafından belirlendiğinden enine donatının önemi daha da artmaktadır (SHEIKH, 1984; PRIESTLEY ve PARK, 1987; ATC-32, 1996).

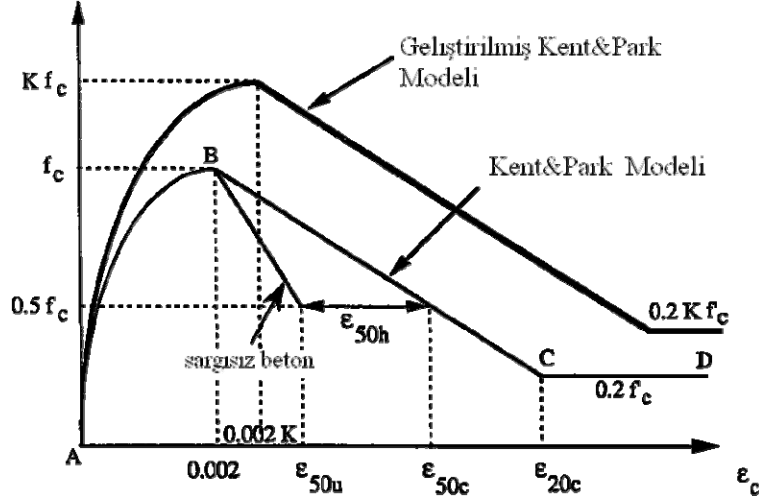
### 2.1.3 Sargılı Beton Modelleri

Yapılan çalışmalar neticesinde betonda sargı etkisi ile oluşan süneklik ve dayanım artışının tahmini ve buna uygun birim şekil değiştirme-gerilme ilişkisinin belirlenebilmesi için birçok model geliştirilmiştir. Bu modeller ile ilgili bazı dokümanlara kaynaklar bölümünde yer verilmiştir. Ayrıntılı bilgi için bu kaynaklara başvurulabilir (BAE, 2005; HOSHIKUMA vd., 1997; KENT ve PARK, 1971; KING, 1946; MANDER vd., 1988b; MARTINEZ vd., 1984; POPOVICS, 1973; PRIESTLEY ve PARK, 1987; RAZVI ve SAATCIOGLU, 1989; SAKAI ve SHEIKH, 1989; SARGIN vd., 1971; SCOTT vd., 1982; SHEIKH, 1984; SHEIKH ve UZUMERİ, 1982; SOLIMAN ve YU, 1967).

#### 2.1.3.1 Geliştirilmiş Kent&Park Modeli

Modelin ilk hali daha önceki bazı dikdörtgenel enine donatılı dört köşede düşey donatıya sahip küçük boyutlu kolonlara ait deney sonuçları (HOGNESTAD vd., 1955; ROY ve SOZEN, 1964; BERTERO ve

FELIPPA, 1964; SOLIMAN ve YU, 1967) kullanılarak 1971 yılında önerilmiştir (KENT ve PARK, 1971). Modelde sargı etkisi ile betonda oluşan dayanım artışı dikkate alınmamıştır. 1982 yılında model Park ve çalışma ekibi tarafından Sheikh'in rapor ettiği (SHEIKH ve UZUMERI, 1980) ve kendi testlerinde de gözlemledikleri dayanım artışının da dikkate alınması için değiştirilmiştir (SCOTT vd, 1982). Sargılı beton dayanımının ve karşılık gelen birim kısalma değerinin, sargısız beton değerlerinin bir "K" sargı etkisi faktörü ile çarpılarak hesaplanmasını önermişlerdir ( $Kf_c$ ,  $0.002K$ ). Modelin hazırlanmasında dikdörtgenel enine donatının, spiral donatının % 50'si kadar dayanım artışına neden olduğu kabulü yapılmıştır. Modelin ilk ve değiştirilmiş halleri Şekil 2.8'de görülmektedir.



Şekil 2.8. Kent&Park beton modelleri

Geliştirilmiş Kent & Park modeli için denklemler aşağıda özetlenmiştir.

$$\sigma_c = Kf_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq 0.002K \quad (2.11a)$$

$$\sigma_c = Kf_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2Kf_c \quad \varepsilon_c > 0.002K \quad (2.11b)$$

$$\sigma_c = 0.2Kf_c \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{20c} \quad (2.11c)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{sy}}{f_c} \quad (2.12)$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002K} \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29f_c}{145f_c - 1000} \quad (2.14)$$

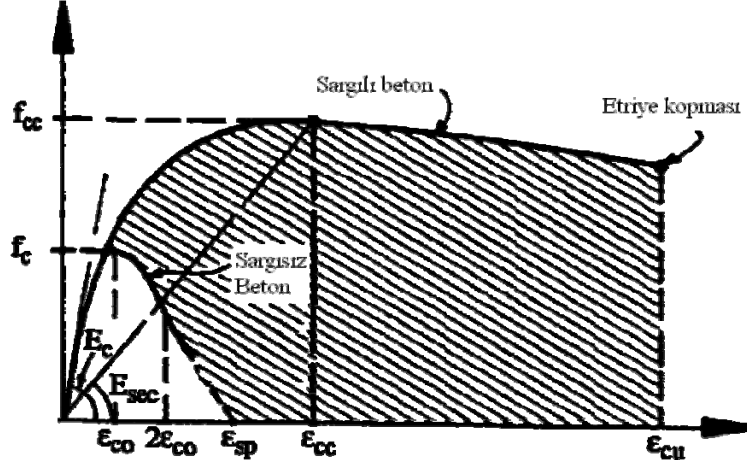
$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s}} \quad (2.15)$$

Burada  $\sigma_c$  = beton gerilmesi,  $\varepsilon_c$  = beton birim kısalma değeri,  $K$  = sargılı beton dayanımının sargısız beton dayanımına oranı,  $f_c$  = beton basınç dayanımı (MPa),  $\rho_s$  = hacimsel enine donatı oranı,  $h'$  = sargılı beton kısmının etriye dışından etriye dışına genişliği,  $s$  = enine donatı aralığı,  $f_{sy}$  = enine donatı akma dayanımıdır.

Bu modelde boyuna donatıların yerleşimi ve tutulu boyuna donatılar arası mesafe dikkate alınmamaktadır. Ayrıca bu modelde verilen maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma değeri bazı çalışmalarda elde edilen değerlerden düşük kalmaktadır (SCOTT vd., 1982).

### 2.1.3.2 Mander Modeli

Mander ve çalışma ekibi tarafından 1988 yılında hem spiral hem de dikdörtgenel enine donatılı kesitlere uygulanabilen bir model önermişlerdir (MANDER vd., 1988b). Model Sheikh&Uzumeri modeline (SHEIKH ve UZUMERI, 1982) benzer şekilde etkili olarak sargılanan beton alanın hesaplanmasına dayanmaktadır. Modele göre etkili sargılanamayan beton alanı yatayda boyuna tutulu donatılar arasında, düşeyde de enine donatı adımları arasında  $45^\circ$  derece ilk eğim açısına sahip ikinci derece bir parabol şekline sahiptir. Sheikh&Uzumeri modelinde merkezden merkeze alınan donatılar arası mesafe yerine donatılar arasında bulunan net açıklık dikkate alınmaktadır. Mander tarafından önerilen sargısız ve sargılı beton davranış modelleri Şekil 2.9'da gösterilmiş ve denklemleri de aşağıda verilmiştir.



Şekil 2.9. Mander sargılı beton modeli

$$\sigma_c = \frac{f_{cc}x^r}{r-1+x^r} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.16a)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (2.16b)$$

$$f_{cc} = f_c \left[ 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_1}{f_c}} - \frac{2 f_1}{f_c} - 1.254 \right] \quad (2.17)$$

$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc} \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (2.19)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.20)$$

$$E_{sec} = f_{cc} / \varepsilon_{cc} \quad (2.21)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad (2.22)$$

$$f_1 = \frac{f_{1x} + f_{1y}}{2} \quad (2.23)$$

$$f_{1x} = k_e \frac{A_{shx} f_{sy}}{sb} \quad (2.24)$$

$$f_{1y} = k_e \frac{A_{shy} f_{sy}}{sh} \quad (2.25)$$

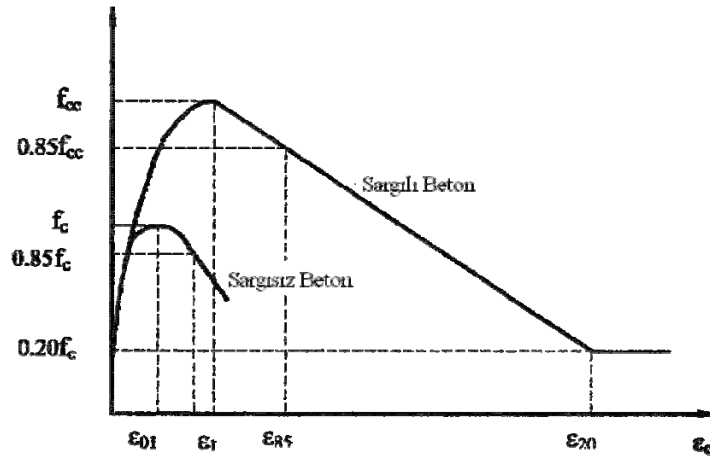
$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6bh} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2h} \right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{sy} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2.27)$$

Burada  $f_1$  = ortalama yanal sargı basıncı,  $f_{1x}$  = X yönünde oluşan sargı basıncı,  $f_{1y}$  = Y yönünde oluşan sargı basıncı,  $k_e$  = sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı,  $A_{shx}$  = X yönünde uzanan toplam enine donatı kesit alanı,  $A_{shy}$  = Y yönünde uzanan toplam enine donatı kesit alanı,  $b$  = enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu X'e paralel boyutu,  $h$  = enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu Y'ye paralel boyutu,  $s$  = enine donatı merkezinden merkezine ölçülen etriye aralığı,  $s'$  = enine donatı net aralığı,  $n$  = boyuna donatı sayısı,  $w_i$  = boyuna donatılar arası i'nci net açıklık,  $\rho_{cc}$  = boyuna donatı kesit alanının beton çekirdek alanına oranı,  $k_e$  = sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı,  $\varepsilon_{cu}$  = beton nihai basınç birim şekil değiştirme değeri,  $\varepsilon_{cc}$  = maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme değeri,  $\varepsilon_{su}$  = enine donatı nihai çekme birim şekil değiştirme değeridir.

### 2.1.3.3 Saatcioglu&Razvi Modeli

1992 yılında Saatcioglu ve Razvi tarafından önerilmiştir (SAATCIOGLU ve Razvi, 1992). Enine donatı yakınında maksimuma ulaşan ve donatılar arasında azalan yanal basıncın ortalama değerinin hesaplanması esasına dayanır. Artan ilk bölüm bir parabol, düşen kol bir doğrudan oluşur (Şekil 2.10). Kent&Park ve Sheikh&Uzumeri modelleri gibi içsel sürtünme nedeniyle beton gerilme değerinin dayanımın belirli bir oranının altına düşmediği varsayılır ( $0.20f_{cc}$ ). Model denklemleri aşağıda özetlenmiştir.



Şekil 2.10. Saatcioglu&Razvi sargılı beton modeli

$$\sigma_c = f_{cc} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{1+2\lambda} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (2.28a)$$

$$\sigma_c = f_{cc} \left[ 1 - \frac{0.15(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_{cc}} \right] \quad \varepsilon_{20} > \varepsilon_c > \varepsilon_{cc} \quad (2.28b)$$

$$\sigma_c = 0.2f_{cc} \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad (2.28c)$$

$$f_{cc} = k_3 f_c + k_1 f_{1e} \quad (2.29)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} (1 + 5\lambda) \quad (2.30)$$

$$\lambda = \frac{k_1 f_{1e}}{k_3 f_c} \quad (2.31)$$

$$k_1 = 6.7 (f_{1e})^{-0.17} \quad (2.32)$$

$$\varepsilon_{85} = 260 \rho_s \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{085} \quad (2.33)$$

$$f_{1e} = \frac{f_{1ex} b_x + f_{1ey} b_y}{b_x + b_y} \quad (2.34)$$

$$f_{1ex} = \beta_x f_{1x} \quad (2.35)$$

$$f_{1ey} = \beta_y f_{1y} \quad (2.36)$$

$$f_{1x} = \frac{\sum A_o f_{sy} \sin \alpha_x}{sb_x} \quad (2.37)$$

$$f_{1y} = \frac{\sum A_o f_{sy} \sin \alpha_y}{sb_y} \quad (2.38)$$

$$\beta_x = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_x}{a_x}\right) \left(\frac{b_x}{s}\right) \left(\frac{1.0}{f_{1x}}\right)} \quad (2.39)$$

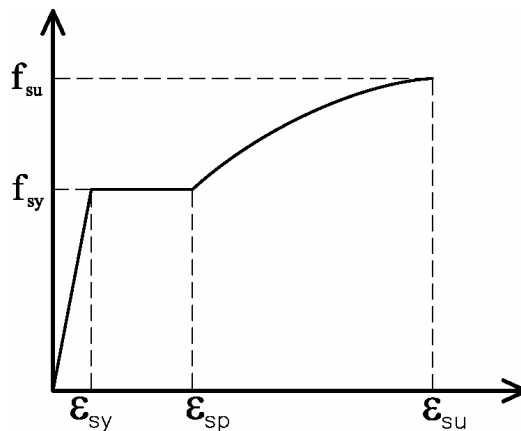
$$\beta_y = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_y}{a_y}\right) \left(\frac{b_y}{s}\right) \left(\frac{1.0}{f_{1y}}\right)} \quad (2.40)$$

Burada  $f_{1e}$  = efektif yanal sargı basıncı,  $f_{1x}$  = X yönünde oluşan sargı basıncı,  $f_{1y}$  = Y yönünde oluşan sargı basıncı,  $f_{1ex}$  = X yönünde oluşan efektif sargı basıncı,  $f_{1ey}$  = Y yönünde oluşan efektif sargı basıncı,  $k_3$  = betonun özelliğine bağlı katsayı ("0.85 ile 1.0" arasında beton özelliğine bağlı katsayı ve genel olarak "1.0" alınabilir),  $A_o$  = enine donatı kesit alanı,  $b_x$  = enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu X'e paralel boyutu,  $b_y$  = enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu Y'ye paralel boyutu,  $s$  = enine donatı merkezinden merkezine ölçülen etriye aralığı,  $a_x = b_x$  boyunca tutulan boyuna donatılar arası mesafe,  $a_y = b_y$  boyunca tutulan boyuna donatılar arası mesafe,  $\alpha_x$  = enine donatı ve  $b_x$  arasındaki açı,  $\alpha_y$  = enine donatı ve  $b_y$  arasındaki açıdır.

## 2.2 Donatı Modeli

Betonarme beton ve donatı çeliğinden oluşan kompozit bir malzemedir. Bu sebeple dayanım-deformasyon ilişkisinin belirlenmesi için onu oluşturan donatı çeliğinin de birim şekil değiştirme-gerilme ilişkisinin bilinmesi gereklidir. İzotropik ve homojen yapısı nedeniyle çeliğin birim şekil değiştirme-gerilme ilişkisi üzerinde beton kadar çok sayıda ve farklı yapıda model bulunmamaktadır.

Literatürde bulunan yumuşak çelik (KENT ve PARK, 1973) ve daha sert çelikler (KATO, 1973; PETERSON ve POPOV, 1977; STANTON ve MCNIVEN, 1979; AKTAN vd., 1973) için önerilen modelleri inceleyerek; Mander her iki tür çelik içinde kullanılabilecek bir model önermiştir (MANDER, 1984). Bu modelde akma birim şekil değiştirme değerine kadar gerilme değeri doğrusal artmakta, bu değerden sonra akma platosunda bir müddet akma dayanımında sabit kalmakta daha sonra pekleşerek nihai birim şekil değiştirme değerine ulaşmaktadır. Pekleşme bölgesi çelik özelliklerine bağlı olarak değişen derecede bir eğri denklemi şeklindedir (Şekil 2.11).



Şekil 2.11. Çelik gerilme- birim şekil değiştirme ilişkisi

Üç bölümden oluşan modelin denklemi :

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad (2.41a)$$

$$\sigma_s = f_{sy} \quad \varepsilon_{sp} \geq \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \quad (2.41b)$$

$$E_s = f_{sy} / \varepsilon_{sy} \quad (2.41c)$$

$$\sigma_s = f_{su} + (f_{sy} - f_{su}) \left[ \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sp}} \right]^P \quad \varepsilon_{su} \geq \varepsilon_s > \varepsilon_{sp} \quad (2.42)$$

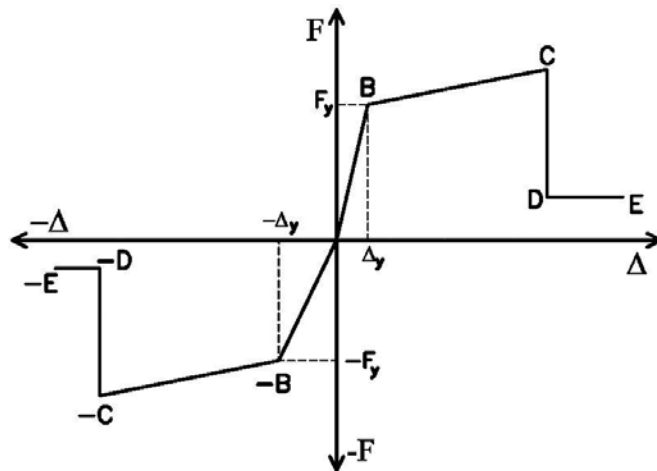
$$P = E_{sh} \left[ \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sp}}{f_{su} - f_{sy}} \right] \quad (2.43)$$

Burada  $\sigma_s$  = çelik gerilmesi,  $\varepsilon_s$  = çelik birim şekil değıştirme,  $\varepsilon_{sy}$  = çelik akma birim şekil değıştirme,  $\varepsilon_{sp}$  = çeliğın pekleşmeye başladığı birim şekil değıştirme değeri,  $\varepsilon_{su}$  = çelik nihai birim şekil değıştirme değeri,  $f_{sy}$  = çelik akma dayanımı,  $f_{su}$  = çelik nihai dayanımı,  $E_s$  = çelik elastisite modülü,  $E_{sh}$  = çelik pekleşme modülü,  $P$  = çeliğın pekleşme derecesidir.

Görüldüğü gibi çeliğın pekleşme denklemi  $P$ 'inci dereceden bir denklemdir ve  $E_{sp}$  katsayısına bağlıdır.  $E_{sp}$  modellenecek çelik donatı ile yapılan deneylerden elde edilmelidir fakat elde mevcut veri yoksa pekleşme denklemi ikinci derece bir denklem olarak alınabilir (DBYYHY-2007, 2007).

### 2.3 Plastik Mafsall

Bilindiği gibi doğrusal ötesi analizlerin doğrusal analizlerden farkı elemanların sonlu kapasitelerinin dikkate alınmasıdır. Bu elemanlar üzerinde tanımlanan plastik mafsallar yoluyla gerçekleştirilmektedir. Mafsallaşmanın oluşması beklenen noktalar üzerinde tanımlanan plastik mafsallar yardımıyla elemanın o noktada deformasyon-dayanım ilişkisi tanımlanmış olmaktadır. SAP2000, ETABS gibi programlarda bu tanımlama Şekil 2.12'de görülene benzer idealleştirilmiş dayanım-deformasyon eğrileri ile yapılmaktadır.



Şekil 2.12. İdealleştirilmiş dayanım-deformasyon eğrisi

Şekilde de görüldüğü gibi bu eğrilerin tanımlanması için 8 noktaya ihtiyaç vardır. Eleman pozitif ve negatif deformasyon ilişkisi için aynı özellikleri taşıyorsa eğri simetrik hale gelmekte ve 4 noktanın tanımlanmış olması yeterli olmaktadır (simetrik donatılı kolonlar gibi). Eksenel yük, kesme ve eğilme plastik mafsalları aynı prensipler ile tanımlanmaktadır.

Analiz aşamalarında herhangi bir plastik mafsalda  $F_y$  dayanım değerine ulaşıldığında elemanın akma olayı gerçekleşmiş olmakta ve eleman rijitliği bu mafsal dikkate alınarak değiştirilmektedir. Bu noktadan sonra plastik mafsal üzerindeki kuvvet, deformasyona bağlı olarak tanımlanan şekilde değişmektedir. Deplasman değeri C noktasıyla tanımlanan değere ulaşıncaya plastik mafsal göçme konumuna ulaşmakta ve üzerindeki kuvvet tanımlanan ölçüde azaltılmaktadır. Nihai olarak deformasyon değeri E noktasına ulaşıncaya mafsal dayanımını tamamen kaybederek hiç kuvvet taşıyamamaktadır.

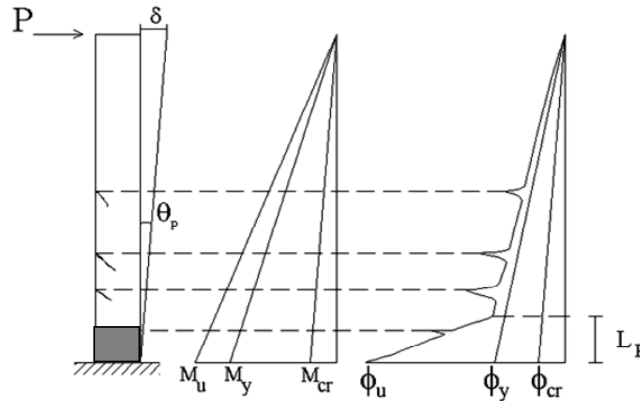
Bu şekilde doğrusal analizde olduğu gibi elemanlar üzerinde kapasiteden bağımsız yükler oluşmamakta, bir elemanın kapasitesine ulaşmasıyla geri kalan yük etkileri diğer elemanlara aktarılmakta ve sistem bazında uyum analizlerde dikkate alınabilmektedir. Ayrıca kapasitesini doldurarak göçen elemanların sistem davranışına etkisi ve yapının hangi deformasyon değerinde stabilitesini kaybedeceği de hesaplanabilmektedir. Tanımlanan plastik mafsallar yardımıyla gerçekleştirilen doğrusal ötesi analizler daha gerçekçi kabulleri nedeniyle birçok bakımdan doğrusal analizlerden daha güvenilir konuma gelmektedir.

### 2.3.1 Eğilme Mafsalı

Betonarme bir yapıda eleman bazında üç tür göçme durumu mümkündür: eksenel yük altında ezilme, kesme kırılması ve eğilme hasarı. Bunlardan yalnız eğilme davranışında belirli bir süneklikten bahsetmek mümkündür. Eksenel yük ve kesme hasarları için de plastik mafsal tanımlanabilmesine rağmen tek başına “plastik mafsal” denildiğinde “eğilme plastik mafsalı” anlaşılmaktadır. Bu nedenle bina davranışı üzerinde büyük etkisi olan eğilme mafsalının nasıl tanımlandığı oldukça önemlidir. Eğilme mafsalının nasıl tanımlanacağına ilişkin anlaşılması için betonarme bir elemanda eğilme hasarının nasıl oluştuğu incelenmelidir.

#### 2.3.1.1 Eğrilik Yoğunlaşması

Şekil 2.13’deki çekme donatısına sahip  $L$  uzunluğundaki bir konsol kolonda,  $P$  yükünün sıfırdan başlayarak yavaş yavaş artırıldığını düşünelim.  $P$  yükü arttıkça mesnet momenti ara noktalarda doğrusal değişerek artar. Mesnetten başlayarak kesitlerde moment  $M_{cr}$  (çatlama momenti) değerine ulaşıncaya kolon belirli noktalarda çatlama başlar. Kesitin çatladığı yerlerde etkili kesit yüksekliği azaldığından kesit eylemsizlik momenti ( $I$ ) azalır.  $\phi = M/EI$  olduğundan  $I$  değerinin azalmasıyla eğrilikte bir sıçrama meydana gelir. Bu durum mesnette  $M_y$  (akma momenti) değerine ulaşılan kadar sürer.  $M_y$  değerinden sonra,  $M_u$  (nihai moment) değerine ulaşılan kadar momentteki artış büyük çatlamalara ve eğrilik artışlarına neden olur ve böylece kesit göçme konumuna ulaşır.



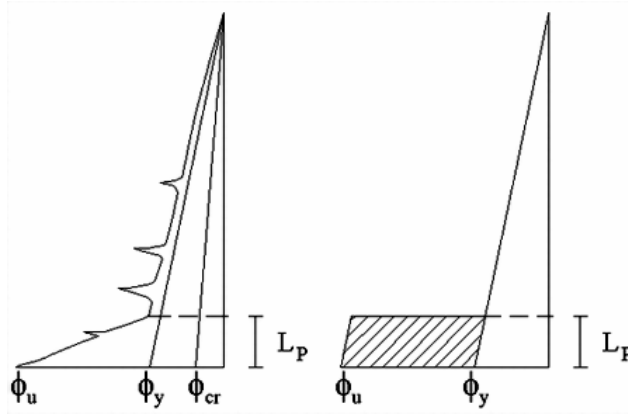
Şekil 2.13. Eğilme altında bir betonarme elemanın moment ve eğrilik diyagramı



Göçmeden hemen önce akmanın gerçekleştiği kesitte plastikleşme uzunluğu veya 'plastik mafsalsal boyu' ( $L_p$ ) denilen bir mesafe içerisinde bir eğrilik yoğunlaşması olur. Bu yoğunlaşma yüzünden kolon mesnet bölgesinde bir mafsaldaki dönmeye benzer bir şekilde bir  $\theta_p$  açısı ile dönmüş gibi gözükür. Bu yüzden bu olay 'plastik mafsalsal' adını alır. Bu mafsalsalın normal mafsalsaldan tek farkı dönmenin sıfır moment ile değil sabit sayılabilecek bir moment altında olmasıdır.

### 2.3.1.2 Eğrilik-Dönme İlişkisi

Sözü edilen eğrilik yoğunlaşması olayı Şekil 2.14'de görülen idealleştirilmiş eğrilik grafiğiyle gösterilebilir. Grafik plastik mafsalsal bölgesine kadar eğrilik moment diyagramı gibi doğrusal olarak artarken, plastik mafsalsal bölgesinde ani olarak artış gösterir. Grafikteki taranmamış alan akma anına kadar, taralı kısım ise akmadan sonra plastik mafsalsalda oluşan eğrilik değerlerini gösterir.



Şekil 2.14. Eğrilik diyagramının idealleştirilmesi

Moment yükü kesit üzerinde eğilme deformasyonuna yol açarken eleman üzerindeki etkisi dönme deformasyonu şeklindedir. Eğilme plastik mafsalsalının dayanım-deformasyon bağıntısı karşılığı moment-dönme bağıntısıdır. Bu nedenle her bir eleman için moment-eğrilik ilişkisinin moment-dönme ilişkisine çevrilmesi gereklidir. Elemanın plastik mafsalsalın başı ve sonu arasındaki dönme miktarı eğilmenin Denklem 2.44a'da görüldüğü gibi plastik mafsalsal boyunca integre edilmesi ile bulunabilir. Fakat eğrilik değerinin Şekil 2.14'de görülen idealleştirmede olduğu gibi plastik mafsalsal boyunca sabit kaldığını kabul edersek dönme değeri Denklem 2.44b'de olduğu gibi eğrilik değerinin plastik mafsalsal boyuna çarpımına eşittir.

$$\theta = \int_0^{L_p} \phi(x) dx \quad (2.44a)$$

$$\theta = \phi L_p \quad (2.44b)$$

$\theta$  = Dönme değeri,  $\phi$  = Eğrilik değeri,  $L_p$  = Plastik mafsalsal boyudur.

Bu idealleştirme çeşitli deformasyon değerlerinin hesaplanmasını oldukça kolaylaştırmaktadır. Şekil 2.13'te verilen konsol kolon eleman için bazı deplasman değerlerini hesaplayacak olursak:

**Akma anında eleman ucundaki dönme:**

Bilindiği gibi eğrilik grafiği altında kalan alan dönme değerini verir. Öyle ise :

$$\theta_y = \frac{\phi_y \times L}{2} \quad (2.45)$$

**Akma anında eleman ucundaki deplasman (akma deplasmanı):**

Eğrilik grafiği altında kalan alanın deplasmanı istenen nokta etrafında momenti bize o noktanın deplasmanını verir. Öyle ise akma anında eğrilik grafiğinin eleman uç noktasına göre momenti :

$$\delta_y = \frac{\phi_y L}{2} \frac{2L}{3} \quad (2.46a)$$

$$\delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \quad (2.46b)$$

**Eleman ucunda nihai dönme :**

Bunun için akma anına kadar olan eğriliğin oluşturduğu üçgen ile akmadan sonra plastik mafsallarda oluşan eğriliğin meydana getirdiği yamuğun alanlarının toplamı bulunmalıdır. Plastik mafsallarda oluşan eğrilik değerini sabit kabul edersek :

$$\theta_u = \frac{\phi_y L}{2} + (\phi_u - \phi_y) L_p \quad (2.47)$$

**Eleman ucunda nihai deplasman :**

Eğrilik grafiğinin eleman ucuna göre momenti alınırsa:

$$\delta_u = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi_u - \phi_y) \times L_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (2.48)$$

### 3. Çalışma Çıktıları ve Kullanımı

Çalışma çıktısı olarak betonarme elemanların dayanım ve deplasman kapasitelerinin tahminini yapan bir program geliştirilmiştir. Bu program doğrusal olmayan analizler için yaygın kullanılan programlara mafsal özelliklerinin kolayca tanımlanabilmesini sağlayan veri dosyası hazırlayabilmektedir. Ortaya çıkan yazılım ile araştırma yapan akademisyenler, uygulamada çalışan mühendisler ve inşaat mühendisliği öğrencileri daha esnek ve öğretici özelliği olan bir programa sahip olmuşlardır.

Dünyada geliştirilmiş olan modellerin kullanımı kolaylaştırılarak bilgi transferine katkıda bulunacaktır. Geliştirilen program ile doğrusal olmayan analizlerin kullanımı daha bilinçli hale getirilerek, ülkemiz betonarme elemanların özellikleri daha etkin ve pratik şekilde temsil edilebilmektedir. Yazılım ile inşaat mühendisliği öğrencileri etriye sıklaştırmasının, etriye konfigürasyonunun (özellikle Mander ve Saatçioğlu&Razvi modelleriyle) aksel yük ve malzeme özellikleri gibi parametrelerin eleman davranışını nasıl, ne oranda etkilediklerini inceleyebileceklerdir. Sargılı ve sargısız beton arasındaki farkları, değişik beton modelleri ve süneklik kriterleri ile görme fırsatı bulacaklardır. Bu şekilde eleman davranışı hakkında daha somut bilgiler elde edeceklerdir. Ayrıca bu yazılım ile pratik şekilde hazırlayabilecekleri çerçeve modeller ile bu özelliklerin sistem davranışı üzerindeki etkilerini gözlemleyebileceklerdir.

Yazılımın potansiyel kullanıcıları arasında çok geniş bir mühendis kitlesi, üniversitelerde mevcut binaların deprem performanslarını değerlendiren geniş bir araştırmacı kitlesi ve geleceğin mühendisleri olan öğrenciler bulunmaktadır. 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'te yeni bir bölüm olarak yer alan mevcut binaların değerlendirilmesinde piyasadaki mühendisler tarafından kullanılacak en yaygın metotlar arasında itme analizinin olması çalışmanın önemini arttırmaktadır. Ülkemiz yapı stoğunun ciddi anlamda değerlendirilerek gerekli önlemlerin alınması için bu yönetmeliğin uygulamacı olarak piyasadaki mühendislerce en iyi şekilde anlaşılması son derece önemli ve bunun sağlanması için çalışmaların yapılması gereklidir. Çalışmanın ürünü olan yazılımın mevcut yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesi ile ilgili bölümün anlaşılmasına katkı sağlaması beklenmektedir.

Yazılımın kullanımı, komutlar, kesit tanımlamalar ve örnek uygulamalar raporda verilmiştir. Yazılım paketlenerek CD ortamında sunulmuş olup, proje yürütücüsü tarafından da ilgili web sayfalarından dağıtılmaktadır. Kullanım kılavuzu yazılımla birlikte sunulmuştur.

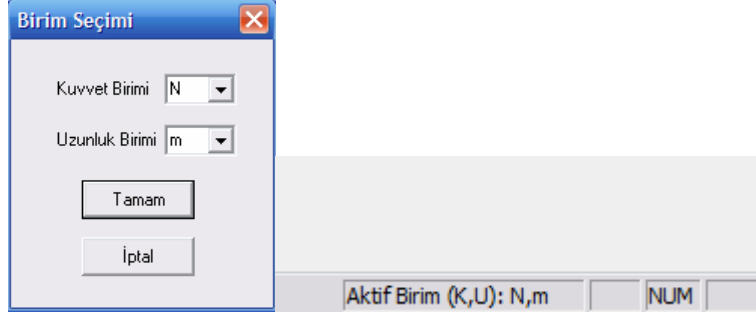
Bu bölümde programın kullanımı hakkında bilgiler sunulacaktır. Programa nasıl veri girileceği, girilen bilgilerin anlam ve kullanımı ve programın çeşitli işlem komutları hakkında açıklamalar verilmiştir. Ancak SAP2000 vb. uluslararası yazılımlarda virgül sorun oluşturabileceği için, programda ondalık ayırıcı olarak virgül yerine nokta kullanılmıştır.

#### 3.1 Program Girdi Bilgileri



##### 3.1.1 Birim Seçimi

Dosya menüsü altında kullanıcının yazılım tarafından kullanılan birimleri, istekleri doğrultusunda değiştirebilmesi amacıyla **Birim** komutu verilerek kullanılacak birim seçilebilir (Şekil 3.1). Bu komut tıklandığında **Birim Seçimi** diyalog kutusu açılmaktadır. Program, girdi ve çıktı bilgilerini farklı uzunluk ve kuvvet birimlerinde dikkate alabilmektedir. Bu diyalog yardımı ile kullanıcı *Uzunluk* ve *Kuvvet* birimlerini belirleyebilmektedir. Birim sisteminin tanımlanmasında; uzunluk birimleri için metre, santimetre ve milimetre; kuvvet birimleri için ise ton (t), kilo-Newton (kN), kilogram-kuvvet (kgf) ve Newton (N) seçilebilmektedir. Programda bulunan tüm girdi ve çıktı bilgileri seçilen birimlerde yapılmaktadır. Fakat donatı çapı ile ilgili bilgiler seçilen birimlerden bağımsız olarak "mm" olarak yer almaktadır. **Aktif olan birimler programın Durum Çubuğunda gösterilmektedir. Her bir işlem sırasında hangi birimler ile veri girişi veya çıkışı yapıldığına dikkat edilmelidir.**



**Şekil 3.1. Birim Seçimi diyalog kutusu ve Durum Çubuğu**



Bu komuta aynı zamanda araç çubuğunda yanda bulunan ikona tıklayarak da ulaşılabilir.

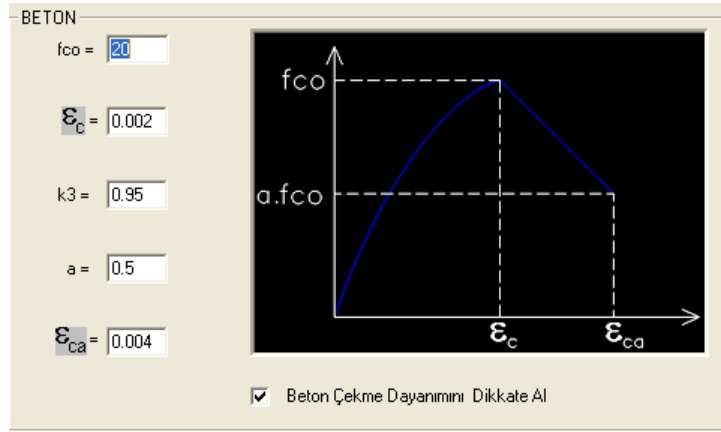
Seçilen birimler yazılımın Durum Çubuğu'nda sürekli belirtilerek kullanıcının herhangi bir yanılığa düşmesi önlenmektedir (Şekil 3.1).



### 3.1.2 Malzeme Bilgileri :

#### 3.1.2.1 Beton

Girilen bilgilerin fiziksel anlamları diyalog kutusu üzerindeki grafik ile açıklanmaya çalışılmıştır (Şekil 3.2). Bu bölümde kullanılan betonun sargı etkisinin hesaplanmasında dikkate alınacak olan temel gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi girilmektedir.  $\epsilon_c$  değerine kadar olan kısım ikinci derece bir parabol,  $\epsilon_c$  den sonraki kısım ise doğrusal olarak tanımlanmaktadır. **Girilen değerler program da herhangi bir malzeme katsayısına bölünmez.** Fakat plastik mafsal ayarları menüsünde aksel ve kesme dayanım değerleri için değişik katsayılar girilebilmektedir.



**Şekil 3.2. Beton malzeme bilgilerinin girilmesi**

$f_{co}$  = Kullanılan betonun basınç dayanım değeridir

$\epsilon_c$  = Kullanılan betonun maksimum basınç gerilmesi değerine karşılık gelen birim kısalma değeridir. Genellikle 0.002 (birimsiz).

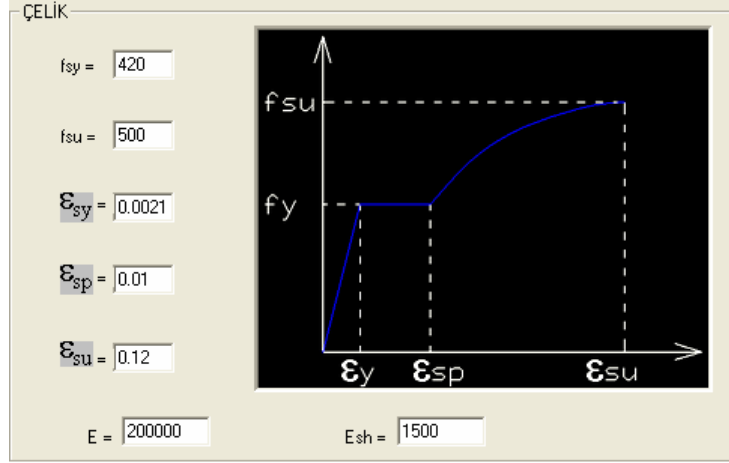
$k_3$  = Saatçioğlu&Razvi modeli için  $k_3$  katsayısı. Beton sınıfına bağlı olarak değişir (birimsiz).

$a$  = Kullanılan betonun maksimum dayanım değerinin tepe noktasından sonra hangi oranda düştüğünün belirtilmesi için girilen bir değerdir. Herhangi bir veri yoksa 0.5 alınabilir (birimsiz).

$\epsilon_{ca}$  = Beton basınç dayanımının  $a.f_{co}$  değerine düştüğü beton birim deformasyon değeridir. Herhangi bir veri yoksa 0.004 alınabilir (birimsiz).

Beton çekme dayanımını dikkate al kutucuğu işaretlenirse betonun çekme dayanımı da hesaplarda dikkate alınır. Beton çekme davranışı sargı etkisi ile değişmez. Beton çekme dayanımı ve beton elastisite değeri beton basınç dayanımı kullanılarak TS 500'e göre hesaplanmaktadır (TS-500, 2000). Betonun 0.0001 birim uzama değerinde maksimum çekme dayanımına ulaştığı 0.0002 uzamaya kadar doğrusal azalarak %50 sine düştüğü ve 0.0002 değerinde çatlama ile kayb olduğu varsayılmaktadır.

### 3.1.2.2 Çelik



Şekil 3.3. Çelik malzeme bilgilerinin girilmesi

Kullanılan çeliğin  $\epsilon_y$  değerinde aktığı,  $\epsilon_{sp}$  değerine kadar akma dayanımına eşit düzeyde gerilme taşıdığı bu değerden sonra ise parabolik bir şekilde dayanımı artarak nihai dayanım ve deformasyon değerine ulaşarak koptuğu varsayılmaktadır (Şekil 3.3). Çelik malzemenin çekme ve basınç gerilmeleri altında aynı gerilme-şekil değiştirme ilişkisine sahip olduğu kabul edilmektedir.

$f_{sy}$  = Kullanılan çeliğin akma dayanımıdır.

$f_{su}$  = Kullanılan çeliğin kopma dayanımıdır.

$\epsilon_{sy}$  = Kullanılan çeliğin akma noktasına karşılık gelen birim uzama değeridir (birimsiz).

$\epsilon_{sp}$  = Kullanılan çeliğin akma pekleşmeye başladığı birim uzama değeridir. (birimsiz)

$\epsilon_{su}$  = Kullanılan çeliğin kopma noktasına karşılık gelen birim uzama değeridir (birimsiz).

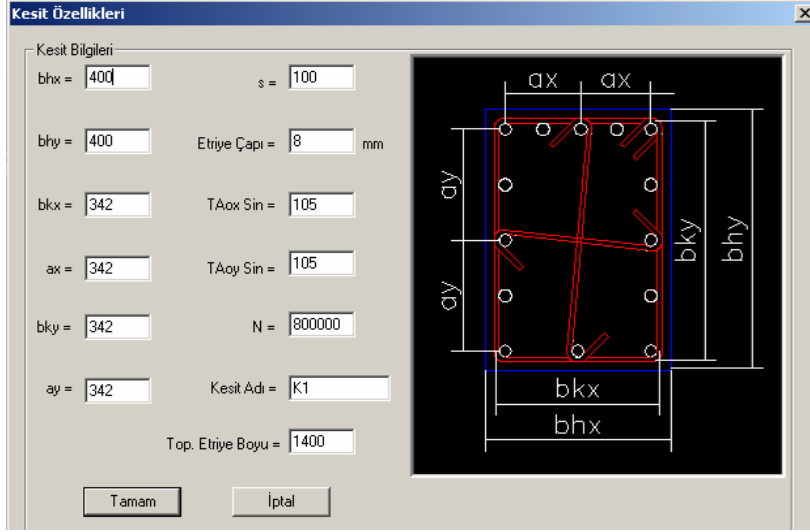
$E$  = Kullanılan çeliğin Elastisite Modülü.

$E_{sh}$  = Kullanılan çeliğin pekleşme derecesinin hesaplanması için kullanılan bir değerdir.



### 3.1.2.3 Kesit Bilgileri

Hesaplanacak kesit ile ilgili bilgiler bu diyalog kutusu aracılığıyla girilmektedir. Diyalog kutusu üzerindeki anlamları kesit üzerinde gösterilmiştir. Yatay eksen X, düşey eksen Y olarak kabul edilmiştir (Şekil 3.4).



**Şekil 3.4. Kesit Özellikleri diyalog kutusu (aktif birim N mm)**

$b_{hx}$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna dik boyutu

$b_{hy}$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna paralel boyutu

$b_{kx}$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna dik yöndeki çekirdek beton boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık) .

$a_x$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna dik yöndeki tutulmuş iki boyuna donatı arası mesafe (boyuna donatı eksenleri arasındaki uzaklık). Tutulmuş olması kanca veya başka bir etriye ile sarılmış anlamına gelmektedir..

$b_{ky}$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna paralel yöndeki çekirdek beton boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık).

$a_y$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna paralel yöndeki tutulmuş iki boyuna donatı arası mesafe (boyuna donatı eksenleri arasındaki uzaklık).

$s$  = Enine donatı (eleman boyunca enine donatılar arası mesafe).

$A_o$  = Kullanılan enine donatının kesit alanı.

$TA_{ox} \text{ Sin}$  = Şekil 3.4 referans alındığında, X yönündeki toplam enine donatı kesit alanı. Bir etriye çubuğunun alanının, etriyenin Y eksenine ile yaptığı açının sinüs değeri ile çarpımı değeri her etriye çubuğu için yapılarak toplanır. Eğer X ve Y eksenine paralel olanlar haricinde (kesit eksenleri ile açılı) etriye yoksa bu değer "0" girilirse program otomatik hesaplar. Hesaplanan değer pencere açıp kapatılırsa görülebilir.

$TA_{oy} \text{ Sin}$  = Şekil 2.4 referans alındığında, Y yönündeki toplam etriye kesit alanı. Bir etriye çubuğunun alanı çarpı etriyenin X eksenine ile yaptığı açının sinüs değeri işlemi her etriye çubuğu için yapılarak toplanır. Eğer X ve Y eksenine paralel olanlar haricinde (kesit eksenleri ile açılı) etriye yoksa bu değer "0" girilirse program otomatik hesaplar. Hesaplanan değer pencere açıp kapatılırsa görülebilir.

$N$  = Kesit üzerindeki aksel yük.

**Kesit Adı** = Program SAP2000 ve ETABS paket programları için mafsallar hazırlayabilmektedir. Bu programlarda kullanılmak için mafsalları hazırladığında kullanılacak ad bu kutucuğa yazılmaktadır. Program kolon mafsalları için bu ad sonuna "-" işaretinden sonra kolon üzerindeki aksel yük değerini (S1-20.0 gibi) , kiriş mafsalları için "-" işaretinden sonra "B" basınç donatı alanı "C" çekme donatı alanı (B-B2.5C4.0 gibi) değerlerini ekleyerek

isimlendirme işlemini gerçekleştirir. **Dolayısıyla aynı ad ve aksel yüküne sahip iki ayrı kolon mafsali ve aynı ada, basınç ve çekme donatısına sahip iki ayrı kiriş mafsali olamaz.**

**Top. Etriye Boyu** = Kesitte kullanılan tüm enine donatıların toplam boyudur. Yerleşim düzenine bakılmaksızın tüm enine donatıların boyu toplanır. Eğer X ve Y akseline paralel olanlar haricinde (kesit eksenleri ile açılı) etriye yoksa bu değer "0" girilirse program otomatik hesaplar. Hesaplanan değer pencere açılı kapatılırsa görülebilir.



#### 3.1.2.4 Hızlı Kesit Girme

Hızlı Kesit Girme menüsü kesit bilgilerinin daha kolay ve hızlı bir biçimde girilebilmesi için hazırlanmıştır. Bu şekilde özellikle boyuna donatı sayısının çok olduğu kesitlerde her bir donatının koordinatlarının belirlenmesi ve  $a_x$  ve  $a_y$  değerlerinin tam olarak girilmesi oldukça kolaylaşmaktadır (Şekil 3.5). Sağ tarafta görülen kesit, girilen kesit değil ve parametrelerin girilmesinde kolaylık sağlaması için gösterilen tipik bir kesit örneğidir.

Şekil 3.5. Hızlı Kesit Girme diyalog kutusu (aktif birim: N mm)

**b** = Kesitin göz önüne alınan yüklemeye doğrultusuna dik boyutu.

**h** = Kesitin göz önüne alınan yüklemeye doğrultusuna paralel boyutu.

**Net Beton Örtüsü(NBÖ)** = Enine donatı en üst noktası üzerindeki beton örtü derinliği.

**N** = Kesit üzerinde bulunan aksel yük.

**Donatı Çapı** = Kullanılan enine donatı çapı

**Etriye Aralığı** = Kullanılan enine donatılar arasında bulunan mesafe.

**b ye Paralel Yanal Donatı Sayısı** = Kullanılan enine donatılardan kesit b boyutuna paralel olarak yerleştirilenlerin sayısı. Bu veri beton çekirdek bölgesi içinde kanca ve benzeri enine donatı olup olmadığının sorgulanması amacı ile istenmektedir. Eğer çekirdek betonu içinde ek enine donatı yoksa değer iki olmalıdır.(adet).

**h ye Paralel Yanal Donatı Sayısı** = Kullanılan enine donatılardan kesit h boyutuna paralel olarak yerleştirilenlerin sayısı. Bu veri beton çekirdek bölgesi içinde kanca ve benzeri enine donatı olup olmadığının sorgulanması amacı ile istenmektedir. Eğer çekirdek betonu içinde ek enine donatı yoksa değer iki olmalıdır (adet).

**Çap** = Kullanılan başlık ve gövde donatılarının çapı.

**Başlık Donatısı Adet** = Başlık boyuna donatılarının *başlık donatı dizilerinden yalnız bir tanesinde* bulunan sayısı (adet).

**Gövde Donatı Sıra Sayısı** = Gövde boyuna donatı sıra sayısı (adet).



### 3.1.2.5 Boyuna Donatı Bilgileri

Bar ID	Bar Çap	Bar x	Bar y
01	14.0	-0.160	-0.160
02	14.0	-0.053	-0.160
03	14.0	0.053	-0.160
04	14.0	0.160	-0.160
05	14.0	-0.160	0.160
06	14.0	-0.053	0.160
07	14.0	0.053	0.160
08	14.0	0.160	0.160
09	14.0	-0.160	-0.096

Şekil 3.6. Boyuna Donatı Bilgileri diyalog kutusu

Kesite istenilen çap ve koordinatlarda boyuna donatı girilebilmesini ve daha önce girilmiş olan boyuna donatıların çap ve koordinatlarının değiştirilebilmesini sağlar. **Programda kesitin alt kısmı çekme üst kısmı basınç bölgesi olarak kabul edilmektedir.** Bu nedenle boyuna donatı bilgileri bu kabule göre girilmelidir.

**Bar ID** = Girilen boyuna donatının tanım sırasını gösterir. Kullanıcı tarafından değiştirilemez. Girilen her yeni donatı kesite bulunan boyuna donatı sayısından bir fazla tanım numarasına sahip olarak kaydedilir (Şekil 3.6).

**Bar Çap** = Girilen boyuna donatının çapını gösterir (birim milimetredir).

**x** = Girilen boyuna donatının X koordinatını gösterir.

**y** = Girilen boyuna donatının Y koordinatını gösterir.

**Ekle** = Girilmiş donatı bilgileri ile kesite yeni bir boyuna donatı ekler.

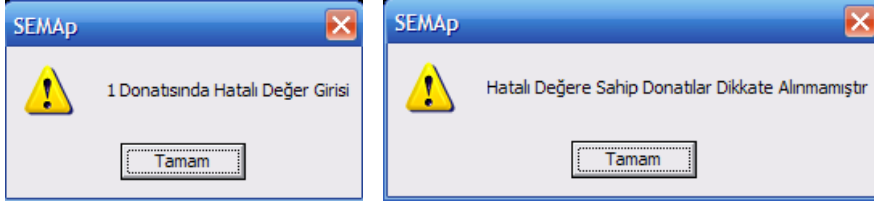
**Sil** = Seçili bulunan donatıyı siler.

**Değiştir** = Seçili bulunan donatı bilgilerini yeni girilmiş donatı bilgileri ile değiştirir.

**Hepsini Sil** = Girilmiş bulunan tüm boyuna donatı bilgilerini siler.

Tamam, düğmesi ile bu menüden çıktığında eğer program girilen donatı verilerinde olası hatalar tespit ederse bir uyarı ile hatalı donatı numaralarını bildirir ve hesaplarda bu donatılar dikkate alınmaz (Şekil 3.7).



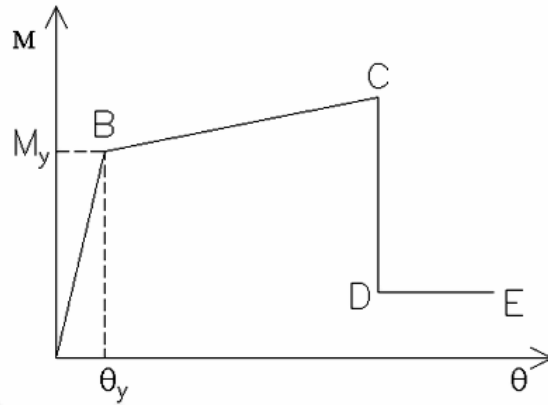


Şekil 3.7. Hatalı donatı bilgisi uyarı mesajları



### 3.1.2.6 Plastik Mafsalları Ayarları

Program ile moment mafsalları aşağıda görüldüğü şekilde (0,0), B, C, D, E noktalarının koordinatları ile tanımlanırken kesme ve eksenel yük mafsalları herhangi bir süreklilik olmaksızın, tanımlanan kapasiteye ulaşır ulaşmaz göçme durumu gerçekleşecek biçimde tanımlanmaktadır (Şekil 3.8).



Şekil 3.8. Plastik mafsalları tipik idealleştirilmiş dayanım deformasyon ilişkisi

Bu menü ile Sap2000 ve ETABS programlarına girilmek üzere hazırlanacak mafsalların özelliklerini belirleyen ayarlar yapılmaktadır (Şekil 3.9).

**Şekil 3.9. Plastik Mafsalları diyaloğ kutusu**

**Moment C ve E Noktası Kriteri:** Program ile C ve E noktalarının belirlenmesinde 4 çeşit kriter kullanılabilir. Program bu 4 noktayı da hesaplayarak grafik üzerinde gösterebilmekte ve en kritik olanı dikkate alarak mafsalları bilgilerini hesaplamaktadır.

$f_{cc}$  = Çekirdek betonu en üst lifinde beton maksimum dayanım sınırına ulaştıktan sonra izin verilebilecek en düşük dayanım değerinin beton maksimum dayanımına oranı. Beton basınç dayanımı kaybında izin verilecek sınırın belirlenmesi hedeflenmiştir.

$\epsilon_{cc}$  = Çekirdek betonu en üst lifinde izin verilebilecek en büyük basınç birim deformasyon değeri.

$M_{max}$  = Kesitin C ve E noktaları için izin verilen moment değerinin maksimum moment değerine oranı. Kesit moment kaybı, dolayısıyla yatay yük taşıma kapasitesi kaybının sınırlandırılması hedeflenmiştir.

$\epsilon_{su}$  = En alt çelik çubuğunda izin verilen en büyük uzama birim deformasyon değeri. Bu sınır özellikle donatı burkulmasının sınırlandırılması için konmuş olup, eksenel yük düzeyi düşük elemanlarda söz konusu olmaktadır.

**Model :** Program 4 ayrı beton modeli ile hesaplama yapabilmektedir. Menüde bu kısımda Mander, Saatçioğlu&Razvi, Geliştirilmiş Kent&Park veya sargı etkisi dikkate alınmamış (Hognestad) modellerden biri seçilebilir.

$L_p$ : Bu simge plastik mafsalları boyunu temsil etmektedir. Bu kısımda literatürde yer alan iki değişik plastik mafsalları boyu formülünden biri, kesitin göz önüne alınan deprem doğrultusuna paralel boyutunun yarısı veya kullanıcı tarafından belirlenen bir değer girilebilir. Bu formüllerde  $L_o$  plastik mafsalları ve moment sıfır noktası arası uzaklığı,  $f_{sy}$  yanal donatı akma dayanımını,  $d_{bl}$  boyuna donatı çapı,  $h$  kesitin momente paralel yüksekliğini temsil etmektedir. Plastik mafsalları boylarıyla ilgili daha geniş bilgi "EKLER" kısmında yer almaktadır. Ayrıntılı bilgi için Ek-1'e başvurulabilir.

**Kesme Mafsalı Ayarları:** Bu kısımda kesme mafsalı için kullanılan ayarlar yapılmaktadır.

**TS 500:** Bu kutucuğun işaretli olması halinde kesit kesme dayanımı TS 500 standardı formülüne göre hesaplanacaktır (TS-500, 2000).

$$V_r = V_c + V_s \quad (3.1)$$

$$V_c = 0.8 \times 0.65 \times f_{ct} \times b \times d \times \left(1 + \gamma \frac{N}{A_c}\right) \quad (3.2)$$

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} \times f_y \times d \quad (3.3)$$

Burada  $V_r$ = kesme dayanımı,  $V_c$ = beton katkısı,  $V_s$ = etriye katkısı,  $f_{ct}$ = beton çekme dayanımı,  $\gamma$ =yükleme ile ilgili katsayı olup eksenel basınç durumunda 0.07 ve eksenel çekme durumunda ise -0.3 alınmaktadır,  $A_c$ = gövde kesiti beton alanı,  $A_{sw}$ = kesme donatısı kesit alanı,  $d$ = faydalı yükseklik. TS-500 formülünde  $N$  değeri eksenel basınç veya eksenel çekme olmasına bakmaksızın pozitif alınacaktır.

**ACI 318-05:** Bu kutucuğun işaretli olması halinde kesit kesme dayanımı ACI 318-2005 yönetmeliği formülüne göre hesaplanacaktır (ACI-318, 2005). Etriye katkısı TS-500 ile aynı olmakla birlikte beton katkısı şu şekildedir.

$$V_c = 0.17 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times \left(1 + \frac{N}{14A_c}\right) \quad (\text{MPa}) \quad N \geq 0 \quad (3.4)$$

$$V_c = 0.17 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times \left(1 + \frac{0.29N}{A_c}\right) \quad (\text{MPa}) \quad N < 0 \quad (3.5)$$

ACI-318 formülünde  $N$  değeri eksenel basınç için pozitif, eksenel çekme için negatif alınacaktır.  $V_s$  **GF** = Kesme dayanımı için çelik Güvenlik Katsayısı.

$V_c$  **GF** = Kesme dayanımı için beton Güvenlik Katsayısı. Formül şu şekildedir:

$$\text{Kesme Dayanımı} = V_s \text{ GF} \times \text{Çelik Katkısı} + V_c \text{ GF} \times \text{Beton Katkısı}$$

**S<sub>v</sub> C** = C noktasına, kesitin kesme dayanımına ulaştığı deformasyonun kaç katında ulaşılacağı. Bu değer 1 alınırsa kesit kesme dayanımına ulaşır ulaşmaz C noktasına ulaşılacaktır, yani dayanımının bir bölümünü kaybedecektir. Yani başka bir ifade ile B ve C noktası üst üstedir.

**S<sub>v</sub> E** = E noktasına, kesitin kesme dayanımına ulaştığı deformasyonun kaç katında ulaşılacağı.

**Eksenel Kuvvet Mafsalı Ayarları:** Bu kısımda eksenel kuvvet mafsalı için kullanılan ayarlar yapılmaktadır.

$P_s$  **GF** = Eksenel kuvvet dayanımı için çelik Güvenlik Katsayısı.

$P_c$  **GF** = Eksenel kuvvet dayanımı için beton Güvenlik Katsayısı. Formül şu şekildedir :

$$\text{Eksenel Dayanım (Basınç)} = (P_s \text{ GF}) \times (\text{Toplam Çelik Alanı}) \times (f_{sy}) + (P_c \text{ GF}) \times (b \times h \times f_{co})$$

$$\text{Eksenel Dayanım (Çekme)} = (P_s \text{ GF}) \times (\text{Toplam Çelik Alanı}) \times (f_{sy})$$

$S_p C$  = C noktasına kesitin aksel kuvvet dayanımına ulaştığı deformasyonun kaç katında ulaşılacağı. Bu değer 1 alınırsa kesit aksel kuvvet dayanımına ulaşır ulaşmaz C noktasına ulaşılacaktır. Yani başka bir ifade ile B ve C noktası üst üstedir.

$S_p E$  = E noktasına kesitin aksel kuvvet dayanımına ulaştığı deformasyonun kaç katında ulaşılacağı.

**Eleman Bilgileri:** Bu kısımda plastik mafsallı boyunun hesaplanması için kesitin ait olduğu elemana ait bilgiler girilmektedir.

$L_o$  = Plastik mafsallı ve moment sıfır noktası arası uzaklık.

$d_{bl}$  = Elemanda kullanılan boyuna donatı çapı (mm).

**Nihai Dayanım Katsayıları:** Bu bölümde tanımlanan mafsalların D ve E noktası arasında (akma) dayanımlarının ne kadarına sahip olduğu bilgisi girilmektedir.

$C_m$  = D ve E noktası arası moment dayanımı katsayısı.

$C_p$  = D ve E noktası arası aksel dayanım katsayısı.

$C_v$  = D ve E noktası arası kesme dayanımı katsayısı.

**Akma Eğriliği Kriterleri:** Bu bölümde, kesitin akma eğrilik değerinin belirlenmesinde kullanılacak olan ayarlar verilmektedir. Akma eğrilik değeri SAP2000, ETABS gibi doğrusal olmayan analiz programları için kritik veriler değildir. **Bu programlar kesitin akma durumunu akma dayanımı değerine ulaşılmasıyla belirlediğinden akma eğriliği değerinin hassas hesaplanması doğrusal olmayan analiz için gerekli değildir.**

**Akma eğriliğini çekme donatısı akmasından hesapla:** Kesit akma eğriliği,  $\phi_y$  veya en dış beton lifinde 0.002 basınç birim deformasyonuna ulaşılan eğrilik değeri  $\phi_s$  olarak alınarak (hangisi önce oluşursa) ve aşağıdaki denklem kullanılarak belirlenir.

$\phi_y$  değeri en alt çekme donatısının aktığı eğrilik değeri kesitin en üst beton lifinde basınç deformasyon değeri 0.003 iken sahip olduğu moment kapasitesinin, donatı aktığı andaki moment kapasitesine oranı ile büyütülerek hesaplanır (Denk. 3.6).

$$\phi_y = \frac{M_{0.003}}{M_{sy}} \times \phi_{sy} \quad (3.6)$$

**Akma eğriliğini moment-eğrilik grafiği eğiminden hesapla:** Bu seçenek akma eğriliğinin belirlenmesinde kullanıcılara daha fazla serbestlik sağlanması için verilmiştir. Program akma eğriliğini moment-eğrilik grafiğinin eğiminin belirli bir değer altına düşmesine göre hesaplamaktadır (eğrinin yataylaşması). Bu bölümde bu hesaplama için gerekli parametreler girilmektedir. Verilen iki değer değiştirilerek grafik üzerinde kullanıcının istediği eğrilik değerinin akma değeri olarak dikkate alınması mümkündür.

**Min  $\phi_y$**  = Akma eğriliğinin minimum değeri. Bazı kesitlerde çatlama eğriliğinde kesit moment kapasitesinde düşüş görülebilmektedir. Bu durumda bu noktada eğim eksi değer aldığından programın bu noktayı akma noktası olarak almasının engellenmesi için konulmuştur. Varsayılan değer olan 0.008 1/m yüksekliği fazla olmayan kesitlerde kullanılabilir. **Fakat perde gibi en yüksekliği fazla kesitler için bu değer küçültülmelidir.**

$\tan \phi_y$  = Akma eğriliğinin belirlenmesi için kullanılan bir orandır. Bu parametre bazı değer aralıklarında oldukça duyarsızken, bazı değer aralıklarında oldukça hassas olabilmektedir.

**Nihai Dayanım Katsayısı 1 den düşük olabilir:** Bu kutucuk işaretli ise kesitin nihai dayanım değerinin akma değerinden küçük olmasına izin verilmektedir. Kesitin nihai dayanım değerinin akma değerinden küçük olması doğrusal olmayan analiz yapılırken hesaplamalarda zorluklara neden olabilmektedir. Artan deplasman ile yapıda dayanım kapasitesini kaybeden elemanlar nedeni ile yeniden dağılım meydana gelmektedir. Yeniden dağılım sırasında birçok elemanda düşük nihai dayanım değeri nedeni ile de bir miktar dayanım kaybı olması durumunda analizlerde sürekli bir tekrar dağılım yapma ihtiyacı ortaya çıkabilmektedir. Bu sebeple bu değer 1'in altında alınması tavsiye edilmez.

**Kesme Kuvveti Düzeyi:** FEMA-356'ya göre mafsalsal deformasyon değerlerinin hesaplanması durumunda kesit üzerinde bulunan kesme kuvvetinin de bilinmesi gereklidir. Program varsayılan ayar olarak **Eğilme Dayanımından Hesapla** kutucuğunun işaretli olması durumunda kesme değerini, elemanın iki ucunda aynı eğilme dayanımı olduğunu varsayarak, bu iki moment değerinin toplamını  $L_0$  değerinin iki katına bölerek (serbest uzunluk) belirlemektedir (kolon gibi). Bu varsayımın uygun olmadığı durumlarda kesit üzerindeki kesme kuvveti kullanıcı tarafından girilebilmektedir. V2 kesite y yönünde (düşey doğrultu), V3 kesite x yönünde (yatay doğrultu) gelen kesme kuvvetini ifade etmektedir. Kiriş kesitleri için yalnız V2'nin gerekli olduğuna dikkat ediniz.

**TDY-2007 Enine Donatı Oranı:** Bilindiği gibi 2007 yılında "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik" adı altında yeni deprem yönetmeliği yürürlüğe girmiştir. Bu yönetmeliğin 7. Bölümünde mevcut yapıların değerlendirilmesi için çeşitli şartlar verilmiştir. Bu bölümde, mevcut betonarme elemanların hasar sınıflandırılması için kesitte bulunan enine donatı miktarına bağlı olarak beton basınç birim şekil değiştirme değerleri verilmektedir. Yazılım yeni deprem yönetmeliğine göre mafsalsal bilgileri de üretilebilmektedir. Yönetmeliğe göre beton basınç birim şekil değiştirme değerlerinin hesaplanabilmesi için kesitte mevcut bulunan enine donatı miktarının, gerekli enine donatı miktarına oranının bilinmesi gereklidir. Bu değer yazılıma direkt olarak girilebildiği gibi kolon ve kiriş elemanlar için, "**Mecut/Gerekli Enine Donatı Oranını Otomatik Olarak Hesapla**" kutucuğu işaretlenirse yazılım Deprem Yönetmeliği madde 3.3.4 ve 3.4.4'e göre gerekli enine donatı miktarını hesaplayarak kesitte mevcut enine donatıya oranlayarak gerekli değeri otomatik olarak hesaplar. Yazılım tarafından kesit için kesme mafsalsal ayrıca tanımlanarak kesme etkileri dikkate alınmış olduğundan ve belirlenen gerekli/mevcut enine donatı parametresi eğilme mafsalsal sünekliliğinin hesaplanmasında kullanıldığından gerekli enine donatı miktarının hesaplanmasında kesme etkileri dikkate alınmamaktadır.

**TDY-2007 Analizinde Göçmede Dayanım Kaybını Dikkate Al:** Bilindiği üzere 2007-Deprem Yönetmeliği'nde (DBYYHY-2007, 2007) elemanlarda göçme nedeniyle dayanım kaybı dikkate alınmamaktadır. Bu durumda göçen elemanlar nedeniyle elemanlar arası yeniden dağılım dikkate alınmamaktadır. Bu kutucuğun işaretli olması durumunda TDY-2007'ye göre üretilen mafsallar için yazılım HK (Hemen Kullanım), CG (Can Güvenliği), GÖ (Göçme Önlenmesi) durumlarını yönetmeliğe göre hesapladıktan sonra Göçme Durumunu (C ve E noktası) verilen C ve E noktası kriterlerine göre belirlemektedir. Bu kutucuğun işaretli olmaması durumunda C noktası için çok yüksek dönme değerleri (yazılımda  $\pi$  rad) göçme durumunun oluşması engellenmektedir.

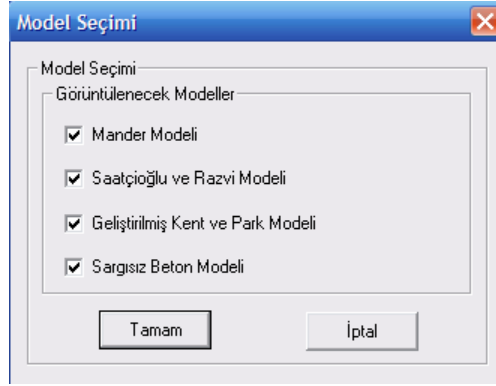


### 3.1.2.7 Model Seçme Ayarları

Yazılımın tarafından hesaplanan 4 farklı beton modelinin bir arada görüntülenmesi beton modelleri arasında bulunana farkların görülmesi açısından önemlidir. Fakat her zaman 4 modelinden görüntülenmesi istenmeyebilir. Sadece iki veya üç model arasındaki farkların incelenmesi gerekebilir.

Bu diyalog kutusu aracılığıyla yazılımda değerleri hesaplanan 4 farklı beton modelinden grafikte görüntülenmesi istenilenler seçilebilir (Şekil 3.10). Yazılımın sadece "Tümünü Hesapla" komutu verildiğinde "Plastik Mafsalsal Ayarları" menüsü altında aktif olarak seçili model dışındaki modelleri de hesapladığı unutulmamalıdır. Bu komut verilmediği sürece sadece aktif model için hesaplama

yapılacaktır. Dolayısıyla diğer modeller grafikte gösterilemeyecektir. Ayrıca aktif beton modeli yazılım tarafından daima grafikte gösterilmektedir.

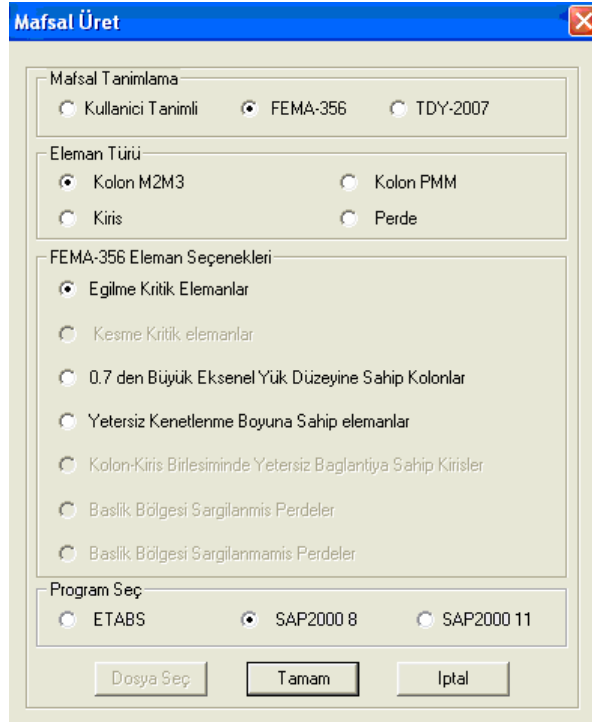


Şekil 3.10. Görüntülenecek beton modelleri seçimi diyalog kutusu



### 3.1.2.8 Mafsal Üretme Ayarları

Bu diyalog kutusu ile program ile üretilen mafsallar ile ilgili ayarlar yapılmaktadır (Şekil 3.11).



Şekil 3.11. Plastik Mafsal Üretme Ayarları diyalog kutusu

**Mafsal Tanımlama:** Yazılım kullanıcı tanımlı, FEMA-356 tanımlı ya da Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007 (TDY-2007)'ye uygun kolon ve kirişler için belirtilen özelliklerde mafsalları üretebilmektedir. Bu kısımda üretilen mafsalları bilgilerinin kullanıcı tarafından tanımlanan deformasyon kriterlerine göre mi yoksa FEMA-356 veya TDY2007'ye göre mi belirleneceği seçilebilmektedir.

**Eleman türü:** Bu kısımda mafsalsal bilgilerinin kolon, perde veya kiriş eleman için mi üretileceği seçilmektedir. Kolon için M2M3 ve PMM olmak üzere iki seçenek mevcuttur. PMM kolon mafsallarında kolon eksenel yükü değişimi ile dayanımda oluşacak değişiklikler de hesaba katılabilmektedir. Fakat bu tür mafsalsal ile oluşturulan büyük modellerde doğrusal olmayan analiz sonuçlarında büyük yakınsama problemleri ortaya çıkmakta ve analizler sonuçlandırılmayabilmektedir. *Bu sebeple PMM mafsalsal proje ekibi tarafından yalnız iki boyutlu analizler için tavsiye edilmektedir.*

**Ayrıca seçilen eleman kiriş olsa bile program hesaplarda girilen eksenel yük değerini dikkate almaktadır. Bu sebeple eleman türünden bağımsız olarak girilen eksenel yükün uygun bir değer olmasına dikkat edilmelidir.**

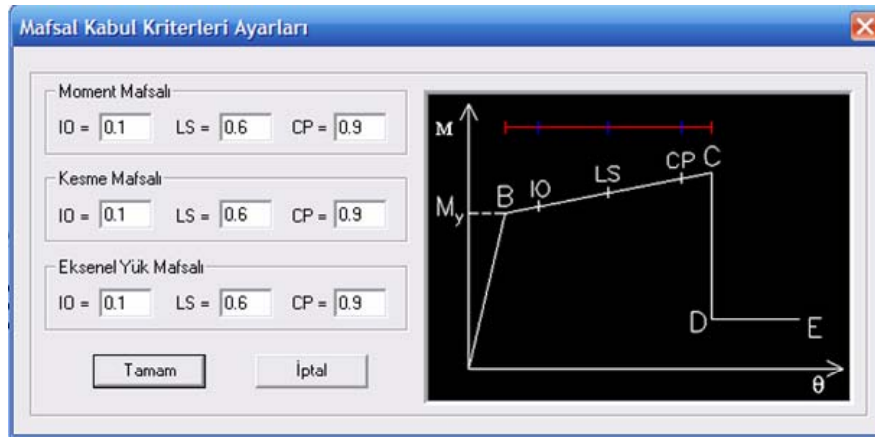
**FEMA-356 Eleman Seçenekleri:** Üretilen mafsalsal bilgilerinin FEMA-356'ya göre olmasının istendiği durumda girilen kesitin ait olduğu eleman için kritik durumun seçilmesi gereklidir. Ayrıntılı bilgi için FEMA-356 Tablo 6-7, 6-8 ve 6-18'e bakılabilir. Her tür eleman için yazılım tarafından kesme ve eksenel yük mafsalsal ayrıca oluşturulduğundan ve kolon eleman için kesmenin kritik olduğu durumda FEMA dokümanında herhangi bir süreklilik değeri olmadığından kolon eleman için bu duruma seçenekler arasında yer verilmemiştir.

**Program Seç:** Bu bölümde üretilen mafsalsal bilgileri dosyasının hangi program için hazırlanacağı seçilmektedir. Etabs için mafsalsal bilgileri üretilecekse ilk mafsalsal üretilirken program sizden bir dosya seçilmesini isteyecektir. Açılan diyalog kutusuna var olmayan bir dosya adı yazılırsa program yeni bir dosya oluşturacaktır. Eğer varolan bir dosya seçilirse program mevcut dosya sonuna yeni bilgileri ekleyecektir. Dosya bir kez seçildikten sonra program daha sonra tanımlanan mafsalsal bilgilerini de aynı dosyaya yazmaya devam edecektir. Bu dosya değiştirilmek istendiğinde Program Seç butonu tekrar tıklanarak yeni dosya seçilebilir.

Sap2000 v8 ve v11 programları için Kolon-M2M3, perde ve Kiriş mafsalsal için 4, Kolon-PMM mafsalsal için 7 ayrı dosya oluşturulması gerektiğinden bu dosyalar "C:\Program Files\SEMAp\Sap Mafsalsal" klasörü altında otomatik olarak oluşturulacak veya yeni bilgiler bu dosyalara eklenecektir. Bu sebeple dosya seçimi yapılmasına gerek yoktur.



### 3.1.2.9 Mafsalsal Kabul Kriterleri Ayarları



Şekil 3.11. Mafsalsal Kabul Kriterleri Ayarları diyalog kutusu

ETABS ve Sap2000 programlarında mafsalsalın plastik kapasitelerinin ne kadarını kullandıklarına göre çeşitli aşamalar (Plastic Hinge Acceptance Criteria) tanımlanmış, yapı mafsalsalının hangi kısmının bu aşamalardan hangisinde bulunduğuna göre yapı performansı üzerine yorum yapılması kolaylaştırılmıştır. Bu aşamalarda mafsalsal değişik renklerle gösterilerek konuya görsellik kazandırılmıştır. SEMAp programının bu menüsünde değişik mafsalsal tipleri için bu aşamaların plastik kapasitenin hangi oranına tekabül edeceği tanımlanmaktadır (Şekil 3.11). **FEMA-356 ve TDY-2007 mafsalsal için bu değerler adı geçen dokümanlarda yer aldığından bu diyalog kutusunda**

**tanımlanan değerler yalnız Kullanıcı Tanımlı mafsallar için geçerlidir. Diğer tür mafsal tanımları için bu değerler kullanılmaz.**

**IO** (Immediate Occupancy) hemen kullanım, **LS** (Life Safety) can güvenliği, **CP** (Collapse Prevention) göçmenin önlenmesi aşamalarını ifade etmektedir.



Bu komuta aynı zamanda araç çubuğunda yanda bulunan ikona tıklayarak da ulaşılabilir.



### 3.1.2.10 Mafsal Üretme

Bu komut programa girilmiş bulunan ayarlara göre hesaplanan mafsal bilgilerini belirlenen dosyaya yazar. Programın SAP2000 ve ETABS için hazırladığı mafsallar için kullanılacak ad Kesit Özellikleri diyalog kutusunda girilen Kesit Adı'dır. Program kolon mafsalları için bu ad sonuna “-” işaretiyle sonra kolon üzerindeki eksenel yük değerini (ton cinsinden) (S1-20.0 gibi) ekleyerek isimlendirme işlemini gerçekleştirir. **Böylelikle aynı donatıya sahip kesitlerin farklı katlarda kullanılmasıyla farklı eksenel yüke sahip kolonların tanımlanmasında kolaylık sağlanmış olmaktadır.** Kolon eksenel yükü yalnız isimlendirmede ton biriminde kullanılmaktadır. Kiriş mafsalları için “-” işaretiyle sonra B”basınç donatı alanı”C”çekme donatı alanı” (cm cinsinden), (B-B2.5C4.0 gibi) değerlerini ekleyerek isimlendirme işlemini gerçekleştirir. Böylelikle kolon ve kirişlerin doğrusal olmayan özelliklerinin tanımlanmasında anahtar olabilecek etkenler isimlendirmede kullanılarak mafsal isimlerinin tanımlayıcı olması hedeflenmiştir. İsimlendirme şekline bağlı olarak aynı ad ve eksenel yüke sahip iki ayrı kolon mafsalı ve aynı ada, basınç ve çekme donatısına sahip iki ayrı kiriş mafsalı kullanılmamalıdır.



## 4. Program Komutları

### 4.1 Dosya



#### 4.1.1 Yeni

Kesit tanımlanması için yeni bir dosya açar ve tüm kesit bilgilerine varsayılan kesit bilgilerini atar.



#### 4.1.2 Aç

Daha önceden kaydedilmiş bir veri dosyasını açar.



#### 4.1.3 Kaydet

Girilmiş bulunan kesit bilgilerini bir veri dosyasına kaydeder.

### 4.2 Görünüm

Bu kısımda programın Araç Çubuğu ve Durum Çubuğu açılıp, kapatılabilmektedir.

### 4.3 Kesit



#### 4.3.1 Kesiti Döndür

Girilmiş bulunan kesiti 90 derece döndürerek M2 ve M3 moment bilgileri arasında geçiş yapmayı kolaylaştırır. Program kolonlar için mafsalsal bilgileri hesaplarken kesitin birbirine dik iki doğrultuda moment eğrilik değerlerini hesaplar (M2 ve M3). **Dikkat edilmesi gereken husus kesitlerin SAP2000 ve ETABS programlarında yapı plan görünüşünde (xy) nasıl duruyorsa SEMAp programında da aynı şekilde duruyor olmasıdır. Kesitin ilk girildiği andaki veya kaydedildiği andaki değil program mafsalsal üret tuşuna basıldığı anda duruş şekli esas alınmaktadır.** Bu konuya dikkat edilmediği takdirde tanımlanan mafsalsal bilgilerinde yanlışlıklar olabilir.



#### 4.3.2 Basınç < - > Çekme

Kesitte bulunan basınç ve çekme donatılarının yerlerini değiştirir. Böylece kesitin pozitif ve negatif moment altında davranışının incelenmesi kolaylaşır.

### 4.4 Göster



#### 4.4.1 Kesit

Girilen kesit ile ilgili çeşitli bilgilerin ve kesit şeklinin ekranda görüntülenmesini sağlar. Klavyeden "1" tuşuna basarak da programa bu komut verilebilir.

### 4.5 Mafsalsal



#### 4.5.1 Mafsalsal Üret

Program girilmiş bulunan ayarlara göre hesaplanan mafsalsal bilgilerini belirlenen dosyaya yazar.

## 4.6 İşlem



### 4.6.1 Hesapla

4 değişik beton modeli için moment-eğrilik ve etkileşim diyagramı değerlerini hesaplar.



### 4.6.2 M-K Hesapla

Yalnız seçili bulunan model için moment-eğrilik değerlerini hesaplar.



### 4.6.3 M-N Hesapla

Yalnız seçili bulunan model için etkileşim diyagramı değerlerini hesaplar.

**Eski Sap Mafsalları Sil:** Daha önce üretilmiş Sap2000 mafsal bilgileri dosyalarını siler.

## 4.7 Analiz Sonuçlarının Alınması

### 4.7.1 Göster



#### 4.7.1.1 Basınç – Kısılma

Tüm modeller için çekirdek betonu basınç deformasyonu ve basınç gerilmesi arasındaki ilişkiyi gösterir. **Program analiz yaparken kabuk betonu için sargı etkisi olmadığından sargı etkisi dikkate alınmamış modeli kullanır.** Klavyeden “2” tuşuna basarak da harekete geçirilebilir.



#### 4.7.1.2 M-φ Grafiği

Hesaplanan modeller için kesitin moment-eğrilik grafiğini gösterir. Klavyeden “3” tuşuna basarak ta harekete geçirilebilir.



#### 4.7.1.3 Etkileşim Diyagramı

Hesaplanan modeller için kesitin aksel yük-moment grafiğini gösterir. Klavyeden “4” tuşuna basarak ta harekete geçirilebilir. Bu grafik üzerinde bulunan kırmızı çizgi yönetmeliklerce izin verilen maksimum sınır olan  $0.5 \cdot f_{ck} \cdot A_c$  değerini göstermektedir.



#### 4.7.1.4 M-ε<sub>c</sub> Grafiği

Hesaplanan modeller için kesitin moment ve en üst beton lifinde beton basınç birim şekil değiştirme grafiğini gösterir. Klavyeden “5” tuşuna basarak ta harekete geçirilebilir.

### 4.7.2 İşlem



#### 4.7.2.1 .txt Kaydet

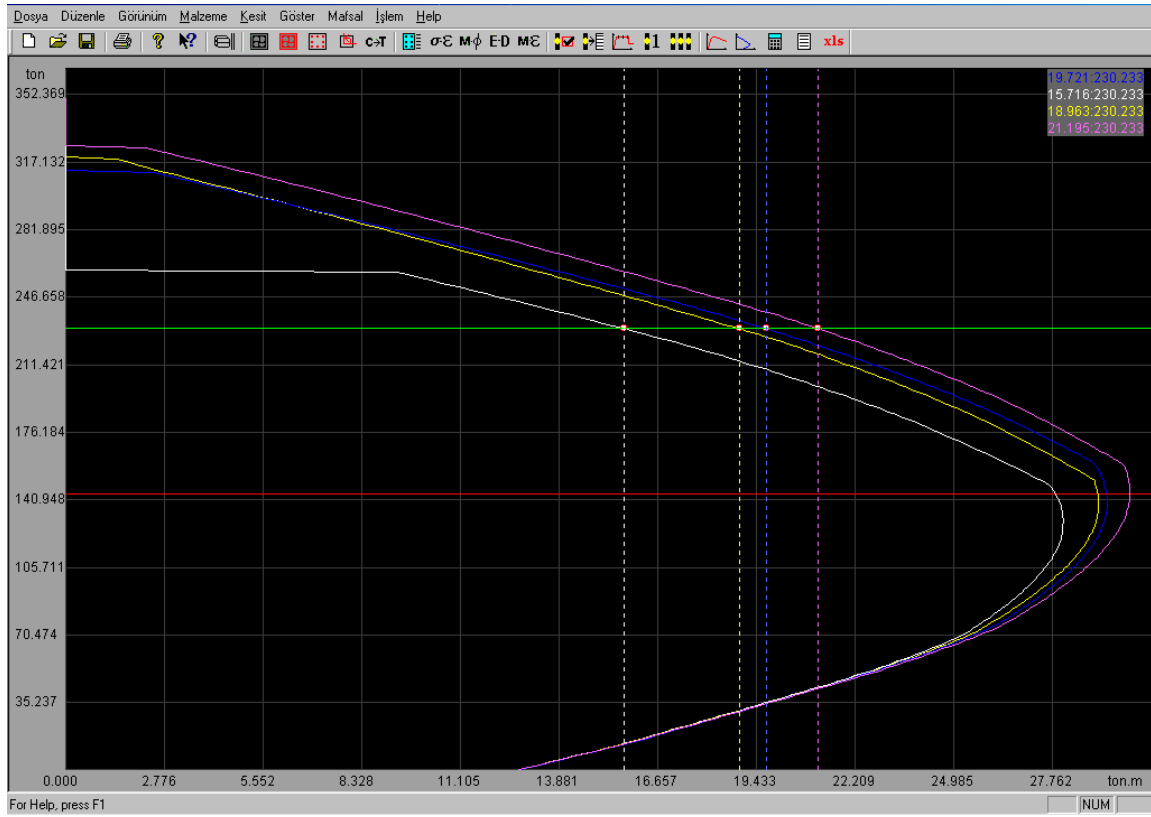
Hesaplanan modeller için beton basınç birim şekil değiştirme (ε<sub>c</sub>), eğrilik, moment değerlerini ve etkileşim diyagramı değerlerinin bir text dosyasına kaydedilmesini sağlar.

#### 4.7.2.2 .xls Kaydet

Hesaplanan modeller için  $\epsilon_c$ , eğrilik, moment değerlerini ve etkileşim diyagramı değerlerinin Excel formatına uygun kaydedilmesini sağlar.

### 4.8 Klavye Komutları

“**T**” : Tüm grafikler üzerinde seçili bulunan noktanın koordinat değerlerinin grafiğin sağ üst köşesinde okunmasını sağlar. Bu tuşa tekrar basıldığında kapatılmış olur. Koordinatları verilen noktalar o an için aktif olan (üzerinde beyaz küçük daire bulunan) noktalardır. Aktif noktalar fare hareketleri ve klavyeden ok tuşları ile değiştirilebilir. **Sol ok** aktif olan nokta numarasını 1 artırır. **Sağ ok** aktif olan nokta numarasını 1 azaltır. **Yukarı ok** aktif olan nokta numarasını 10 artırır. **Aşağı ok** aktif olan nokta numarasını 10 azaltır. Şekil 4.1’de bu komut etkileşim grafiği üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.1. T tuşu aktif halde etkileşim diyagramı

**Fare Sağ Tuş:** Moment-eğrilik, moment-birim şekil değiştirme ve etkileşim diyagramı grafikleri üzerinde farenin sağ tuşuna tıklanırsa çizilen grafiğin maksimum değerlerinin değiştirilebileceği bir diyalog kutusu açılmaktadır. Bu diyalog kutusunda **İlk Değerler** butonuna basıldığında varsayılan değerler tekrar maksimum değerler olarak atanmaktadır (Şekil 4.2).

“**B**”: Moment-eğrilik grafiği üzerinde mafsalları tanımlanmasında kullanılan noktaları doğrular ile birleştirerek moment-dönme değerlerinin hangi değerler kullanılarak hesaplandığını gösterir. Moment-dönme ve moment-eğrilik arasındaki geçişin daha kolay anlaşılmasını sağlar. Bu tuşa tekrar basıldığında çizgiler kaybolur.

“**S**”: B tuşuna basıldığında doğrularla birleştirilen mafsalları tanımlanmasında kullanılan noktaların (dönme:moment) cinsinden koordinatlarını gösterir. Bu tuşa tekrar basıldığında koordinatlar kaybolur.



**Şekil 4.2. Grafik maksimum değerlerinin değiştirilebileceği dialog kutusu**

“**L**”: Moment mafsalı tanımlanmasında C ve E noktası için Plastik Mafsal Ayarları menüsünde girilen limit değerlerin her birinin moment-eğrilik grafiği üzerinde hangi noktalara tekabül ettiğini gösterir. Bu tuşa tekrar basıldığında limit değerleri gösteren noktalar kaybolur.

“**G**”: **L** tuşuna basıldığında limit değerleri gösteren noktaların her birinin hangi kriter ve limit duruma işaret ettiğini belirten bir göstergenin çıkmasını sağlar. Bu tuşa tekrar basıldığında gösterge kaybolur.

“**Y**”: **Y** tuşuna basıldığında TDY-2007'ye göre belirlenen HK, CG, GÖ noktaları moment-eğrilik grafiği üzerinde görülebilir. Bu tuşa tekrar basıldığında noktalar kaybolur.

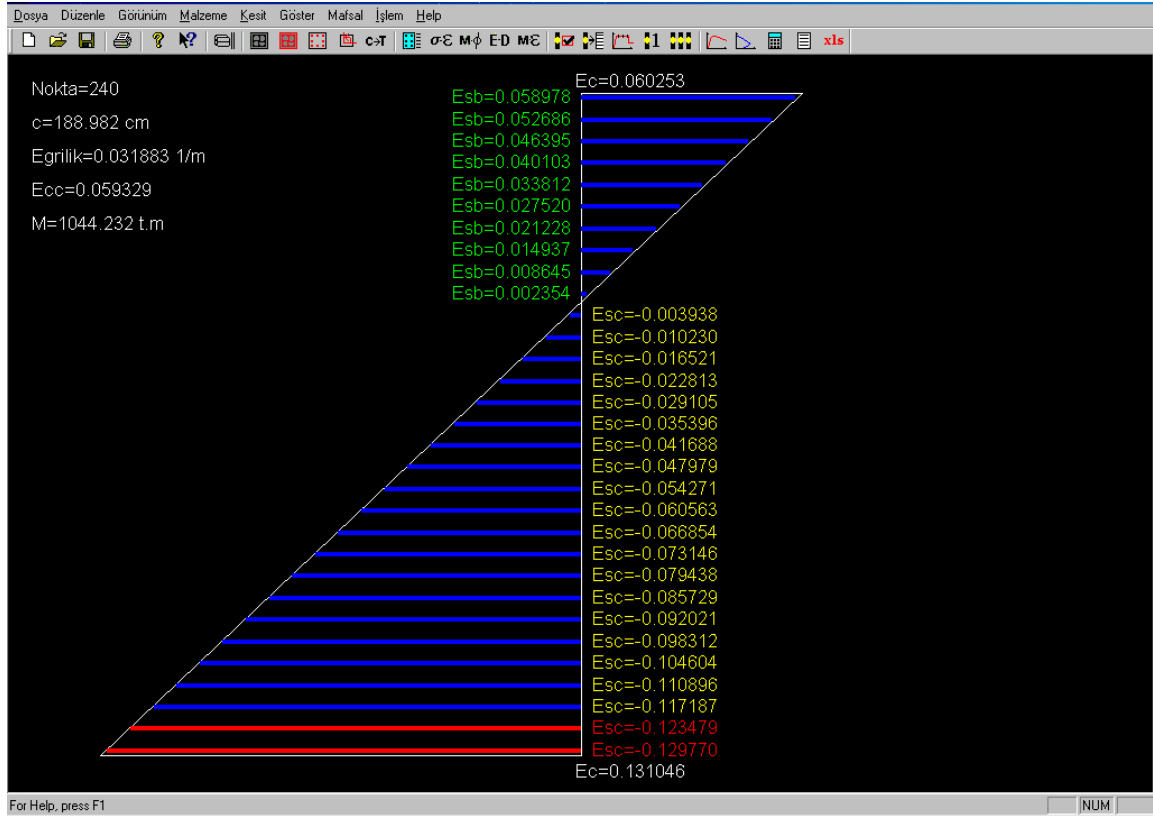
Şekil 4.3 “**B**”, “**S**”, “**L**”, “**G**” ve “**Y**” tuşlarının kullanımını aktif moment-eğrilik grafiği üzerinde göstermektedir.

“**D**”: Bu tuşa basıldığında grafiklerin çizilmesinde kullanılan tüm noktalarda kesit birim şekil değiştirme diyagramı görülebilir. Bu diyagramın sol tarafında o an deformasyon diyagramı görülen noktanın numarası, tarafsız eksen derinliği, eğrilik değeri, çekirdek en üst beton lifinde basınç birim deformasyonu, moment değeri yer almaktadır.

Diyagram üzerinde her bir donatının deformasyon değeri görülebilir. Deformasyon değeri sarı ile gösterilen donatılar çekme, yeşil ile gösterilen donatılar basınç gerilmesi altındadır. Kırmızı renk ile gösterilen donatılar o noktada kopmuş durumdadır ve yük taşımazlar. Gri renkli donatı çubukları henüz akmamış, mavi olan donatı çubukları akmış durumdadır (Şekil 4.4).



Şekil 4.3. B, S, L, G, Y tuşları aktif moment-eğrilik grafiği



Şekil 4.4. D tuşuna basıldığında görülebilen kesit deformasyon diyagramı

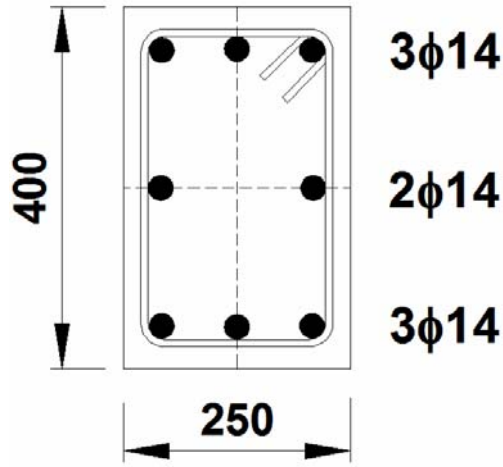
## 5. Örnek Uygulamalar

Bu bölümde yazılımın kullanımı ile ilgili örnekler sunulmaktadır. Verilen örneklerin her birine ait SEMAp programı dosyaları "Ornekk.sem" şeklinde yazılımın kurulum dosyalarıyla birlikte verilmiştir. Örnekte beton basınç dayanımı 20 MPa, donatı (boyuna ve enine) akma dayanımları 420 MPa ve nihai dayanımları da 500 MPa değerleri malzeme özellikleri olarak kullanılmıştır.

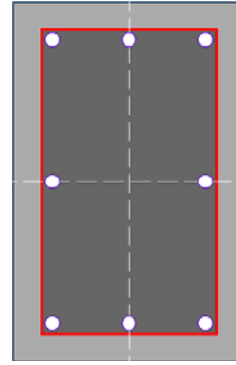
### 5.1 Kesit Tanımlamaları

#### 5.1.1 Örnek 1

Şekil 5.1'de gösterilen kesiti programa girelim.



Şekil 5.1. Örnek 1 için kesit



Şekil 5.2. Örnek kesitin programda görünüşü

Enine kesit donatısı  $\phi 10/150$  mm, paspayı 25 mm ve aksenal yük 300 kN olsun. Kesitteki tüm enine donatılar asal eksenler doğrultusunda olduğu için Hızlı Kesit Gir menüsünden kesit bilgileri girilebilir. Bu kesit için kN ve m cinsinden kesit bilgilerini girelim. Kesit genişliği 0.25 m olduğundan  $b=0.25$ , yükseklik 0.40 m olduğundan  $h=0.40$ , Pas Payı=0.025, aksenal yük 300 kN olduğundan  $N=300$ , Donatı Çapı=10, Etriye Aralığı=0.15 dir.

$b$  yönünde ve  $h$  yönünde ikişer etriye uzandığından  $b$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı=2 ve  $h$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı=2 dir. Başlık bölgelerinden her birinde üçer  $\phi 14$  ve gövdedeki donatı sıra sayısı da bir sıra  $\phi 14$  olduğundan başlık donatı Çapı=14, adet=3 gövde donatı Çapı=14, gövde sıra sayısı=1 olarak girilmelidir. Sonuçta SEMAp programında kesit Şekil 5.2'deki gibi görülecek olan kesitin Hızlı Kesit Gir diyalog kutusu da Şekil 5.3'te verilmiştir.

**Hızlı Kesit Gir**

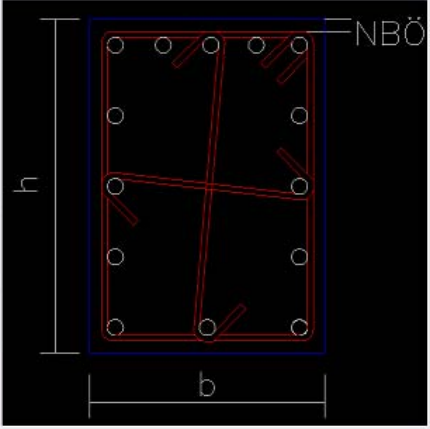
Kesit Bilgileri  
 $b = 0.25$   $h = 0.4$   $NBÖ = 0.025$   $N = 300$

Yanal Donatı Bilgileri  
 Donatı Çapı = 10 mm  $b$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı = 2  
 Etriye Aralığı = 0.15  $h$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı = 2

Başlık Boyuna Donatı Bilgileri  
 Çap = 14 mm Başlık Donatısı Adet = 3

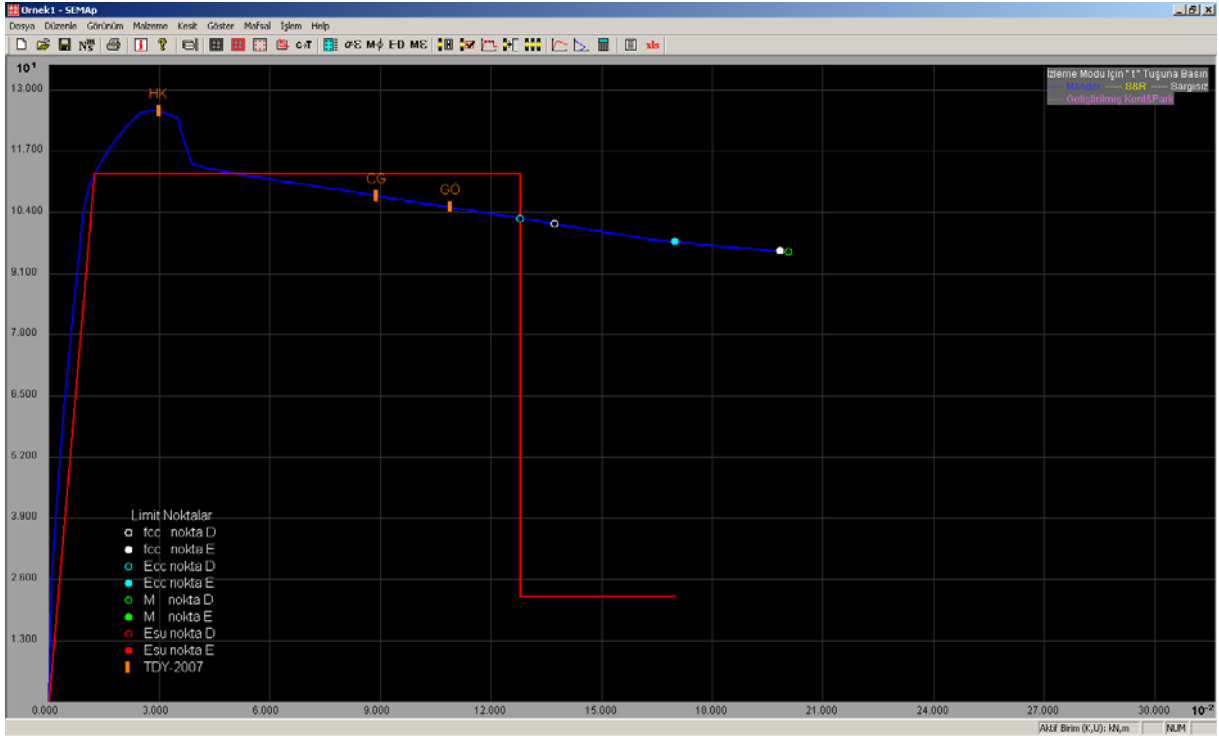
Gövde Boyuna Donatı Bilgileri  
 Çap = 14 mm Gövde Donatı Sıra Sayısı = 1

Tamam İptal



Şekil 5.3. Örnek kesit verilerinin girilmesi

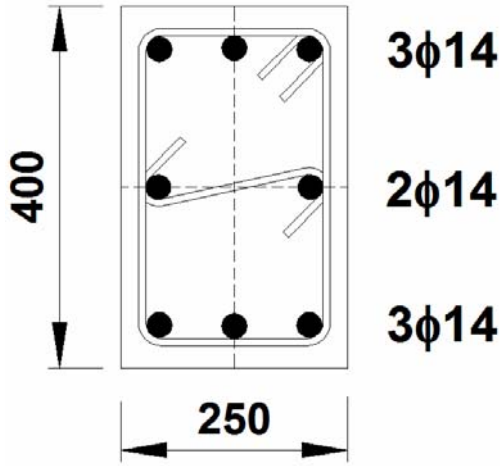
Daha sonra "Moment-Eğrilik Hesapla" komutu ile girilen kesit için moment-eğrilik grafiği hesaplanıp, görüntülenebilir. Bu grafik açık iken "B", "L", "G", "Y" tuşlarına basıldığında Şekil 5.4'te verildiği gibi kesit moment-eğrilik grafiği üzerinde kesit deformasyon sınırları, DY-2007 hasar sınırları ve idealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkisi görülebilir.



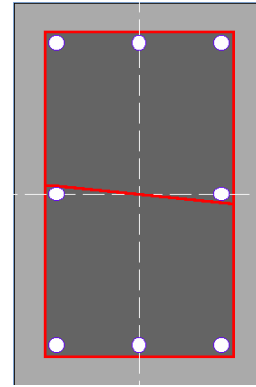
Şekil 5.4. Örnek 1 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri

### 5.1.2 Örnek 2

Örnek 1'de verilen kesit ve boyuna donatı özellikleri aynı olup, kesit gövde donatıları bir  $\phi 10$  kanca ile birleştirilmiş olsun (Şekil 5.5):

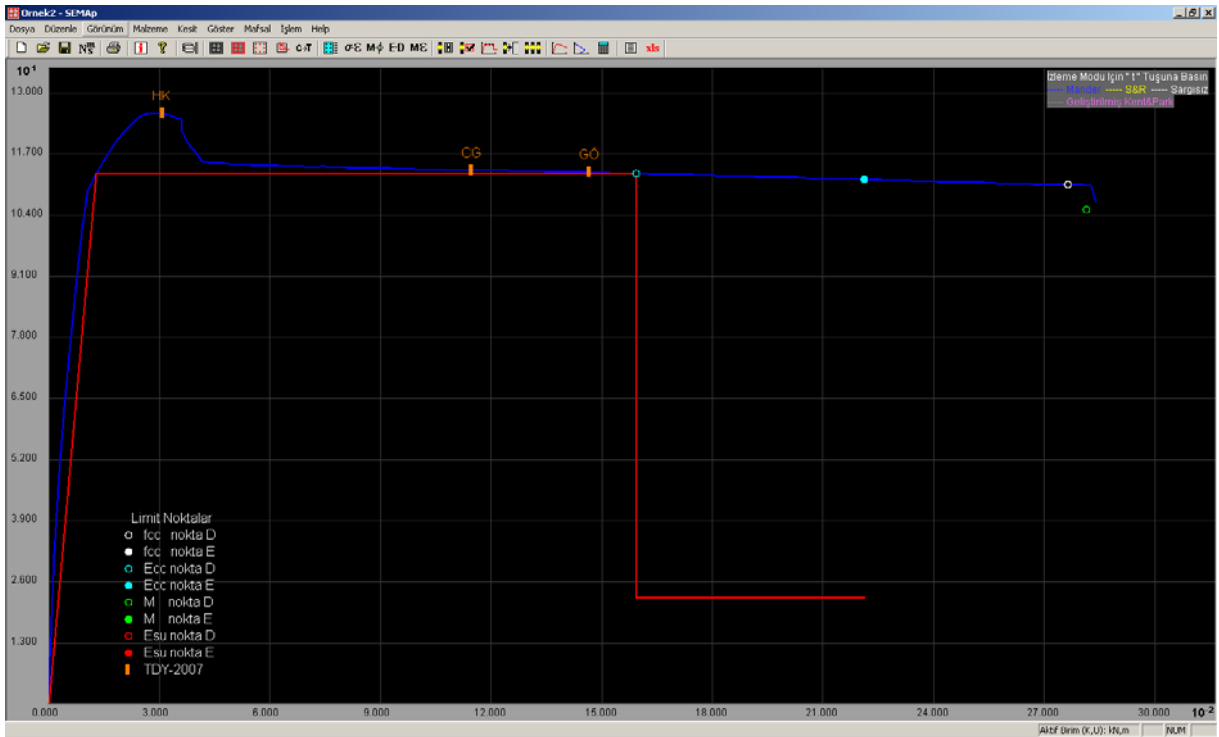


Şekil 5.5. Örnek 2 için kesit



Şekil 5.6. Örnek 2 kesitin programda görünüşü

Bu durumda yalnız  $b$  yönü doğrultusunda bir yanıl donatı daha eklenmiş olacağından yanıl donatı bilgileri kısmında  $b$  ye *Paralele Yanıl Donatı Sayısı* =3 olarak değiştirilmesi yeterli olacaktır (Şekil 5.6). Şekil 5.7'de kesit moment-eğrilik grafiği üzerinde kesit deformasyon sınırları, DY-2007 hasar sınırları ve idealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkisi verilmiştir. Yanıl donatısını artmasıyla kesit dayanımında belirgin bir artış olmamış fakat kesit süneklüğünde artış gözlenmiştir.

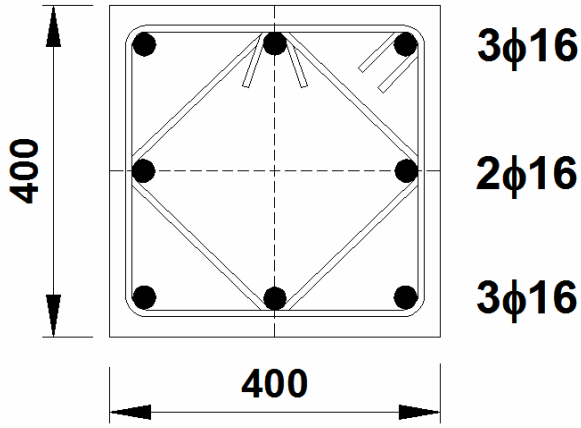


Şekil 4.7. Örnek 2 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri

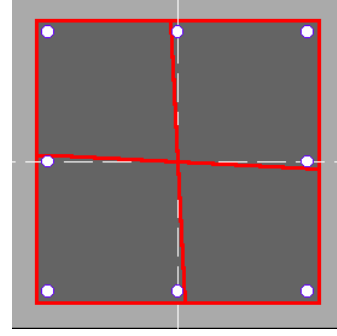
### 5.1.3 Örnek 3

Örnek 1'de verilen kesitin enine donatı yerleşimini değiştirelim ve enine donatı doğrultuları asal eksenlerle paralel olmayan bir kesit girelim (Şekil 5.8).





Şekil 5.8. Örnek 3 için kesit



Şekil 5.9. Örnek 3 kesitin programda görünüşü

Hızlı kesit gir menüsünde bulunan  $b$  ve  $h$  doğrultularına paralel donatı sayısı 3 değişik bilginin hesaplanmasında kullanılmaktadır:  $b$  ve  $h$  yönünde tutulan donatılar arasında bulunan mesafe,  $b$  ve  $h$  yönünde bulunan toplam enine donatı alanı ve etriye adımları arasında bulunan toplam donatı uzunluğu. **Hızlı Kesit Gir** menüsünden girilen kesit Şekil 5.9'da gösterilmiştir.

Bu kesit için önce **Hızlı Kesit Gir** menüsüne kN ve m birimleri kullanılarak aşağıdaki bilgilerin girilmesiyle tanımlama işlemine başlanabilir (Şekil 5.10).

Şekil 5.10. Örnek 3 kesit verilerinin girilmesi

Bu durumda programa Şekil 5.8'deki kesit girilmiş olmaktadır. Fakat bu iki kesit arasındaki tek fark  $b$  ve  $h$  yönünde yanıl donatı alanı ve toplam etriye uzunluğu bilgileridir. Bu bilgiler de **Kesit Özellikleri** menüsünden düzeltilirse her ne kadar görüntü olarak aynı görünmese de istenilen kesit programa girilmiş olacaktır. Bu kesitte  $b$  ve  $h$  yönünde de iki adet düz, iki adette eksenlerle 45 derece açılı yapan  $\phi 10$  luk enine donatı mevcuttur. Öyleyse her bir yön de enine donatı kesit alanı ( $\phi 10$  donatı çapı 10 mm):

$$TAoSin = 2 \times 0.005^2 \times \pi + 2 \times 0.005^2 \times \pi \times \sin 45$$

Bu durumda  $TAox Sin$  ve  $TAoy Sin$  değeri  $0.000268 \text{ m}^2$  olacaktır. Toplam etriye uzunluğu :

$$Top.EtriyeBoyu = 4 \times (0.4 - 0.05) + 4 \times \sqrt{0.175^2 + 0.175^2}$$

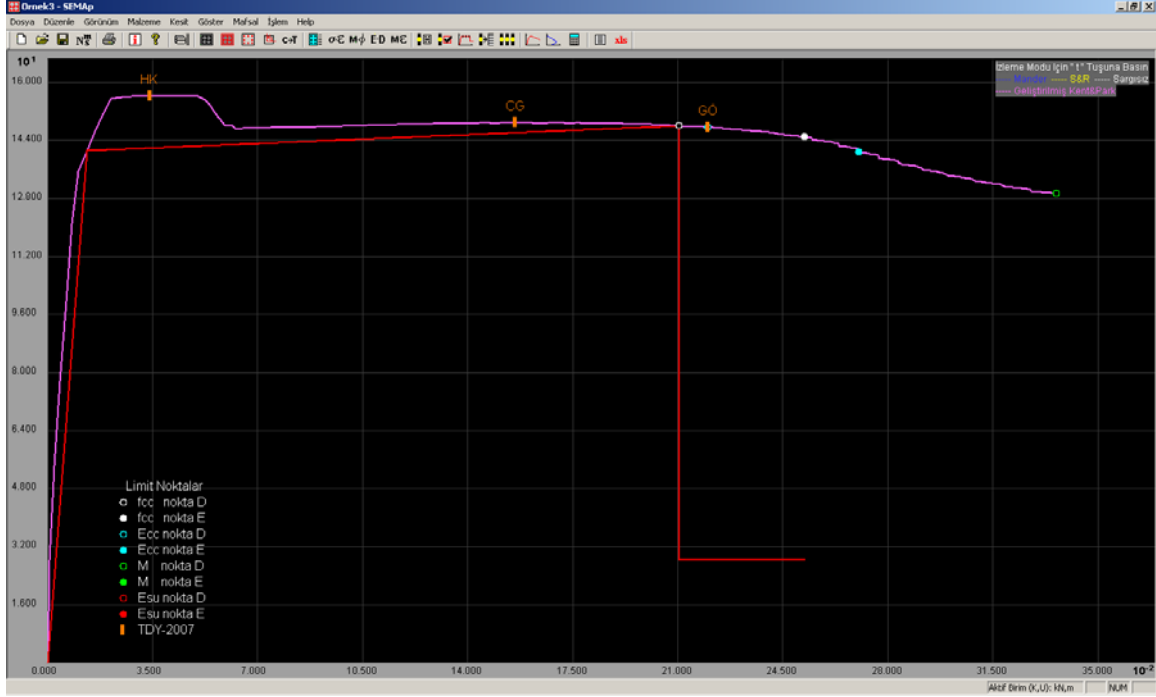
bu durumda *Top. Etriye Boyu* 2.39 m olmaktadır.

**Şekil 5.11. Örnek 3 kesit verilerinin girilmesi (sağda görülen kesit genel bir kesit olup örneğe ait değildir, birimler kN.m)**

Bu değerler kesit bilgilerinin daha detaylı olarak girilebildiği “Kesit Özellikleri” diyalog kutusunda yerlerine yazıldığında kesit doğru olarak tanımlanmış olacaktır (Şekil 5.11). **Bu andan itibaren Hızlı Kesit Gir** menüsü açılıp **Tamam** butonu ile kapatılmamalıdır.

Bir çok beton modelinde kesit sünekliği için anahtar parametre olan kesit hacimsel etriye oranı, toplam etriye uzunluğu ile  $A_o$  çarpılarak ve çıkan sonuç etriye aralığı çarpı çekirdek alanına bölünerek bulunmaktadır. Bir kesit için hacimsel etriye oranı,  $b$  ve  $h$  yönünde tutulmuş olan donatılar arası ve  $b$  ve  $h$  yönünde uzanan enine donatıların toplam kesit alanı doğru olarak girildiği sürece kesit görünüşünün bir önemi yoktur. **Bu sebeple program ile her türlü yanal donatıya sahip kesit analiz edilebilir.**

Şekil 5.12’de kesit moment-eğrilik grafiği üzerinde kesit deformasyon sınırları, DY-2007 hasar sınırları ve idealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkisi verilmiştir.

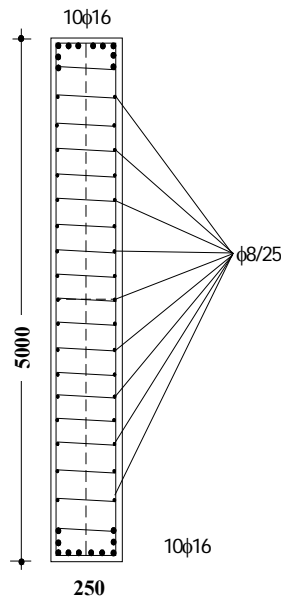


Şekil 5.12. Örnek 3 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri

#### 5.1.4 Örnek 4

Mevcut bir binadan alınan 1975 Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanmış şekilde gösterilen perde kesitini programa girelim (Şekil 5.13). Kesitteki tüm gövde donatıları  $\phi 8$  kancalarla birbirine bağlanmıştır.

Kesitteki enine donatı  $\phi 8/250$  mm, paspayı 25 mm ve eksenel yük 1000 kN'dur. Kesitteki tüm enine donatılar asal eksenler doğrultusunda olduğu için Hızlı Kesit Gir menüsünden tüm kesit bilgileri girilebilir. Bu kesit için ton ve cm cinsinden kesit bilgilerini girelim. Kesit genişliği  $b=0.25$  m olduğundan  $b=0.25$ , yükseklik 5 m olduğundan  $h=5$ , Pas Payı=0.025, eksenel yük 1000 kN olduğundan  $N=1000$ , Donatı Çapı=8, Etriye Aralığı=0.25'dir.



Şekil 5.13. Örnek kesit

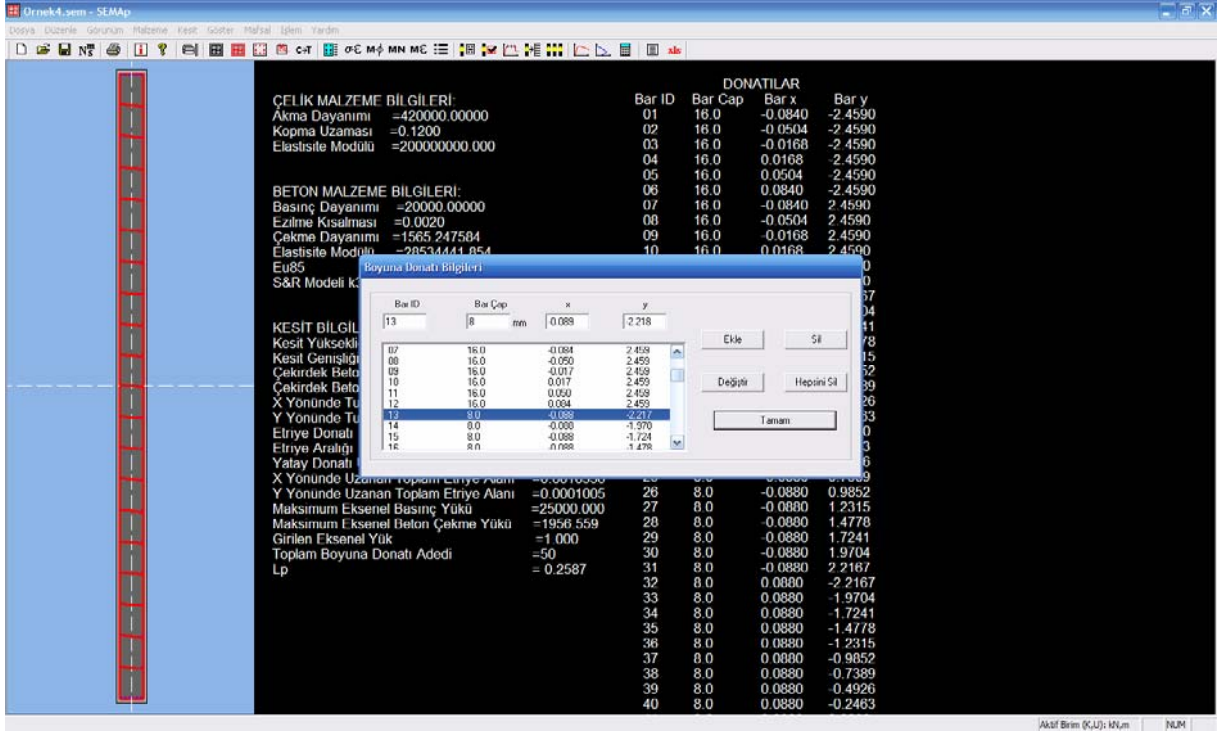
Başlık bölgelerinden her birinde  $10\phi 16$  ve gövdenin her iki yanında  $17\phi 8$  donatı mevcuttur. Fakat verilen kesite bir başlıkta verilen  $10\phi 16$  dan yalnızca 6 adedi en dışta diğerleri daha içerde konumlanmıştır. Bu sebeple “Hızlı Kesit Gir” menüsünden yaklaşık olarak kesit bilgileri girilip “Boyuna Donatı Bilgileri” menüsü ile düzenleme yapılması gereklidir.

Bu sebeple başlık donatısı için en dışta bulunan 6 adedi  $\text{Çap}=16$ , adet=6; olarak girilmelidir. Gövde donatılar için ise her ne kadar 17 sıra  $\phi 8$  donatı olsa da bu donatılar kalan 4 adet  $\phi 16$  başlık donatısından sonra yerleştirilceğinden daha içeri kısımda olacaktır. Bu donatıların sayısı alt ve üst bölge için birer artırılarak girilmeli ve bu fazla girilen donatılar başlık donatı bilgileri ile uyumlu şekilde değiştirilmelidir.

Bu durumda Şekil 5.14'te görüldüğü gibi öncelikle başlık için  $6\phi 16$ , gövde için  $19\phi 8$  donatı girilmelidir. Gövde donatılarının her bir birbirine kancalarla bağlı olduğuna göre 21 adet b ye paralel donatı, 2 adet h ye paralel yanıl donatı olacaktır.

Şekil 5.14. Örnek 4 kesit verilerinin girilmesi

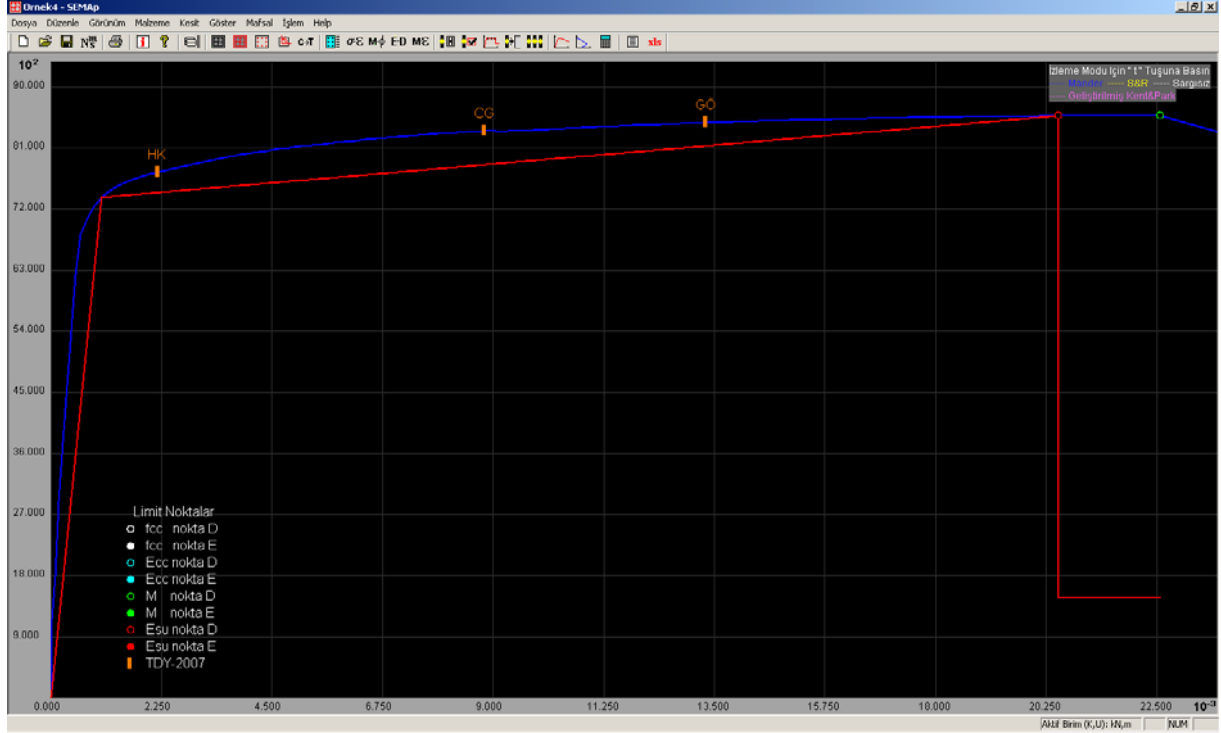
Hızlı kesit menüsünden girilen kesit “Boyuna Donatı Bilgileri” menüsünden başlık ve gövde donatıları bilgileri değiştirilerek kesit girişi işlemi tamalanmış olur (Şekil 5.15). Sonuçta SEMAp programında kesit Şekil 5.16'daki gibi görülecektir. Kesite ait moment-eğrilik grafiği Şekil 5.17'de görülmektedir.



Şekil 5.15. Boyuna donatı bilgilerinin el ile düzenlenmesi



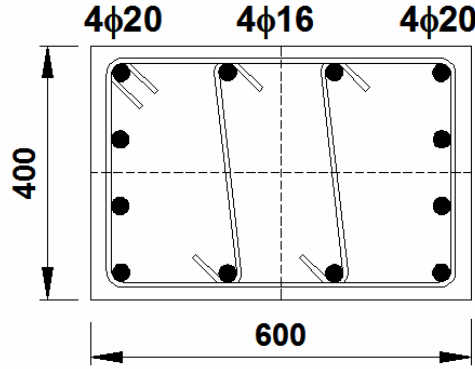
Şekil 5.16. Örnek 4 kesitinin programda görünüşü



Şekil 5.17. Örnek 4 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri

### 5.1.5 Örnek 5

Şekil 5.18'de gösterilen kolon kesitini programa girelim.



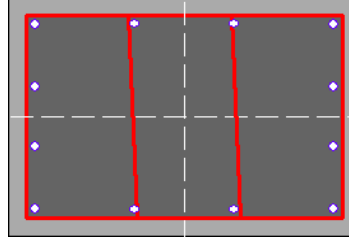
Şekil 5.18. Örnek 5 için kesit

Kesitteki yanal donatı  $\phi 10/150$  Mm, paspayı 25 mm ve eksenel yük 600 kN'dur. Kesitteki tüm etriyeler asal eksenler doğrultusunda olduğu için Hızlı Kesit Gir menüsünden tüm kesit bilgileri girilebilir. Verilen kesit esasen yan döndürülmüş bir kolon kesiti gibi düşünülebilir. Yazılımda başlık donatıları sayfa düzleminde kesitin alt ve üst kısmında bulunan donatılar olarak öngörülmektedir. Bu durumda verilen kesitin 90 derece döndürülmüş halinin yazılıma girilmesi daha sonra "Kesit Döndür" komutu ile istenilen kesitin elde edilmesi daha pratik olacaktır.

Bu sebeple kesitin 90 derece döndürülmüş hali için kN ve m cinsinden kesit bilgilerini girelim. Kesit genişliği 0.40 m olduğunda  $b=0.40$ , yükseklik 0.60 m olduğundan  $h=0.60$ , Pas Payı=0.025, eksenel yük 600 kN olduğundan  $N=600$ , Donatı Çapı=10 (mm), Etriye Aralığı=0.15 dir.  $b$  yönünde 4 ve  $h$  yönünde 2 etriye uzandığından  $b$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı=4 ve  $h$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı=2 dir. Başlık bölgelerinden her birinde 4 $\phi 20$  ve gövdede deiki sıra  $\phi 16$  olduğundan başlık donatı Çapı=20, adet=4; gövde donatı Çapı=16, gövde donatı sıra sayısı=2 olarak girilmelidir (Şekil 5.19).

Şekil 5.19. Örnek 5 kesit verilerinin girilmesi

Böylece verilen kesitin 90 derece döndürülmüş hali girilmiş oldu. İstenilen kesit için "Kesit Döndür" komutuna basılmasıyla kesit tekrar 90 derece döndürülerek kesit bilgileri girme işlemi tamamlanmış olmaktadır (Şekil 5.20).



Şekil 5.20. Örnek 5 kesitinin programda görünüşü

## 5.2 Mafsal Verilerinin Paket Programlarına Aktarılması

SEMAp programının sağladığı en büyük kolaylıklardan biri de hesaplanan mafsal bilgilerinin hızlı ve basit bir biçimde SAP2000 ve ETABS programlarına aktarılmasıdır. Şimdi bu konuyu bir örnek üzerinde anlatmaya çalışalım:

### 5.2.1 Mafsal Verilerinin SAP2000 v8 Programına Aktarılması

Diğer bilgileri girilmiş olan A1 adına sahip üzerinde 20 ton eksenel yük olan bir kesitin mafsal bilgilerini SAP2000 programında bu bilgilerin kullanılacağı dosyaya aktaralım.

Bunun için öncelikle **Mafsal Üret** menüsünde program olarak SAP2000 seçeneğinin işaretli olduğundan emin olduktan sonra, **Eleman Türü** olarak kolon işaretli iken bir kez **Mafsal Üret** butonuna basalım. Böylelikle bu kesitin bir kolon elemana ait olduğu durum için bir mafsal ait bilgileri oluşturmuş olduk. Şimdi aynı menüde **Eleman Türü** nü kiriş olarak işaretleyerek tekrar **Mafsal Üret** butonuna basalım. Bu durumda bir kolon için ve bir kiriş için toplam iki adet mafsal ait bilgileri "C:\Program Files\SEMAp\Sap Mafsal" klasörü altında 4 değişik dosyaya yazdırmış olduk.

Bu bilgileri SAP2000 ne girmek için bir ".s2k" dosyası oluşturulması gerekmektedir. Bunun için bu kullanım kılavuzunun yanında verilen SAP2000.s2k dosyası veya herhangi bir SAP dosyasında File/Export menüsü altından bir .s2k dosyası oluşturularak ve bu dosya bir text editörü (notepad, wordpad) ile açılarak TABLE: "PROGRAM CONTROL" tablosu altından END TABLE DATA sözcüğüne kadar olan kısmı silinerek kullanılabilir. **SAP2000.s2k dosyasında yazılı bulunan versiyon elinizde bulunandan farklı ise bu dosya içindeki kısma elinizdeki versiyonun numarasını yazabilirsiniz.**

Bundan sonra yapılacak işlem Sh1.txt, Sh2.txt, Sh3.txt ve Sh4.txt dosyalarındaki bilgilerin bir text editörü ile açılan s2k dosyası içinde birleştirilmesidir. Sh1.txt dosyası açılır, içindeki tüm bilgiler Ctrl+A tuşları ile seçilerek s2k dosyası içinde TABLE: "PROGRAM CONTROL" tablosu altına yapıştırılır. Bir satır boş bırakılarak Sh2.txt dosyası içindeki tüm bilgiler Ctrl+A tuşları ile seçilerek Sh1.txt den kopyalanan bilgilerin altına yapıştırılır. 4 dosya içinde bu işlem bittikten sonra kullanma kılavuzu ile verilen **example.s2k** dosyasına benzer bir dosya oluşmuş olacaktır. Bu dosya kaydedilerek kapatılır.

SAP2000 programında mafsalsal bilgilerinin eklenmek istendiği dosya açılır. SEMAp programının mafsalsal bilgilerini aktif birimler cinsinden hazırlaması nedeniyle eklenecek verilerin SAP2000 dosyasında daha önce var olan veriler ile aynı birimde olması gereklidir. File/Import/ menüsü altından .s2k seçeneği seçilir. Açılan **Import Tabular Database** diyalogunda **Add to existing model** seçeneği seçilir. **Advanced Options** kısmından gerekli bir ayar varsa yapılır ve OK tuşuna basılır. Çıkan diyalog ile mafsalsal bilgilerini içeren .s2k dosyası seçilir. Program mafsalsal sayısına göre belirli bir süre sonra işlemin tamamlandığını bir diyalog kutusu ile haber verir. Bu diyalog kutusunda **Done** butonuna basıldığında mafsalsal bilgilerinin SAP2000 dosyasına aktarılması tamamlanmış olur. Bu diyalog üzerinde **HINGE PROPS 3 - FORCE-DEFORMATION DATA Table:** satırı karşısında tüm mafsalsal bilgilerinin okunmamış olduğu izlenim veren bir ifade görülebilir fakat program varsayılan (default) değerler ile aynı olan verileri okunmamış gibi adlandırabildiğinden bu durum bir sorun teşkil etmez.

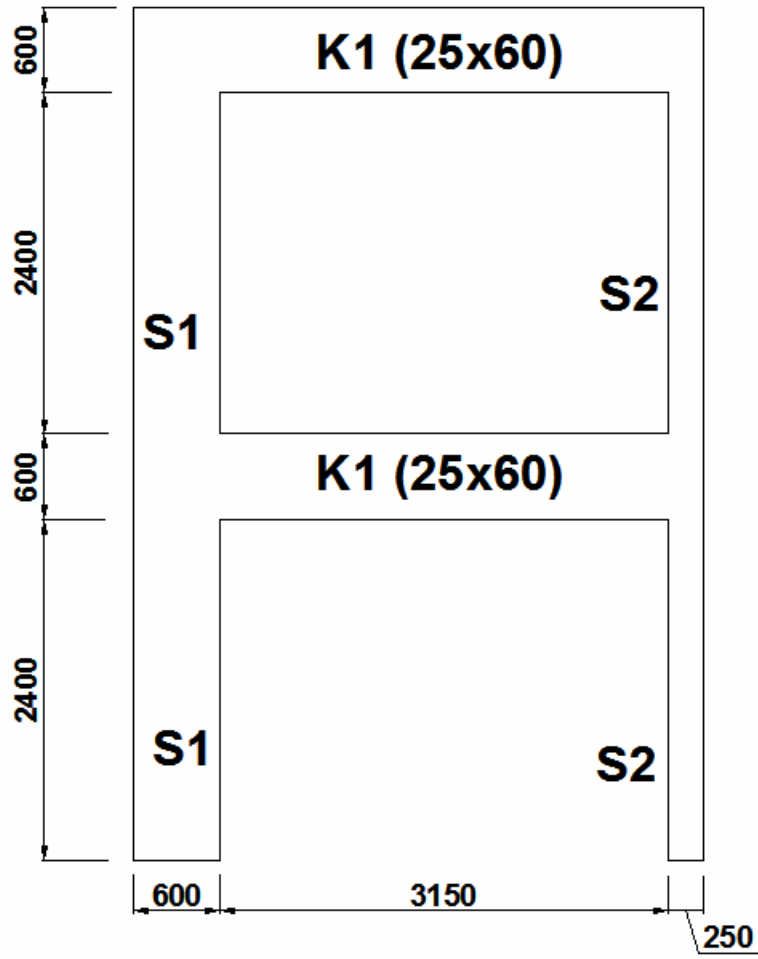
Bu şekilde SAP2000 programına binlerce mafsalsal verisi aktarılması mümkündür. Bazı bilgisayarlarda veri aktarımının sonunda yetersiz bellek gibi birtakım hata mesajları ile SAP2000 programı kapanabilmektedir. Bu sorunun giderilmesi için **Import Tabular Database** diyalogunda **Advanced Options/MESSAGE CONTROL** kısmından tüm hata mesajları kapatılır ve **Never abort because of excessive errors** seçenekleri seçilerek tekrar deneme yapılabilir.

#### **5.2.1.1 Örnek Çerçevenin SAP2000 v8 Programında Tanımlanması**

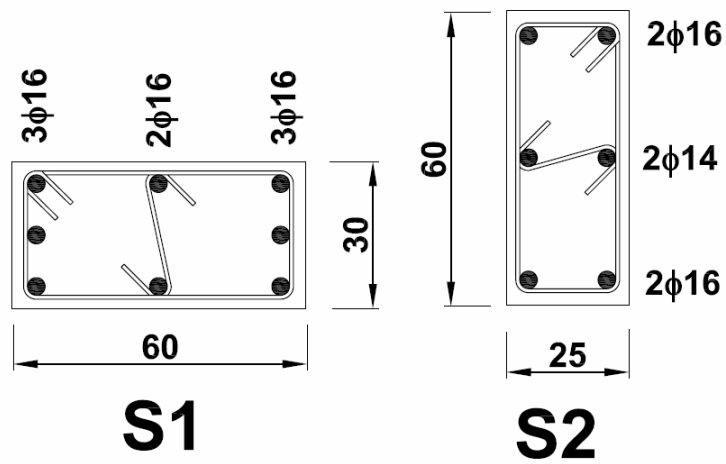
Bu bölümde örnek bir çerçevenin SAP2000 programında geliştirilen yazılım kullanılarak doğrusal ötesi analizinin yapılması anlatılacaktır. Bu işlem sırasında kullanılan dosyalar ve elde edilen SAP2000 dosyası yazılımla birlikte "OrnekCerçeve" klasörü içinde verilmiştir. Ayrıca bu klasör yazılım bilgisayara kurulduğunda yazılımın ana klasörü içinde de yer almaktadır.

Kullanılacak olan Örnek Çerçeve Şekil5.21'de, bu çerçeveye ait S1, S2 kolonları ve K1 kirişi Şekil 5.22 ve Şekil 5.23'te verilmiştir. BS20 beton ve S220 çelik mazmeden inşa edilmiş olan iki katlı çerçevenin her iki katında da S1, S2 kolonları ve K1 kirişi kesit ve donatıları değiştirilmeden yer almaktadır.

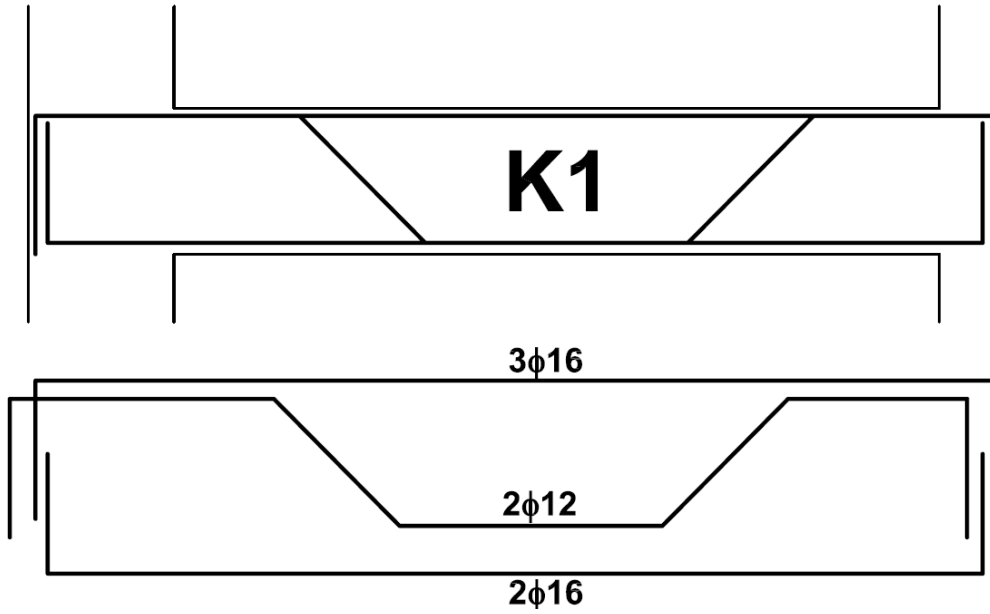




Şekil 5.21. Örnek çerçeve



Şekil 5.22. Örnek çerçeve kolonları



**Şekil 5.23. Örnek çerçeve kirişi**

Çerçeve kirişleri üzerinde düşey yük olarak 2 t/m yayılı yük olduğu varsayılmıştır. Düşey yük kombinasyonu bu yayılı yük ve eleman öz yüklerinden kaynaklanmaktadır.

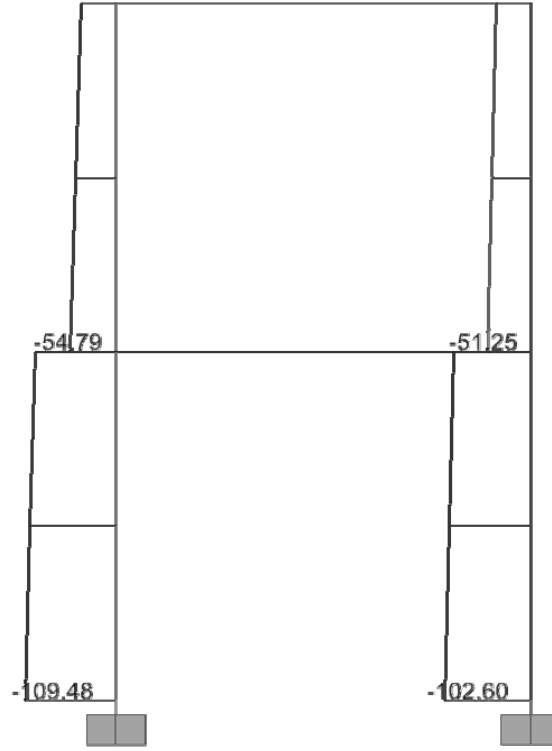
Öncelikle örnek çerçeve malzeme, geometri ve eleman özellikleri ile SAP2000 programına girilir. Kolon kesit boyutlarının tanımlanmasında SAP2000 programı ve SEMAp programında aynı x ve y koordinatlarının kullanılması gerekmektedir. SAP2000 programı da, SEMAp programı da ekran düzlemine göre düşey eksene y, yatay eksene x olarak kabul ettiğinden bir kolon eleman SAP2000 programında xy (plan) görünümünde nasıl görünüyorsa (uzun-kısa boyut yerleşimi) SEMAp programında aynı kesit görünümüne sahip olmalıdır.

Geometri ve malzeme özelliklerinin tanımlanmasından sonra kiriş elemanlar için mafsalları SEMAp programında tanımlanabilir. Fakat kolon elemanların (Kolon M2M3) mafsalları için kolon üzerindeki aksel yükün bilinmesi gereklidir. Kolon aksel yüklerinin belirlenmesi ve İtme Analizinin ilk adımından önce üzerindeki düşey yüklerin çerçeveye uygulanabilmesi için düşey yüklerden oluşan bir yükleme oluşturulmalıdır. Verilen ÖrnekCerceve.sdb dosyasında bunun için "DUSEY" adlı yükleme durumu (Load Case) tanımlanmıştır.

SAP2000'de Define\Analysis Cases altından yük olarak sadece DUSEY'in yer aldığı bir doğrusal olmayan analiz durumu (Analysis Case) oluşturulur. Verilen ÖrnekCerceve.sdb dosyasında bunun için PDUSEY analiz durumu kullanılmıştır. PDUSEY analiz durumu için çerçeve analiz edilerek her bir kolonda bulunan aksel yük belirlenir. Kolon aksel yük değerleri Şekil 5.24'te verilmiştir.

Bu aksel yük değerlerinin yapıya uygulanan İtme Analizi sırasında yeterince az değiştiği varsayılarak Kolon M2M3 mafsalları için hesaplanmasında bu değerler kullanılacaktır. Aksel yük değişimi nedeniyle kolon moment kapasitesindeki değişim dikkate alınmak istenirse kolonlar için Kolon PMM mafsalları kullanılabilir. Ancak bu tür mafsalları kullanımı büyük modellerde daha karmaşık hesaplamalar nedeniyle yakınsama problemlerine yol açabilmektedir. Burada anlatılan Örnek çerçeve için Kolon M2M3 mafsalları kullanılmıştır.

Kolon aksel yükleri belirlendikten sonra mafsalların tanımlanmasına geçilebilir. Birer adet eleman uçlarında ve bir adet de eleman orta bölgesinde olmak üzere her bir kolon ve kiriş eleman üzerinde 3 adet mafsalları tanımlanmalıdır. Kolonun donatısı devamlı olduğu için iki ucunda yer alan mafsallar aynı özellikte olacaktır. Fakat orta bölgede yer alan mafsalları aynı boyuna donatıya sahip olmakla birlikte sargı bölgesi dışında olacağı için etriye aralığı farklı olabilir. Bu bölgede tanımlanacak olan mafsalları özellikle kesme dayanımı açısından önemlidir. Kolon boyunca sabit kesme talebine karşın orta bölgede azalan etriye sebebiyle kesme dayanımı düşmektedir. Kiriş elemanlar için ise her 3 bölgede de farklı boyuna donatı ve yanal donatı bulunması mümkündür.



**Şekil 5.24. Örnek çerçeve kolon aksenal yük değerleri (kN)**

Örnek çerçevede kolon ve kiriş elemanlar için sıklaştırma bölgesinde  $\phi 8/10$  cm orta bölgede de  $\phi 8/20$  cm yanıl donatı bulunduğu kabul edilmiştir. Çerçeve doğrusal ötesi modelinin hazırlanması için her bir elemana ait bilgiler SEMAp programına girilmelidir.

Önce ilk kat S1 kolonu ile başlayalım. S1 kolonu malzeme ve sargı bölgesi donatı bilgileri girildikten sonra kesit adı "S1u" (u: uç bölge) ve aksenal yük değeri 26.61 (ton) olarak kaydedilir. Daha sonra yanıl donatı aralığı 20 cm olarak değıştirip aynı bilgiler *Kesit Adı* "S1o" (o: orta bölge) olarak değıştirerek farklı bir isimle kaydedilir. Tüm kolonlar için bu işlem tekrarlanarak 4 farklı kolon için 8 adet dosya elde edilmiş olur. Örnek çerçeve için her katta eleman isimlerinin önüne kat numarası "S101", "S201" sonuna da uç veya orta bölge için "u", "o" getirilerek SEMAp dosyaları isimlendirilmiştir. Dosya isminin SAP2000'de mafsıl isimlendirmesi ile ilgili olmadığına dikkat ediniz. SAP2000 mafsıl isimleri kolonlar için *Kesit Adı*'nın sonuna ton cinsinden aksenal yük, kirişler için ise  $\text{cm}^2$  cinsinden alt ve üst boyuna donatı getirilerek yapılmaktadır.

K1 kirişini için ise aksenal yük farklılığı olmadığından her iki kat içinde aynı mafsıl bilgileri yeterlidir. Mafsılların kiriş üzerindeki konumları için ise sağ uç için "r", sol uç için "l" ve orta bölge için "m" eki kesit adı sonuna eklenmiştir. Aynı kolonlarda olduğu gibi malzeme ve geometri özellikleri mafsılın konumuna göre girilerek ve kesit adı uygun şekilde belirtilerek mafsıl bölgelerinin her biri için farklı bir dosya kaydedilir. Şimdi elimizde mafsıl bilgilerinin hazırlanması için 11 adet kesite ait bilgileri içeren SEMAp dosyaları bulunmaktadır. Belirtilen tüm kolon ve kirişlere ait SEMAp programı dosyaları ekte verilmiştir. Anlaşılmayan hususlar için bu dosyalar incelenebilir.

Şimdi mafsıl bilgilerinin hesaplanarak bir .txt dosyasına aktarılması gerekmektedir. Bunun için elde edilen her bir dosya SEMAp programı ile açılarak her birinde aynı birimlerin kullanıldığından emin olduktan sonra (örneklerde ton, m) Mafsıl\Mafsıl Üret komutuna basılır. Bu komuta basıldığında mafsıl bilgilerinin üretileceği program SAP2000 olarak seçili ise *C:\Program Files\SEMAp\Sap Mafsıl* klasörü altına "Sh1.txt-Sh4.txt" dosyalarına mafsıl bilgileri yazılır. Esasen bu işlem her bir mafsıl bilgisi girildikten sonra Mafsıl\Mafsıl Üret komutuna basılarak SEMAp dosyası kaydedilmeksizin de yapılabilir. Fakat olası hataların önüne geçmek ve örnek anlatımının daha derli toplu olması için burada bu şekilde anlatılmıştır. Tecrübeli kullanıcılar istedikleri takdirde SEMAp dosyasını kaydetmeksizin de mafsıl tanımlama işlemini gerçekleştirebilirler. Tüm 11 SEMAp dosyası için de bu

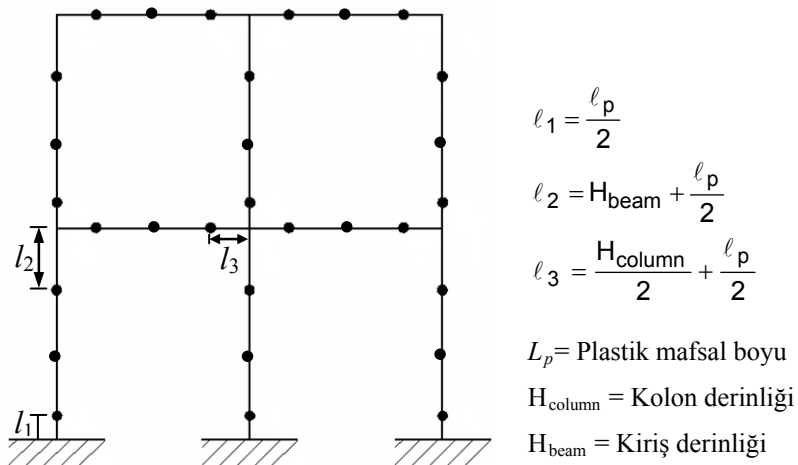
işlem tamamlandığında mafsa bilgileri hesaplanarak 4 adet .txt dosyasına atılmış olur. Bu 4 adet dosya da ekte verilmiştir.

Bu bilgileri SAP2000 ne girmek için bir ".s2k" dosyası oluşturulması gerekmektedir. Bunun için bu kullanım kılavuzunun yanında verilen SAP2000.s2k dosyası veya herhangi bir SAP dosyasında File/Export menüsü altından bir. s2k dosyası oluşturularak ve bu dosya bir text editörü (notepad, wordpad) ile açılarak TABLE: "PROGRAM CONTROL" tablosu altından END TABLE DATA sözcüğüne kadar olan kısmı silinerek kullanılabilir. **SAP2000.s2k dosyasında yazılı bulunan versiyon elinizde bulunandan farklı ise bu dosya içindeki kısma elinizdeki versiyonun numarasını yazabilirsiniz.**

Bundan sonra yapılacak işlem Sh1.txt, Sh2.txt, Sh3.txt ve Sh4.txt dosyalarındaki bilgilerin bir text editörü ile açılan s2k dosyası içinde birleştirilmesidir. Sh1.txt dosyası açılır, içindeki tüm bilgiler Ctrl+A tuşları ile seçilerek s2k dosyası içinde TABLE: "PROGRAM CONTROL" tablosu altına yapıştırılır. Bir satır boş bırakılarak Sh2.txt dosyası içindeki tüm bilgiler Ctrl+A tuşları ile seçilerek Sh1.txt den kopyalanan bilgilerin altına yapıştırılır. 4 dosya içinde bu işlem bittikten sonra ekte verilen OrnekCerçeveMafsal.s2k dosyası oluşmuş olacaktır. **Bu dosyada "CurrUnits" kısmında yazan birimler ile mafsal bilgileri oluşturulurken SEMAp programında kullanılan birimlerin aynı olmasına dikkat edilmelidir.**

Şimdi hazırlanan dosyadaki verilerin SAP2000 programına aktarılması gereklidir. Bunun için SAP2000 programında verilerin aktarılacağı dosya açıkken File/Import/ menüsü altından .s2k seçeneği seçilir. Açılan **Import Tabular Database** diyalogunda **Add to existing model** seçeneği seçilir. **Advanced Options** kısmından gerekli bir ayar varsa yapılır ve OK tuşuna basılır. Çıkan diyalog ile mafsal bilgilerini içeren .s2k dosyası seçilir. Program mafsal sayısına göre belirli bir süre sonra işlemin tamamlandığını bir diyalog kutusu ile haber verir. Bu diyalog kutusunda **Done** butonuna basıldığında mafsal bilgilerinin SAP2000 dosyasına aktarılması tamamlanmış olur. Bu diyalog üzerinde **HINGE PROPS 3 - FORCE-DEFORMATION DATA Table:** satırı karşısında tüm mafsal bilgilerinin okunmamış olduğu izlenim veren bir ifade görülebilir fakat program varsayılan (default) değerler ile aynı olan verileri okunmamış gibi adlandırabildiğinden bu durum bir sorun teşkil etmez.

Bu işlemten sonra girilen mafsal bilgileri SAP2000 programında Define/Hinge Properties menüsü altından görülebilir. Girilen bu mafsallar çerçeve modelinde uygun yerlerine atanmalıdır. Genel olarak kural her bir mafsalın plastik mafsal bölgesinin orta noktasına atanmasıdır. Bu sebeple uç mafsalları temelden veya elemana dik gelen diğer eleman yüzünden, plastik mafsal boyunun yarısı kadar uzağına atanmalıdır. Orta bölge mafsalları ise elamanın orta noktasına atanabilir (kesişen eleman yüzlerinden belirlenen orta nokta). Mafsalların atanacağı konumlar Şekil 5.25'te verilmiştir.

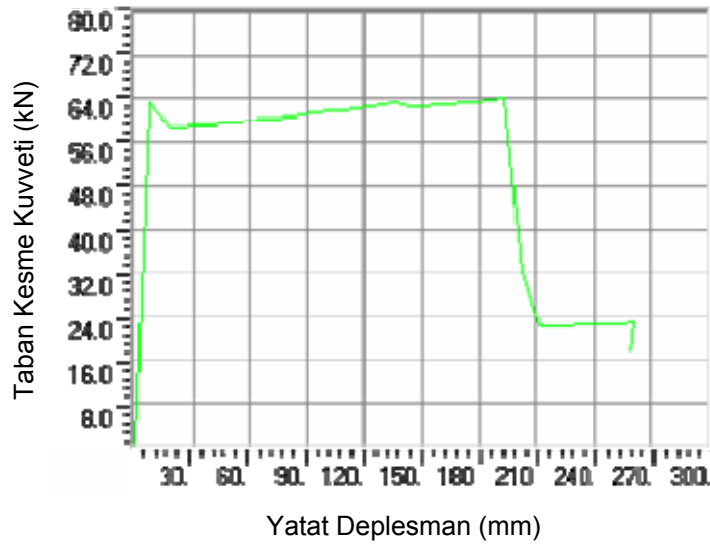


**Şekil 5.25. Plastik mafsalların atanması**

Mafsal atama işleminin yapılmış olduğu OrnekCerçeve.sdb dosyası ekte verilmiştir. İtme analizinin yapılabilmesi için SAP2000'de doğrusal olmayan analiz durumu tanımlanmalıdır. Bunun için öncelikle Define/Load Case menüsü açılarak itme analizi yük desenini tanımlanacağı bir yük durumu

tanımlanmalıdır. Örnekte bunun için PX adlı yük durumu tanımlanmıştır. Yük deseni olarak 1.Kat seviyesinde 1, 2.Kat seviyesinde 2 değeri (ters üçgen yükleme) seçilmiştir. Yüklerin mutlak değeri değil birbirlerine oranının önemli olduğuna dikkat ediniz. 1.kat seviyesinde seçilen bir noktaya PX yükleme durumu için X yönünde 1 değeri, 2.kat seviyesinde seçilen bir noktada 2 değeri girilir (rijit diyafram nedeniyle kat seviyesinde hangi nokta olduğu önemli değildir.). 3 boyutlu analizde yüklerin ağırlık merkezine girilmesi gerektiğine dikkat ediniz.

Daha sonra Define\Analysis Case menüsü altından bir doğrusal olmayan statik analiz durumu tanımlanır. Örnekte bu durumun adı PUSHX olarak verilmiştir. Bu durum için yükleme olarak PX yük durumu, başlangıç durumu olarak düşey yüklerin etkilmesi için daha önce tanımlanmış olan PDUSEY seçilir. Diğer ayarlar yapılarak menü kapatılır. Detaylar için ekte verilen ÖrnekCerçeve.sdb dosyasına bakılabilir. Bu işlemler sonucunda şekilde verilen çerçeve için aşağıdaki kapasite diyagramı elde edilmiştir (Şekil 5.26).



Şekil 5.26. Örnek çerçeve kapasite diyagramı (ton, mm)

Örnek çerçeve için anlatılan tüm işlem basamaklarında kullanılan dosyalar ve en sını elde edilen SAP2000 dosyası yazılımla birlikte "ÖrnekCerçeve" klasörü içinde verilmiştir. Ayrıca bu klasör yazılım bilgisayara kurulduğunda yazılımın ana klasörü içinde de yer almaktadır. Ayrıntılar için bu dosyalardan faydalanılabilir.

### 5.2.2 Mafsal Verilerinin ETABS Programına Aktarılması

Şimdi aynı mafsal bilgilerini ETABS programına aktarmaya çalışalım. Bunun için öncelikle **Mafsal Üret** menüsünde program olarak ETABS seçeneğinin işaretli olduğundan emin olduktan sonra, **Eleman Türü** olarak kolon işaretli iken bir kez **Mafsal Üret** butonuna basalım. Böylelikle bu kesitin bir kolon elemana ait olduğu durum için bir mafsal ait bilgileri oluşturmuş olduk. Şayet mafsal bilgilerinin yazılacağı dosyayı seçmemiş isek bu dosyanın seçilmesi için bir menü açılacaktır. Şimdi aynı menüde **Eleman Türü** nü giriş olarak işaretleyerek tekrar **Tek Mafsal Üret** butonuna basalım. Kullanım kılavuzu ile birlikte verilmiş olan ETABS.txt dosyasına benzer bir dosya elde edilmiş olmalıdır.

ETABS programında SAP2000 de olduğu gibi mevcut modele veri eklenmesi mümkün değildir. (ETABS 8.11 ve öncesi) Bu sebeple mafsal bilgilerinin aktarılacağı ETABS dosyasının tamamı önce File/Export/Save Model as ETABS8.e2k Text File ile bir .e2k dosyası olarak kaydedilir. **Bu işlem den önce birimlerin SEMAp programında aktif olan birimler cinsinden olduğundan emin olunmalıdır.** Bu dosyanın içinde rasgele verilerden de oluşmuş olsa en az bir kullanıcı tanımlı mafsal yer almalıdır. Böylelikle yeni oluşturulan .e2k dosyası içinde mafsal bilgilerinin yer alacağı bir tablo bulunacaktır.

SEMAp programı ile mafsalsal bilgilerinin yazılmış olduğu dosya notepad ile açılır. Ctrl+A tuşları ile dosya içindeki tüm bilgiler seçilerek kopyalanır. Daha sonra ETABS ile oluşturulan .e2k dosyası bir text editörü (notepad, wordpad) ile açılır ve **\$ FRAME HINGE PROPERTIES** ibaresi bulunur. Bu başlık altına mafsalsal bilgileri yapıştırılır, dosya kaydedilerek kapatılır.

ETABS programından **File/Import/ETABS .e2k Text File** seçilir. Açılan menüden yeni hazırlanmış olan .e2k dosyası seçilir. Dosya büyüklüğüne göre belirli bir süre sonra program veri alma işlemini tamamlar.

### **5.2.3 Mafsalsal Verilerinin SAP2000 v11 Programına Aktarılması**

Yazılımın ilk olarak hazırlanmaya başladığı zaman diliminde ülkemizde en yaygın kullanılan analiz programı SAP2000 v8'idi. Bu sebeple yazılım bu sürüm dikkate alınarak geliştirilmiştir. Fakat yazılım geliştirilme işleminin sona erdiği şu günlerde SAP2000 v11'de sıklıkla kullanılmaya başlamıştır. SAP2000 v8 ve v11 arasında mafsalsal bilgilerinin yapısı ve dosyalanması işlemlerinde önemli farklılıklar bulunmaktadır ve v8 ve v11 arasında bu konuda uyumluluk bulunmamaktadır. SAP2000'in daha gelişmiş bu sürümüne de veri aktarımı yapılabilmesinin yazılım kullanıcıları için önemli olduğu düşünülerek SEMAp yazılımına bu özellik de kazandırılmıştır.

Her ne kadar veri dosyaları arasında farklar bulunsada v8 ve v11 arasında verilerin tek bir .s2k dosyasında birleştirilmesi ile bu dosyanın SAP2000 programına aktarılması işlemlerinde bir farklılık bulunmamaktadır. Bu sebeple v8 için anlatılan işlem adımları v11 içinde aynı şekilde tekrarlanmalıdır.

## 6. Sonuç

Coğrafi konumu ve sahip olduğu yapı stoğu gereği oldukça ciddi deprem tehdidi altında olan ülkemizde deprem zararlarının en aza indirilmesi önemli bir önceliktir. 2007 yılında yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e eklenen Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi bölümü ile mevcut binaların değerlendirilip güçlendirilmesi için bir standart getirilmiştir. Eklenen yeni bölümde önerilen analiz yöntemlerinden birisi de doğrusal olmayan statik itme analizidir. Uygulamacı mühendislerimiz için tamamen yeni bir yaklaşım olan doğrusal olmayan elastik davranış konusunun daha iyi anlaşılmasına katkıda bulunacak olan bu çalışmada betonarme elemanların dayanım ve deplasman kapasitelerinin tahminini yapan bir yazılım geliştirilmiştir. Bu yazılım doğrusal olmayan analizler için yaygın kullanılan programlara mafsal özelliklerinin kolayca tanımlanabilmesini sağlayan veri dosyası hazırlayabilmektedir.

Ortaya çıkan yazılımın katkıları aşağıdaki şekilde özetlenebilir:

1. Araştırma yapan akademisyenler, uygulamada çalışan mühendisler ve inşaat mühendisliği öğrencileri daha esnek ve öğretici özelliği olan bir programa sahip olmuşlardır.
2. Geliştirilen program ile doğrusal olmayan analizlerin kullanımı daha bilinçli hale getirilerek, ülkemiz betonarme elemanların özellikleri daha etkin ve pratik şekilde temsil edilebilmektedir.
3. Yazılım ile inşaat mühendisliği öğrencileri etriye sıklaştırmasının, etriye konfigürasyonunun, aksenal yük ve malzeme özellikleri gibi parametrelerin eleman davranışını nasıl, ne oranda etkilediklerini inceleyebileceklerdir. Sargılı ve sargısız beton arasındaki farkları, değişik beton modelleri ve süneklik kriterleri ile görme fırsatı bulacaklardır. Bu şekilde eleman davranışı hakkında daha somut bilgiler elde edeceklerdir.
4. Yazılım doğrusal elastik olmayan analizler için yaygın kullanılan programlara modellemede kolaylık sağlayacak veri üretme özelliğine sahiptir; uygulamacı mühendisler için son derece önemli olan yönetmelik esaslarına uyumlu mafsallar üretebilmektedir.

Yazılımın potansiyel kullanıcıları arasında çok geniş bir mühendis kitlesi, üniversitelerde mevcut binaların deprem performanslarını değerlendiren geniş bir araştırmacı kitlesi ve geleceğin mühendisleri olan öğrenciler bulunmaktadır. Çalışmanın ürünü olan yazılımın mevcut yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesi ile ilgili bölümün anlaşılmasına katkı sağlaması beklenmektedir.

Yazılımın kullanımı, komutlar, kesit tanımlamalar ve örnek uygulamalar raporda verilmiştir. Yazılım paketlenerek CD ortamında sunulmuş olup, proje yürütücüsü tarafından da ilgili web sayfalarından dağıtılmaktadır. Kullanım kılavuzu yazılımla birlikte sunulmuştur.

# EK-1

## E1 Plastik Mafsalsal

Betonarme yapı elemanlarının yatay yük-yerdeğiştirme davranışının tahmini, Performansa dayalı deprem mühendisliğinin en gözde konuları arasında olagelmıştır. En basit anlamda betonarme bir kolon veya kirişin yerdeğiştirmesi, uzunluğu boyunca eğriliğın integrale edilmesiyle tahmin edilebilir. Şekil E1'de verilen moment eğrilik değişimlerinin incelenmesinden bunların esas olarak iki değişim bölgesi gösterdiği kabul edilebilir. Momentin küçük değerleri için, moment-eğrilik bağıntısı yaklaşık olarak doğrusal ve elastik olarak kabul edilebilir. Bu bölgede kesitteki beton ve donatı esas olarak doğrusal davranış bölgesinde kaldığı için, moment-eğrilik bağıntısı da benzer özellikte ortaya çıkar. Ancak, kesitte gerilmelerin artmasıyla çekme bölgesindeki betonun çatlaması, beton ve çelikte doğrusal olmayan gerilme-birim şekil değiştirme bölgelerinin kesitin davranışında etkili olmaya başlaması, moment-eğrilik değişiminin doğrusal bölümden ayrılmasına sebep olur. Böylece moment-eğrilik değişiminin ikinci bölgesinde de eğri yataya doğru belirir. Bu bölgede plastik davranış daha etkili olur. Tipik olarak, betonarme bir kolonun yük-yerdeğiştirme davranışını belirlemede eğriliğın integrale edilmesi ve ikinci moment-alan teoreminin uygulanması davranışın artan kısmı için daha gerçekçidir. Bununla birlikte, özellikle maksimum yükten (maksimum moment) sonra dayanım düşüşü olan kolonlarda davranışın ikinci derece artan kısmını tahmin etmek daha zordur. Analizlerde sayısal zorlukla, plastik mafsalsal dikkate alınması sırasında karşılaşılr. Plastik mafsalsalın kesitlerde maksimum momentlerin oluştuğu yakın bölgelerde oluşacağı kabul edilir (Şekil E1.1). Eğriliğın tipik olarak plastik mafsalsal bölgesinde sabit olduğu kabul edilir ve böylelikle plastik mafsalsalın dönmesi relatif bir kolaylıkla hesaplanabilir. Sonuç olarak, bir kolonun yerdeğiştirme kapasitesinin doğru bir şekilde tahmin edilmesinde, plastik mafsalsal boyunun doğru bir şekilde tahmini ön koşuldur.

Literatürde plastik mafsalsal uzunluğunu etkileyen birçok faktör etkisi vardır (SOZEN, 2001). Bunlar;

- Eksenel yük düzeyi,
- Moment gradyanı (eğimi),
- Plastik mafsalsal bölgesindeki kayma (kesme) gerilmesi seviyesi,
- Boyuna ve enine donatının mekanik özellikleri,
- Beton dayanımı,
- Potansiyel plastik mafsalsal bölgesindeki sargı donatısı ve etkinliği.

Çeşitli araştırmacılar (BAKER, 1956; BAKER ve AMARAKONE 1964; MATTOCK, 1964-1967; CORLEY, 1966; PARK vd. 1982; PRIESTLEY ve PARK, 1987; PAULAY ve PRIESTLEY, 1992; SHEIKH ve KHOURY, 1993; MENDIS, 2001; BAE, 2005) betonarme yapı elemanların plastik mafsalsal uzunluklarının belirlenmesi konusunda deneysel çalışmalar yapmışlar ve çeşitli ifadeler önermişlerdir. Bu çalışmada, literatürde plastik mafsalsal uzunluğunu bulmak için yapılmış evvelki çalışmalar gözden geçirilmiş ve bu çalışmalar karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

### E1. 1 Plastik Mafsalsal Uzunluğu

Plastik mafsalsal betonarme elemanların maksimum moment bölgelerinde oluşurlar. Mesela bir kolon yanal bir yerdeğiştirmeye maruz kaldığında, maksimum moment bölgesinde büyük hasar gözlemlenir. Büyük elastik ötesi eğrilikler plastik mafsalsal bölgelerinde oluşurlar. Plastik mafsalsaldaki plastik eğrilikler tipik olarak sabit kabul edilir. Eğer plastik mafsalsal uzunluğu bilinirse, kolonların uç yerdeğiştirmeleri eğrililiğın integrasyonu ile kolaylıkla bulunabilir ve bunun tersi de doğrudur. Bundan dolayı, plastik mafsalsal uzunluğın doğru bir şekilde belirlenmesi, betonarme elemanların kesit seviyesinden eleman seviyesine olan davranışlarını belirlemede çok önemlidir.

1950 ve 1960'larda araştırmacılar (BAKER 1956; BAKER ve AMARAKONE, 1964; MATTOCK 1964-1967; CORLEY, 1966), betonarme kirişlerin eğilme deformasyon kapasitelerinin hesaplayabilmek için plastik mafsalsal uzunluğunu araştırmışlardır. Plastik mafsalsalın dönme kapasitelerini Denklem E1.1 ile ifade etmişlerdir;

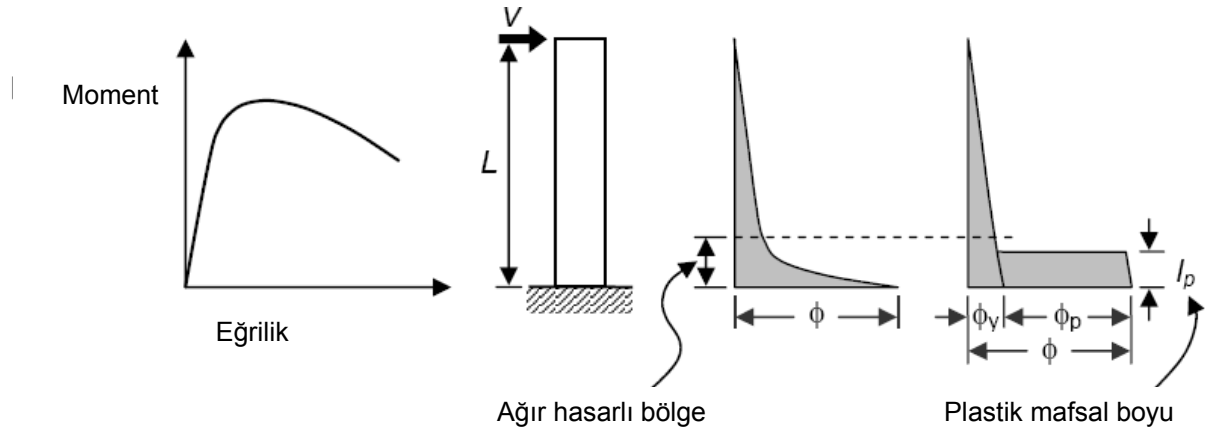


$$\theta_p = \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{ce}}{d} \times l_p \quad (E1.1)$$

Burada;

- $\theta_p$  : Plastik dönme,
- $\varepsilon_{cu}$  : Maksimum beton basınç şekil değişimi,
- $\varepsilon_{ce}$  : Elastik beton basınç şekil değişimi,
- $d$  : Kiriş efektif derinliği,
- $l_p$  : Plastik mafsallik uzunluğu.

PARK ve PAULAY (1975) bu kavramı konsol bir kolona genişletmişlerdir. Bu iki araştırmacı kolon uzunluğu boyunca oluşan eğrilik dağılımını tek bir plastik mafsalla basitleştirmişlerdir (Şekil E1.1).



**Şekil E1.1 Plastik mafsallik uzunluğunun tanımlanması (PARK ve PAULAY, 1975)**

İkinci Moment-alan teoremini kullanarak, bir kolonun uç deplasmanının hesaplamışlardır (Denklem E1.2).

$$\Delta_{uç} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi - \phi_y) \times l_p \times (L - 0.5l_p) \quad (E1.2)$$

Denklem E1.2'yi sadeleştirerek, eğrilik ve deplasman sünekliliği arasında aşağıdaki bağıntıyı elde etmişlerdir (Denk. E1.3.).

$$\Delta_{uç} = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{l_p}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{l_p}{L} \right) \quad (E1.3)$$

Denklem E1.2 ve E1.3'ün incelenmesinde de görüleceği üzere bu denklemlerin çıkarılmasında eksenel yük ihmal edilmiştir. Betonarme kolonların plastik mafsallık uzunluklarını belirlemede Denklem E1.2 ve E1.3 oldukça yaygın kullanılmaktadır (PARK vd., 1982; PRIESTLEY ve PARK, 1987; PAULAY ve PRIESTLEY, 1992; SHEIKH ve KHOURY 1993; SHEIKH vd., 1994; BAYRAK ve SHEIKH, 1998). Deneysel olarak elde edilen eğrilikler ve uç deplasmanlar bunun için kullanılmıştır. Burada, Denklem E1.2 kullanılarak bulunan uç deplasmanın sadece eğilme deplasmanları değil, aynı zamanda kesme etkileri ve donatı kaymalarının (bar slip) da kapsandığı tüm deplasman bileşenleri olduğunu vurgulamak gerekir.

## E1.2 Önceki Araştırmalar

### E1.2.1 Baker (1956)

1960'lı yıllarda kolon ve kirişlerin moment-eğrilik ilişkilerini araştırmak üzere Avrupa Beton Komitesi himayesinde bulunan 6 laboratuarda 94 adet deney gerçekleştirilmiştir. Testlerde değişken olarak; beton dayanımı, akma dayanımı veya çekme donatısı miktarı, basınç donatısı miktarı, ikili veya tek etkililen tekil yük ve eksenel yük kullanılmıştır.

Betonun dayanımı 17 MPa ile 40 MPa, donatının akma dayanımı 275 ile 585 MPa arasında değiştirilmiştir. Çekme donatısının miktarı %0.25 ile %4 arasındadır. Sargı donatısı miktarı ise %0.05 ve %1.51 arasındadır. Eksenel yük düzeyi  $0.15 f'_c A_g$  ile  $1.0 f'_c A_g$  arasındadır. Analiz sonuçlarından elde edilen bilgiler ışığında BAKER (1956) plastik mafsallık boyunun hesabında aşağıdaki formülü önermiştir (Denk. E1.4);

$$l_p = k_1 k_2 k_3 \left( \frac{z}{d} \right)^{0.25} d \quad (E1.4)$$

Burada;

$k_1$  = yumuşak çelik (sıcakta haddelenmiş) için 0.7, soğuktaki için ise 0.9'dur.

$$k_2 = 1 + 0.5 \frac{P}{P_0},$$

$$k_3 = 0.9 - \frac{0.3}{23.5} (f'_c - 11.7) \quad (f'_c \text{ MPa}),$$

$z$  = eğilme olmayan noktadan kritik kesite olan mesafe,

$d$  = kiriş efektif derinliğidir.

Baker  $z/d$ 'nin kritik değerleri için plastik mafsallık uzunluklarının  $0.4d$  ila  $2.4d$  arasında değiştiğini sonucuna varmıştır.  $(z/d)$  oranı kesme açıklığının derinliğe oranı  $(L/h)$  parametresinde olduğu gibi, moment gradyanı etkisini belli etmek için kullanılmıştır. BAKER ve AMARAKONE (1964) Denklem E1.4'ü daha da sadeleştirerek Denk. E1.5'i önermişlerdir.

$$l_p = 0.8 k_1 k_3 \left( \frac{z}{d} \right) c \quad (E1.5)$$

Burada;

$c$  = tarafsız eksen derinliğidir.

### E1.2.2 Mattock (1964)

MATTOCK (1964) betonarme kirişlerin davranışları üzerinde değişik parametrelerin etkilerini incelemek için 37 adet kiriş deneyi yapmıştır. Deneylerde Mattock tarafından dikkate alınan parametreler; beton dayanımı ( $f'_c = 27.5-41.4$  MPa), efektif kiriş derinliği ( $d = 250$  mm. ve  $500$  mm.), moment gradyanı ( $z/d = 2.75$  ila  $11$ ), miktar ( $\rho_1 = \%1$  ila  $3$ ) ve çekme donatısının akma dayanımıdır ( $f_y = 324$  ila  $414$  MPa.).

Deney sonuçlarına göre Mattock (1964), kiriş uzunluğu boyunca yayılı olan plastisite dağılımı  $z/d$  oranı arttıkça ve net çekme donatısı  $(q - q')/q_b$  oranı azaldıkça artmaktadır sonucuna varmıştır. Mattock (1964) plastik mafsal uzunluğu hesabında aşağıdaki ampirik formülü önermiştir (Denk. E.6);

$$l_p = \frac{d}{2} \left[ 1 + \left( 1.14 \sqrt{\frac{z}{d}} - 1 \right) \left\{ 1 - \left( \frac{q - q'}{q_b} \right) \sqrt{\frac{d}{16.2}} \right\} \right] \quad (E1.6)$$

Burada;

- $d$  : Kiriş efektif derinliği (inch olarak),
- $z$  : Eğilme olmayan noktadan kritik kesite olan mesafe (inch olarak),
- $q$  : Çekme donatısı indeksi  $\left[ = \left( A_s / bd \right) \times \left( f_y / f'_c \right) \right]$ ,
- $q'$  : Basınç donatısı indeksi  $\left[ = \left( A'_s / bd \right) \times \left( f_y / f'_c \right) \right]$ ,
- $q_b$  : Dengeli çekme donatısı indeksi  $\left[ = \left( A_b / bd \right) \times \left( f_y / f'_c \right) \right]$

### E1.2.3 Corley (1966)

MATTOCK (1964)'ün çalışmasını genişletmek üzere, CORLEY (1966) tekil yüke maruz basit mesnetli kirişlerle deneyler yapmıştır. Sargı ve boyut araştırması, deneylerde kullanılan birinci derecedeki değişkenlerdir. Bunlara ilaveten, moment gradyanı ve çekme donatısı miktarı da çalışılmıştır. Deneyde kullanılan temel değişkenlere ait oranlar şöyledir; (1) test kirişlerinin genişliği:  $75$  mm.,  $230$  mm. ve  $305$  mm.; (2) test kirişlerinin efektif derinliği:  $127$  mm.,  $254$  mm.,  $610$  mm.,  $762$  mm.; (3) test kirişlerinin açıklığı:  $915$  mm.,  $1830$  mm.,  $3636$  mm.,  $4190$  mm.,  $6096$  mm. ve  $8380$  mm.; (4) çekme donatısı miktarı:  $\%1-3$  arası; (5) sargı donatısı oranı:  $\%0.3-9$ 'dur. Corley, plastik mafsal bölgesinin yayılması (yayılı plastisitenin) betonarme kirişin geometrisinin temel bir fonksiyonu olduğunu ve bu kirişin boyutunun dönme kapasitesi üzerinde bir etkisi olmadığını rapor etmiştir. Ölçümü yapılan plastik mafsalların yayılmasına bağlı olarak, Corley,  $(q - q')/q_b$  etkisinin ihmal edilebileceği sonucuna varmıştır. Aşağıdaki ifadeyi önermiştir (Denk. E1.7)

$$l_p = \frac{d}{2} + 0.2 \frac{z}{\sqrt{d}} \quad (E1.7)$$

Burada “ $d$ ” ve “ $z$ ” inch cinsindedir.

### E1.2.4 Mattock (1967)

Mattock Denk. E1.6'yı 1967'de basitleştirmiştir. Kendisi, kayda değer bir yayılma olsa bile gözlemlenen plastik mafsallık uzunluğundaki trendin aşağıdaki ifadeyle temsil edilebileceğini belirlemiştir:

$$l_p = \frac{d}{2} + 0.05z \quad (E1.8)$$

### E1.2.5 Park, Priestly ve Gill (1982)

PARK vd. (1982), bire bir ölçekli 4 adet kare kolonu teste tabi tutmuşlardır ((550×550 mm<sup>2</sup>) ve kesme açıklığı/derinlik oranı=2). Eksenel yük düzeyleri ise 0.2  $f_c' A_g$  ile 0.6  $f_c' A_g$  arasındadır. Bu ekip plastik mafsallık uzunluğunu Denklem E1.2.'yi kullanarak hesaplamışlardır. Park vd. deneysel olarak bulunan plastik mafsallık uzunluklarının eksenel yük düzeyine kadar duyarsız olduğunu ve ortalama 0.42h olduğu sonucuna varmışlardır. Burada "h" tüm kolon derinliğidir. Bu bilim adamları betonarme kolonlar için "0.4h"ı plastik mafsallık uzunluğu olarak önermişlerdir.

Benzer bir yaklaşımı kullanarak PARK ve PRIESTLEY (1987), betonarme kolonlarda  $L_p$  hesabında aşağıdaki formülü önermişlerdir:

$$l_p = 0.08L + 6d_b \quad (E1.9)$$

Burada;

$L$  = Kritik kesitten eğilmenin olmadığı noktaya mesafe,  
 $d_b$  = Boyuna donatı çapıdır.

Denklem E1.9.'da önerilen formülün iki bileşeni vardır. PARK ve PRIESTLEY (1987) ilk terimi, kolon eğilmesiyle ilişkilendirirken ikinci terimin boyuna donatıdaki kaymayla irtibatlandırmışlardır. PAULAY ve PRIESTLEY (1992), Denklem E1.9'u eğilme donatısının farklı büyüklükleri ile ilişkilendirerek önermişlerdir (Denk. E1.10):

$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (f_y : MPa) \quad (E1.10)$$

PARK ve PAULAY (1975), Denklem E1.10'un tipik betonarme kolonlar için  $l_p \approx 0.5h$ 'e karşılık geldiğini belirtmişlerdir.

### E1.2.6 Sakai ve Sheikh (1989)

SAKAI ve SHEIKH (1989), plastik mafsallık uzunluğunun en-boy oranının artmasıyla artacağını belirtmişlerdir. Plastik mafsallık uzunluğuna en-boy oranı, eksenel yük seviyesi ve enine donatı oranının etkisi olduğu sonucuna varmışlardır.

### E1.2.7 Sheikh (1993, 1994 ve 1998)

SHEIKH ve KHORY (1993), SHEIKH vd., 1994 ve BAYRAK ve SHEIKH (1998) kullandıkları kolon deneylerindeki ölçülen plastik mafsallık uzunluklarının yaklaşık "1.0h" a eşit olduklarını rapor etmişlerdir. Burada şunu belirtmekte fayda vardır ki; yapılan kolon deneyleri yüksek eksenel yük altında gerçekleştirilmiştir.

### E1.2.8 Mendis (2001)

MENDIS (2001) 13 tane basit mesnetli tekil yüke maruz betonarme kiriş üzerinde deneyler yaparak plastik mafsallık uzunluklarını araştırmıştır. Kesme açıklığı-derinlik oranı veya boyuna donatı oranı arttıkça plastik mafsallık boyunun arttığını, ancak yanıl donatı miktarının arttıkça azaldığını

gözlemlemiştir. Eksenel yük düzeyinin düşük olduğu ( $P / f'_c A_g = 0.06 - 0.20$ ) dört kolon deneyinde Mendis, plastik mafsal boyunun eksenel yüke karşı duyarsız olduğunu belirtmiştir.

### E1.2.9 Bae (2005)

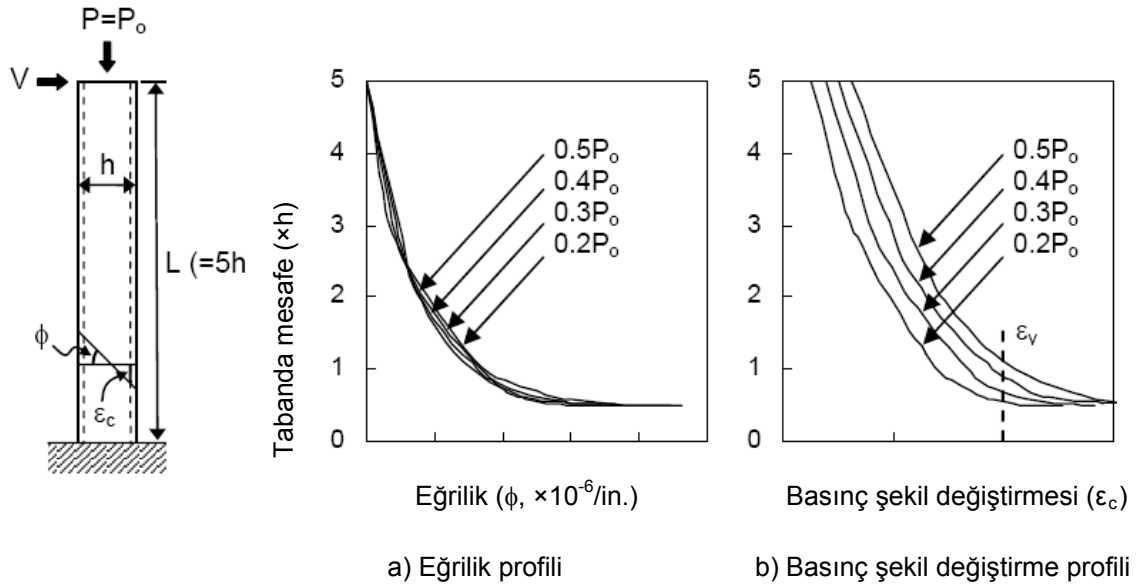
BAE (2005),  $L_p$  üzerinde etkisi olan asıl değişkenleri tanımlamak için bir dizi hassaslık analizleri ve deneyler gerçekleştirmiştir. Bae'nin çalışma sonuçları, eksenel yük,  $L/h$  oranı ve boyuna donatı miktarının  $L_p$  üzerinde etkileri olduğunu göstermiştir. Analiz sonuçlarına bağlı kalarak, bu üç parametre ve  $L_p$  arasındaki lineer ilişki, plastik mafsal boyunu bulmak için kalibre etmede kullanan Bae Denklem E1.11'i önermiştir.

$$\frac{l_p}{h} = \left[ 0.3 \left( \frac{P}{P_0} \right) + 3 \left( \frac{A_s}{A_g} \right) - 1 \right] \left( \frac{L}{h} \right) + 0.25 \geq 0.25 \quad (E1.11)$$

Önerilen metodu kullanarak, çeşitli parametrelerin  $L_p$  üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Bu parametreler; eksenel yük etkisi ( $P/P_0$ ), Kesme açıklığı-derinlik ( $L/h$ ) ve boyuna donatı miktarıdır ( $\rho_1 = A_s / A_g$ ).

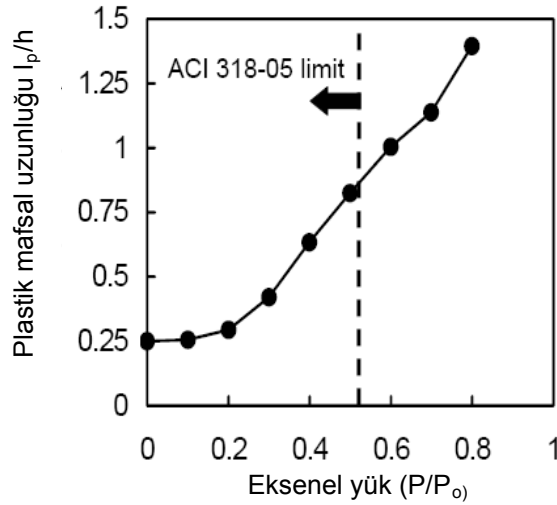
### Eksenel Yük düzeyi ( $P/P_0$ )

$L_p$  üzerinde eksenel yük etkisinin araştırılması için,  $610 \times 610 \times 3050 \text{ mm}^3$  boyutunda kare bir kolon kullanılmıştır. Boyuna donatı oranı %1 sabit tutulmuştur. Beton dayanımı  $41.36 \text{ MPa}$ 'dır. Çeliğin akma ve nihai dayanımları sırasıyla  $414 \text{ MPa}$  ve  $620 \text{ MPa}$ 'dır. Kolon uzunluğunca beton basınç şekil değiştirme profili ve eğrilik farklı eksenel yük değerleri için araştırılmıştır. Şekil E1.2'de analiz sonuçları görülmektedir. Şekilden de görüleceği üzere, eğrilik profili farklı eksenel yük seviyeleri arasında değişiklik göstermemektedir. Bununla birlikte, basınç şekil değiştirme profili eksenel yükün etkisini açıkça göstermektedir.



**Şekil E1.2. Eksenel yükün eğrilik ve basınç şekil değiştirme profili üzerindeki etkisi**

Bae, Şekil E1.2'de, çalışılan her durum için, Denklem E1.11'i kullanarak  $L_p$  belirlemiştir. Başka bir deyişle,  $L_p$  yi bulmak için basınç bölgesindeki donatı çubuklarının akmasını incelemiştir. Şekil E1.3'de analiz sonuçların özeti görülmektedir.



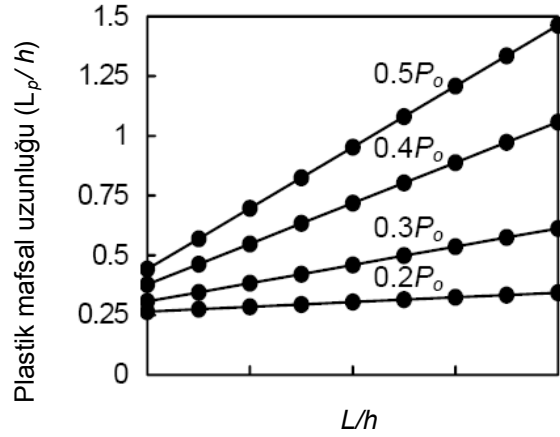
**Şekil E1.3. Eksenel yük-plastik mafsals uzunluğu arasındaki ilişki**

Şekilden de görüleceği üzere,  $L_p$  düşük eksenel yük seviyeleri için ( $0.2P_0 \geq P$ ) hemen hemen sabittir. Düşük eksenel yük seviyelerinde  $L_p$  yaklaşık  $h/4$  tür.  $0.2P_0$  den başlayarak eksenel yükün artmasıyla  $L_p$  de artmaktadır. MENDIS (2001) yaptığı çalışmada kullandığı kolon testlerinde eksenel yükün ölçülen  $L_p$  ler üzerinde etkisi yoktur demesi ilginçtir. Ancak Mendis'in yaptığı deneylerde eksenel yük düzeyinin düşük tutulması göz önüne alındığında Şekil E1.3'den de görüleceği üzere sonuçlarının tutarlı olduğu düşünülebilir.

ACI-318 yönetmeliğinin 21.Bölümünde, kolon uzunluğu boyunca en büyük potansiyel plastik mafsals bölgesini, kolon net boyunun yaklaşık  $1/6$ 'sında olduğu veya 18 inch (457 mm) olduğu kabul edilmektedir. Şekil E1.2'de eksenel yük düzeyinin  $0.52P_0$  (ACI tarafından izin verilen en yüksek eksenel yük düzeyi) seviyesindeki  $L_p$  sinin  $0.8h$  olduğu görülmektedir. Bunun yanında, parça sargı etkisinden dolayı literatürde belirtilen  $0.25h$ 'in da eklenmesi gerekir. En büyük  $L_p$  ve sözedilen  $0.25h$  toplandığında ( $1.05h$ ) olması gereken sargı bölgesi yüksek eksenel yük düzeylerinde kolon derinliğinde büyük olmaktadır. Kısacası, ACI 318-05 de belirlen  $L_p$  boyu eksenel yük düzeyi yüksek olan kolonlar haricindeki durumlarda tatminkar sonuçlar vermektedir.

### ***Kesme Açıklığı-Derinlik Oranı (L/h)***

Bilim adamları (BAKER, 1956; BAKER ve AMARAKONE 1964; MATTOCK, 1964 ve 1967; CORLEY, 1966; PARK vd. 1982; PRIESTLEY ve PARK, 1987; PAULAY ve PRIESTLEY, 1992; MENDIS, 2001)  $L_p$ 'nin  $L/h$  oranından etkilendiğini fark etmişlerdir. Bu oranın  $L_p$  üzerindeki etkisini araştırmak için bir dizi analiz gerçekleştirilmiştir. Parametrik çalışmanın bu basamağında,  $610 \times 610 \text{ mm}^2$  bir kare kolon değişik kesme açıklığı-derinlik oranlarında göz önüne alınmıştır. Boyuna donatı oranı %1 sabit tutulmuş ve  $\gamma$  değeri 0.8 alınmıştır. Analiz sonuçlarının özeti Şekil E1.4'te görülmektedir.



**Şekil E1.4.  $L/h$  oranı-plastik mafsalsal uzunluğu arasındaki ilişki**

Şekilden de görüleceği üzere, belli bir eksenel yük seviyesi için  $L/h$  oranı arttıkça  $L_p$  artmaktadır. Bununla birlikte, düşük eksenel yük seviyelerinde ( $\approx 0.2 P_o$ ) bu artış çok önem arz etmemektedir.

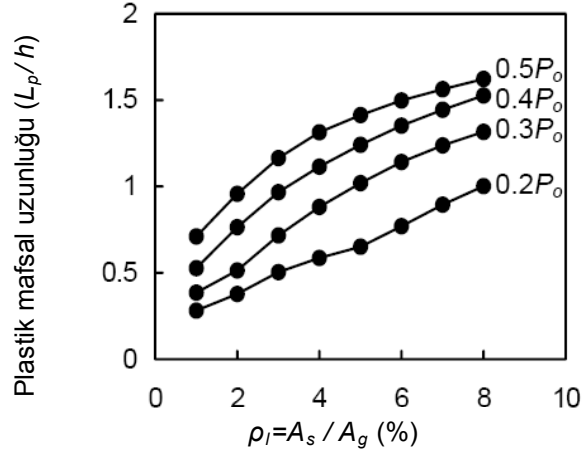
Göz önüne alınan bir  $L/h$  oranı için, eksenel yükün artmasıyla  $L_p$  artar. Küçük  $L/h$  ( $2 < L/h < 3$ ) oranlarında gözlemlenen  $L_p$ 'deki artış, daha yüksek  $L/h$  oranlarında gözlenenlere göre daha az dille getirildi. PARK vd. (1982)  $L/h$  oranı 2.2 olan kolonlarla bir dizi deney yapmıştır. Deney sonuçlarına göre, önerdiği  $L_p$  boyu  $0.4h$ 'dir. Şekil E1.4 incelendiğinde,  $L/h$  oranı 2.2 olması durumunda eksenel yükün  $L_p$  üzerindeki etkisi oldukça küçük kalmaktadır (büyük  $L/h$  oranlarında gözlenen etkilerle karşılaştırıldığında).

#### **Boyuna Donatı Miktarı ( $\rho_l = A_s/A_g$ )**

MATTOCK (1964), net çekme donatısında  $(A_s - A_s')/A_b$  azalma olduğunda  $L_p$  nin artacağını rapor etmiştir (Burada  $A_s$ : çekme donatısı alanı,  $A_s'$ : basınç donatısı alanı ve  $A_b$  de dengeli donatı alanıdır. Son yıllarda MENDIS (2001),  $L_p$ ' nin net çekme donatısının artmasıyla artacağını rapor etmiştir. Bu sonuçlar, (MATTOCK, 1964; CORLEY, 1966; MENDIS, 2001) betonarme kirişler üzerinde yapılan deney sonuçları dayalı olarak verilmiştir.

Farklı araştırmacılar arasında bir uzlaşma sağlanamamasından dolayı, Bae tarafından önerilen  $L_p$  hesabında boyuna donatı ihmal edilmiştir.  $L_p$  üzerinde boyuna donatının etkisinin araştırılması için 3050 mm. boyunda,  $610 \times 610 \text{ mm}^2$  lik kare kolon ( $L/h$  oranı 5 ve  $\gamma$  değeri 0.8) üzerinde çalışılmıştır.

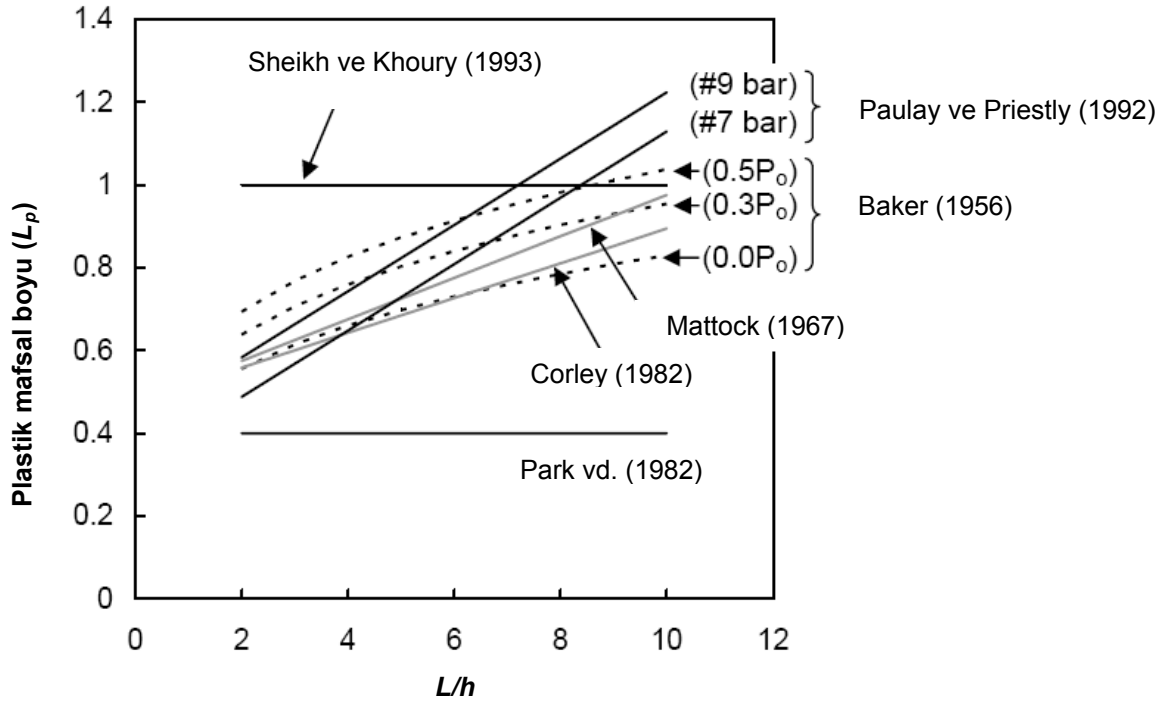
Çalışma sonuçlarına göre, boyuna donatının artmasıyla  $L_p$  artmaktadır. Şekil E1.5'de farklı eksenel yük seviyeleri için bu eğilim daha belirgindir. Tüm eksenel yük seviyeleri için  $L_p$ ,  $\rho_l$ 'nin artmasıyla artmaktadır.



Şekil E1.5. Boyuna donatı miktarının etkisi

### E1.3 Önceki Çalışmalar Üzerine Yorumlar

Bundan önceki bölümlerde plastik mafsalsal uzunluğunu hesaplamada önerilen bazı ifadeler kısaca özetlenmişti. Önerilen  $L_p$ 'ler karşılaştırıldığında, oldukça farklılıklar olduğu görülmektedir (Şekil E1.6)



Şekil E1.6. Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen plastik mafsalsal uzunluklarının karşılaştırılması



BAKER (1956), BAKER ve AMARAKONE (1964) önerdikleri ifadeler hariç diğer birçok çalışmada eksenel yük düzeyinin dikkate alınmamış olması oldukça ilginçtir. Bu konuda yapılan ilk çalışmalarda (BAKER, 1956; BAKER ve AMARAKONE, 1964; CORLEY, 1966), betonarme kirişlerin davranışlarında plastik mafsallık uzunluğu incelenmiştir. Daha sonraki çalışmalarda (Park vd., 1982; PRIESTLEY ve PARK, 1987; PAULAY ve PRIESTLEY 1992; SHEIKH ve KHOURY, 1993), betonarme kolonların davranışında plastik mafsallık uzunluğunun hesabı üzerine araştırmalar yapılmıştır.

Birçok araştırmacı tarafından betonarme kolonların plastik mafsallık uzunluklarına eksenel yük düzeyinin etkisi belirtilirken, önerilen ifadeler çelişkilidir yani tam bir uyum yoktur. Yukarıda da belirtildiği gibi, PARK vd. (1982) ve MENDIS (2001) yaptıkları deney sonuçlarından elde ettikleri bulgular ışığında " $L_p$ " üzerinde eksenel yük seviyesinin etkisinin az olduğunu belirtirlerken, bunun aksine ATALAY ve PENZIEN (1975) eksenel yük seviyesinin artmasıyla hasar bölgesinin daha da arttığını rapor etmişlerdir. TANAKA ve PARK (1990), eksenel yük düzeyi  $0.1 f'_c A_g$ 'den  $0.3 f'_c A_g$ 'e çıkarırken plastik mafsallık boyunun da  $0.46h$ 'den  $0.75h$ 'ye yükseldiğini rapor etmişlerdir. THOMSEN VE WALLACE (1994), LÉGERON ve PAULTRE (2000) tarafından yapılan deney sonuçlarına göre eksenel yük seviyesindeki yükselmeye beraber artan plastik mafsallık uzunluğu yüksek dayanımlı betonarme kolonlarda da gözlemlenebilir. Bu yüzden, farklı eksenel yük düzeylerindeki plastik mafsallık uzunluklarını doğru bir şekilde tahmin edebilmek için kolonlar üzerinde yeni çalışmalara ihtiyaç vardır.

CORLEY (1966), MATTOCK (1967), PARK vd. (1982), PAULAY ve PRIESTLEY (1992), SHEIKH vd. (1994), BAE (2005) önerdikleri formüllerle hesaplanan  $L_p$ ' ler Tablo E1.1'de verilmiştir.

**Tablo E1.1. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen  $L_p$  uzunlukları**

<b>Baker (1956)</b>	<b>Corley (1966)</b>	<b>Mattock (1967)</b>	<b>Park vd. (1982)</b>	<b>Paulay &amp; Priestley (1992)</b>	<b>Sheikh vd.(1994)</b>	<b>Bae (2005)</b>
0.60h	0.49h	0.70h	0.40h	0.80h	1.00h	0.69h
0.65h	0.52h	0.80h	0.40h	0.96h	1.00h	0.86h
0.62h	0.49h	0.70h	0.40h	0.72h	1.00h	0.25h
0.56h	0.49h	0.70h	0.40h	0.72h	1.00h	0.25h

Literatürde, bazı  $L_p$  boylarını eksenel yükün fazla olduğu durumlarda kullanmak, bazılarını da düşük olduğu durumlarda kullanmak önerilmektedir (BAE, 2005). Bununla birlikte, BAE (2005) yaptığı deneysel ve analitik çalışmalar sonucunda Denklem E1.11.'in her iki eksenel yük seviyesinde de tatminkâr sonuçlar verdiğini belirtilmektedir.

## EK-2

### E2 Maksimum Deformasyon Değerleri İçin Bağıntılar

Performans esaslı yapı tasarım ve değerlendirmesi son yıllarda doğrusal ötesi analizlerde yaşanan gelişmelerle birlikte yaygınlık kazanmıştır. Son yayınlanan Deprem yönetmeliği'nde de (DBYYHY-2007) yer alan bu prosedürler, farklı sismik riskler altında yapıdan beklenen performansın daha net ve sayısal şekilde ifade edilebilmesine imkan tanınması gibi önemli avantajlara sahiptir.

Bina performansının değerlendirilmesi farklı büyüklükte sismik talepler altında yapının göreceği hasarın tahmin edilerek bu hasarın belirlenen eşik değerlere uygunluğunun incelenmesiyle yapılmaktadır. Yapı hasarının ölçüsü ise onu oluşturan elemanların özellikle de düşey taşıyıcıların almış olduğu hasar miktarına bağlıdır. Bu hasar ile ilgili ölçüler kat ötelenmesi, elemanlarda oluşan plastik mafsalların dönme miktarı ve bu kesitlerde meydana gelen eğrilik değerleri cinsinden ifade edilebilmektedir. Fakat esas olarak hesaplanan bu bağıntılar veya sınır değerler betonarme sistemlerde, betonarmeyi oluşturan çelik ve betonun birim deformasyon değerlerinden yola çıkılarak bulunmaktadır. Betonarme eleman hasarının en direkt ölçüsü beton ve çelikte oluşan birim deformasyon değerlerinin büyüklüğüdür. Bu sebeple çalışmanın bu bölümünde betonarme elemanlarda hasar sınırları için literatürde geçen çeşitli beton ve çelik birim deformasyon değerleri incelenecektir.

Limit değer ve bağıntılara geçmeden önce betonarme elemanlarda özellikle deformasyonlar ile ilgili bağıntılarının kullanımıyla ilgili bir hatırlatmada bulunulmasının faydalı olacaktır. Betonarme heterojen ve kompleks yapıda bir malzeme olduğundan verilen bağıntılarının her zaman yüksek doğrulukta değerler vermeyebileceği unutulmamalıdır. Bunun önemli sebeplerinden biri betonarme davranışında gözlenen değişkenliktir.

Bu değişkenliği incelemek için Panagiotakos ve Fardis literatürde bulunan 875 betonarme eleman deneyini 40 farklı grupta değerlendirmişlerdir (PANAGIOTAKOS ve FARDIS, 2001). Bu gruplar içinde birbirleriyle eş özellikte eleman özelliklerinin bulunmasına dikkat edilmiş, beton dayanımının değişkenliği grup içinde %5 ten daha az olduğu ifade edilmiştir. Buna rağmen bu grupların her biri içinde nihai dönme değerinin değişim katsayısı (COV) 0 ile %39 arasında ortalama olarak %12.5 mertebesinde bulunmuştur.

Vintzileou ve Malliri 17 farklı araştırmacıya ait 300'den fazla numuneden oluşan deney verilerini değerlendirmişlerdir (VINTZILEOU ve MALLIRI, 1999). Beton nihai birim deformasyon değerlerinin her bir test içinde önemli büyüklükte saçılıma sahip olduğunu ve efektif enine donatı miktarı artışı ve nihai beton birim deformasyon değerleri arasındaki değişimin oldukça farklı olduğunu ifade etmişlerdir.

Bu sebeplerle verilen bağıntı ve değerlerde hata oranının betonarmenin doğası gereği yüksek olabileceği unutulmamalıdır.

#### E2.1 Hemen Kullanım Durumu

Hemen Kullanım durumunda yapının yükleme sonrasında önemli hiçbir tamirat veya iyileştirme olmadan kullanılabilmesi gereklidir. Bunun için betonarme elemanlarda kabuk betonunun dökülmemesi ve oluşacak çatlakların sınırlı düzeyde tutulması göz önüne alınmaktadır. Böylelikle kabuk betonunun çekirdek bölgesi ve donatıları dış ortamdan koruma görevini sürdürmesi ve çatlakların bu durumu tehdit etmeyecek genişlikte kalması hedeflenmektedir. Genel olarak betonarme elemanlarda akma durumundan çok ileri olmadığından enine donatı veya eksenel yük düzeyi gibi sünegliği etkileyen parametrelerle ilişkilendirilmeyip sabit sınır değerler verilmektedir.

Betonarme elemanlarda kabuk betonunun dökülmesinin en dış beton lifinde 0.006-0.010 basınç birim deformasyon değerlerinde başladığı belirlenmiştir (MANDER vd., 1988a). Bu kabulden yola çıkarak en dış beton lifinde 0.0035-0.004 aralığında basınç birim deformasyon değerine ulaşılması kabuk betonunun dökülmeyeceği güvenli birim deformasyon değerleri olarak kabul edilmiştir (PRIESTLEY vd., 1996; PRIESTLEY, 1997; CALVI, 1999). Scott ve çalışma ekibi 25 kolon elemanda eksantrik ve eksantrik olmayan yüklemeler yaparak beton gerilme-birim deformasyon davranışını incelemişler ve 0.004 birim deformasyon değeri altında kabuk betonunun dökülmediğini belirtmişlerdir (SCOTT vd.,

1982). Literatürde çok büyük oranda 0.004 değeri tercih edilse de 0.0035 değeri de kullanılmaktadır (CALVI, 1999).

Çatlak genişliğinin limit değerlerin altında tutulması ise çekme gerilmeleri ile ilgili olduğundan maksimum çelik çekme birim deformasyonunun sınırlandırılması ile sağlanmaktadır (PRIESTLEY vd., 1996). En dış çekme çubuğunda 0.015 birim çekme deformasyonu olduğu ve betonarme elemanın tipik olarak 200 mm aralıklarla çatladığı varsayılırsa çatlak genişliği  $0.015 \times 200 = 3$  mm olacaktır. Fakat bu maksimum deplasman anındadır. Düşük süneklik seviyelerinde kalıcı deplasmanların (aynı zamanda çatlak genişliklerinin) maksimum deplasmanın 1/3'ü seviyelerinde olacağı kabul edilerek kalıcı çatlak genişliğinin 1 mm olacağı söylenebilir. Bu değer ise normal çevre koşullarında betonarme elemanlarda izin verilebilecek maksimum çatlak genişliği değeridir.

Kolon elemanlarda üzerlerindeki eksenel yük nedeniyle çatlak genişliğinin sınırlandırılması daha kolay olmaktadır. Fakat kiriş elemanlar için bu durum söz konusu olmadığından maksimum çelik çekme birim deformasyon değerinin 0.010 alınması önerilmektedir (PRIESTLEY, 2000).

Bu değerlerin yaygın kabul gördüğü söylenebilir. Yeni deprem yönetmeliğinde de bu değerlere uygun olarak en dış beton lifinde 0.004 birim kısalma, en dış çelik çubukta 0.01 birim uzama değerleri sınır değerler olarak verilmektedir (DBYYHY-2007).

## **E2.2 İleri Hasar Durumları**

Hemen Kullanım durumundan daha ileri hasar durumları için betonarme elemanda farklı hasar oluşumları için çeşitli limit deformasyon değerleri verilmektedir. Bu değerler bazı genel kabuller çerçevesinde sabit birim deformasyon değerleri olabilmektedir. Bununla birlikte betonarme elemanlarda deformasyon kapasitesinin enine donatı miktar ve özelliklerine bağlı olduğu bilinmektedir. Bu sebeple enine donatı miktarına bağlı daha genel bağıntılar da verilmiştir. Bu değerler betonarme elemanların kolay tamir edilebilmesi, sargılı beton dayanımının belirli oranın altına düşmesi, enine donatının kopması, boyuna donatının burkulması, betonarme elemanda burkulma oluşması gibi olayların dikkate alınması sonucu hesaplanmaktadır.

### **E2.2.1 Kolay Tamir Edilebilme**

Betonarme elemanların deprem sonrası kolay tamir edilebilmesi de Performans Esaslı Tasarım ve Analizin hedeflerinden biri arasında gösterilebilir. Bu amaçla en dış çekirdek beton lifinde 0.018 basınç birim deformasyon değeri önerilmiştir (PRIESTLEY, 2000; KOWALSKY, 2000). Bu basınç birim deformasyonuna maruz kalan bir köprünün tamir edilebilirliği üzerine bir çalışmada verilen değerlerin uygunluğu bir sarsma tablası deneyi ile gösterilmiştir (KOWALSKY, 1997).

Fakat bu değer %0.8-1 aralığında boyuna donatıya sahip, 450 MPa akma dayanımına ve 0.10 izin verilebilir çekme birim uzamasına sahip spiral yanal donatılı köprü kolonları için önerilmiştir (PRIESTLEY vd., 1996; PRIESTLEY, 2000; KOWALSKY, 2000). Bu sebeple belirtilenlerden farklı özellikte elemanlar için kullanılması önerilmez.

Betonarme elemanların tamir edilebilirliğini belirleyen önemli etkenlerden biri de boyuna donatıda burkulma olmamasıdır (KOWALSKY, 2000). Bu amaçla çelik çekme birim uzamasının ( $\epsilon_s$ ), çelik kopma birim uzamasının ( $\epsilon_{su}$ ) %60'ını geçmemesi ( $\epsilon_s < 0.6 \epsilon_{su}$ ) önerilmektedir (PRIESTLEY, 2000). Bu değer bazı araştırmacılar tarafından 0.003-0.004 (CALVI, 1999), bazıları tarafından 0.054 (European Committee for Standardization, 1989) olarak kullanılmıştır.

### **E2.2.2 Mander vd.**

Mander ve diğ. sargılı ve sargısız beton arasında oluşan davranış ve enerji sönüm kapasitesi farklılığını incelemişlerdir (MANDER vd., 1988a; MANDER vd., 1988b). Sargılı betonun enerji sönüm kapasitesinde oluşan artışın enine donatıda depolanan enerji miktarına eşit olduğunu varsayarak sargılı ve sargısız beton gerilme-birim deformasyon grafiği altında kalan alan farkının enine donatı tarafından depolanan enerjiye eşit olduğunu ileri sürmüşlerdir (MANDER vd., 1988b). Scott ve diğ. betonarme elemanlar için nihai birim deformasyon değeri olarak enine donatı kopma anında oluşan birim deformasyon değerinin kullanılmasını önermişlerdir (SCOTT vd., 1982). Mander ve çalışma ekibi tarafından öne sürülen bu enerji eşitliği kullanılarak betonarme elemanlarda enine donatı kopmasına

karşılık gelen en dış çekirdek beton lifi basınç birim deformasyon değeri ( $\varepsilon_{cm}$ ) denklemi aşağıdaki şekilde verilmiştir (PRIESTLEY vd., 1996).

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s \varepsilon_{suh} f_{yh}}{f_{cc}} \quad (E2.1)$$

$\rho_s$ = enine donatı hacimsel oranı,  $\varepsilon_{suh}$ = enine donatı kopma uzaması birim deformasyonu,  $f_{yh}$ = enine donatı akma dayanımı,  $f_{cc}$ = sargılı beton dayanımıdır.

Denklem E2.1 sargılı kesitlerin aksenal basınç altında deformasyonları düşünülerek formülize edilmiştir. Eğilme veya aksenal basınç ve eğilme altındaki elemanlarda kullanılması durumunda en az %50 oranında güvenli yönde kalacağı ifade edilmektedir (PRIESTLEY vd., 1996). Bu sebeple denklem literatürde nihai durumu yansıtmaktan çok hasar sınırlandırması (Damage Control) performans durumları için kullanılmaktadır (PRIESTLEY vd., 1996; PRIESTLEY, 2000; KOWALSKY, 2000). Betonarme yapılarda güvenli tarafta kalan kısım, nihai durumdan önce hasar sınırlandırılması için güvenlik payı olarak gözönüne alınmaktadır.

### E2.2.3 Tassios ve Lefas

Bazı çalışmalarda sargılı betonda belirli oranlarda dayanım kaybı maksimum beton basınç birim deformasyon değeri olarak alınmıştır (VINTZILEOU ve MALLIRI, 1999; TASSIOS ve LEFAS, 1984; KAPPOS vd., 1999)

Tassios ve Lefas sargılı beton dayanım deformasyon ilişkisi için ampirik bir model geliştirmişlerdir (TASSIOS ve LEFAS, 1984). Bu modelde beton nihai basınç birim deformasyon değeri olarak Denklem E2.2 önerilmektedir.

$$\varepsilon_{cm} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_w \quad (E2.2)$$

$$\omega_w = \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{cc}} \quad (E2.3)$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s \quad (E2.4)$$

$$\alpha_n = 1 - 8n/3 \quad \text{Etriye donatılı kesit} \quad (E2.5)$$

$$\alpha_n = 1 \quad \text{Spiral donatılı kesit} \quad (E2.6)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right)^2 \quad \text{Etriye donatılı kesit} \quad (E2.7)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \quad \text{Spiral donatılı kesit} \quad (E2.8)$$

$\omega_w$ = mekanik enine donatı oranı,  $\alpha$ = enine donatının etkinliğini yansıtan katsayıdır,  $\alpha_n$ =enine donatının kesit içi etkinlik katsayısı,  $\alpha_s$ =enine donatının eleman boyunca etkinlik katsayısıdır.

Bu denklem Eurocode 8'in hazırlanmasında ara doküman olarak kullanılan CEN 1989'da da yer almaktadır. Denklem esas olarak sargılı beton basınç dayanımının sargısız beton basınç dayanımının %85'ine düştüğü birim deformasyon değerini vermektedir. Literatürde bu denklemde verilen değere en

dış çekirdek beton lifinde ulaşılmamasının nihai durum olarak kabul edildiği çalışmalar yer almaktadır (KAPPOS vd., 1999).

Vintzileou ve Malliri 17 farklı araştırmacıya ait 300'den fazla numuneden oluşan deney verilerini değerlendirerek Denklem E2.2'de verilen  $\varepsilon_{cm}$  değerinin sargısız beton dayanım değerine bağlı olması durumunda daha doğru değerlerin elde edileceğini öne sürmüşler ve aşağıdaki denklemi önermişlerdir (VINTZILEOU ve MALLIRI, 1999).

$$\varepsilon_{cm} = (0.0025 + 0.1\alpha\omega_w)(1.60 - 0.007f_c) \quad (f_c: \text{MPa}) \quad (\text{E2.9})$$

$f_c$ = sargısız beton basınç dayanımıdır.

#### E2.2.4 Baker ve Amarakone

Baker ve Amarakone 1964 yılında plastik mafsal analizlerinde kullanılmak üzere maksimum beton basınç birim deformasyonu için aşağıdaki denklemi önermişlerdir (BAKER ve AMARAKONE, 1964).

$$\varepsilon_{cm} = 0.0015 \left[ 1 + 150\rho_s + (0.7 - 10\rho_s) \frac{d}{c} \right] \leq 0.01 \quad (\text{E2.10})$$

$d$ = kesit faydalı yüksekliği,  $c$ = tarafsız eksen derinliğidir.

#### E2.2.5 Corley

Corley basit mesnetli kiriş deneyleri sonucunda maksimum beton birim deformasyonuna alt sınır olarak Denklem E2.11'i önermiştir (CORLEY, 1966).

$$\varepsilon_{cm} = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + \left( \frac{\rho_{sl} f_y}{137.8} \right)^2 \quad (f_y: \text{MPa}) \quad (\text{E2.11})$$

$b$ = kiriş genişliği,  $z$ = kritik kesitin moment sıfır noktasına uzaklığı,  $\rho_{sl}$ = toplam boyuna ve enine donatının hacimsel oranı,  $f_y$ = donatı akma dayanımıdır.

Mattock, Corley'in çalışmasında verilen denklemin daha basit şekilde ifade edilebileceğini öne sürmüş ve Denklem E2.12'yi önermiştir (MATTOCK, 1967).

$$\varepsilon_{cm} = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + 0.2\rho_{sl} \quad (\text{E2.12})$$

Bu değişikliğin denklemi yüksek  $\rho_{sl}$  değerleri için daha da güvenli tarafa çekeceği belirtilmiştir (PARK ve PAULAY, 1975). Guralnick ve Yala yılındaki çalışmalarında Denklem E2.12'yi kullanmışlardır (GURALNICK ve YALA, 1998).

1977 yılında Kaar ve Corley denklemde yer alan hacimsel donatı oranında yalnız enine donatı miktarının dikkate alınması gerektiği sonucuna varmışlardır (KAAR ve CORLEY, 1977).

Ford ve diğ. aksenal yük altında 9 kolon eleman numunesine yanal deplasman uygulayarak çevrimsel testler yapmışlardır. Bu testler sonucunda 0.0096 ila 0.0160 arasında değişen beton maksimum birim deformasyonları gözlemlenmiştir. Çalışmaları sonucunda Corley'in denkleminde aşağıdaki değişikliği önermişlerdir (FORD vd., 1981).

$$\varepsilon_{cm} = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + \left( \frac{\rho_s f_y}{100} \right)^2 \quad (f_y: \text{MPa}) \quad (\text{E2.13})$$

$\rho_s$ = enine donatı hacimsel oranıdır.

### E2.2.6 Scott ve Diğ.

Scott ve diğ. 25 kolon elemanda eksantrik ve eksantrik olmayan yüklemeler yaparak beton gerilme-birim deformasyon davranışını incelemişlerdir (SCOTT vd., 1982). Çalışmalarında maksimum beton basınç birim deformasyon değeri olarak boyuna donatıda burkulma durumunu dikkate almışlardır. Yaptıkları değerlendirmede Baker ve Amarakone, ve Corley tarafından önerilen denklemlerin aşırı konservatif olduğunu belirterek aşağıdaki denklemi maksimum beton basınç birim deformasyon değeri için bir alt sınır olarak önermişlerdir.

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 0.9\rho_s \left( \frac{f_{yh}}{300} \right) \quad (\text{MPa}) \quad (\text{E2.14})$$

$f_{yh}$ = enine donatı akma dayanımı,  $\rho_s$ = enine donatı hacimsel oranıdır.

### E2.2.7 Azizinamini ve Diğ.

Azizinamini ve diğ. aksenal yük seviyesi, enine donatı ve konfigürasyonunun değişken olarak alındığı 12 gerçek ölçekte kolon üzerinde çevrimsel testler yapmışlardır (AZIZINAMINI vd., 1982). Bu testler sonucunda maksimum betonarme basınç birim deformasyon değerleri için alt sınır olarak Denklem E2.15'i önermişlerdir.

$$\varepsilon_{cm} = 0.003 + \left( \frac{\rho_s f_y}{100} \right)^2 \quad (\text{MPa}) \quad (\text{E2.15})$$

### E2.2.8 Papia ve Russo

Papia ve diğ. betonarme kolonlarda boyuna donatı burkulmalarını incelemişlerdir (Papia ve diğ., 1988). Bu çalışma ışığında daha sonra Papia ve Russo boyuna donatıda burkulma olduğu durumda beton basınç birim deformasyon değeri için aşağıdaki denklemi önermişlerdir (PAPIA ve RUSSO, 1989).

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{ho} + [0.75(\text{Log}(k) - 2.5)(\lambda_{\max} - \lambda)^{1.5\lambda^{-\zeta}} + \eta(1 - \xi 1.5^{(0.2\lambda-2)})(0.029\lambda^2 - 2.67\lambda + 64)]10^{-3} \quad (\text{E2.16})$$

$$\zeta = 0.17 \left( \frac{\lambda_{\max}}{54} \right)^{0.75} \quad (\text{E2.17})$$

$$\eta = \left( \frac{345}{f_y} \right)^{0.5} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{E2.18})$$

$$\xi = 1 - \left( \frac{f_u}{1.5f_y} \right)^{0.5} \quad (\text{E2.19})$$

$$\lambda = 4s/d \quad (\text{E2.20})$$

$$\lambda_{max} = 2\pi \sqrt{\frac{E_{ro}}{f_y}} \quad (E2.21)$$

$$k = qp_p E_{hot} \quad (\text{MPa}) \quad (E2.22)$$

$\varepsilon_{ho}$ = pekleşme başlangıcında boyuna donatı birim deformasyonu,  $k$ = yanal rijitlik parametresi,  $\lambda$ = enine donatı narinlik oranı,  $\lambda_{max}$ = enine donatının pekleşebilmesi için izin verilebilecek maksimum narinlik oranı,  $\zeta, \eta, \xi$ = birimsiz parametreler,  $f_y$ = boyuna donatı akma dayanımı,  $f_u$ = boyuna donatı nihai dayanımı,  $s$ = enine donatı aralığı,  $d$ = boyuna donatı çapı,  $E_{ro}$ = indirgenmiş elastisite modülü,  $q$ = enine donatı geometrisi ile ilgili katsayı (sekizgen enine donatılı kesitler için  $q = \sqrt{2}$ , diğer kesitler için  $q = 2$ ),  $p_p$ = yalnız çeper enine donatılarının hacimsel oranı,  $E_{hot}$  = pekleşme başlangıcında enine donatının tanjant modülüdür.

### E2.2.9 Paulay ve Priestley

Paulay ve Priestley sünek perdelerde düzlem dışı burkulma davranışını incelemiştir (PAULAY ve PRIESTLEY, 1993). Perdelerde düzlem dışı burkulma davranışının olduğu durum için donatıda maksimum çekme birim deformasyonu ( $\varepsilon_{sm}$ ) için aşağıda verilen denklemi önermişlerdir.

$$\varepsilon_{sm} = 0.0024 \mu_\phi \quad (E2.23)$$

$$\mu_\phi = \frac{\mu_\Delta - 1}{3 \left( \frac{L_p}{h_e} \right) \left( 1 - \frac{L_p}{2h_e} \right)} + 1 \quad (E2.24)$$

$\mu_\phi$ = eğrilik sünekliği,  $\mu_\Delta$ =deplasman sünekliği,  $L_p$ = perde plastik mafsalsal boyu,  $h_e$ = perde duvarın eşdeğer yüksekliği (tek serbestlik dereceli ters sarkaç analogisine göre  $2h_w/3$ ),  $L_w$ = perde duvarın yatay uzunluğu,  $h_w$ = perde duvarın tüm uzunluğudur.

### E2.2.10 Chai ve Elayer

Chai ve Elayer perdelerde düzlem dışı burkulmayı perdelerin uç elemanlarını temsil eden 14 farklı kolon eleman üzerinde deneyler yaparak incelemiştir (CHAI ve ELAYER, 1999). Deneylerde boy/yükseklik oranı, boyuna ve enine donatı oranları değişkenler olarak ele alınmıştır. Bu deneyler sonucunda perde ve kolon elemanlar için düzlem dışı burkulma için donatı maksimum çekme birim deformasyonu olarak aşağıdaki denklemi önermişlerdir.

$$\varepsilon_{sm} = \eta_1 \varepsilon_y + \eta_2 \varepsilon_y + \frac{\pi^2}{2} \left( \frac{b}{L_o} \right)^2 \xi_c \quad (E2.25)$$

$$\xi_c = 0.5 \left( 1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.70m} \right) \quad (E2.26)$$

$$m = \rho_{sl} f_y / f_c \quad (E2.27)$$

$\varepsilon_y$ = donatı akma birim deformasyonu,  $b$ = kolon derinliği,  $L_o$ = kolon boyu,  $m$ = mekanik donatı oranı,  $\rho_{sl}$ = burkulma beklenen bölgede boyuna donatı oranı (perde başlığı vb. gibi)

Denklem E2.25'de yer alan  $\eta_1$  katsayısının 1.5'e yakın bir değer olduğu,  $\eta_2$  katsayısının ise 3 ila 5 arasında değiştiği belirtilmiş tasarım için  $\eta_1$ 'in 1.0,  $\eta_2$ 'nin ise 2.0 alınması önerilmiştir. Çalışmada Paulay ve Priestley'in denklemi de deney sonuçları ile karşılaştırılmış ve her iki denklemde konservatif sonuçlar verdiği belirtilmiştir.

### E2.2.11 Fardis ve Biskinis

Fardis ve Biskinis beton nihai basınç birim deformasyonu için aşağıdaki denklemleri önermişlerdir (FARDIS ve BISKINIS, 2003).

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 1.2 \frac{\rho_s \varepsilon_{suh} f_{yh}}{f_{cc}} \quad (E2.28)$$

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 3.0 \alpha_s \frac{\rho_s \varepsilon_{suh} f_{yh}}{f_{cc}} \quad (E2.29)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \quad (E2.30)$$

$\alpha_s$ = Sheik ve Uzumeri'ye göre sargı etki katsayısı,  $s$ = enine donatı aralığı,  $b_o$ = çekirdek betonu eni,  $h_o$ = çekirdek betonu boyu,  $b_i$ = her bir tutulu boyuna donatı arası merkezden merkeze mesafe,  $f_{cc}$ = sargılı beton dayanımı,  $\rho_s$ = enine donatı hacimsel oranı,  $\varepsilon_{suh}$ = enine donatı kopma uzaması birim deformasyonu,  $f_{yh}$ = enine donatı akma dayanımı,  $f_{cc}$ = sargılı beton dayanımıdır.

### E2.2.11 DBYYHY-2007

2006 yılında çıkan yeni deprem yönetmeliğimizde özellikle mevcut yapıların değerlendirilmesinde kullanılmak üzere doğrusal ötesi analize yer verilmiştir. Yapı modelinde tanımlanan plastik mafsallarda hesaplanan birim deformasyonlara göre kesit ve eleman hasar sınırlarının belirlenmesi için çeşitli sınır değerler belirlenmiştir. Bu değerlere göre:

Minimum Hasar Sınırı

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 \quad \varepsilon_{sm} = 0.01 \quad (E2.31) \quad (E2.32)$$

Güvenlik Sınırı

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 0.0095(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad \varepsilon_{sm} = 0.04 \quad (E2.33) \quad (E2.34)$$

Göçme Sınırı

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 0.013(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad \varepsilon_{sm} = 0.06 \quad (E2.35) \quad (E2.36)$$

$\rho_s$ = mevcut enine donatı hacimsel oranı,  $\rho_{sm}$ = yönetmeliğe göre kesitte bulunması gereken enine donatı hacimsel oranıdır.

### E2.2.12 Eurocode 8-3

Eurocode 8'in mevcut yapıların değerlendirilmesi ile ilgili olan 3. bölümünün taslağında en dış beton lifi maksimum basınç birim deformasyonu olarak Denklem E2.37 verilmektedir (Eurocode 8:Draft No 6, 2004).



$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 0.5 \frac{\alpha_s \rho_{sf} f_{yh}}{f_{cc}} \quad (\text{E2.37})$$

$\rho_{sf}$ = yükleme yönüne paralel enine donatı hacimsel oranı ( $A_{sf}/b_o s$ ),  $A_{sf}$ = yükleme yönüne paralel enine donatı alanı,  $s$ = enine donatı aralığı,  $b_o$ = çekirdek betonu eni,  $f_{cc}$ = sargılı beton dayanımıdır.

## EK-3

### E3 Kaynaklar

1. ACI Committee 318 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-05/ACI 318R-05)," American Concrete Institute, Detroit, Michigan, (2005). Pp: 423.
2. AKTAN A.E., Karlsson B.A. and Sozen M.A., Stress-Strain Relationship of Reinforced Concrete Bars Subjected to Large Strain Reversals, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No 397, University of Illinois, (1973).
3. ATALAY M.B. and Penzien J., The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment, Shear and Axial Force, Report No. EERC 75-19, University of California, Berkeley, Dec., (1975) pp: 226.
4. ATC-40, Applied Technology Council, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol 1. Washington, DC. USA, 1996.
5. AZIZINAMINI A., Corley W.G. and Johal L.S.P., Effects of Transverse Reinforcement on Seismic Performance of Columns, *ACI Structural Journal*, 89(4), 442-50, (1992).
6. BAE S., *Seismic Performance of Full-Scale Reinforced Concrete Columns*, Ph.D. Thesis, The University of Texas at Austin, (2005) pp: 306.
7. BAKER A.L.L. and Amarakone A.M.N., Inelastic Hyperstatic Frame Analysis, Proceedings of International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, (1964) pp: 85-142.
8. BALMER G.G., Shearing Strength of Concrete Under High Triaxial Stress Computation of Mohr's Envelope As A Curve, Structural Laboratory Report SP-23, U.S. Bureau of Reclamation, (1949) pp:13.
9. BERTERO V.V and Felippa C., Discussion of Ductility of Concrete, Proceedings of International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, (1964) pp: 227-234.
10. BING L., Park R., and Tanaka H., Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High- and Normal-Strength Transverse Reinforcements, *ACI Structural Journal*, 98(3), 395-406, (2001).
11. BRESLER B. and Gilbert P.H., Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns, *ACI Journal Proceedings*, 58(5), 555-570, (1961).
12. BURDETTE E.G., Behaviour of Laterally Reinforced Concrete Columns, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 97:587-602, (1971).
13. CALVI G.M., A Displacement Based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings, *Journal of Earthquake Engineering* 3(3), 411-438, (1999).
14. CHAI Y.H. and Elayer D.T., Lateral Stability of Reinforced Concrete Columns under Axial Reversed Cyclic Tension and Compression, *ACI Structural Journal*, 96(5), pp. 780-90, (1999).
15. Chan, W.L., The ultimate strength and deformation of plastic hinges in concrete frameworks, *Magazine of Concrete Research*, 7(21), pp. 121-132, (1955).
16. CHEN, W.F., *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill Book Co., (1982).
17. CONSIDERE, A., *Experimental Researches on Reinforced Concrete*, McGraw Publishing Co., New York, (1903) pp:188.
18. CORLEY W.G., Rotational Capacities of Reinforced Concrete Beams, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 92( ST 5), 121-146, (1966).
19. CSI, SAP2000 V-8, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA, (2002).
20. DBYYHY-2007, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Ankara, (2007).

21. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Taslağı, Ankara, (2005).
22. DILGER W.H., Koch. R. and Kowalczyk R., Ductility of Plain and Confined Concrete Under Different Strain Rates, *ACI Journal Proceedings*, 81, 73-81, (1984).
23. European Committee for Standardization (CEN), EC8 Background Document "Justification note No. 13: Confined concrete constitutive law." CEC DG III/8076/89 EN, Brussels, Belgium, 104–116, (1989).
24. European Committee for Standardization (CEN), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 3: Assessment and retrofitting of buildings – Draft No 6, Brussels, (2004).
25. FAIFITIS A. and Shah, S.P., Ultimate Behaviour of Confined Columns, *ACI Journal Proceedings*, 82(4), 423-433, (1985).
26. FARDIS M.N., Biskinis D.E., Deformation of RC members, as controlled by flexure or shear. In: Proceedings of the international symposium honoring Shunsuke Otani on performance-based engineering for earthquake resistant reinforced concrete structures: The University of Tokyo: Tokyo (Japan); September 8-9, (2003).
27. Federal Emergency Management Agency, FEMA-356. Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings, Washington (D.C); (2000).
28. Federal Emergency Management Agency, FEMA-440. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington (D.C); (2005).
29. FORD J.S., Chang D.C. and Breen J.E., Behaviour of Concrete Columns Under Controlled Lateral Deformation, *ACI Structural Journal*, 78(1), 3-20, (1981).
30. GURALNICK S.A. and Yala A., Plastic Collapse, Incremental Collapse, and Shakedown of Reinforced Concrete Structures, *ACI Structural Journal*, 95(2), 163-174, (1998).
31. HOGNESTAD, E., A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, (1951) pp:128.
32. HOSHIKUMA J., Kawashima K., Nagaya K. and Taylor A.W., Stress-Strain Model for Confined Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, 123(5), 624–633, (1997).
33. INEL M. and Ozmen H.B., Effect of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings, *Engineering Structures*, 28, 1494-1502, (2006).
34. JOHL L.S.; Azizinami A., Musser D.W. and Corley W.G., Seismic Evaluation of Columns to Improve Design Criteria for Transverse Reinforcement, Proceedings of 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Ottawa, (1987) pp: 799-806.
35. KAAR P.H. and Corley W.G., Properties of Confined Concrete for Design of Earthquake Resistant Structures, Proceedings 6<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, (1977).
36. KAAR P.H., Fiorato A.E.; Carpenter J.E. and Corley W.G., Limiting Strains of Concrete Confined by Rectangular Hoops, Portland Cement Association, Illinois, (1978) pp:12.
37. KAPPOS A.J., Chryssanthopoulos M.K., and Dymiotis C., Uncertainty analysis of strength and ductility of confined reinforced concrete members, *Engineering Structures*, 21, 195–208, (1999).
38. KATO B., Mechanic Properties of Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions, *CEB Bulletin* 131.
39. KENT D.C. and Park R., Flexural Members with Confined Concrete, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 97(ST7), pp. 1969- 1990, (1971).
40. KENT D.C. and Park, R., Cyclic Load Behaviour of Reinforcing Steel, Strain (J. Brit. Soc. Strain Meas.), 9(3), 98-103, (1973).

41. KING J.W.H., Further Notes on Reinforced Concrete Columns, *The Structural Engineer*, 24, 609-616, (1946).
42. KING J.W.H., The Effect of Lateral Reinforcement in Reinforced Concrete Columns, *The Structural Engineer*, 24, 355-388, (1946).
43. KOWALSKY M.J., Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126(8), 869-878, (2000).
44. KOWALSKY M.J., Priestley M.J.N. and Seible F., Shake table testing of lightweight concrete bridges. Struct. Sys. Res. Proj. SSRP-97/10, Dept. of Structural Engineering, University of California—San Diego, La Jolla, CA, (1997).
45. LEGERON, F., and PAULTRE, P., Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load, *ACI Structural Journal*, 97(4), 591-601, (2000).
46. LU Y., Gu X. and Guan J., Probabilistic Drift Limits and Performance Evaluation of Reinforced Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131(6), 966-978, (2005).
47. MACGREGOR, J.G., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Printice Hall, New Jersey, (1997).
48. MANDER J.B, *Seismic Design of Bridge Piers*, PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand, (1984).
49. MANDER J.B., Priestley, M.J.N and Park, R., Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114(8), 1827-1849, (1988).
50. MANDER J.B., Priestley, MJN, and Park, R, Theoretical stress-strain model for confined concrete." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 114(8), 1804–1825, (1988).
51. MARTINEZ S.; Nilson A.H. and Slate F.O., Spirally Reinforced High Strength Concrete Columns, *ACI Journal Proceedings*, 81(5), 431-442, (1984).
52. MATTOCK A.H., Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams, Proceedings of International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI SP-12, Miami, (1964) pp: 143-181.
53. MATTOCK A.H., Discussion of "Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams," by Corley, W.G., *Journal of the Structural Division*, ASCE, 93(ST2), 519-522, (1967).
54. MEI H., Kiousis P.D., Ehsani M.R. and Saadatmanesh H., Confinement Effects on High-Strength Concrete, *ACI Structural Journal*, 98(4), pp. 548-53, (2001).
55. MENDIS P., Plastic Hinge Lengths of Normal and High-Strength Concrete in Flexure, *Advances in Structural Engineering*, 4(4), 189-95, (2001).
56. MOEHLE J. and Cavanagh T., Confinement Effectiveness of Crossties in RC, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 111(10), 2105–2120, (1985).
57. PANAGIATAKOS T.B. and Fardis M.N., Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate, *ACI Structural Journal*, 98(2), 135-48, (2001).
58. PAPIA M. and Russo G, Compressive concrete strain at buckling of longitudinal reinforcement, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 115(2), 382–397, (1989).
59. PAPIA M., Russo G. and Zingone G., Instability of longitudinal bars in RC columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 114(2), 445-461, (1988).
60. PARK R. and Paulay T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, Inc., New York, (1975).
61. Park, R and Sampson, R.A., Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design, *Journal of American Concrete Institute*, Proceedings V. 69, No. 9, Sep., pp. 543-555, (1972).
62. PARK R., Priestley M. J. N. and Gill, W. D., Ductility of Square Confined Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 108(4), 929–950, (1982).

63. Paulay, T, and Priestley, MJN, Stability of Ductile Structural Walls, *ACI Structural Journal*, 90(4), 385-392, (1993).
64. PAULAY T. and Priestley M. J. N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Willey & Sons, New York, NY, USA, (1992). Pp:744.
65. PAULTRE P., Legeron F. and Mongeau D., Influence of Concrete Strength and Transverse Reinforcement Yield Strength on Behavior of High-Strength Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, 98(4), 490-501, (2000).
66. PETERSON H. and Popov E.P., Constitutive Relations for Generalized Loadings, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 103(EM4), pp:611-627, (1977).
67. PFISTER J.F., Influence of Ties on the Behaviour of Reinforced Concrete Columns, *ACI Journal Proceedings*, 61(5), 521-537, (1964).
68. POPOVICS S., A Numerical Approach to the Complete stress-strain Curves for Concrete, *Cement and Concrete Research*, 3(5), 583-599, (1973).
69. PRIESTLEY M.J.N. and Park R., Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, *ACI Structural Journal*, 84, 69-76, (1987).
70. PRIESTLEY M.J.N, Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1), 157-192, (1997).
71. PRIESTLEY M.J.N, Performance Based Seismic Design, Proceedings of 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, (CD-ROM). Auckland, New Zealand, (2000).
72. PRIESTLEY M.J.N, Seible F. and Calvi G.M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley and Sons, Inc., New York, (1996).
73. PRIESTLEY M.J.N., Park, R. and Potangaroa, R.T., Ductility of Spirally Confined Concrete Columns, *Journal of Structural Division, ASCE*, 107(ST1), 181-202, (1981).
74. RAZVI S.R. and Saatcioglu M., Confinement of Reinforced concrete Columns with Welded Wire Fabric, *ACI Structural Journal Proceedings*, 86(5):615-623, (1989).
75. RICHART F.E., Brandtzaeg A. and Brown A.L., A Study of Failure of Concrete under Combined Compression Stresses, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin 185, (1928) pp:104.
76. RICHART F.E., Brandtzaeg A. and Brown A.L., 1929 The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin 190, (1929) pp:74.
77. ROY H.E.H and Sozen M.A., Ductility of Concrete, Proceedings of International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, (1964) pp: 213-224.
78. SAATCIOGLU M. and Baingo D., Circular High Strength Concrete Columns Under Simulated Seismic Loading, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 125(3), 272-280, (1999).
79. SAATCIOGLU M. and Razvi S.R., Strength and Ductility of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118(6), 1590-607, (1992).
80. SAKAI K. and Sheikh S.A., What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions), *ACI Structural Journal*, 86(2), 192-207, (1989).
81. SARGIN M., Ghosh S.K. and Handa V.K., Effect of Lateral Reinforcement upon the Strength and Deformation Properties of Concrete Sections, Study No:4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, (1971) pp: 167.
82. SCOTT B.D., Park R., and Priestley M.J.N., Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *ACI Structural Journal*, 76(1), 13-27, (1982).
83. SHAH S.P. and Rangan B.V., Effects of Reinforcement on Ductility of Concrete, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 96, 1167-1184, (1970).

84. SHEIKH S.A., Confined Concrete Subjected to Axial and Bending Loads, Proceedings of 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, (1984) pp: 869-876.
85. SHEIKH S.A. and Uzumeri S.M., Strength and Ductility of Tied Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 106(ST5), 1079-102, (1980).
86. SHEIKH S.A. and Uzumeri S.M., Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 108(ST12), 2703-23, (1982).
87. SHEIKH S.A. and Khoury S.S., Confined Concrete Columns with Stubs, *ACI Structural Journal*, 90(4), 414-431, (1993).
88. SHEIKH S.A. and Yeh C.C., Flexural Behaviour of Confined Concrete Columns Subjected to High Axial Loads, *ACI Structural Journal*, 83, 389-404, (1986).
89. SHEIKH S.A., Shah D.V. and Khoury S.S., Confinement of High-Strength Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, 91(1), 100-111, (1994).
90. SOLIMAN M.T. and Yu C.W., The Flexure Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement, *Magazine of Concrete Research*, 19(61), 223-238, (1967).
91. SOMES N.F., Compression Tests on Hoop-Reinforced Concrete, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 96, 1495-509, (1970).
92. SOZEN A. M., Stiffness of R/C Members. Lecture Notes, Purdue University, West Lafayette, IN, USA, (2001) pp: 221.
93. STANTON J.F. and McNiven H.D., The Development of A Mathematical Model to Predict the Flexural Response of Reinforced Concrete Beams to Cyclic Loads Using System Identification, Earthquake Engineering Research Center Report 79/02, (1979).
94. TASSIOS T.P. and Lefas J., Ductility of Concrete Columns due to Confinement, Scientific Papers of the Faculty of Civil Engineering, National Technical University of Athens, 8, No 1-4, (1984).
95. THOMSEN J., and WALLACE, J., Lateral Load Behavior of Reinforced Concrete Columns Constructed Using High-Strength Materials, *ACI Structural Journal*, 91(5), 605-615, (1994).
96. TS-500, Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2000).
97. VALLENAS J.; Bertero V.V. and Popov E.P., Concrete Confined by rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads, Report No UBC/EERC-77/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, (1977).
98. VINTZILEOU E and Malliri P., An Empirical Model for Predicting the Mechanical Properties of Confined Concrete, *Magazine of Concrete Research*, 51(5), 353-364, (1999).
99. WATSON S. and Park R., Design of Reinforced Concrete Frames of Limited Ductility, Research Report No:89-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (1989) pp:232.
100. WATSON S. and Park R., Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns, *Journal Structural Engineering*, 120(6), 1825-1849, (1994).
101. YAU G. and Sheikh S.A., Repair and Strengthening of columns with Fiber Reinforced Composites, Research Report, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, (1998) pp:144.
102. YEH C.C. and Sheik S.A., Flexural Behaviour of Confined Concrete Columns Subjected to High Axial Loads, Report No UHCE 87-8, Department of Civil Engineering, University of Houston, (1987).
103. ZAHN F.A., Park R. and Priestley M.J.N., Strength and Ductility of Square Reinforced Concrete Column Sections Subjected to Biaxial Bending, *ACI Structural Journal*, 56(2), 123-131, (1989).

## PROJE ÖZET BİLGİ FORMU

<b>Proje No:</b> 105M024
<b>Proje Başlığı:</b> Betonarme Elemanların Doğrusal Ötesi Davranışlarının Bilgisayar Ortamında Modellenmesi
<b>Proje Yürütücüsü ve Araştırmacılar:</b> Doç. Dr. Mehmet İNEL
<b>Projenin Yürütüldüğü Kuruluş ve Adresi:</b> Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kınıklı, 20070 Denizli
<b>Destekleyen Kuruluş(ların) Adı ve Adresi:</b>
<b>Projenin Başlangıç ve Bitiş Tarihleri:</b> Eylül 2005-Aralık 2007
<p><b>Öz (en çok 70 kelime)</b></p> <p>Proje kapsamında geliştirilen yazılım doğrusal olmayan analizler için yaygın kullanılan programlara mafsal özelliklerinin kolayca tanımlanabilmesini sağlamaktadır. Yazılım araştırmacılar, uygulamacı mühendisler ve öğrenciler için daha esnek ve öğretici özelliği olan bir programdır. Kullanıcılar etriye sıklaştırmaları ve konfigürasyonunun, eksenel yük ve malzeme özellikleri gibi parametrelerin eleman davranışını nasıl, ne oranda etkilediklerini inceleyebileceklerdir. Sargılı ve sargısız beton modelleri arasındaki farklılıkları görme fırsatı bulacaklardır. Bu şekilde eleman davranışı hakkında daha somut bilgiler elde edeceklerdir.</p>
<b>Anahtar Kelimeler:</b> Betonarme Elemanların Modellenmesi, Deformasyon Kapasitesi, Doğrusal Olmayan Analiz, Sargılı Beton Modelleri
<p><b>Projeden Yapılan Yayınlar:</b></p> <p>Proje Kapsamında direk proje veya proje bileşenleri kullanılarak yapılan yayınlar aşağıda listelenmiş olup, basılanlardan birer nüsha eklenmiştir.</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Inel M. H. Bilgin and H.B. Ozmen, "Seismic Performance Evaluation of School Buildings in Turkey," Structural Engineering &amp; Mechanics, Techno-press (Article in review, revised in May 2008).</li> <li>2. Inel M. H. Bilgin and H.B. Ozmen, "Seismic Capacity Evaluation of School Buildings in Turkey," Structures &amp; Buildings (Accepted to be published in 2008).</li> <li>3. Inel, M., H. B. Ozmen and H. Bilgin, "Re-evaluation of building damage during recent earthquakes in Turkey," <i>Engineering Structures</i>, <b>30</b>, 421-427 (2008).</li> </ol>

4. İnel, M. and H. B. Ozmen, "Effect of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings," *Engineering Structures*, **28**, 1494-1502 (2006).
5. İnel, M., H. Bilgin, ve H. B. Özmen, "Orta Yükseklikteki Betonarme Binaların Deprem Performanslarının Afet Yönetmeliğine Göre Tayini," *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, Cilt 13, Sayı 1, Sayfa: 81-89, Denizli, 2007.
6. Özmen H., M. İnel ve H. Bilgin, "Betonarme Elemanların Doğrusal Ötesi Davranışlarının Modellenmesi," 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, Cilt 2, Sayfa: 207-216, 16-20 Ekim 2007, İstanbul.
7. İnel, M. H.B. Özmen ve H. Bilgin, "Türkiye'de Yaşanan Deprem Hasarları ve Yapı Stoğunun Değerlendirilmesi," 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, Cilt 2, Sayfa: 249-260, 16-20 Ekim 2007, İstanbul.
8. İnel, M. H. Bilgin ve H.B. Özmen , "Okul Binalarının Yeni Deprem Yönetmeliğine Göre Değerlendirilmesi," 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, Cilt 1, Sayfa: 257-268, 16-20 Ekim 2007, İstanbul.
9. Özmen H., M. İnel ve H. Bilgin, "Yumuşak Kat Davranışının Duvar Etkisi Dikkate Alınarak İncelenmesi," 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, Cilt 1, Sayfa: 423-434, 16-20 Ekim 2007, İstanbul.



**TÜBİTAK PROJE NO 105M024**

Betonarme Elemanların Doğrusal Ötesi Davranışlarının  
Bilgisayar Ortamında Modellenmesi

# SEMAp

**Sargı Etkisi Modelleme Analiz programı**

**Sürüm 1.0.0**

## Kullanım Kılavuzu

PROJE EKİBİ  
Mehmet İNEL  
Hayri Baytan ÖZMEN  
Hüseyin Bilgin

Ocak 2008  
DENİZLİ

## ÖNSÖZ

Ülkemiz coğrafi konumu ve sahip olduğu yapı stoğu gereği oldukça ciddi deprem tehdidi altındadır. Deprem zararlarının en aza indirilmesi ülkemizin en önemli problemlerinden biridir. Bu sebeple bu konuyla ilgili bilimsel gelişmelerin takip edilmesi gereklidir. Yeni yapılacak ve özellikle de mevcut yapıların deprem performansının değerlendirilmesinde en gelişmiş yöntemler doğrusal olmayan statik ve dinamik analiz yöntemleridir. Fakat bu yöntemler için gerekli modellerin hazırlanması oldukça büyük zorluklar içermektedir. Bu zorluklardan en önemlisi yapıya ait her bir eleman için malzeme ve kesit bilgileri kullanılarak tek tek dayanım ve deformasyon kapasiteleri bilgilerinin hesaplanarak, analiz programlarına aktarılmasıdır. Bir yapıyı oluşturan yüzlerce eleman için bu işlemin gerçekleştirilmesi bu metodları uygulanabilir olmaktan çıkarmaktadır. Uygulamada daha çok yapıları oluşturan eleman özellikleri yerine A.B.D. Yönetmeliklerinde tipik elemanlar için geliştirilen ortalama değerler kullanılmaktadır. Önerilen yazılım ile bu işlemin önemli ölçüde kolaylaştırılarak eleman özelliklerine uygun değerler hesaplanması amaçlanmıştır. Bu yazılım betonarme bir kesitin kesme, eksenel yük ve moment özellikleri için plastik mafsalları hesaplayarak veri dosyaları aracılığıyla, programların veri transfer özelliklerini kullanarak analiz programlarına birkaç tuşa basarak aktarılmasını sağlamaktadır.

Yazılımın grafiksel arayüzü betonarme eleman davranışının daha somut anlaşılmasına katkıda bulunur. Moment-eğrilik ilişkileri değişik beton davranış modellerine göre hesaplanıp, görsel olarak ifade edilebilmektedir. Grafik üzerinde belirli bir eğrilik değerinde kesitte bulunan beton ve donatının deformasyon değerlerinin görülebilmektedir. Bu şekilde yazılım aracılığıyla yapıların tasarlandığı göçme davranışı olan eğilme etkisinin kullanıcı tarafından daha iyi anlaşılabilmesi hedeflenmektedir. Böylece FEMA 356 gibi hazır dokümanlarda verilen değerlerin çeşitli sayılardan öte mühendislerin kafasında bir anlam kazanması amaçlanmıştır.

Geliştirilen yazılım doğrusal olmayan analizler için yaygın kullanılan programlara mafsallı özelliklerinin kolayca tanımlanabilmesini sağlamakta ve veri dosyası hazırlayabilecektir. Bu sayede araştırma yapan akademisyenler, uygulamada çalışan mühendisler ve inşaat mühendisliği öğrencileri daha esnek ve öğretici özelliği olan bir programa sahip olacaklardır. İnşaat mühendisliği öğrencileri etriye sıklaştırmasının, etriye konfigürasyonunun, eksenel yük ve malzeme özellikleri gibi parametrelerin eleman davranışını nasıl, ne oranda etkilediklerini inceleyebileceklerdir. Sargılı ve sargısız beton arasındaki farkları ve değişik beton modelleri arasındaki farklılıkları görme fırsatı bulacaklardır. Bu şekilde eleman davranışı hakkında daha somut bilgiler elde edeceklerdir.

Program önerildiğinde taslak çalışmaları yeni başlayan ve Mart 2007'de yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e eklenen Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi bölümü ile mevcut binaların değerlendirilip güçlendirilmesi için bir standart getirilmiştir. Eklenen yeni bölümde önerilen analiz yöntemlerinden birisi de doğrusal olmayan statik itme analizidir. Projede önerilmemesine rağmen, program uygulamacı mühendisler için son derece önemli olan yönetmelik esaslarına uyumlu mafsallar üretebilmektedir.

Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden statik itme analizinin ülkemiz yönetmeliğine girdiği bir dönemde birçok akademisyen, uygulamacı ve öğrencilere katkı sağlayacak bu çalışmayı destekleyen TÜBİTAK'a teşekkürlerimi sunarım.

Doç. Dr. Mehmet İNEL

## İÇİNDEKİLER

1.	Giriş.....	10
1.1	Genel.....	10
1.2	Çalışmanın Amaç ve Kapsamı.....	10
1.3	Yöntem.....	11
2.	Literatüre Özeti ve Teorik Altyapı.....	12
2.1	Beton Modelleri Hakkında Genel Bilgi.....	12
2.1.1	Sargısız Beton.....	12
2.1.2	Sargılı Beton.....	15
2.1.3	Sargılı Beton Modelleri.....	18
2.2	Donatı Modeli.....	22
2.3	Plastik Mafsal.....	23
2.3.1	Eğilme Mafsalı.....	24
3.	Program Kullanımı.....	27
3.1	Program Girdi Bilgileri.....	27
3.1.1	Birim Seçimi.....	27
3.1.2	Malzeme Bilgileri :.....	27
4.	Program Komutları.....	40
4.1	Dosya.....	40
4.1.1	Yeni.....	40
4.1.2	Aç.....	40
4.1.3	Kaydet.....	40
4.2	Görünüm.....	40
4.3	Kesit.....	40
4.3.1	Kesiti Döndür.....	40
4.3.2	Basınç < - > Çekme.....	40
4.4	Göster.....	40
4.4.1	Kesit.....	40
4.5	Mafsal.....	40
4.5.1	Mafsal Üret.....	40
4.6	İşlem.....	41
4.6.1	Hesapla.....	41
4.6.2	M-K Hesapla.....	41
4.6.3	M-N Hesapla.....	41
4.7	Analiz Sonuçlarının Alınması.....	41
4.7.1	Göster.....	41
4.7.2	İşlem.....	41
4.8	Klavye Komutları.....	42
5.	Örnek Uygulamalar.....	45
5.1	Kesit Tanımlamaları.....	45
5.1.1	Örnek 1.....	45
5.1.2	Örnek 2.....	46
5.1.3	Örnek 3.....	47
5.1.4	Örnek 4.....	50
5.1.5	Örnek 5.....	53
5.2	Mafsal Verilerinin Paket Programlarına Aktarılması.....	54
5.2.1	Mafsal Verilerinin SAP2000 v8 Programına Aktarılması.....	54
5.2.2	Mafsal Verilerinin ETABS Programına Aktarılması.....	60
5.2.3	Mafsal Verilerinin SAP2000 v11 Programına Aktarılması.....	61
EK-1	62	
E1	Plastik Mafsal.....	62
E1.1	Plastik Mafsal Uzunluğu.....	62
E1.2	Önceki Araştırmalar.....	64
E1.2.1	Baker (1956).....	64
E1.2.2	Mattock (1964).....	65
E1.2.3	Corley (1966).....	65
E1.2.4	Mattock (1967).....	65

E1.2.5 Park, Priestly ve Gill (1982).....	66
E1.2.6 Sakai ve Sheikh (1989).....	66
E1.2.7 Sheikh (1993, 1994 ve 1998).....	66
E1.2.8 Mendis (2001).....	66
E1.2.9 Bae (2005) .....	67
E1.3 Önceki Çalışmalar Üzerine Yorumlar .....	70
EK-2	72
E2 Maksimum Deformasyon Değerleri İçin Bağlılar .....	72
E2.1 Hemen Kullanım Durumu .....	72
E2.2 İleri Hasar Durumları.....	73
E2.2.1 Kolay Tamir Edilebilme .....	73
E2.2.2 Mander vd.....	73
E2.2.3 Tassios ve Lefas.....	74
E2.2.4 Baker ve Amarakone .....	75
E2.2.5 Corley .....	75
E2.2.6 Scott ve Diğ. ....	76
E2.2.7 Azizinamini ve Diğ.....	76
E2.2.8 Papia ve Russo.....	76
E2.2.9 Paulay ve Priestley.....	77
E2.2.10 Chai ve Elayer .....	77
E2.2.11 Fardis ve Biskinis .....	78
E2.2.11 DBYYHY-2007.....	78
E2.2.12 Eurocode 8-3.....	78
EK-3	80
E3 Kaynaklar .....	80

## ŞEKİLLER DİZİNİ

ÖZET .....	8
Şekil 2.1. Geliştirilmiş Hognestad Modeli .....	13
Şekil 2.2. Sargısız beton için Mander Modeli .....	14
Şekil 2.3. Farklı yanal basınçlar altında betonun gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi (RICHART vd., 1928) .....	15
Şekil 2.4. Tipik yanal donatı uygulamaları .....	15
Şekil 2.5. Etriye ile etkili sınırlamayan beton alanı .....	16
Şekil 2.6. Düşeyde etriye ile etkili sınırlamayan beton alanı .....	16
Şekil 2.7. Enine donatı konfigürasyonun sargı etkisi üzerindeki önemi (SHEIKH ve UZUMERI, 1982) .....	18
Şekil 2.8. Kent&Park beton modelleri .....	19
Şekil 2.9. Mander sargılı beton modeli .....	20
Şekil 2.10. Saatcioglu&Razvi sargılı beton modeli .....	21
Şekil 2.11. Çelik gerilme- birim şekil değiştirme ilişkisi .....	22
Şekil 2.12. İdealleştirilmiş dayanım-deformasyon eğrisi .....	23
Şekil 2.13. Eğilme altında bir betonarme elemanın moment ve eğrilik diyagramı .....	24
Şekil 2.14. Eğrilik diyagramının idealleştirilmesi .....	25
Şekil 3.1. Birim Seçimi diyalog kutusu ve Durum Çubuğu .....	27
Şekil 3.2. Beton malzeme bilgilerinin girilmesi .....	28
Şekil 3.3. Çelik malzeme bilgilerinin girilmesi .....	28
Şekil 3.4. Kesit Özellikleri diyalog kutusu (aktif birim N mm) .....	29
Şekil 3.5. Hızlı Kesti Girme diyalog kutusu (aktif birim: N mm) .....	31
Şekil 3.6. Boyuna Donatı Bilgileri diyalog kutusu .....	32
Şekil 3.7. Hatalı donatı bilgisi uyarı mesajları .....	32
Şekil 3.8. Plastik mafsal tipik idealleştirilmiş dayanım deformasyon ilişkisi .....	33
Şekil 3.9. Plastik Mafsal Ayarları diyalog kutusu .....	33
Şekil 3.10. Görüntülenecek beton modelleri seçimi diyalog kutusu .....	37
Şekil 3.11. Plastik Mafsal Üretme Ayarları diyalog kutusu .....	38
Şekil 3.11. Mafsal Kabul Kriterleri Ayarları diyalog kutusu .....	39
Şekil 4.1. T tuşu aktif halde etkileşim diyagramı .....	42
Şekil 4.2. Grafik maksimum değerlerinin değiştirilebileceği diyalog kutusu .....	43
Şekil 4.3. B, S, L, G, Y tuşları aktif moment-eğrilik grafiği .....	44
Şekil 4.4. D tuşuna basıldığında görülebilen kesit deformasyon diyagramı .....	44
Şekil 5.1. Örnek 1 için kesit .....	45
Şekil 5.2. Örnek kesitin programda görünüşü .....	45
Şekil 5.3. Örnek kesit verilerinin girilmesi .....	46
Şekil 5.4. Örnek 1 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri .....	46
Şekil 5.5. Örnek 2 için kesit .....	47
Şekil 5.6. Örnek 2 kesitin programda görünüşü .....	47
Şekil 4.7. Örnek 2 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri .....	47
Şekil 5.8. Örnek 3 için kesit .....	48
Şekil 5.9. Örnek 3 kesitin programda görünüşü .....	48
Şekil 5.10. Örnek 3 kesit verilerinin girilmesi .....	48
Şekil 5.11. Örnek 3 kesit verilerinin girilmesi (sağda görülen kesit genel bir kesit olup örneğe ait değildir, birimler kN.m) .....	49
Şekil 5.12. Örnek 3 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri .....	50
Şekil 5.13. Örnek kesit .....	50
Şekil 5.14. Örnek 4 kesit verilerinin girilmesi .....	51
Şekil 5.15. Boyuna donatı bilgilerinin el ile düzenlenmesi .....	52
Şekil 5.16. Örnek 4 kesitin programda görünüşü .....	52
Şekil 5.17. Örnek 4 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri .....	53
Şekil 5.18. Örnek 5 için kesit .....	53
Şekil 5.19. Örnek 5 kesit verilerinin girilmesi .....	54
Şekil 5.20. Örnek 5 kesitin programda görünüşü .....	54
Şekil 5.21. Örnek çerçeve .....	56
Şekil 5.22. Örnek çerçeve kolonları .....	56
Şekil 5.23. Örnek çerçeve kirişi .....	57

Şekil 5.24. Örnek çerçeve kolon eksenel yük değerleri (kN).....	58
Şekil 5.25. Plastik mafsalların atanması.....	59
Şekil 5.26. Örnek çerçeve kapasite diyagramı (ton, mm) .....	60
Şekil E1.1 Plastik mafsal uzunluğunun tanımlanması (PARK ve PAULAY, 1975) .....	63
Şekil E1.2. Eksenel yükün eğrilik ve basınç şekil değiştirme profili üzerindeki etkisi.....	67
Şekil E1.3. Eksenel yük-plastik mafsal uzunluğu arasındaki ilişki .....	68
Şekil E1.4. $L/h$ oranı-plastik mafsal uzunluğu arasındaki ilişki .....	69
Şekil E1.5. Boyuna donatı miktarının etkisi .....	70
Şekil E1.6. Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen plastik mafsal uzunluklarının karşılaştırılması .....	70

## ÇİZELGELER DİZİNİ

Tablo E1.1. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen $L_p$ uzunlukları.....	71
--	----

## ÖZET

Ülkemiz coğrafi konumu ve sahip olduğu yapı stoğu gereği oldukça ciddi deprem tehdidi altındadır. Deprem zararlarının en aza indirilmesi ülkemizin en önemli problemlerinden biridir. Bu sebeple bu konuyla ilgili bilimsel gelişmelerin takip edilmesi gereklidir. Yeni yapılacak ve özellikle de mevcut yapıların deprem performansının değerlendirilmesinde en gelişmiş yöntemler doğrusal olmayan statik ve dinamik analiz yöntemleridir. Fakat bu yöntemler için gerekli modellerin hazırlanması oldukça büyük zorluklar içermektedir. Bu zorluklardan en önemlisi yapıya ait her bir eleman için malzeme ve kesit bilgileri kullanılarak tek tek dayanım ve deformasyon kapasiteleri bilgilerinin hesaplanması, analiz programlarına aktarılmasıdır. Bir yapıyı oluşturan yüzlerce eleman için bu işlemin gerçekleştirilmesi bu metotları uygulanabilir olmaktan çıkarmaktadır. Uygulamada daha çok yapıları oluşturan eleman özellikleri yerine A.B.D. Yönetmeliklerinde tipik elemanlar için geliştirilen ortalama değerler kullanılmaktadır. Geliştirilen yazılım ile bu işlemin önemli ölçüde kolaylaştırılarak eleman özelliklerine uygun değerler hesaplanması amaçlanmıştır. Bu yazılım betonarme bir kesitin kesme, eksenel yük ve moment özellikleri için plastik mafsalları hesaplayarak veri dosyaları aracılığıyla, programların veri transfer özelliklerini kullanarak analiz programlarına birkaç tuşa basarak aktarılmasını sağlayabilmektedir. Bu işlem için kullanıcıya farklı beton modelleri, farklı plastik mafsalları ve farklı süneklik kriteri kullanma şansı verilmektedir. Seçenekli ve pratik kullanım olanakları sayesinde yazılımın eleman ve sistem davranışlarının öğrenilmesinde inşaat mühendisliği öğrencilerine önemli faydalar sağlayarak eğitimlerine katkı sağlaması hedeflenmiştir. Ayrıca önerilen yazılımın 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e eklenen mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili yeni bölümünün inşaat mühendislerince anlaşılmasında; deformasyon kapasitelerinin nasıl hesaplandığı, nelere bağlı olduğunun görerek öğrenilmesi açısından oldukça faydalı olacağı düşünülmektedir.

**Anahtar Kelimeler:** Betonarme Elemanların Modellenmesi, Deformasyon Kapasitesi, Doğrusal Olmayan Analiz, Sargılı Beton Modelleri



## ABSTRACT

Seismic risk of Turkey is high due to location and vulnerable building stock. Research and advances in earthquake engineering must be followed by civil engineers in practice to reduce seismic risk that is primary concern nowadays. Nonlinear static and dynamic procedures are well-known methods for the evaluation of existing structures. However, modeling of structures for these methods is complex compared to linear procedures. The deformation capacity of each element component needs to be determined using its material and geometric characteristics for the nonlinear procedures. Repeating this process for several hundred elements in a structure makes the use of these procedures almost impossible. In practice, default nonlinear element properties determined for a range of typical U.S. construction are used. In this Project, a practical software has been developed for estimating deformation capacity of rectangular sections. The software includes moment-curvature analysis and determination of moment-rotation capacity of a section using different confined concrete models and different plastic hinge lengths. Additionally, it has the feature of preparing input data for commonly used nonlinear analysis programs in Turkey. The easy-to-use feature and provided alternatives in modeling makes the program useful and educational tool for engineers in practice and civil engineering students. Also, visual part of the program makes engineers and students to easily understand element and system behavior under earthquakes. A new chapter has been included in Turkish Earthquake Code to guide evaluation and retrofit of existing structures. The developed program is considered as useful tool for civil engineers in practice because it helps to visualize the behavior of concrete components and understanding of the new chapter in Turkish Earthquake Code.

**Keywords:** Confined Concrete Models, Deformation Capacity, Modeling Reinforced Concrete Components, Nonlinear Behavior

# 1. Giriş

## 1.1 Genel

Son yıllarda ülkemizin yaşadığı deprem felaketlerindeki (1999 Kocaeli ve Düzce, 2003 Bingöl depremleri) can ve mal kayıpları sonrası ülke genelinde mevcut bina stoklarının deprem davranışının tespiti ve gerekli önlemlerin alınması ihtiyacı ortaya çıkarmıştır. 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili yeni bir bölüm eklenmiştir. Bu bölümde, yapıların deprem etkisi altında doğrusal ötesi davranışının yansıtılması için kullanılabilir yöntemlerden birisi olarak deprem mühendisliğinde dünyada yaygın olarak kullanılan öteleme analizi (pushover analiz), "Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi" adı ile önerilmektedir.

Yapıların deprem davranışlarının incelenmesinde altyapısı oturmuş ve kullanılabilir derecede pratik bilimsel metot "İtme Analizi", doğrusal ötesi statik analiz yöntemidir. Bu metot ile standart elastik analiz ile elde edilemeyen yapının hasar almaya başladıktan sonra nasıl davranış göstereceği, bir eleman aktıktan sonra kuvvet dağılımının yapı içinde nasıl gerçekleşeceği gibi birçok bilgi elde edilebilmektedir. Bu bilgilerin inşaat mühendisleri için önemi büyüktür. Ayrıca itme analizi aracılığıyla bu bilgiler daha görsel ve somut bir hale getirilerek piyasada çalışan inşaat mühendisleri ve bu alanda öğrenimlerini devam etmekte olan öğrenciler tarafından yapıların deprem davranışının anlaşılması kolaylaşmaktadır.

Doğrusal elastik olmayan analizler (statik ve dinamik) için yapıların modellerinin hazırlanması doğrusal elastik analize göre oldukça uzun ve zahmetlidir. Bunun sebebi doğrusal elastik analizde kullanılmayan kapasite ve süneklik değerlerinin doğrusal olmayan analiz için hazırlanan modellerde gerekli olmasıdır. Doğrusal olmayan analiz modellerinde her bir eleman için bu değerler hesaplanmalı ve modelin hazırlandığı bilgisayar programına aktarılmalıdır. Bir yapıyı oluşturan yüzlerce eleman için bu işlemin gerçekleştirilmesi bu metotları uygulanabilir olmaktan çıkarmaktadır. Uygulamada daha çok yapıları oluşturan eleman özellikleri yerine A.B.D. Yönetmeliklerinde tipik elemanlar için geliştirilen ortalama değerler kullanılmaktadır. Ortalama değerlerin kullanımı sünek tasarım ilkeleri ile uyumlu elemanlar için yaklaşık geçerli olmakla birlikte, süneklik ilkeleri ile uyumlu olmayan elemanlar için bu değerler uygun değildir.

Ülkemizin yapı kültürü ile uyumlu kesit özelliklerini yansıtacak bir araca ihtiyaç duyulmaktadır. Geliştirilen yazılım ile bu işlemin önemli ölçüde kolaylaştırılarak eleman özelliklerine uygun değerler hesaplanması amaçlanmıştır. Bu yazılım betonarme bir kesitin kesme, aksel yük ve moment özellikleri için plastik mafsalları hesaplayarak veri dosyaları aracılığıyla, programların veri transfer özelliklerini kullanarak analiz programlarına birkaç tuşa basarak aktarılmasını sağlayabilmektedir. Bu işlem için kullanıcıya farklı beton modelleri, farklı plastik mafsalları boyu bağıntıları ve farklı süneklik kriteri kullanma şansı verilmektedir.

Seçenekli ve pratik kullanım olanakları sayesinde yazılımın eleman ve sistem davranışlarının öğrenilmesinde inşaat mühendisliği öğrencilerine önemli faydalar sağlayarak eğitimlerine katkı sağlaması hedeflenmiştir. Ayrıca önerilen yazılımın 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e eklenen mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili yeni bölümünün inşaat mühendislerince anlaşılmasında; deformasyon kapasitelerinin nasıl hesaplandığı, nelere bağlı olduğunun görerek öğrenilmesi açısından oldukça faydalı olacağı düşünülmektedir.

## 1.2 Çalışmanın Amaç ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı tüm dünyada mevcut yapıların performans değerlendirmesinde kullanılan en yeni ve gelişmiş tekniklerden biri olan itme analizinin uygulanmasında en önemli zorluk olan betonarme kesitlerin doğrusal elastik olmayan davranışını temsil eden plastik mafsalları özelliklerinin tanımlanması sürecini oldukça kolaylaştıracak bir yazılım geliştirilmesidir.

Proje kapsamında hazırlanan yazılım, inşaat mühendisliğinde lisans veya lisansüstü seviyede eğitim görmüş ve/veya görmekte olan mühendislere, betonarme yapı elemanlarının doğrusal elastik olmayan

davranışları ve bilgisayar ortamında modellenmesi hakkında bilgiler sunmayı hedeflemektedir. Yazılım, sargı etkisi ihmal edilmiş (HOGNESTAD, 1951), sargı etkisini dikkate alan Geliştirilmiş Kent&Park, Saatcioglu&Razvi ve Mander beton modellerini (SCOT vd., 1982; SAATCIOGLU VE RAZVI, 1992; MANDER vd, 1988b) kullanarak betonarme kesitin dayanım-deformasyon ilişkilerini (moment-eğrilik, moment-beton birim basınç deformasyonu, vb.) ve etkileşim diyagramlarını hesaplayıp, grafik halinde gösterebilmektedir. Sayısal verilerin “.txt” ve “.xls” uzantılı programlara aktarılmasına imkan vermektedir. Yazılım, kesitin kolon veya kiriş olmasına göre kullanıcı tanımlı, FEMA-356 ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007 yönetmeliklerine uygun şekilde mafsalsal özelliklerini hesaplayabilmekte ve ülkemizde yaygın olarak kullanılan analiz programları olan ETABS ve SAP2000 programlarına aktarılmasına olanak sağlanmaktadır.

Program bünyesinde kullanılan denklem ve bağıntılar, literatürde genel kabul görmüş ve uygulamada sıkça kullanılanlar arasından seçilmiştir. Programda yapılan hesaplamalar ve sonuçların kontrolü ile ilgili sorumluluk kullanıcılara aittir.

### 1.3 Yöntem

Çalışma kapsamında geliştirilen yazılım için izelenen yöntem maddeler halinde özetlenmiştir.

1. Literatür taraması yapılarak programın teorik alt yapısı için gerekli literatür bilgileri elde edilmiştir. Programın hangi verilere ihtiyaç duyacağı belirlenerek girdi ve çıktı parametreleri belirlenmiştir.
2. Visual C++ dilinde belirlenen verileri girdi olarak alabilecek ve bunları bir kayıt dosyasında saklayabilecek bir yazılım oluşturulmuştur. Bu yazılımın girilen verilerden kesit ile ilgili olanlarını (kesit en ve boyu, çekirdek betonu, etriye yerleşimi, boyuna donatıların çap ve konumu) grafik olarak gösterebilmesi sağlanmıştır.
3. Yazılımın girilen verilere uygun şekilde sargısız ve sargılı beton davranışlarını hesaplayabilmesi ve birim deformasyon- basınç dayanımı grafiği aracılığıyla görsel olarak kullanıcıya aktarılabilir hale getirilmiştir. Sargılı ve sargısız beton modelleriyle uyumlu moment-eğrilik grafiği ve etkileşim diyagramlarının oluşturulması sağlanmıştır.
4. Kullanıcının belirlediği süneklik kriterlerinin seçmiş olduğu sargılı beton modeli için moment eğrilik grafiği üzerinde hangi noktalara tekabül ettiği belirlenmiştir. Bu kriterlerden en kritik olanlara göre idealleştirilmiş moment-dönme ilişkisinin hesaplanmasında kullanılacak değerler moment-eğrilik üzerinde gösterilmiştir.
5. Yazılımın moment-eğrilik değerlerinden SAP2000 ve ETABS programlarının kullandığı formatta idealleştirilmiş moment-dönme grafiklerini hesaplayabilmesi sağlanmıştır.
6. SAP2000 ve ETABS programlarının veri dosya formatları incelenilerek, hesaplanan mafsalsal bilgilerini SAP2000 ve ETABS programlarının formatına uygun veri dosyalarına yazabilmesi sağlanmıştır.
7. Program FEMA 356’ da ve 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik’te verilen değerlere göre moment mafsalsal bilgileri üretebilir hale getirilmiştir.
8. Program başta Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim Dalı öğretim üyeleri ve araştırma görevlileri olmak üzere Türkiye’nin değişik yerlerindeki üniversite ve değişik kurumlarda çalışan doğrusal olmayan analiz yapan kişilerin kullanımına sunulacak, olumlu ve olumsuz eleştirileri dikkate alınarak program tekrar gözden geçirilmiştir. Bu gözden geçirme sonucunda yazılımın gerek görülen kısımlarında değişiklikler yapılmıştır. Bunlardan en önemlileri proje önerisinde yer almayan 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik ile uyumlu mafsalsal üretimi ile SAP2000 programının değişik sürümlerine veri aktarılabilmesidir. Proje önerisinde sürümde olan SAP2000 v8’den sonra gelen sürümlerde SAP2000 programı veri formatını değiştirmiştir. Yazılıma yansıtılması ek ciddi anlamda ek bir getirmesine rağmen, kullanıcılardan gelen talepler doğrultusunda SAP2000 v8, v10 ve v11 için veri aktarabilmektedir.
9. Program son halini aldıktan sonra bir kullanım kılavuzu hazırlanmış ve bu raporda Ek olarak verilmiştir.

## 2. Literatüre Özeti ve Teorik Altyapı

1990'lı yıllarda yapı mühendisliğinde kuvvet esaslı tasarımdan deplasman esaslı tasarıma doğru eğilimle birlikte yapı sistemlerini oluşturan elemanların deplasman kapasitelerinin önemi artmıştır. 1995 yılında A.B.D.'de başlayan çalışmalar deplasman esaslı tasarım felsefesini kullanarak performansa dayalı tasarımın gelişmesine büyük katkılarda bulunmuştur. Yeni yaklaşımlarda elemanların değerlendirme kriterleri deplasman ile ilgilidir.

Literatürde eleman deplasman kapasitelerinin tahmininde analitik, yarı analitik ve ampirik modeller bulunmaktadır. Deneysel çalışmalardaki parametrelerin belirli kabulleri, belirli bir bölgeye özgünlüğü gibi nedenlerden dolayı farklı deneylere dayalı olarak geliştirilen bağıntılar, bir eleman için uygulandığında farklı sonuçlar verebilmektedir. Dolayısıyla betonarme elemanların deplasman kapasitelerinin tahmin aralığı çok geniştir. Betonarme elemanların deplasman tahminlerinde etkili parametrelerin çokluğu ve betonarme davranışın modellemesindeki karmaşıklıklar betonarme elemanların deplasman kapasitelerinin tahminini zorlaştırmaktadır.

Mevcut yapıların değerlendirilmesinde ampirik bağıntılar yerine daha çok analitik ve yarı ampirik bağıntılar kullanılmaktadır. Deplasman kapasitelerinin tahmini analitik bağıntılarla elde edilen moment-eğrilik ilişkilerinin, ampirik bağıntılarla elde edilen plastik mafsallık boyuyla birlikte kullanılması sonucu yapılmaktadır. Bu bölümde yazılım kapsamında önemli yeri olan sargılı beton davranışı ve "*yığılı plastik davranış hipotezi*" ile ilgili önemli bilgiler yer almaktadır.

### 2.1 Beton Modelleri Hakkında Genel Bilgi

Beton basınca dayanıklı olması ve kolay şekil verilebilmesi nedeniyle oldukça yaygın olarak kullanılan bir yapı malzemesidir. Fakat basınca karşı bu mukavemeti yanında, yeterli sünekliği sağlamaktan uzaktır. Bu nedenle beton elemanların sargılanması gereklidir. Bunun için farklı uygulamalar (FRP, çelik, tüp) mümkün olsa da, yurdumuzda ve dünyada özellikle mevcut yapılar açısından en yaygın sargılama şekli belirli aralıkta enine donatılar ile beton çekirdeğinin sarılmasıdır. Sargılı beton davranışının daha iyi anlaşılabilmesi için öncelikle sargısız beton davranışının bilinmesi faydalı olacaktır. Ayrıca her betonarme elemanda kullanılan donatının korunması amacıyla belirli bir beton örtüsü (pas payı) bulunmaktadır. Elemanın bu kısmının gerilme-birim şekil değiştirme davranışının sargısız beton modelleri ile temsil edilmesi gereklidir.

#### 2.1.1 Sargısız Beton

Sargısız betonun nihai birim kısalma değeri betonarme elemanlarda yeterli süneklik düzeyine erişilmesine imkân vermeyecek kadar düşüktür. Tasarımda nihai birim kısalma güvenli sayılabilecek bir değer olarak 0.003 kabul edilmektedir.

Tipik olarak farklı beton dayanımı değerlerine sahip betonların gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri dayanım ile orantılı olarak artan şekilde 0.0015 - 0.0030 birim şekil değiştirme değerleri arasında maksimum gerilme değerine ulaşırlar. Bu noktadan sonra artan birim şekil değiştirme değerleriyle birlikte gerilme değerleri azalmaya başlar. Eğrinin şeklini numunede mikro çatlakların oluşumu belirler. Birim gerilme -şekil değiştirme ilişkisinin başlıca beş özelliği vardır (MACGREGOR, 1997) :

1. Eğrinin başlangıç eğimi artan beton dayanımıyla artar.
2. Eğrinin artan bölümü maksimum gerilme değerinde zirve noktasına ulaşan bir parabol şeklindedir.
3. Maksimum gerilmedeki birim şekil değiştirme değeri artan beton dayanımıyla artar.
4. Azalan bölümün eğimi artan bölümden daha düşüktür.
5. Nihai birim şekil değiştirme değeri artan beton dayanımıyla azalır.

Bu bölümde literatürde sıklıkla kullanılan sargısız beton modellerinden Geliştirilmiş Hognestad (HOGNESTAD, 1951) ve Mander modelinin (MANDER vd., 1988b) sargısız betonlar için kullanılan şekliyle ilgili kısaca bilgiler verilecektir.

### 2.1.1.1 Geliştirilmiş Hognestad Modeli

Geliştirilmiş Hognestad modeli Şekil 2.1'de görülmektedir. Eğri artan kısımda bir parabolden ve azalan kısımda ise 0.0038 nihai birim şekil değiştirme değerinde sonlanan bir doğrudan oluşmaktadır. Eğrinin denklemi şu şekildedir (HOGNESTAD, 1951):

$$\sigma_c = f_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad (2.1a)$$

$$\sigma_c = f_c \left[ 1 - \frac{(0.15(\varepsilon_c - \varepsilon_{co}))}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}} \right] \quad \varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.1b)$$

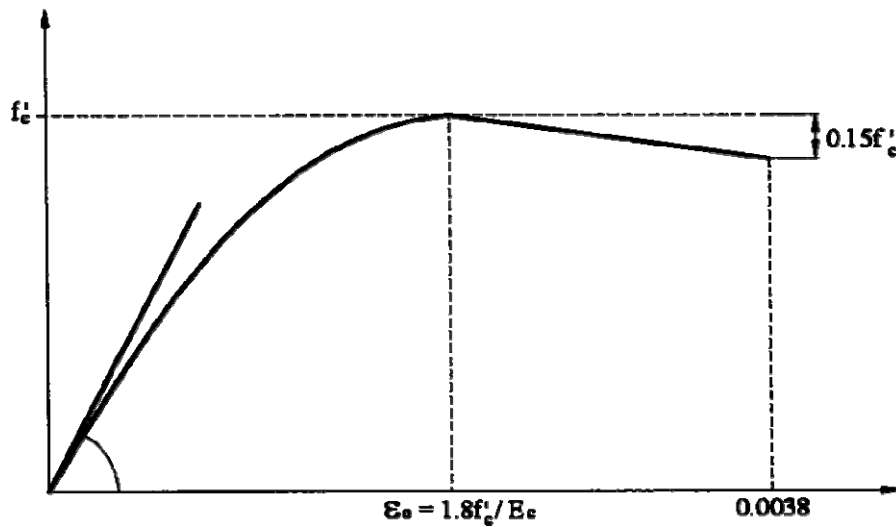
$$\sigma_c = 0 \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (2.1c)$$

$$f_c = 0.9f'_c \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{co} = 1.8f_c/E_c \quad (2.3)$$

$$E_c = 5000\sqrt{f_c} \quad (2.4)$$

Burada  $\sigma_c$  = beton gerilmesi,  $\varepsilon_c$  = beton birim şekil değiştirmesi,  $\varepsilon_{co}$  = sargısız betonun maksimum gerilmeye ulaştığı birim şekil değiştirme değeri,  $f_c$  = betonun basınç dayanımı,  $\varepsilon_{cu}$  = betonun nihai birim şekil değiştirmesi,  $f'_c$  = beton silindir basınç dayanımı,  $E_c$  = beton elastisite modülüdür.



Şekil 2.1. Geliştirilmiş Hognestad Modeli

### 2.1.1.2 Mander Modeli

Sargılı beton için geliştirilen Mander beton modelinin sargı gerilme değerinin sıfır alınmasıyla bu modelin sargısız beton için kullanılması mümkündür. Şekil 2.2'de gösterilen modelin denklemleri şu şekildedir (MANDER vd., 1988b):

$$\sigma_c = \frac{f_c x^r}{r-1+x^r} \quad \varepsilon_c \leq 2\varepsilon_{co} \quad (2.5a)$$

$$\sigma_c = f_c \left( \frac{2r}{r-1+2^r} \right) \left( 1 - \frac{\varepsilon_c - 2\varepsilon_{co}}{\varepsilon_{cu} - 2\varepsilon_{co}} \right) \quad 2\varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.5b)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (1.5c)$$

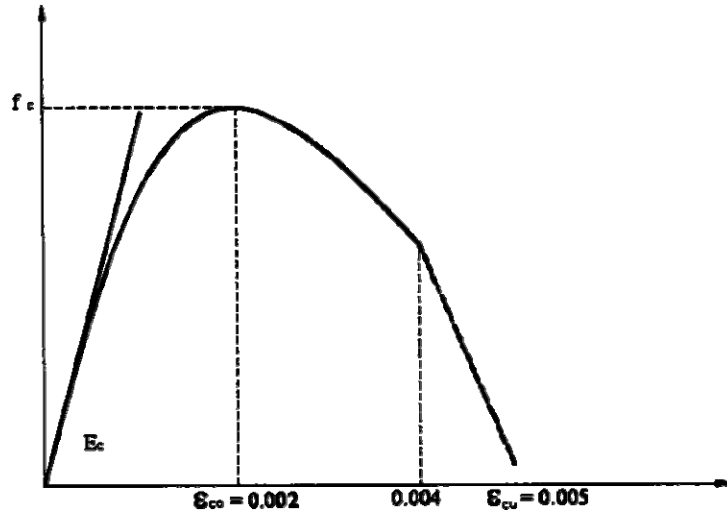
$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{co} \quad (2.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.7)$$

$$E_{sec} = f_c / \varepsilon_{co} \quad (2.8)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad (2.9)$$

Burada  $E_{sec}$  = kesit modülü olup diğer parametreler bir önceki bölümde tanımlanmıştır. Sargısız beton davranışında Mander modeli için  $\varepsilon_{co}=0.002$  ve  $\varepsilon_{cu}=0.005$  olarak alınır.



Şekil 2.2. Sargısız beton için Mander Modeli

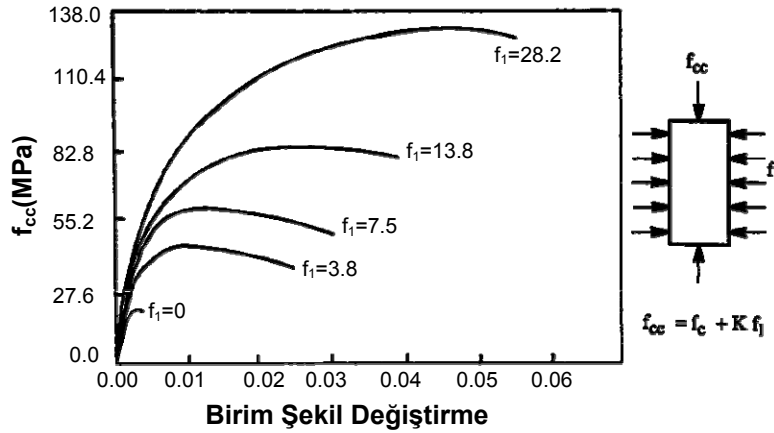
## 2.1.2 Sargılı Beton

Sargılı betonun dayanım ve özellikle de süneklik açısından sargılanmamış betondan çok üstün olduğu birçok çalışma ile ispatlanmıştır (MACGREGOR, 1997; PARK ve PAULAY, 1975). Sargılama beton çekirdeğine dayanım ve sünekliğin artırılması amacıyla yanıl basınç uygulanmasının sağlanması olayıdır. Uygulanan bu yanıl basınç ile çekirdek betonunda çatlakların gelişimi ve ilerlemesinde iyileşmeler sağlanarak daha sünek bir davranış elde edilebilir.

Sargı etkisinin betonarme eleman davranışına etkisi üzerine araştırmalar 1903 yılına dek uzanmaktadır. 1903 yılında Considere spiral enine donatılı betonarme kolonlarda sargı etkisi üzerine bir araştırma yayınlamıştır (CONSIDERE, 1903). 1928 yılında Richart vd. hidrolik basınç altında donatısız beton silindireleri ekşenel yük altında göçme noktasına kadar yükleyerek bir dizi test yapmıştır (RICHART vd., 1928). Kullanılan numunelerin beton dayanımı 25.2 MPa'dır. Daha sonra çalışmalarını spiral donatılı numuneler kullanarak genişletmişlerdir (RICHART vd., 1929). Bu testler neticesinde sargılı betonun dayanımı ( $f_{cc}$ ) ile sargısız beton dayanımı ( $f_c$ ) ve uygulanan yanıl sargı basıncı ( $f_1$ ) arasında aşağıdaki ilişkiyi önermişlerdir:

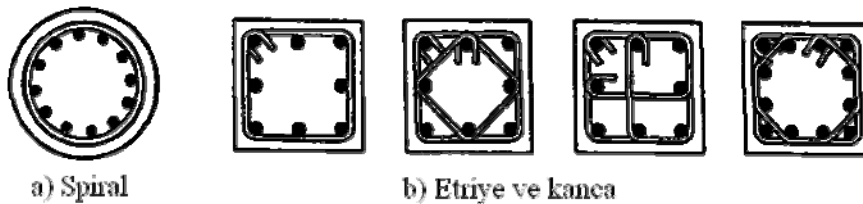
$$f_{cc} = f_c + Kf_1 \quad (2.10)$$

Burada; K testler sonucunda 4.1 alınması önerilen sabit bir katsayıdır. Richart vd. 'nin çalışması sonucunda yanıl basıncın, betonun hem dayanım hem de sünekliğini artırdığı belirlenmiştir (Şekil 2.3). Daha sonra Balmer "K" katsayısının sabit değil sargı basıncına bağılı olduğunu rapor etmiştir. Düşük yanıl basınç için yüksek, yüksek yanıl basınç için daha düşük olmak üzere 4.5 ile 7.0 arasında değişen katsayılar kullanılmasını önermiştir (BALMER, 1949).



Şekil 2.3. Farklı yanıl basınçlar altında betonun gerilme-birim şekil değıştirme ilişkisi (RICHART vd., 1928)

Çoğunlukla betonun sargılanması çekirdek betonunun belirli aralıklarla enine donatı ile sarılmasıyla meydana getirilir. Bu işlem dairesel çekirdek beton kesitine sahip kolonlarda spiraller ile dikdörtgen çekirdek beton kesitine sahip kolonlarda çeşitli etriye ve kanca konfigürasyonları ile gerçekleştirilir. Bazı tipik uygulamalar Şekil 2.4'te verilmiştir.

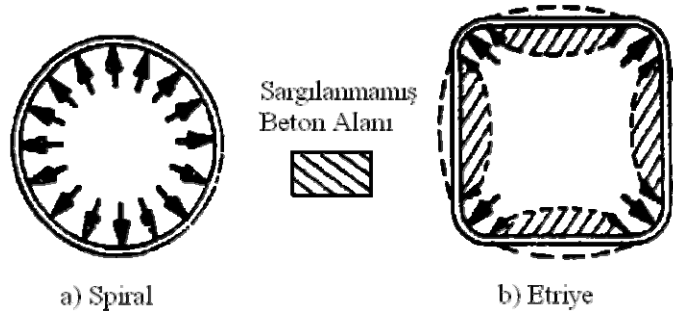


Şekil 2.4. Tipik yanıl donatı uygulamaları

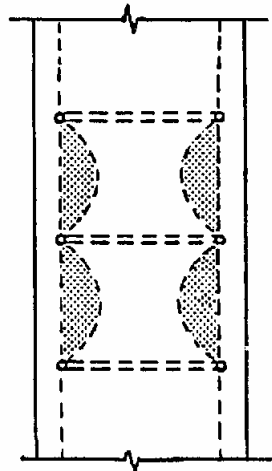
### 2.1.2.1 Enine Donatı Sargı Etkisi Mekanizması

Enine donatı yerleştirilmesi ile betona sargı basıncı uygulanması pasif bir sargılama tekniğidir. Bu nedenle beton çekirdeğine uygulanan yanıl basınç betonun genişlemesine bağılıdır. Betonun genişlemesinde içerisinde oluşan kılcal çatlak gelişiminin rolü büyüktür. Betonun içinde bulunan kılcal çatlakların dayanımın % 30'undan daha düşük gerilmeler altında değişmediği araştırmacılar tarafından ortaya konmuştur (CHEN, 1982). Düşük gerilme değerleri altında betonun Poisson etkisi ile genişlemesi de düşük olacağından enine donatı tarafından betona uygulanan basınç oldukça sınırlıdır. Daha büyük gerilmeler altında beton çekirdek genişlemeye çalışarak enine donatılara kuvvet uygular. Enine donatılara uygulanan bu kuvvete tepki olarak enine donatılar tarafından beton çekirdek üzerinde basınç oluşur. Betonun sargısız dayanımına yakın değerler altında bu genişleme artar ve beton çekirdek üzerinde belirgin bir sargı etkisi oluşmaya başlar.

Spiral enine donatılar şekilleri nedeniyle beton tarafından uygulanan kuvvete tamamen aksenal çekme ile karşı koyarlar. Bu sebeple çekirdek betonu üzerine uygulanan basınç oldukça etkili ve düzgün yayılı olarak gerçekleşir. Fakat enine donatının etriyelerden oluştuğu durumda donatının çekirdek betonun genişlemesine karşı koymasında eğilme davranışı da etkin olmaktadır. Bu durumda eğilme rijitliği düşük olan enine donatı tutulu durumda bulunan boyuna donatılar (kanca ile tutulmuş veya etriye köşe donatıları) arasında dışa doğru bel vermekte ve sargı basıncının etkinliğini azaltmaktadır. Bu sebeple çekirdek betonu yalnız tutulu boyuna donatılar etrafında etkili olarak sargılanabilmektedir (Şekil 2.5). Ayrıca etriye seviyeleri arasında etkili olarak sarılan çekirdek betonunun oldukça azaldığı da unutulmamalıdır (Şekil 2.6). Tüm bu nedenlerle spiral yanıl donatının etriyeye göre oldukça üstün olduğu bilinmektedir (SHEIKH ve UZUMERİ, 1980; İyengar vd., 1973; CHAN, 1955). Chan etriye ve spiral sargılı beton numuneler ile yaptığı bir çalışmada etriyelerin betonun dayanım ve nihai birim şekil değiştirme değerini iyileştirmede sırası ile spiral donatınının % 50 ve % 70'i kadar etkili olduğunu öne sürmüştür (CHAN, 1955).



Şekil 2.5. Etriye ile etkili sarılamayan beton alanı



Şekil 2.6. Düşeyde etriye ile etkili sarılamayan beton alanı



#### **2.1.2.2 Sargı Etkisini Etkileyen Faktörler**

Sargı etkisinin derecesi enine donatı tarafından beton çekirdeğe uygulanan basınca bağlıdır. Bu sebeple bu basıncı ve basıncın uygulandığı beton miktarını etkileyen faktörler doğrudan sargılamanın verimliliği ile ilintilidir (HOGNESTAD, 1951; MACGREGOR, 1997; PARK ve PAULAY, 1975; SHEIKH ve UZUMERI, 1980; SHEIKH ve KHOURY, 1993).

#### **2.1.2.3 Enine Donatı Miktarı**

Enine donatı miktarı çoğunlukla enine donatı hacminin beton çekirdeği hacmine oranı olarak ifade edilir ve sargı etkisini belirleyen en önemli faktörlerden biridir. Daha büyük hacimsel enine donatı oranı, beton üzerinde daha büyük yanal basınç uygulanması ve böylelikle dayanım ve süneklikte daha büyük artışa neden olmaktadır. Artan hacimsel enine donatı oranı ile birlikte betonarme davranışında büyük iyileşme sağlandığının rapor edilmesi nedeniyle (SHEIKH ve UZUMERI, 1980) birçok yönetmelik betonarme elemanlarda belirli bir minimum enine donatı oranını zorunlu kılmıştır.

#### **2.1.2.4 Enine Donatı Aralığı**

Şekil 2.6'da da görüldüğü gibi enine donatı aralığı arttıkça etkili olarak sargılanan beton aralığı azalmaktadır. Bu sebeple enine donatı aralığı azaldıkça sargılamanın etkinliği artmaktadır. Bu sebeple yönetmeliklerde bu aralık için maksimum değerler öngörülmektedir.

#### **2.1.2.5 Enine Donatı Çapı**

Daha büyük çapta enine donatı daha büyük eğilme rijitliği anlamına gelmektedir. Daha rijit enine donatı beton çekirdek genişledikçe donatının dışarıya doğru bel vermesini geciktirerek daha verimli bir sargılama etkisine imkan verecektir. Bu konuda dikkat edilmesi gereken diğer bir husus ise enine donatı çapının beton genişlemesine eğilme etkisi ile karşı koyan etriye için daha belirgin bir etki olduğudur. Sargı basıncını aksel gerilme olarak uygulayan spiral enine donatı için eğilme rijitliğinin önemi çok daha azdır.

#### **2.1.2.6 Enine Donatı Özellikleri**

Sargılamanın etkinliği artan gerilme değerleri altında enine donatının yanal basınç uygulayarak betonda oluşan çatlakların gelişimini geciktirebilmesine bağlıdır. Artan yanal deformasyon altında enine donatının uyguladığı basıncın artması istenen bir davranıştır. Enine donatı tarafından uygulanabilecek maksimum basınç kullanılan çeliğin akma dayanımına bağlıdır. Bu nedenlerle büyük akma dayanımına ve kısa bir akma platosuna sahip çelik, sargılama etkisi açısından daha olumludur.

#### **2.1.2.7 Enine Donatı Konfigürasyonu**

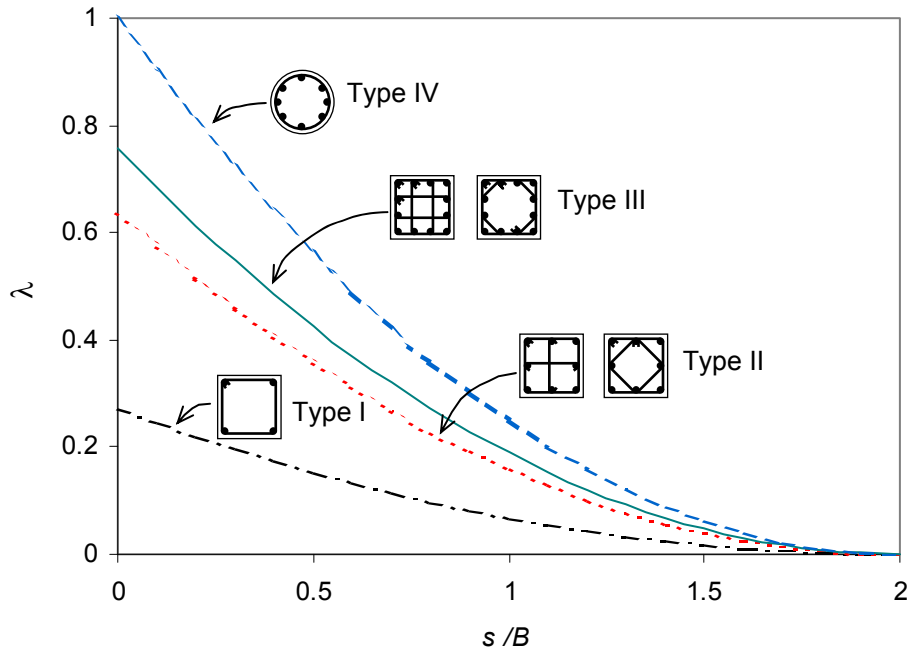
Enine donatı yerleşiminin etkili sargılanan beton miktarı üzerinde önemli etkisi vardır (SHEIKH ve UZUMERI, 1980). Enine donatıların tutulu boyuna donatılar arasında kalan uzunluğunun kısaltılarak bu donatıların daha rijit eğilme davranışı sergilemesi ile etkili olarak sargılanan beton alanı ve yanal basınç artırılabilir. Şekil 2.7 de Sheikh ve Üzümeri tarafından yapılan araştırmaya göre farklı enine donatı yerleşimlerinin spiral enine donatı referans alınarak sargılama etkinliği sonuçları görülmektedir (SHEIKH ve UZUMERI, 1982).

#### **2.1.2.8 Boyuna Donatı Konfigürasyonu**

Boyuna donatılar çekirdek betonuna özellikle enine donatılar arasında ek bir sargılama sağlar. Aynı miktar boyuna donatı için daha küçük çaplı daha çok sayıda boyuna donatı kullanılması daha iyi bir sargılamaya imkan verir. Fakat daha küçük çaplı donatı daha kolay burkulmaya uğrayabileceğinden kullanılan boyuna donatının çapı etriye aralığına bağlı olarak dikkatle seçilmelidir. Bununla birlikte, boyuna donatı konfigürasyonunun sargılama üzerinde sınırlı etkiye sahip olduğu rapor edilmiştir (SHEIKH ve UZUMERI, 1980).

### 2.1.2.9 Beton Dayanımı

Aynı miktar ve özellikteki enine donatının farklı dayanıma sahip betonlar üzerinde meydana getireceği sargılamanın verimliliği artan beton dayanımıyla birlikte önemli ölçüde azalabilmektedir. Yüksek dayanıma sahip betonların daha düşük dayanıma sahip betonlardan oldukça düşük düzeyde genişleme yapmasından dolayı enine donatı ile sağlanan yanıl basınç oldukça düşmektedir, bu durum sargılama ile sağlanan süneklik ve dayanım artışını önemli ölçüde azalmaktadır (MARTINEZ vd., 1984). Bu durum özellikle yüksek dayanımlı betonlarda göz önüne alınmalıdır (BING vd., 2001; MEI vd., 2001; PAULTRE vd., 2001). Bu program kapsamında düşünülen modeller daha çok normal dayanımlı olarak nitelendirilen ve beton basınç dayanımları 45-50 MPa değerlerini geçmeyen betonarme kesitler içindir.



Şekil 2.7. Enine donatı konfigürasyonunun sargı etkisi üzerindeki önemi (SHEIKH ve UZUMERİ, 1982)

### 2.1.2.10 Eksenel Yük Düzeyi

Eksenel yük ve eğilme altındaki elemanlarda eksenel yük düzeyi arttıkça aynı eğilme sünekliğinin sağlanması için gerekli enine donatı miktarı artmaktadır. Büyük eksenel yük düzeylerinde davranış büyük ölçüde beton tarafından belirlendiğinden enine donatının önemi daha da artmaktadır (SHEIKH, 1984; PRIESTLEY ve PARK, 1987; ATC-32, 1996).

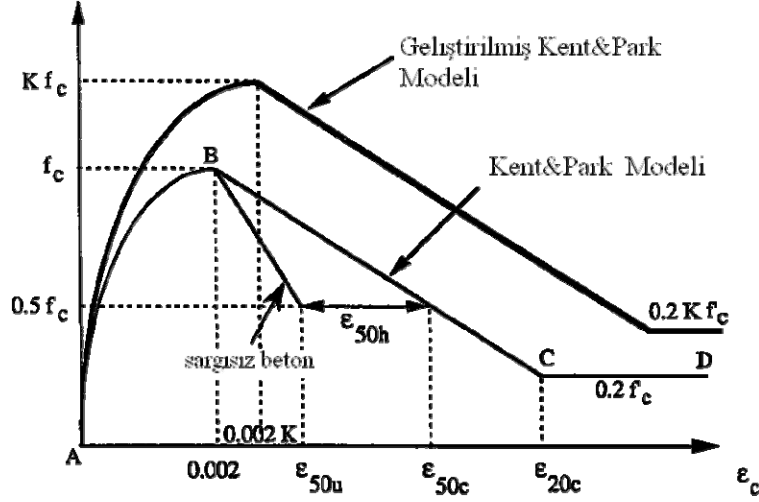
### 2.1.3 Sargılı Beton Modelleri

Yapılan çalışmalar neticesinde betonda sargı etkisi ile oluşan süneklik ve dayanım artışının tahmini ve buna uygun birim şekil değiştirme-gerilme ilişkisinin belirlenebilmesi için birçok model geliştirilmiştir. Bu modeller ile ilgili bazı dokümanlara kaynaklar bölümünde yer verilmiştir. Ayrıntılı bilgi için bu kaynaklara başvurulabilir (BAE, 2005; HOSHIKUMA vd., 1997; KENT ve PARK, 1971; KING, 1946; MANDER vd., 1988b; MARTINEZ vd., 1984; POPOVICS, 1973; PRIESTLEY ve PARK, 1987; RAZVI ve SAATCIOGLU, 1989; SAKAI ve SHEIKH, 1989; SARGIN vd., 1971; SCOTT vd., 1982; SHEIKH, 1984; SHEIKH ve UZUMERİ, 1982; SOLIMAN ve YU, 1967).

#### 2.1.3.1 Geliştirilmiş Kent&Park Modeli

Modelin ilk hali daha önceki bazı dikdörtgenel enine donatılı dört köşede düşey donatıya sahip küçük boyutlu kolonlara ait deney sonuçları (HOGNESTAD vd., 1955; ROY ve SOZEN, 1964; BERTERO ve

FELIPPA, 1964; SOLIMAN ve YU, 1967) kullanılarak 1971 yılında önerilmiştir (KENT ve PARK, 1971). Modelde sargı etkisi ile betonda oluşan dayanım artışı dikkate alınmamıştır. 1982 yılında model Park ve çalışma ekibi tarafından Sheikh'in rapor ettiği (SHEIKH ve UZUMERI, 1980) ve kendi testlerinde de gözlemledikleri dayanım artışının da dikkate alınması için değiştirilmiştir (SCOTT vd, 1982). Sargılı beton dayanımının ve karşılık gelen birim kısalma değerinin, sargısız beton değerlerinin bir "K" sargı etkisi faktörü ile çarpılarak hesaplanmasını önermişlerdir ( $Kf_c$ ,  $0.002K$ ). Modelin hazırlanmasında dikdörtgenel enine donatının, spiral donatının % 50'si kadar dayanım artışına neden olduğu kabulü yapılmıştır. Modelin ilk ve değiştirilmiş halleri Şekil 2.8'de görülmektedir.



Şekil 2.8. Kent&Park beton modelleri

Geliştirilmiş Kent & Park modeli için denklemler aşağıda özetlenmiştir.

$$\sigma_c = Kf_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq 0.002K \quad (2.11a)$$

$$\sigma_c = Kf_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2Kf_c \quad \varepsilon_c > 0.002K \quad (2.11b)$$

$$\sigma_c = 0.2Kf_c \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{20c} \quad (2.11c)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{sy}}{f_c} \quad (2.12)$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002K} \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29f_c}{145f_c - 1000} \quad (2.14)$$

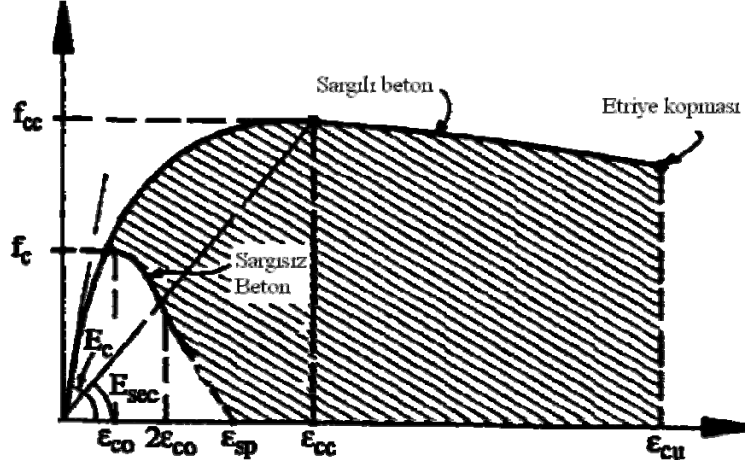
$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s}} \quad (2.15)$$

Burada  $\sigma_c$  = beton gerilmesi,  $\varepsilon_c$  = beton birim kısalma değeri,  $K$  = sargılı beton dayanımının sargısız beton dayanımına oranı,  $f_c$  = beton basınç dayanımı (MPa),  $\rho_s$  = hacimsel enine donatı oranı,  $h'$  = sargılı beton kısmının etriye dışından etriye dışına genişliği,  $s$  = enine donatı aralığı,  $f_{sy}$  = enine donatı akma dayanımıdır.

Bu modelde boyuna donatıların yerleşimi ve tutulu boyuna donatılar arası mesafe dikkate alınmamaktadır. Ayrıca bu modelde verilen maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma değeri bazı çalışmalarda elde edilen değerlerden düşük kalmaktadır (SCOTT vd., 1982).

### 2.1.3.2 Mander Modeli

Mander ve çalışma ekibi tarafından 1988 yılında hem spiral hem de dikdörtgenel enine donatılı kesitlere uygulanabilen bir model önermişlerdir (MANDER vd., 1988b). Model Sheikh&Uzumeri modeline (SHEIKH ve UZUMERI, 1982) benzer şekilde etkili olarak sargılanan beton alanın hesaplanmasına dayanmaktadır. Modele göre etkili sargılanamayan beton alanı yatayda boyuna tutulu donatılar arasında, düşeyde de enine donatı adımları arasında 45° derece ilk eğim açısına sahip ikinci derece bir parabol şekline sahiptir. Sheikh&Uzumeri modelinde merkezden merkeze alınan donatılar arası mesafe yerine donatılar arasında bulunan net açıklık dikkate alınmaktadır. Mander tarafından önerilen sargısız ve sargılı beton davranış modelleri Şekil 2.9'da gösterilmiş ve denklemleri de aşağıda verilmiştir.



Şekil 2.9. Mander sargılı beton modeli

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.16a)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (2.16b)$$

$$f_{cc} = f_c \left[ 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_1}{f_c}} - \frac{2 f_1}{f_c} - 1.254 \right] \quad (2.17)$$

$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc} \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (2.19)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.20)$$

$$E_{sec} = f_{cc} / \varepsilon_{cc} \quad (2.21)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad (2.22)$$

$$f_1 = \frac{f_{1x} + f_{1y}}{2} \quad (2.23)$$

$$f_{1x} = k_e \frac{A_{shx} f_{sy}}{sb} \quad (2.24)$$

$$f_{1y} = k_e \frac{A_{shy} f_{sy}}{sh} \quad (2.25)$$

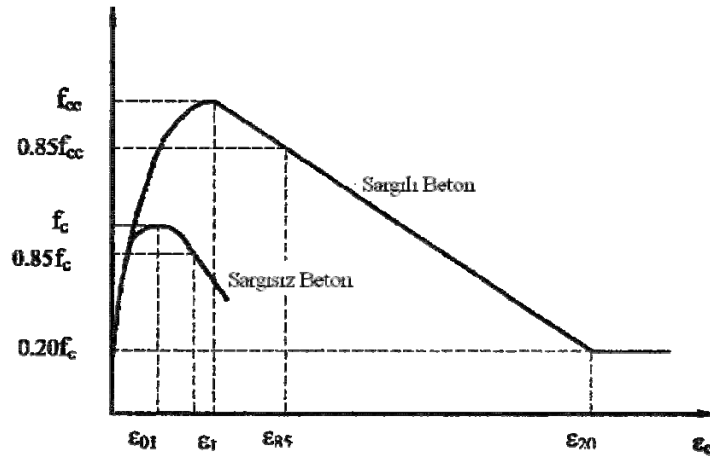
$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6bh} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2h} \right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{sy} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2.27)$$

Burada  $f_1$  = ortalama yanal sargı basıncı,  $f_{1x}$  = X yönünde oluşan sargı basıncı,  $f_{1y}$  = Y yönünde oluşan sargı basıncı,  $k_e$  = sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı,  $A_{shx}$  = X yönünde uzanan toplam enine donatı kesit alanı,  $A_{shy}$  = Y yönünde uzanan toplam enine donatı kesit alanı,  $b$  = enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu X'e paralel boyutu,  $h$  = enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu Y'ye paralel boyutu,  $s$  = enine donatı merkezinden merkezine ölçülen etriye aralığı,  $s$  = enine donatı net aralığı,  $n$  = boyuna donatı sayısı,  $w_i$  = boyuna donatılar arası i'nci net açıklık,  $\rho_{cc}$  = boyuna donatı kesit alanının beton çekirdek alanına oranı,  $k_e$  = sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı,  $\varepsilon_{cu}$  = beton nihai basınç birim şekil değiştirme değeri,  $\varepsilon_{cc}$  = maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme değeri,  $\varepsilon_{su}$  = enine donatı nihai çekme birim şekil değiştirme değeridir.

### 2.1.3.3 Saatcioglu&Razvi Modeli

1992 yılında Saatcioglu ve Razvi tarafından önerilmiştir (SAATCIOGLU ve Razvi, 1992). Enine donatı yakınında maksimuma ulaşan ve donatılar arasında azalan yanal basıncın ortalama değerinin hesaplanması esasına dayanır. Artan ilk bölüm bir parabol, düşen kol bir doğrudan oluşur (Şekil 2.10). Kent&Park ve Sheikh&Uzumeri modelleri gibi içsel sürtünme nedeniyle beton gerilme değerinin dayanımın belirli bir oranının altına düşmediği varsayılır ( $0.20f_{cc}$ ). Model denklemleri aşağıda özetlenmiştir.



Şekil 2.10. Saatcioglu&Razvi sargılı beton modeli

$$\sigma_c = f_{cc} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{1+2\lambda} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (2.28a)$$

$$\sigma_c = f_{cc} \left[ 1 - \frac{0.15(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_{cc}} \right] \quad \varepsilon_{20} > \varepsilon_c > \varepsilon_{cc} \quad (2.28b)$$

$$\sigma_c = 0.2f_{cc} \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad (2.28c)$$

$$f_{cc} = k_3 f_c + k_1 f_{1e} \quad (2.29)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} (1 + 5\lambda) \quad (2.30)$$

$$\lambda = \frac{k_1 f_{1e}}{k_3 f_c} \quad (2.31)$$

$$k_1 = 6.7 (f_{1e})^{-0.17} \quad (2.32)$$

$$\varepsilon_{85} = 260 \rho_s \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{085} \quad (2.33)$$

$$f_{1e} = \frac{f_{1ex} b_x + f_{1ey} b_y}{b_x + b_y} \quad (2.34)$$

$$f_{1ex} = \beta_x f_{1x} \quad (2.35)$$

$$f_{1ey} = \beta_y f_{1y} \quad (2.36)$$

$$f_{1x} = \frac{\sum A_o f_{sy} \sin \alpha_x}{sb_x} \quad (2.37)$$

$$f_{1y} = \frac{\sum A_o f_{sy} \sin \alpha_y}{sb_y} \quad (2.38)$$

$$\beta_x = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_x}{a_x}\right) \left(\frac{b_x}{s}\right) \left(\frac{1.0}{f_{1x}}\right)} \quad (2.39)$$

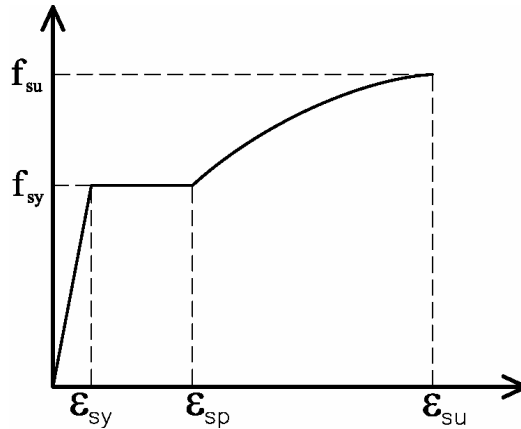
$$\beta_y = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_y}{a_y}\right) \left(\frac{b_y}{s}\right) \left(\frac{1.0}{f_{1y}}\right)} \quad (2.40)$$

Burada  $f_{1e}$  = efektif yanal sargı basıncı,  $f_{1x}$  = X yönünde oluşan sargı basıncı,  $f_{1y}$  = Y yönünde oluşan sargı basıncı,  $f_{1ex}$  = X yönünde oluşan efektif sargı basıncı,  $f_{1ey}$  = Y yönünde oluşan efektif sargı basıncı,  $k_3$  = betonun özelliğine bağlı katsayı ("0.85 ile 1.0" arasında beton özelliğine bağlı katsayı ve genel olarak "1.0" alınabilir),  $A_o$  = enine donatı kesit alanı,  $b_x$  = enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu X'e paralel boyutu,  $b_y$  = enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu Y'ye paralel boyutu,  $s$  = enine donatı merkezinden merkezine ölçülen etriye aralığı,  $a_x = b_x$  boyunca tutulan boyuna donatılar arası mesafe,  $a_y = b_y$  boyunca tutulan boyuna donatılar arası mesafe,  $\alpha_x$  = enine donatı ve  $b_x$  arasındaki açı,  $\alpha_y$  = enine donatı ve  $b_y$  arasındaki açıdır.

## 2.2 Donatı Modeli

Betonarme beton ve donatı çeliğinden oluşan kompozit bir malzemedir. Bu sebeple dayanım-deformasyon ilişkisinin belirlenmesi için onu oluşturan donatı çeliğinin de birim şekil değiştirme-gerilme ilişkisinin bilinmesi gereklidir. İzotropik ve homojen yapısı nedeniyle çeliğin birim şekil değiştirme-gerilme ilişkisi üzerinde beton kadar çok sayıda ve farklı yapıda model bulunmamaktadır.

Literatürde bulunan yumuşak çelik (KENT ve PARK, 1973) ve daha sert çelikler (KATO, 1973; PETERSON ve POPOV, 1977; STANTON ve MCNIVEN, 1979; AKTAN vd., 1973) için önerilen modelleri inceleyerek; Mander her iki tür çelik içinde kullanılabilecek bir model önermiştir (MANDER, 1984). Bu modelde akma birim şekil değiştirme değerine kadar gerilme değeri doğrusal artmakta, bu değerden sonra akma platosunda bir müddet akma dayanımında sabit kalmakta daha sonra pekleşerek nihai birim şekil değiştirme değerine ulaşmaktadır. Pekleşme bölgesi çelik özelliklerine bağlı olarak değişen derecede bir eğri denklemi şeklindedir (Şekil 2.11).



Şekil 2.11. Çelik gerilme- birim şekil değiştirme ilişkisi

Üç bölümden oluşan modelin denklemi :

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad (2.41a)$$

$$\sigma_s = f_{sy} \quad \varepsilon_{sp} \geq \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \quad (2.41b)$$

$$E_s = f_{sy} / \varepsilon_{sy} \quad (2.41c)$$

$$\sigma_s = f_{su} + (f_{sy} - f_{su}) \left[ \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sp}} \right]^P \quad \varepsilon_{su} \geq \varepsilon_s > \varepsilon_{sp} \quad (2.42)$$

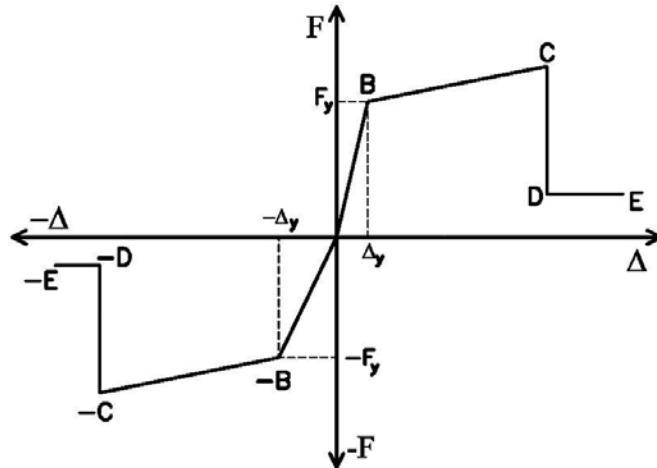
$$P = E_{sh} \left[ \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sp}}{f_{su} - f_{sy}} \right] \quad (2.43)$$

Burada  $\sigma_s$  = çelik gerilmesi,  $\varepsilon_s$  = çelik birim şekil değıştirme,  $\varepsilon_{sy}$  = çelik akma birim şekil değıştirme,  $\varepsilon_{sp}$  = çeliğın pekleşmeye başladığı birim şekil değıştirme değeri,  $\varepsilon_{su}$  = çelik nihai birim şekil değıştirme değeri,  $f_{sy}$  = çelik akma dayanımı,  $f_{su}$  = çelik nihai dayanımı,  $E_s$  = çelik elastisite modülü,  $E_{sh}$  = çelik pekleşme modülü,  $P$  = çeliğın pekleşme derecesidir.

Görüldüğü gibi çeliğın pekleşme denklemi  $P$ inci dereceden bir denklemdir ve  $E_{sp}$  katsayısına bağlıdır.  $E_{sp}$  modellenecek çelik donatı ile yapılan deneylerden elde edilmelidir fakat elde mevcut veri yoksa pekleşme denklemi ikinci derece bir denklem olarak alınabilir (DBYYHY-2007, 2007).

### 2.3 Plastik Mafsall

Bilindiğı gibi doğrusal ötesi analizlerin doğrusal analizlerden farkı elemanların sonlu kapasitelerinin dikkate alınmasıdır. Bu elemanlar üzerinde tanımlanan plastik mafsallar yoluyla gerçekleştirilmektedir. Mafsallaşmanın oluşması beklenen noktalar üzerinde tanımlanan plastik mafsallar yardımıyla elemanın o noktada deformasyon-dayanım ilişkisi tanımlanmış olmaktadır. SAP2000, ETABS gibi programlarda bu tanımlama Şekil 2.12'de görülene benzer idealleştirilmiş dayanım-deformasyon eğrileri ile yapılmaktadır.



Şekil 2.12. İdealleştirilmiş dayanım-deformasyon eğrisi

Şekilde de görüldüğü gibi bu eğrilerin tanımlanması için 8 noktaya ihtiyaç vardır. Eleman pozitif ve negatif deformasyon ilişkisi için aynı özellikleri taşıyorsa eğri simetrik hale gelmekte ve 4 noktanın tanımlanmış olması yeterli olmaktadır (simetrik donatılı kolonlar gibi). Eksenel yük, kesme ve eğilme plastik mafsalları aynı prensipler ile tanımlanmaktadır.

Analiz aşamalarında herhangi bir plastik mafsalda  $F_y$  dayanım değerine ulaşıldığında elemanın akma olayı gerçekleşmiş olmakta ve eleman rijitliği bu mafsal dikkate alınarak değiştirilmektedir. Bu noktadan sonra plastik mafsal üzerindeki kuvvet, deformasyona bağlı olarak tanımlanan şekilde değişmektedir. Deplasman değeri C noktasıyla tanımlanan değere ulaşıncaya plastik mafsal göçme konumuna ulaşmakta ve üzerindeki kuvvet tanımlanan ölçüde azaltılmaktadır. Nihai olarak deformasyon değeri E noktasına ulaşıncaya mafsal dayanımını tamamen kaybederek hiç kuvvet taşıyamamaktadır.

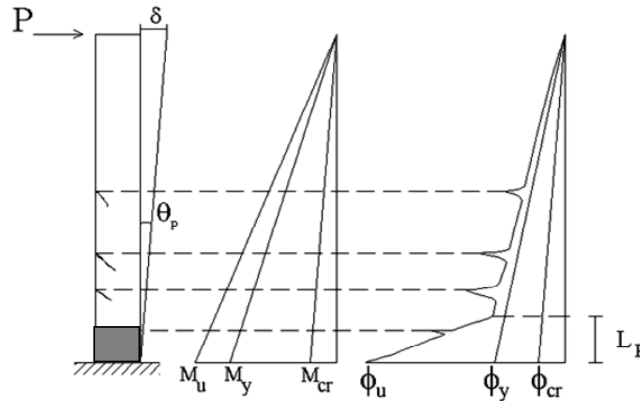
Bu şekilde doğrusal analizde olduğu gibi elemanlar üzerinde kapasiteden bağımsız yükler oluşmamakta, bir elemanın kapasitesine ulaşmasıyla geri kalan yük etkileri diğer elemanlara aktarılmakta ve sistem bazında uyum analizlerde dikkate alınabilmektedir. Ayrıca kapasitesini doldurarak göçen elemanların sistem davranışına etkisi ve yapının hangi deformasyon değerinde stabilitesini kaybedeceği de hesaplanabilmektedir. Tanımlanan plastik mafsallar yardımıyla gerçekleştirilen doğrusal ötesi analizler daha gerçekçi kabulleri nedeniyle birçok bakımdan doğrusal analizlerden daha güvenilir konuma gelmektedir.

### 2.3.1 Eğilme Mafsalı

Betonarme bir yapıda eleman bazında üç tür göçme durumu mümkündür: eksenel yük altında ezilme, kesme kırılması ve eğilme hasarı. Bunlardan yalnız eğilme davranışında belirli bir süreklilikten bahsetmek mümkündür. Eksenel yük ve kesme hasarları için de plastik mafsal tanımlanabilmesine rağmen tek başına “plastik mafsal” denildiğinde “eğilme plastik mafsalı” anlaşılmaktadır. Bu nedenle bina davranışı üzerinde büyük etkisi olan eğilme mafsalının nasıl tanımlandığı oldukça önemlidir. Eğilme mafsalının nasıl tanımlanacağına ilişkin anlaşılması için betonarme bir elemanda eğilme hasarının nasıl oluştuğu incelenmelidir.

#### 2.3.1.1 Eğrilik Yoğunlaşması

Şekil 2.13'deki çekme donatısına sahip  $L$  uzunluğundaki bir konsol kolonda,  $P$  yükünün sıfırdan başlayarak yavaş yavaş artırıldığını düşünelim.  $P$  yükü arttıkça mesnet momenti ara noktalarda doğrusal değişerek artar. Mesnetten başlayarak kesitlerde moment  $M_{cr}$  (çatlama momenti) değerine ulaşıncaya kolon belirli noktalarda çatlama başlar. Kesitin çatladığı yerlerde etkili kesit yüksekliği azaldığından kesit eylemsizlik momenti ( $I$ ) azalır.  $\phi = M/EI$  olduğundan  $I$  değerinin azalmasıyla eğrilikte bir sıçrama meydana gelir. Bu durum mesnette  $M_y$  (akma momenti) değerine ulaşıncaya kadar sürer.  $M_y$  değerinden sonra,  $M_u$  (nihai moment) değerine ulaşıncaya kadar momentteki artış büyük çatlamalara ve eğrilik artışlarına neden olur ve böylece kesit göçme konumuna ulaşır.



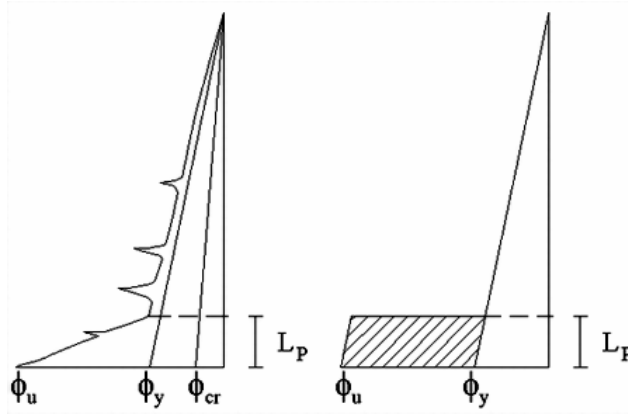
Şekil 2.13. Eğilme altında bir betonarme elemanın moment ve eğrilik diyagramı



Göçmeden hemen önce akmanın gerçekleştiği kesitte plastikleşme uzunluğu veya 'plastik mafsallık boyu' ( $L_p$ ) denilen bir mesafe içerisinde bir eğrilik yoğunlaşması olur. Bu yoğunlaşma yüzünden kolon mesnet bölgesinde bir mafsaldaki dönmeye benzer bir şekilde bir  $\theta_p$  açısı ile dönmüş gibi gözükür. Bu yüzden bu olay 'plastik mafsallık' adını alır. Bu mafsallığın normal mafsaldan tek farkı dönmeye sıfır moment ile değil sabit sayılabilecek bir moment altında olmasıdır.

### 2.3.1.2 Eğrilik-Dönme İlişkisi

Sözü edilen eğrilik yoğunlaşması olayı Şekil 2.14'de görülen idealleştirilmiş eğrilik grafiğiyle gösterilebilir. Grafik plastik mafsallık bölgesine kadar eğrilik moment diyagramı gibi doğrusal olarak artarken, plastik mafsallık bölgesinde ani olarak artış gösterir. Grafikteki taranmamış alan akma anına kadar, taralı kısım ise akmadan sonra plastik mafsallıkta oluşan eğrilik değerlerini gösterir.



Şekil 2.14. Eğrilik diyagramının idealleştirilmesi

Moment yükü kesit üzerinde eğilme deformasyonuna yol açarken eleman üzerindeki etkisi dönme deformasyonu şeklindedir. Eğilme plastik mafsallığının dayanım-deformasyon bağıntısı karşılığı moment-dönme bağıntısıdır. Bu nedenle her bir eleman için moment-eğrilik ilişkisinin moment-dönme ilişkisine çevrilmesi gereklidir. Elemanın plastik mafsallığın başı ve sonu arasındaki dönme miktarı eğilmenin Denklem 2.44a'da görüldüğü gibi plastik mafsallık boyunca integre edilmesi ile bulunabilir. Fakat eğrilik değerinin Şekil 2.14'de görülen idealleştirmede olduğu gibi plastik mafsallık boyunca sabit kaldığını kabul edersek dönme değeri Denklem 2.44b'de olduğu gibi eğrilik değerinin plastik mafsallık boyuna çarpımına eşittir.

$$\theta = \int_0^{L_p} \phi(x) dx \quad (2.44a)$$

$$\theta = \phi L_p \quad (2.44b)$$

$\theta$  = Dönme değeri,  $\phi$  = Eğrilik değeri,  $L_p$  = Plastik mafsallık boyudur.

Bu idealleştirme çeşitli deformasyon değerlerinin hesaplanmasını oldukça kolaylaştırmaktadır. Şekil 2.13'te verilen konsol kolon eleman için bazı deplasman değerlerini hesaplayacak olursak:

**Akma anında eleman ucundaki dönme:**

Bilindiği gibi eğrilik grafiği altında kalan alan dönme değerini verir. Öyle ise :

$$\theta_y = \frac{\phi_y \times L}{2} \quad (2.45)$$

**Akma anında eleman ucundaki deplasman (akma deplasmanı):**

Eğrilik grafiği altında kalan alanın deplasmanı istenen nokta etrafında momenti bize o noktanın deplasmanını verir. Öyle ise akma anında eğrilik grafiğinin eleman uç noktasına göre momenti :

$$\delta_y = \frac{\phi_y L}{2} \frac{2L}{3} \quad (2.46a)$$

$$\delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \quad (2.46b)$$

**Eleman ucunda nihai dönme :**

Bunun için akma anına kadar olan eğriliğin oluşturduğu üçgen ile akmadan sonra plastik mafsallarda oluşan eğriliğin meydana getirdiği yamuğun alanlarının toplamı bulunmalıdır. Plastik mafsallarda oluşan eğrilik değerini sabit kabul edersek :

$$\theta_u = \frac{\phi_y L}{2} + (\phi_u - \phi_y) L_p \quad (2.47)$$

**Eleman ucunda nihai deplasman :**

Eğrilik grafiğinin eleman ucuna göre momenti alınır:

$$\delta_u = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi_u - \phi_y) \times L_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (2.48)$$

### 3. Program Kullanımı

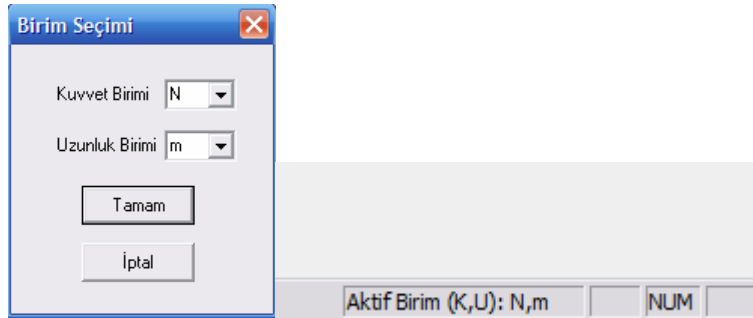
Bu bölümde programın kullanımı hakkında bilgiler sunulacaktır. Programa nasıl veri girileceği, girilen bilgilerin anlam ve kullanımı ve programın çeşitli işlem komutları hakkında açıklamalar verilmiştir. Türk birim sisteminde ondalık ayırıcı virgüldür. Ancak SAP2000 vb. uluslararası yazılımlarda virgül sorun oluşturabileceği için, programda ondalık ayırıcı olarak virgül yerine nokta kullanılmıştır.

#### 3.1 Program Girdi Bilgileri



##### 3.1.1 Birim Seçimi

Dosya menüsü altında kullanıcının yazılım tarafından kullanılan birimleri, istekleri doğrultusunda değiştirebilmesi amacıyla **Birim** komutu verilerek kullanılacak birim seçilebilir (Şekil 3.1). Bu komut tıklandığında **Birim Seçimi** diyalog kutusu açılmaktadır. Program, girdi ve çıktı bilgilerini farklı uzunluk ve kuvvet birimlerinde dikkate alabilmektedir. Bu diyalog yardımı ile kullanıcı *Uzunluk* ve *Kuvvet* birimlerini belirleyebilmektedir. Birim sisteminin tanımlanmasında; uzunluk birimleri için metre, santimetre ve milimetre; kuvvet birimleri için ise ton (t), kilo-Newton (kN), kilogram-kuvvet (kgf) ve Newton (N) seçilebilmektedir. Programda bulunan tüm girdi ve çıktı bilgileri seçilen birimlerde yapılmaktadır. Fakat donatı çapı ile ilgili bilgiler seçilen birimlerden bağımsız olarak "mm" olarak yer almaktadır. **Aktif olan birimler programın Durum Çubuğunda gösterilmektedir. Her bir işlem sırasında hangi birimler ile veri girişi veya çıkışı yapıldığına dikkat edilmelidir.**



Şekil 3.1. Birim Seçimi diyalog kutusu ve Durum Çubuğu



Bu komuta aynı zamanda araç çubuğunda yanda bulunan ikona tıklayarak da ulaşılabilir.

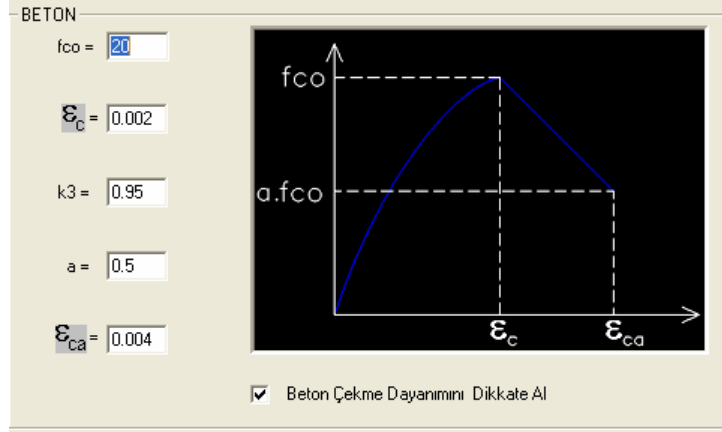
Seçilen birimler yazılımın Durum Çubuğu'nda sürekli belirtilerek kullanıcının herhangi bir yanılgıya düşmesi önlenmektedir (Şekil 3.1).



##### 3.1.2 Malzeme Bilgileri :

###### 3.1.2.1 Beton

Girilen bilgilerin fiziksel anlamları diyalog kutusu üzerindeki grafik ile açıklanmaya çalışılmıştır (Şekil 3.2). Bu bölümde kullanılan betonun sargı etkisinin hesaplanmasında dikkate alınacak olan temel gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi girilmektedir.  $\epsilon_c$  değerine kadar olan kısım ikinci derece bir parabol,  $\epsilon_c$  den sonraki kısım ise doğrusal olarak tanımlanmaktadır. **Girilen değerler program da herhangi bir malzeme katsayısına bölünmez.** Fakat plastik mafsal ayarları menüsünde aksenal ve kesme dayanım değerleri için değişik katsayılar girilebilmektedir.



**Şekil 3.2. Beton malzeme bilgilerinin girilmesi**

$f_{co}$  = Kullanılan betonun basınç dayanım değeridir

$\epsilon_c$  = Kullanılan betonun maksimum basınç gerilmesi değerine karşılık gelen birim kısalma değeridir. Genellikle 0.002 (birimsiz).

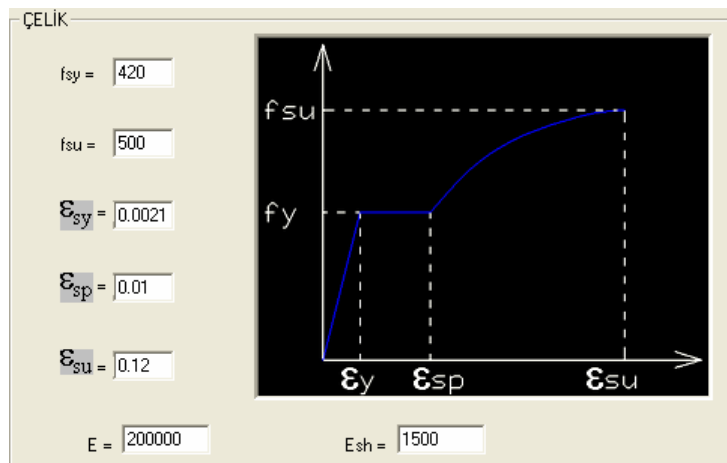
$k_3$  = Saatçioğlu&Razvi modeli için  $k_3$  katsayısı. Beton sınıfına bağlı olarak değişir (birimsiz).

$a$  = Kullanılan betonun maksimum dayanım değerinin tepe noktasından sonra hangi oranda düştüğünün belirtilmesi için girilen bir değerdir. Herhangi bir veri yoksa 0.5 alınabilir (birimsiz).

$\epsilon_{ca}$  = Beton basınç dayanımının  $a.f_{co}$  değerine düştüğü beton birim deformasyon değeridir. Herhangi bir veri yoksa 0.004 alınabilir (birimsiz).

Beton çekme dayanımını dikkate al kutucuğu işaretlenirse betonun çekme dayanımı da hesaplarda dikkate alınır. Beton çekme davranışı sargı etkisi ile değişmez. Beton çekme dayanımı ve beton elastisite değeri beton basınç dayanımı kullanılarak TS 500'e göre hesaplanmaktadır (TS-500, 2000). Betonun 0.0001 birim uzama değerinde maksimum çekme dayanımına ulaştığı 0.0002 uzamaya kadar doğrusal azalarak %50 sine düştüğü ve 0.0002 değerinde çatlama ile kaybolduğu varsayılmaktadır.

### 3.1.2.2 Çelik



**Şekil 3.3. Çelik malzeme bilgilerinin girilmesi**

Kullanılan çeliğin  $\epsilon_y$  değerinde aktığı,  $\epsilon_{sp}$  değerine kadar akma dayanımına eşit düzeyde gerilme taşıdığı bu değerden sonra ise parabolik bir şekilde dayanımı artarak nihai dayanım ve deformasyon

değerine ulaşarak koştuğu varsayılmaktadır (Şekil 3.3). Çelik malzemenin çekme ve basınç gerilmeleri altında aynı gerilme-şekil değıştirme ilişkisine sahip olduğu kabul edilmektedir.

$f_{sy}$  = Kullanılan çeliğın akma dayanımıdır.

$f_{su}$  = Kullanılan çeliğın kopma dayanımıdır.

$\mathcal{E}_{sy}$  = Kullanılan çeliğın akma noktasına karşılık gelen birim uzama değeri (birimsiz).

$\mathcal{E}_{sp}$  = Kullanılan çeliğın akma pekleşmeye başladığı birim uzama değeri. (birimsiz)

$\mathcal{E}_{su}$  = Kullanılan çeliğın kopma noktasına karşılık gelen birim uzama değeri (birimsiz).

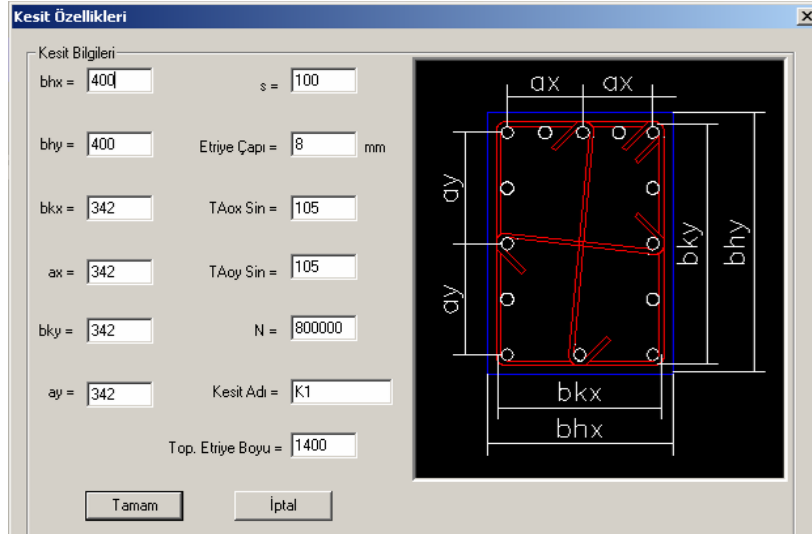
$E$  = Kullanılan çeliğın Elastisite Modülü.

$E_{sh}$  = Kullanılan çeliğın pekleşme derecesinin hesaplanması için kullanılan bir değeri.



### 3.1.2.3 Kesit Bilgileri

Hesaplanacak kesit ile ilgili bilgiler bu diyalog kutusu aracılığıyla girilmektedir. Diyalog kutusu üzerindeki anlamları kesit üzerinde gösterilmiştir. Yatay eksen X, düşey eksen Y olarak kabul edilmiştir (Şekil 3.4).



Şekil 3.4. Kesit Özellikleri diyalog kutusu (aktif birim N mm)

$b_{hx}$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna dik boyutu

$b_{hy}$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna paralel boyutu

$b_{kx}$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna dik yöndeki çekirdek beton boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık) .

$a_x$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna dik yöndeki tutulmuş iki boyuna donatı arası mesafe (boyuna donatı eksenleri arasındaki uzaklık). Tutulmuş olması kanca veya başka bir etriye ile sarılmış anlamına gelmektedir..

$b_{ky}$  = Kesitin göz önüne alınan yükleme doğrultusuna paralel yöndeki çekirdek beton boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık).

$a_y$  = Kesitin göz önüne alınan yüklemeye doğrultusuna paralel yöndeki tutulmuş iki boyuna donatı arası mesafe (boyuna donatı eksenleri arasındaki uzaklık).

$s$  = Enine donatı (eleman boyunca enine donatılar arası mesafe).

$A_o$  = Kullanılan enine donatının kesit alanı.

$TA_{ox} \text{ Sin}$  = Şekil 3.4 referans alındığında, X yönündeki toplam enine donatı kesit alanı. Bir etriye çubuğunun alanının, etriyenin Y eksenine ile yaptığı açının sinüs değeri ile çarpımı değeri her etriye çubuğu için yapılarak toplanır. Eğer X ve Y eksenine paralel olanlar haricinde (kesit eksenleri ile açılı) etriye yoksa bu değer "0" girilirse program otomatik hesaplar. Hesaplanan değer pencere açıp kapatılırsa görülebilir.

$TA_{oy} \text{ Sin}$  = Şekil 2.4 referans alındığında, Y yönündeki toplam etriye kesit alanı. Bir etriye çubuğunun alanı çarpı etriyenin X eksenine ile yaptığı açının sinüs değeri işlemi her etriye çubuğu için yapılarak toplanır. Eğer X ve Y eksenine paralel olanlar haricinde (kesit eksenleri ile açılı) etriye yoksa bu değer "0" girilirse program otomatik hesaplar. Hesaplanan değer pencere açıp kapatılırsa görülebilir.

$N$  = Kesit üzerindeki aksinel yük.

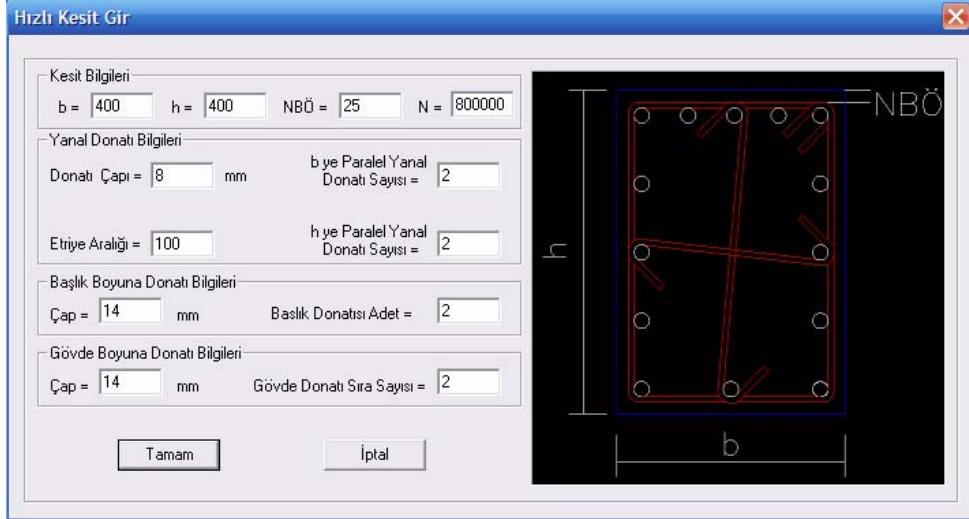
**Kesit Adı** = Program SAP2000 ve ETABS paket programları için mafsallar hazırlayabilmektedir. Bu programlarda kullanmak için mafsalları hazırladığında kullanılacak ad bu kutucuğa yazılmaktadır. Program kolon mafsalları için bu ad sonuna "-" işaretinden sonra kolon üzerindeki aksinel yük değerini (S1-20.0 gibi) , kiriş mafsalları için "-" işaretinden sonra "B" basınç donatı alanı "C" çekme donatı alanı" (B-B2.5C4.0 gibi) değerlerini ekleyerek isimlendirme işlemini gerçekleştirir. ***Dolayısıyla aynı ad ve aksinel yüke sahip iki ayrı kolon mafsalı ve aynı ada, basınç ve çekme donatısına sahip iki ayrı kiriş mafsalı olamaz.***

**Top. Etriye Boyu** = Kesitte kullanılan tüm enine donatıların toplam boyudur. Yerleşim düzenine bakılmaksızın tüm enine donatıların boyu toplanır. Eğer X ve Y eksenine paralel olanlar haricinde (kesit eksenleri ile açılı) etriye yoksa bu değer "0" girilirse program otomatik hesaplar. Hesaplanan değer pencere açıp kapatılırsa görülebilir.



#### 3.1.2.4 Hızlı Kesit Girme

Hızlı Kesit Girme menüsü kesit bilgilerinin daha kolay ve hızlı bir biçimde girilebilmesi için hazırlanmıştır. Bu şekilde özellikle boyuna donatı sayısının çok olduğu kesitlerde her bir donatının koordinatlarının belirlenmesi ve  $a_x$  ve  $a_y$  değerlerinin tam olarak girilmesi oldukça kolaylaşmaktadır (Şekil 3.5). Sağ tarafta görülen kesit, girilen kesit değil ve parametrelerin girilmesinde kolaylık sağlanması için gösterilen tipik bir kesit örneğidir.



**Şekil 3.5. Hızlı Kesti Girme diyalog kutusu (aktif birim: N mm)**

**$b$**  = Kesitin göz önüne alınan yüklemeye doğrultusuna dik boyutu.

**$h$**  = Kesitin göz önüne alınan yüklemeye doğrultusuna paralel boyutu.

**Net Beton Örtüsü(NBÖ)** = Enine donatı en üst noktası üzerindeki beton örtü derinliği.

**$N$**  = Kesit üzerinde bulunan aksenal yük.

**Donatı Çapı** = Kullanılan enine donatı çapı

**Etriye Aralığı** = Kullanılan enine donatılar arasında bulunan mesafe.

**$b$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı** = Kullanılan enine donatılardan kesit  $b$  boyutuna paralel olarak yerleştirilenlerin sayısı. Bu veri beton çekirdek bölgesi içinde kanca ve benzeri enine donatı olup olmadığının sorgulanması amacı ile istenmektedir. Eğer çekirdek betonu içinde ek enine donatı yoksa değer iki olmalıdır.(adet).

**$h$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı** = Kullanılan enine donatılardan kesit  $h$  boyutuna paralel olarak yerleştirilenlerin sayısı. Bu veri beton çekirdek bölgesi içinde kanca ve benzeri enine donatı olup olmadığının sorgulanması amacı ile istenmektedir. Eğer çekirdek betonu içinde ek enine donatı yoksa değer iki olmalıdır (adet).

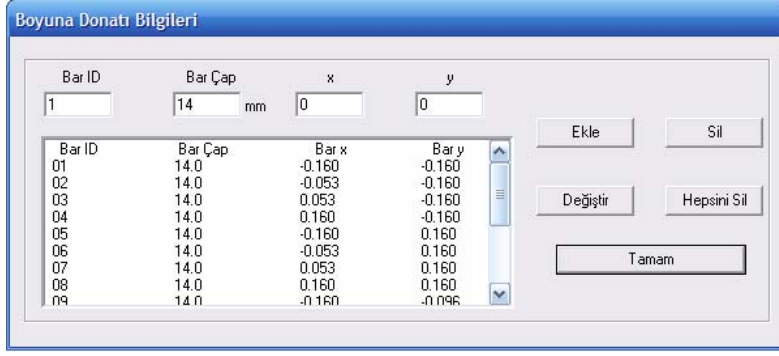
**Çap** = Kullanılan başlık ve gövde donatılarının çapı.

**Başlık Donatısı Adet** = Başlık boyuna donatılarının *başlık donatı dizilerinden yalnız bir tanesinde* bulunan sayısı (adet).

**Gövde Donatı Sıra Sayısı** = Gövde boyuna donatı sıra sayısı (adet).



### 3.1.2.5 Boyuna Donatı Bilgileri



Şekil 3.6. Boyuna Donatı Bilgileri diyalog kutusu

Kesite istenilen çap ve koordinatlarda boyuna donatı girilebilmesini ve daha önce girilmiş olan boyuna donatıların çap ve koordinatlarının değiştirilebilmesini sağlar. **Programda kesitin alt kısmı çekme üst kısmı basınç bölgesi olarak kabul edilmektedir.** Bu nedenle boyuna donatı bilgileri bu kabule göre girilmelidir.

**Bar ID** = Girilen boyuna donatının tanım sırasını gösterir. Kullanıcı tarafından değiştirilemez. Girilen her yeni donatı kesite bulunan boyuna donatı sayısından bir fazla tanım numarasına sahip olarak kaydedilir (Şekil 3.6).

**Bar Çap** = Girilen boyuna donatının çapını gösterir (birim milimetredir).

**x** = Girilen boyuna donatının X koordinatını gösterir.

**y** = Girilen boyuna donatının Y koordinatını gösterir.

**Ekle** = Girilmiş donatı bilgileri ile kesite yeni bir boyuna donatı ekler.

**Sil** = Seçili bulunan donatıyı siler.

**Değiştir** = Seçili bulunan donatı bilgilerini yeni girilmiş donatı bilgileri ile değiştirir.

**Hepsini Sil** = Girilmiş bulunan tüm boyuna donatı bilgilerini siler.

Tamam, düğmesi ile bu menüden çıktığında eğer program girilen donatı verilerinde olası hatalar tespit ederse bir uyarı ile hatalı donatı numaralarını bildirir ve hesaplarda bu donatılar dikkate alınmaz (Şekil 3.7).



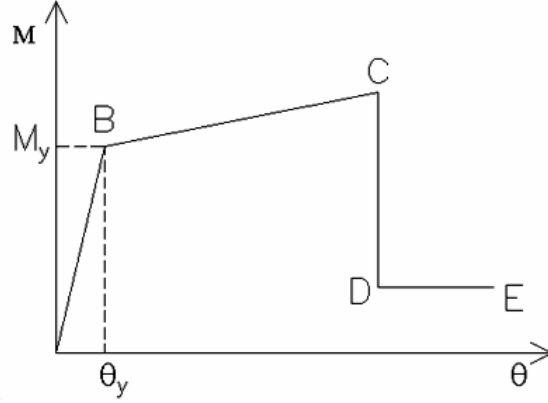
Şekil 3.7. Hatalı donatı bilgisi uyarı mesajları



### 3.1.2.6 Plastik Mafsal Ayarları



Program ile moment mafsalları aşağıda görüldüğü şekilde (0,0), B, C, D, E noktalarının koordinatları ile tanımlanırken kesme ve eksenel yük mafsalları herhangi bir süreklilik olmaksızın, tanımlanan kapasiteye ulaşır ulaşmaz göçme durumu gerçekleşecek biçimde tanımlanmaktadır (Şekil 3.8).



Şekil 3.8. Plastik mafsal tipik idealleştirilmiş dayanım deformasyon ilişkisi

Bu menü ile Sap2000 ve ETABS programlarına girilmek üzere hazırlanacak mafsalların özelliklerini belirleyen ayarlar yapılmaktadır (Şekil 3.9).

**Plastik Mafsalları**

Moment C ve E Noktası Kriteri

	C	E
$f_{cc} >$	0.5	0.3
$\epsilon_{cc} <$	0.018	0.027
$M_{max} >$	0.7	0.6
$\epsilon_{su} <$	0.09	0.18

Model

Mander Modeli

Saatçioğlu ve Razvi Modeli

Gelişmiş Kent ve Park Modeli

Sargısız Beton Modeli

$L_p$

$L_p := 0.08 \cdot L_o + 0.022 \cdot f_{sy} \cdot d_b$

$L_p := 0.026 \cdot L_o + 0.13 \cdot h + 0.02 \cdot f_{sy} \cdot d_b$

$L_p = h/2$

Sabit

Kesme Mafsalları Ayarları

TS 500  $V_s GF = 1$   $S_v C = 1$

ACI 318-05  $V_c GF = 1$   $S_v E = 2$

Eksenel Kuvvet Mafsalları Ayarları

$P_s GF = 1$   $S_p C = 1$

$P_c GF = 1$   $S_p E = 2$

Eleman Bilgileri

$L_o = 1.15$

$dbl = 14$  mm

Nihai Dayanım Katsayısı

$C_m = 0.2$   $C_p = 0.2$   $C_v = 0.2$

Akma Eğilimi Kriterleri

Min.  $\phi_y = 0.008$   $\tan \phi_y = 10000$

Akma Eğilimi Kriterleri

Akma eğilimini çekme donatısı akmasından hesapla

Akma eğilimini moment-eğrilik grafiği eğiminden hesapla

Nihai Dayanım Katsayıları

Nihai Dayanım Katsayısı 1 den düşük olabilir

Kesme Kuvveti Düzeyi

Eğilme Dayanımından Hesapla

TDY-2007 Yanal Donatı Oranı

Mevcut/Gerekli Enine Donatı Oranını Otomatik Hesapla

Mevcut/Gerekli Yanal Donatı Oranı = 0.5

TDY-2007 Göçme Durumu

TDY-2007 Analizinde Göçmede Dayanım Kaybını Dikkate Al

Tamam İptal

Şekil 3.9. Plastik Mafsalları diyalog kutusu

**Moment C ve E Noktası Kriteri:** Program ile C ve E noktalarının belirlenmesinde 4 çeşit kriter kullanılabilir. Program bu 4 noktayı da hesaplayarak grafik üzerinde gösterebilmekte ve en kritik olanı dikkate alarak mafsal bilgilerini hesaplamaktadır.

$f_{cc}$  = Çekirdek betonu en üst lifinde beton maksimum dayanım sınırına ulaştıktan sonra izin verilebilecek en düşük dayanım değerinin beton maksimum dayanımına oranı. Beton basınç dayanımı kaybında izin verilecek sınırın belirlenmesi hedeflenmiştir.

$\mathcal{E}_{cc}$  = Çekirdek betonu en üst lifinde izin verilebilecek en büyük basınç birim deformasyon değeri.

$M_{max}$  = Kesitin C ve E noktaları için izin verilen moment değerinin maksimum moment değerine oranı. Kesit moment kaybı, dolayısıyla yatay yük taşıma kapasitesi kaybının sınırlandırılması hedeflenmiştir.

$\mathcal{E}_{su}$  = En alt çelik çubuğunda izin verilen en büyük uzama birim deformasyon değeri. Bu sınır özellikle donatı burkulmasının sınırlandırılması için konmuş olup, eksenel yük düzeyi düşük elemanlarda söz konusu olmaktadır.

**Model** : Program 4 ayrı beton modeli ile hesaplama yapabilmektedir. Menüün bu kısmında Mander, Saatcioglu&Razvi, Geliştirilmiş Kent&Park veya sargı etkisi dikkate alınmamış (Hognestad) modellerden biri seçilebilir.

$L_p$ : Bu simge plastik mafsalsal boyunu temsil etmektedir. Bu kısımda literatürde yer alan iki değişik plastik mafsalsal boyu formülünden biri, kesitin göz önüne alınan deprem doğrultusuna paralel boyutunun yarısı veya kullanıcı tarafından belirlenen bir değer girilebilir. Bu formüllerde  $L_o$  plastik mafsalsal ve moment sıfır noktası arası uzaklığı,  $f_{sy}$  yanıl donatı akma dayanımını,  $d_{bl}$  boyuna donatı çapı,  $h$  kesitin momente paralel yüksekliğini temsil etmektedir. Plastik mafsalsal boylarıyla ilgili daha geniş bilgi "EKLER" kısmında yer almaktadır. Ayrıntılı bilgi için Ek-1'e başvurulabilir.

**Kesme Mafsalsal Ayarları**: Bu kısımda kesme mafsalsal için kullanılan ayarlar yapılmaktadır.

**TS 500**: Bu kutucuğun işaretli olması halinde kesit kesme dayanımı TS 500 standardı formülüne göre hesaplanacaktır (TS-500, 2000).

$$V_r = V_c + V_s \quad (3.1)$$

$$V_c = 0.8 \times 0.65 \times f_{ct} \times b \times d \times \left( 1 + \gamma \frac{N}{A_c} \right) \quad (3.2)$$

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} \times f_y \times d \quad (3.3)$$

Burada  $V_r$ = kesme dayanımı,  $V_c$ = beton katkısı,  $V_s$ = etriye katkısı,  $f_{ct}$ = beton çekme dayanımı,  $\gamma$ =yükleme ile ilgili katsayı olup eksenel basınç durumunda 0.07 ve eksenel çekme durumunda ise -0.3 alınmaktadır,  $A_c$ = gövde kesiti beton alanı,  $A_{sw}$ = kesme donatısı kesit alanı,  $d$ = faydalı yükseklik. TS-500 formülünde  $N$  değeri eksenel basınç veya eksenel çekme olmasına bakmaksızın pozitif alınacaktır.

**ACI 318-05**: Bu kutucuğun işaretli olması halinde kesit kesme dayanımı ACI 318-2005 yönetmeliği formülüne göre hesaplanacaktır (ACI-318, 2005). Etriye katkısı TS-500 ile aynı olmakla birlikte beton katkısı şu şekildedir.

$$V_c = 0.17 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times \left( 1 + \frac{N}{14A_c} \right) \quad (\text{MPa}) \quad N \geq 0 \quad (3.4)$$

$$V_c = 0.17 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times \left( 1 + \frac{0.29N}{A_c} \right) \quad (\text{MPa}) \quad N < 0 \quad (3.5)$$

ACI-318 formülünde N değeri aksel basınç için pozitif, aksel çekme için negatif alınacaktır.  
 $V_s GF$  = Kesme dayanımı için çelik Güvenlik Katsayısı.

$V_c GF$  = Kesme dayanımı için beton Güvenlik Katsayısı. Formül şu şekildedir:

*Kesme Dayanımı* =  $V_s GF \times \text{Çelik Katkısı} + V_c GF \times \text{Beton Katkısı}$

$S_v C$  = C noktasına, kesitin kesme dayanımına ulaştığı deformasyonun kaç katında ulaşılacağı. Bu değer 1 alınırsa kesit kesme dayanımına ulaşır ulaşmaz C noktasına ulaşılacaktır, yani dayanımının bir bölümünü kaybedecektir. Yani başka bir ifade ile B ve C noktası üst üstedir.

$S_v E$  = E noktasına, kesitin kesme dayanımına ulaştığı deformasyonun kaç katında ulaşılacağı.

**Eksenel Kuvvet Mafsali Ayarları:** Bu kısımda aksel kuvvet mafsali için kullanılan ayarlar yapılmaktadır.

$P_s GF$  = Aksel kuvvet dayanımı için çelik Güvenlik Katsayısı.

$P_c GF$  = Aksel kuvvet dayanımı için beton Güvenlik Katsayısı. Formül şu şekildedir :

*Eksenel Dayanım (Basınç)* =  $(P_s GF) \times (\text{Toplam Çelik Alanı}) \times (f_{sy}) + (P_c GF) \times (b \times h \times f_{co})$

*Eksenel Dayanım (Çekme)* =  $(P_s GF) \times (\text{Toplam Çelik Alanı}) \times (f_{sy})$

$S_p C$  = C noktasına kesitin aksel kuvvet dayanımına ulaştığı deformasyonun kaç katında ulaşılacağı. Bu değer 1 alınırsa kesit aksel kuvvet dayanımına ulaşır ulaşmaz C noktasına ulaşılacaktır. Yani başka bir ifade ile B ve C noktası üst üstedir.

$S_p E$  = E noktasına kesitin aksel kuvvet dayanımına ulaştığı deformasyonun kaç katında ulaşılacağı.

**Eleman Bilgileri:** Bu kısımda plastik mafsali boyunun hesaplanması için kesitin ait olduğu elemana ait bilgiler girilmektedir.

$L_o$  = Plastik mafsali ve moment sıfır noktası arası uzaklık.

$d_{bl}$  = Elemanda kullanılan boyuna donatı çapı (mm).

**Nihai Dayanım Katsayıları:** Bu bölümde tanımlanan mafsalların D ve E noktası arasında (akma) dayanımlarının ne kadarına sahip olduğu bilgisi girilmektedir.

$C_m$  = D ve E noktası arası moment dayanımı katsayısı.

$C_p$  = D ve E noktası arası aksel dayanım katsayısı.

$C_v$  = D ve E noktası arası kesme dayanımı katsayısı.

**Akma Eğriliği Kriterleri:** Bu bölümde, kesitin akma eğrilik değerinin belirlenmesinde kullanılacak olan ayarlar verilmektedir. Akma eğrilik değeri SAP2000, ETABS gibi doğrusal olmayan analiz programları için kritik veriler değildir. **Bu programlar kesitin akma durumunu akma dayanımı değerine ulaşılmasıyla belirlediğinden akma eğriliği değerinin hassas hesaplanması doğrusal olmayan analiz için gerekli değildir.**

**Akma eğriliğini çekme donatısı akmasından hesapla:** Kesit akma eğriliği,  $\phi_y$  veya en dış beton lifinde 0.002 basınç birim deformasyonuna ulaşılan eğrilik değeri  $\phi_s$  olarak alınarak (hangisi önce oluşursa) ve aşağıdaki denklem kullanılarak belirlenir.

$\phi_y$  değeri en alt çekme donatısının aktığı eğrilik değeri kesitin en üst beton lifinde basınç deformasyon değeri 0.003 iken sahip olduğu moment kapasitesinin, donatı aktığı andaki moment kapasitesine oranı ile büyütülerek hesaplanır (Denk. 3.6).

$$\phi_y = \frac{M_{0.003}}{M_{sy}} \times \phi_{sy} \quad (3.6)$$

**Akma eğriliğini moment-eğrilik grafiği eğiminden hesapla:** Bu seçenek akma eğriliğinin belirlenmesinde kullanıcılara daha fazla serbestlik sağlanması için verilmiştir. Program akma eğriliğini moment-eğrilik grafiğinin eğiminin belirli bir değer altına düşmesine göre hesaplamaktadır (eğrinin yataylaşması). Bu bölümde bu hesaplama için gerekli parametreler girilmektedir. Verilen iki değer değiştirilerek grafik üzerinde kullanıcının istediği eğrilik değerinin akma değeri olarak dikkate alınması mümkündür.

**Min  $\phi_y$**  = Akma eğriliğinin minimum değeri. Bazı kesitlerde çatlama eğriliğinde kesit moment kapasitesinde düşüş görülebilmektedir. Bu durumda bu noktada eğim eksi değer aldığından programın bu noktayı akma noktası olarak almasının engellenmesi için konulmuştur. Varsayılan değer olan 0.008 1/m yüksekliği fazla olmayan kesitlerde kullanılabilir. **Fakat perde gibi en yüksekliği fazla kesitler için bu değer küçültülmelidir.**

**tan  $\phi_y$**  = Akma eğriliğinin belirlenmesi için kullanılan bir orandır. Bu parametre bazı değer aralıklarında oldukça duyarsızken, bazı değer aralıklarında oldukça hassas olabilmektedir.

**Nihai Dayanım Katsayısı 1 den düşük olabilir:** Bu kutucuk işaretli ise kesitin nihai dayanım değerinin akma değerinden küçük olmasına izin verilmektedir. Kesitin nihai dayanım değerinin akma değerinden küçük olması doğrusal olmayan analiz yapılırken hesaplamalarda zorluklara neden olabilmektedir. Artan deplasman ile yapıda dayanım kapasitesini kaybeden elemanlar nedeni ile yeniden dağılım meydana gelmektedir. Yeniden dağılım sırasında birçok elemanda düşük nihai dayanım değeri nedeni ile de bir miktar dayanım kaybı olması durumunda analizlerde sürekli bir tekrar dağılım yapma ihtiyacı ortaya çıkabilmektedir. Bu sebeple bu değer 1'in altında alınması tavsiye edilmez.

**Kesme Kuvveti Düzeyi:** FEMA-356'ya göre mafsalsal deformasyon değerlerinin hesaplanması durumunda kesit üzerinde bulunan kesme kuvvetinin de bilinmesi gereklidir. Program varsayılan ayar olarak **Eğilme Dayanımından Hesapla** kutucuğunun işaretli olması durumunda kesme değerini, elemanın iki ucunda aynı eğilme dayanımı olduğunu varsayarak, bu iki moment değerinin toplamını  $L_o$  değerinin iki katına bölerek (serbest uzunluk) belirlemektedir (kolon gibi). Bu varsayımın uygun olmadığı durumlarda kesit üzerindeki kesme kuvveti kullanıcı tarafından girilebilmektedir. V2 kesite y yönünde (düşey doğrultu), V3 kesite x yönünde (yatay doğrultu) gelen kesme kuvvetini ifade etmektedir. Kiriş kesitleri için yalnız V2'nin gerekli olduğuna dikkat ediniz.

**TDY-2007 Enine Donatı Oranı:** Bilindiği gibi 2007 yılında "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik" adı altında yeni deprem yönetmeliği yürürlüğe girmiştir. Bu yönetmeliğin 7. Bölümünde mevcut yapıların değerlendirilmesi için çeşitli şartlar verilmiştir. Bu bölümde, mevcut betonarme elemanların hasar sınıflandırılması için kesitte bulunan enine donatı miktarına bağlı olarak beton basınç birim şekil değiştirme değerleri verilmektedir. Yazılım yeni deprem yönetmeliğine göre mafsalsal bilgileri de üretilebilmektedir. Yönetmeliğe göre beton basınç birim şekil değiştirme değerlerinin hesaplanabilmesi için kesitte mevcut bulunan enine donatı miktarının, gerekli enine donatı miktarına oranının bilinmesi gereklidir. Bu değer yazılıma direkt olarak girilebildiği gibi kolon ve kiriş elemanlar için, "**Mecut/Gerekli Enine Donatı Oranını Otomatik Olarak Hesapla**" kutucuğu işaretlenirse yazılım Deprem Yönetmeliği madde 3.3.4 ve 3.4.4'e göre gerekli enine donatı miktarını hesaplayarak kesitte mevcut enine donatıya oranlayarak gerekli değeri otomatik olarak hesaplar. Yazılım tarafından kesit

için kesme mafsali ayrıca tanımlanarak kesme etkileri dikkate alınmış olduğundan ve belirlenen gerekli/mevcut enine donatı parametresi eğilme mafsali sünekliliğinin hesaplanmasında kullanıldığından gerekli enine donatı miktarının hesaplanmasında kesme etkileri dikkate alınmamaktadır.

**TDY-2007 Analizinde Göçmede Dayanım Kaybını Dikkate Al:** Bilindiği üzere 2007-Deprem Yönetmeliği'nde (DBYYHY-2007, 2007) elemanlarda göçme nedeniyle dayanım kaybı dikkate alınmamaktadır. Bu durumda göçen elemanlar nedeniyle elemanlar arası yeniden dağılım dikkate alınmamaktadır. Bu kutucuğun işaretli olması durumunda TDY-2007'ye göre üretilen mafsallar için yazılım HK (Hemen Kullanım), CG (Can Güvenliği), GÖ (Göçme Önlenmesi) durumlarını yönetmeliğe göre hesapladıktan sonra Göçme Durumunu (C ve E noktası) verilen C ve E noktası kriterlerine göre belirlemektedir. Bu kutucuğun işaretli olmaması durumunda C noktası için çok yüksek dönme değerleri (yazılımda  $\pi$  rad) göçme durumunun oluşması engellenmektedir.



### 3.1.2.7 Model Seçme Ayarları

Yazılımın tarafından hesaplanan 4 farklı beton modelinin bir arada görüntülenmesi beton modelleri arasında bulunana farkların görülmesi açısından önemlidir. Fakat her zaman 4 modelinden görüntülenmesi istenmeyebilir. Sadece iki veya üç model arasındaki farkların incelenmesi gerekebilir.

Bu diyalog kutusu aracılığıyla yazılımda değerleri hesaplanan 4 farklı beton modelinden grafikte görüntülenmesi istenilenler seçilebilir (Şekil 3.10). Yazılımın sadece "Tümünü Hesapla" komutu verildiğinde "Plastik Mafsal Ayarları" menüsü altında aktif olarak seçili model dışındaki modelleri de hesapladığı unutulmamalıdır. Bu komut verilmediği sürece sadece aktif model için hesaplama yapılacaktır. Dolayısıyla diğer modeller grafikte gösterilemeyecektir. Ayrıca aktif beton modeli yazılım tarafından daima grafikte gösterilmektedir.

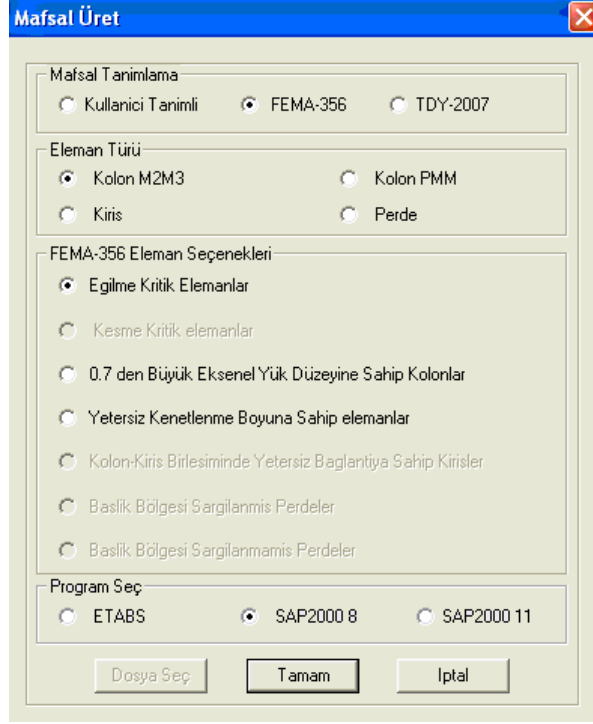


Şekil 3.10. Görüntülenecek beton modelleri seçimi diyalog kutusu



### 3.1.2.8 Mafsal Üretme Ayarları

Bu diyalog kutusu ile program ile üretilen mafsallar ile ilgili ayarlar yapılmaktadır (Şekil 3.11).



**Şekil 3.11. Plastik Mafsal Üretme Ayarları diyalog kutusu**

**Mafsal Tanımlama:** Yazılım kullanıcı tanımlı, FEMA-356 tanımlı ya da Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007 (TDY-2007)'ye uygun kolon ve kirişler için belirtilen özelliklerde mafsal üretebilmektedir. Bu kısımda üretilecek mafsal bilgilerinin kullanıcı tarafından tanımlanan deformasyon kriterlerine göre mi yoksa FEMA-356 veya TDY2007'ye göre mi belirleneceği seçilebilmektedir.

**Eleman türü:** Bu kısımda mafsal bilgilerinin kolon, perde veya kiriş eleman için mi üretileceği seçilmektedir. Kolon için M2M3 ve PMM olmak üzere iki seçenek mevcuttur. PMM kolon mafsallarında kolon eksenel yükü değişimi ile dayanımda oluşacak değişiklikler de hesaba katılabilmektedir. Fakat bu tür mafsal ile oluşturulan büyük modellerde doğrusal olmayan analiz sonuçlarında büyük yakınsama problemleri ortaya çıkmakta ve analizler sonuçlandırılmayabilmektedir. *Bu sebeple PMM mafsalı proje ekibi tarafından yalnız iki boyutlu analizler için tavsiye edilmektedir.*

**Ayrıca seçilen eleman kiriş olsa bile program hesaplarda girilen eksenel yük değerini dikkate almaktadır. Bu sebeple eleman türünden bağımsız olarak girilen eksenel yükün uygun bir değer olmasına dikkat edilmelidir.**

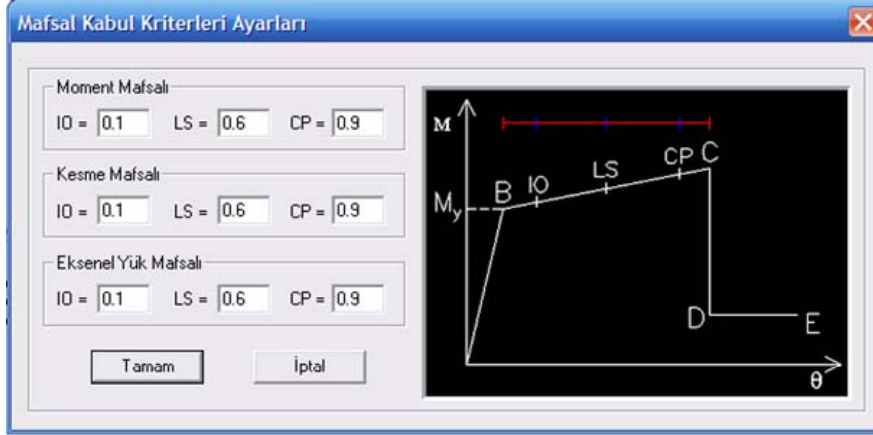
**FEMA-356 Eleman Seçenekleri:** Üretilen mafsal bilgilerinin FEMA-356'ya göre olmasının istendiği durumda girilen kesitin ait olduğu eleman için kritik durumun seçilmesi gereklidir. Ayrıntılı bilgi için FEMA-356 Tablo 6-7, 6-8 ve 6-18'e bakılabilir. Her tür eleman için yazılım tarafından kesme ve eksenel yük mafsalları ayrıca oluşturulduğundan ve kolon eleman için kesmenin kritik olduğu durumda FEMA dokümanında herhangi bir süneklik değeri olmadığından kolon eleman için bu duruma seçenekler arasında yer verilmemiştir.

**Program Seç:** Bu bölümde üretilen mafsal bilgileri dosyasının hangi program için hazırlanacağı seçilmektedir. Etabs için mafsal bilgileri üretilecekse ilk mafsal üretilirken program sizden bir dosya seçilmesini isteyecektir. Açılan diyalog kutusuna var olmayan bir dosya adı yazılırsa program yeni bir dosya oluşturacaktır. Eğer varolan bir dosya seçilirse program mevcut dosya sonuna yeni bilgileri ekleyecektir. Dosya bir kez seçildikten sonra program daha sonra tanımlanan mafsal bilgilerini de aynı dosyaya yazmaya devam edecektir. Bu dosya değiştirilmek istendiğinde Program Seç butonu tekrar tıklanarak yeni dosya seçilebilir.

Sap2000 v8 ve v11 programları için Kolon-M2M3, perde ve Kiriş mafsalları için 4, Kolon-PMM mafsalları için 7 ayrı dosya oluşturulması gerektiğinden bu dosyalar "C:\Program Files\SEMAp\Sap Mafsal" klasörü altında otomatik olarak oluşturulacak veya yeni bilgiler bu dosyalara eklenecektir. Bu sebeple dosya seçimi yapılmasına gerek yoktur.



### 3.1.2.9 Mafsal Kabul Kriterleri Ayarları



Şekil 3.11. Mafsal Kabul Kriterleri Ayarları diyalog kutusu

ETABS ve Sap2000 programlarında mafsalların plastik kapasitelerinin ne kadarını kullandıklarına göre çeşitli aşamalar (Plastic Hinge Acceptance Criteria) tanımlanmış, yapı mafsallarının hangi kısmının bu aşamalardan hangisinde bulunduğuna göre yapı performansı üzerine yorum yapılması kolaylaştırılmıştır. Bu aşamalarda mafsallar değişik renkler ile gösterilerek konuya görsellik kazandırılmıştır. SEMAp programının bu menüsünde değişik mafsal tipleri için bu aşamaların plastik kapasitenin hangi oranına tekabül edeceği tanımlanmaktadır (Şekil 3.11). **FEMA-356 ve TDY-2007 mafsalları için bu değerler adı geçen dokümanlarda yer aldığından bu diyalog kutusunda tanımlanan değerler yalnız Kullanıcı Tanımlı mafsallar için geçerlidir. Diğer tür mafsal tanımları için bu değerler kullanılmaz.**

**IO** (Immediate Occupancy) hemen kullanım, **LS** (Life Safety) can güvenliği, **CP** (Collapse Prevention) göçmenin önlenmesi aşamalarını ifade etmektedir.



Bu komuta aynı zamanda araç çubuğunda yanda bulunan ikona tıklayarak da ulaşılabilir.



### 3.1.2.10 Mafsal Üretme

Bu komut programa girilmiş bulunan ayarlara göre hesaplanan mafsal bilgilerini belirlenen dosyaya yazar. Programın SAP2000 ve ETABS için hazırladığı mafsallar için kullanılacak ad Kesit Özellikleri diyalog kutusunda girilen Kesit Adı'dır. Program kolon mafsalları için bu ad sonuna "-" işaretinden sonra kolon üzerindeki eksenel yük değerini (ton cinsinden) (S1-20.0 gibi) ekleyerek isimlendirme işlemini gerçekleştirir. **Böylelikle aynı donatıya sahip kesitlerin farklı katlarda kullanılmasıyla farklı eksenel yüke sahip kolonların tanımlanmasında kolaylık sağlanmış olmaktadır.** Kolon eksenel yükü yalnız isimlendirmede ton biriminde kullanılmaktadır. Kiriş mafsalları için "-" işaretinden sonra B"basınç donatı alanı"C"çekme donatı alanı" (cm cinsinden), (B-B2.5C4.0 gibi) değerlerini ekleyerek isimlendirme işlemini gerçekleştirir. Böylelikle kolon ve kirişlerin doğrusal olmayan özelliklerinin tanımlanmasında anahtar olabilecek etkenler isimlendirmede kullanılarak mafsal isimlerinin tanımlayıcı olması hedeflenmiştir. İsimlendirme şekline dolayı aynı ad ve eksenel yüke sahip iki ayrı kolon mafsali ve aynı ada, basınç ve çekme donatısına sahip iki ayrı kiriş mafsali kullanılmamalıdır.

## 4. Program Komutları

### 4.1 Dosya



#### 4.1.1 Yeni

Kesit tanımlanması için yeni bir dosya açar ve tüm kesit bilgilerine varsayılan kesit bilgilerini atar.



#### 4.1.2 Aç

Daha önceden kaydedilmiş bir veri dosyasını açar.



#### 4.1.3 Kaydet

Girilmiş bulunan kesit bilgilerini bir veri dosyasına kaydeder.

### 4.2 Görünüm

Bu kısımda programın Araç Çubuğu ve Durum Çubuğu açılıp, kapatılabilmektedir.

### 4.3 Kesit



#### 4.3.1 Kesiti Döndür

Girilmiş bulunan kesiti 90 derece döndürerek M2 ve M3 moment bilgileri arasında geçiş yapmayı kolaylaştırır. Program kolonlar için mafsalsal bilgileri hesaplarırken kesitin birbirine dik iki doğrultuda moment eğrilik değerlerini hesaplar (M2 ve M3). ***Dikkat edilmesi gereken husus kesitlerin SAP2000 ve ETABS programlarında yapı plan görünüşünde (xy) nasıl duruyorsa SEMAp programında da aynı şekilde duruyor olmasıdır. Kesitin ilk girildiği andaki veya kaydedildiği andaki değil program mafsalsal üret tuşuna basıldığı anda duruş şekli esas alınmaktadır.*** Bu konuya dikkat edilmediği takdirde tanımlanan mafsalsal bilgilerinde yanlışlıklar olabilir.



#### 4.3.2 Basınç < - > Çekme

Kesitte bulunan basınç ve çekme donatılarının yerlerini değiştirir. Böylece kesitin pozitif ve negatif moment altında davranışının incelenmesi kolaylaşır.

### 4.4 Göster



#### 4.4.1 Kesit

Girilen kesit ile ilgili çeşitli bilgilerin ve kesit şeklinin ekranda görüntülenmesini sağlar. Klavyeden "1" tuşuna basarak da programa bu komut verilebilir.

### 4.5 Mafsalsal



#### 4.5.1 Mafsalsal Üret

Program girilmiş bulunan ayarlara göre hesaplanan mafsalsal bilgilerini belirlenen dosyaya yazar.



## 4.6 İşlem



### 4.6.1 Hesapla

4 değişik beton modeli için moment-eğrilik ve etkileşim diyagramı değerlerini hesaplar.



### 4.6.2 M-K Hesapla

Yalnız seçili bulunan model için moment-eğrilik değerlerini hesaplar.



### 4.6.3 M-N Hesapla

Yalnız seçili bulunan model için etkileşim diyagramı değerlerini hesaplar.

**Eski Sap Mafsalları Sil:** Daha önce üretilmiş Sap2000 mafsal bilgileri dosyalarını siler.

## 4.7 Analiz Sonuçlarının Alınması

### 4.7.1 Göster



#### 4.7.1.1 Basınç – Kısılma

Tüm modeller için çekirdek betonu basınç deformasyonu ve basınç gerilmesi arasındaki ilişkiyi gösterir. **Program analiz yaparken kabuk betonu için sargı etkisi olmadığından sargı etkisi dikkate alınmamış modeli kullanır.** Klavyeden “2” tuşuna basarak da harekete geçirilebilir.



#### 4.7.1.2 M-φ Grafiği

Hesaplanan modeller için kesitin moment-eğrilik grafiğini gösterir. Klavyeden “3” tuşuna basarak ta harekete geçirilebilir.



#### 4.7.1.3 Etkileşim Diyagramı

Hesaplanan modeller için kesitin aksel yük-moment grafiğini gösterir. Klavyeden “4” tuşuna basarak ta harekete geçirilebilir. Bu grafik üzerinde bulunan kırmızı çizgi yönetmeliklerce izin verilen maksimum sınır olan  $0.5 \cdot f_{ck} \cdot A_c$  değerini göstermektedir.



#### 4.7.1.4 M-ε<sub>c</sub> Grafiği

Hesaplanan modeller için kesitin moment ve en üst beton lifinde beton basınç birim şekil değiştirme grafiğini gösterir. Klavyeden “5” tuşuna basarak ta harekete geçirilebilir

### 4.7.2 İşlem



#### 4.7.2.1 .txt Kaydet

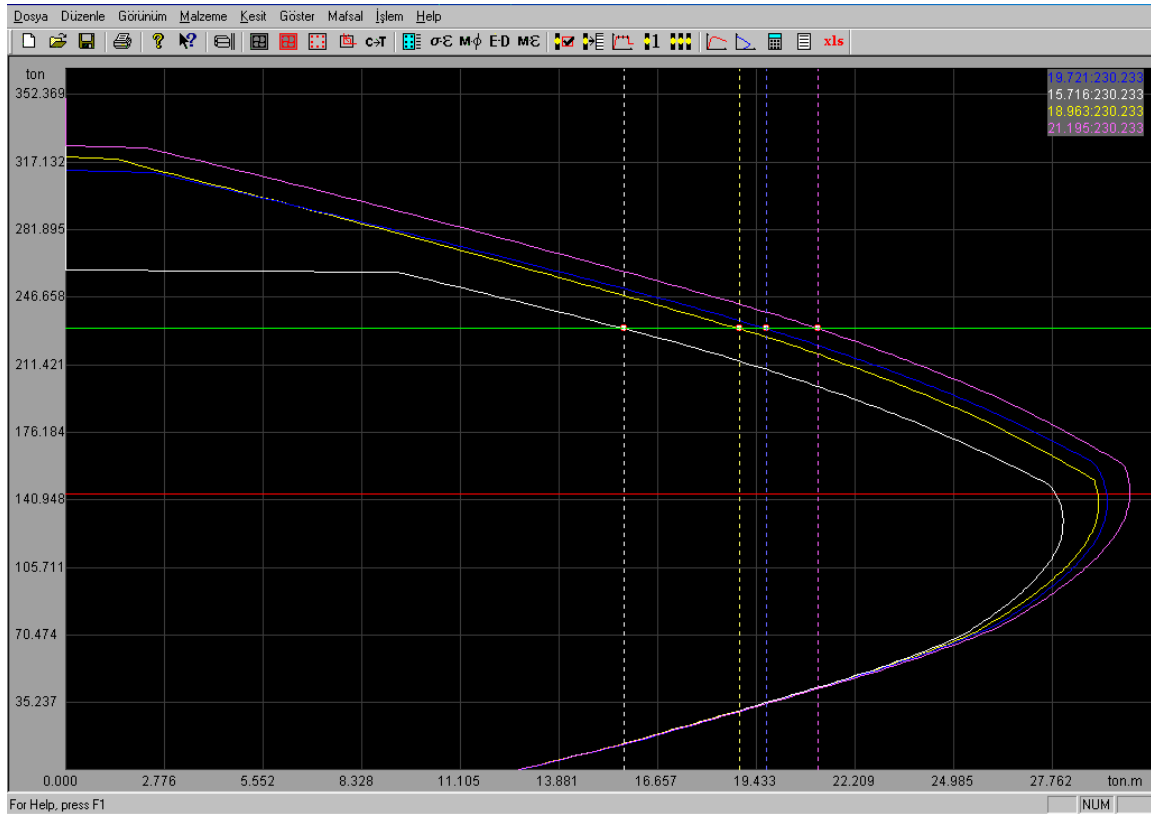
Hesaplanan modeller için beton basınç birim şekil değiştirme (ε<sub>c</sub>), eğrilik, moment değerlerini ve etkileşim diyagramı değerlerinin bir text dosyasına kaydedilmesini sağlar.

#### **xls** 4.7.2.2 .xls Kaydet

Hesaplanan modeller için  $\epsilon_c$ , eğrilik, moment değerlerini ve etkileşim diyagramı değerlerinin Excel formatına uygun kaydedilmesini sağlar.

### 4.8 Klavye Komutları

“**T**” : Tüm grafikler üzerinde seçili bulunan noktanın koordinat değerlerinin grafiğin sağ üst köşesinde okunmasını sağlar. Bu tuşa tekrar basıldığında kapatılmış olur. Koordinatları verilen noktalar o an için aktif olan (üzerinde beyaz küçük daire bulunan) noktalardır. Aktif noktalar fare hareketleri ve klavyeden ok tuşları ile değiştirilebilir. **Sol ok** aktif olan nokta numarasını 1 artırır. **Sağ ok** aktif olan nokta numarasını 1 azaltır. **Yukarı ok** aktif olan nokta numarasını 10 artırır. **Aşağı ok** aktif olan nokta numarasını 10 azaltır. Şekil 4.1’de bu komut etkileşim grafiği üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.1. T tuşu aktif halde etkileşim diyagramı

**Fare Sağ Tuş:** Moment-eğrilik, moment-birim şekil değiştirme ve etkileşim diyagramı grafikleri üzerinde farenin sağ tuşuna tıklanırsa çizilen grafiğin maksimum değerlerinin değiştirilebileceği bir diyalog kutusu açılmaktadır. Bu diyalog kutusunda **İlk Değerler** butonuna basıldığında varsayılan değerler tekrar maksimum değerler olarak atanmaktadır (Şekil 4.2).

“**B**”: Moment-eğrilik grafiği üzerinde mafsal tanımlanmasında kullanılan noktaları doğrular ile birleştirerek moment-dönme değerlerinin hangi değerler kullanılarak hesaplandığını gösterir. Moment-dönme ve moment-eğrilik arasındaki geçişin daha kolay anlaşılmasını sağlar. Bu tuşa tekrar basıldığında çizgiler kaybolur.

“**S**”: B tuşuna basıldığında doğrularla birleştirilen mafsal tanımlanmasında kullanılan noktaların (dönme:moment) cinsinden koordinatlarını gösterir. Bu tuşa tekrar basıldığında koordinatlar kaybolur.



**Şekil 4.2. Grafik maksimum değerlerinin değiştirilebileceği diyalog kutusu**

“**L**”: Moment mafsalı tanımlanmasında C ve E noktası için Plastik Mafsalları menüsünde girilen limit değerlerin her birinin moment-eğrilik grafiği üzerinde hangi noktalara tekabül ettiğini gösterir. Bu tuşa tekrar basıldığında limit değerleri gösteren noktalar kaybolur.

“**G**”: **L** tuşuna basıldığında limit değerleri gösteren noktaların her birinin hangi kriter ve limit duruma işaret ettiğini belirten bir göstergenin çıkmasını sağlar. Bu tuşa tekrar basıldığında gösterge kaybolur.

“**Y**”: **Y** tuşuna basıldığında TDY-2007'ye göre belirlenen HK, CG, GÖ noktaları moment-eğrilik grafiği üzerinde görülebilir. Bu tuşa tekrar basıldığında noktalar kaybolur.

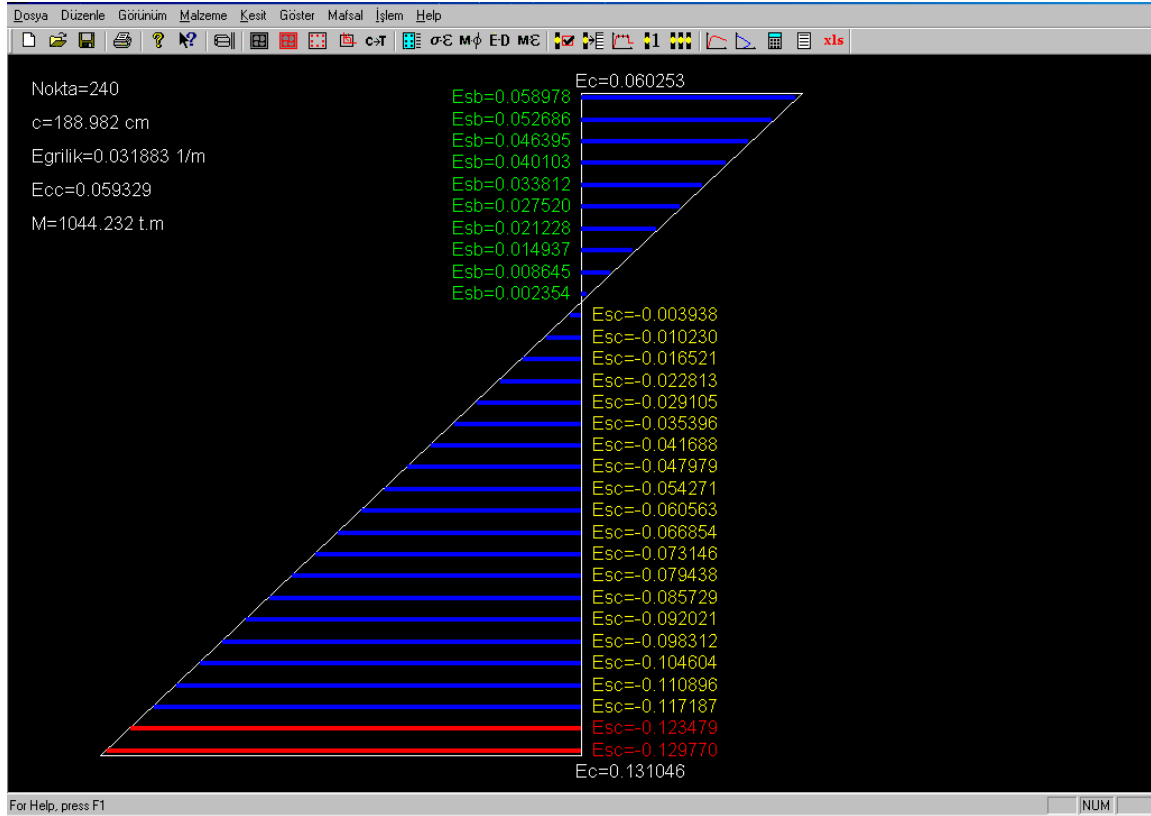
Şekil 4.3 “**B**”, “**S**”, “**L**”, “**G**” ve “**Y**” tuşlarının kullanımını aktif moment-eğrilik grafiği üzerinde göstermektedir.

“**D**”: Bu tuşa basıldığında grafiklerin çizilmesinde kullanılan tüm noktalarda kesit birim şekil değiştirme diyagramı görülebilir. Bu diyagramın sol tarafında o an deformasyon diyagramı görülen noktanın numarası, tarafsız eksen derinliği, eğrilik değeri, çekirdek en üst beton lifinde basınç birim deformasyonu, moment değeri yer almaktadır.

Diyagram üzerinde her bir donatının deformasyon değeri görülebilir. Deformasyon değeri sarı ile gösterilen donatılar çekme, yeşil ile gösterilen donatılar basınç gerilmesi altındadır. Kırmızı renk ile gösterilen donatılar o noktada kopmuş durumdadır ve yük taşımazlar. Gri renkli donatı çubukları henüz akmamış, mavi olan donatı çubukları akmış durumdadır (Şekil 4.4).



Şekil 4.3. B, S, L, G, Y tuşları aktif moment-eğrilik grafiği



Şekil 4.4. D tuşuna basıldığında görülebilen kesit deformasyon diyagramı

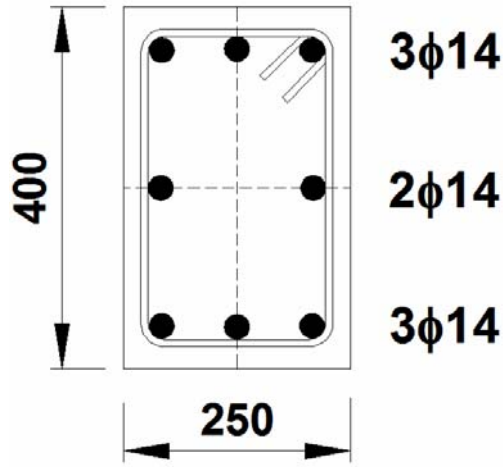
## 5. Örnek Uygulamalar

Bu bölümde yazılımın kullanımı ile ilgili örnekler sunulmaktadır. Verilen örneklerin her birine ait SEMAp programı dosyaları "Ornekk.sem" şeklinde yazılımın kurulum dosyalarıyla birlikte verilmiştir. Örnekte beton basınç dayanımı 20 MPa, donatı (boyuna ve enine) akma dayanımları 420 MPa ve nihai dayanımları da 500 MPa değerleri malzeme özellikleri olarak kullanılmıştır.

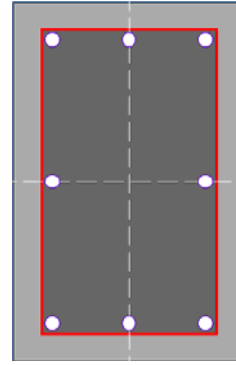
### 5.1 Kesit Tanımlamaları

#### 5.1.1 Örnek 1

Şekil 5.1'de gösterilen kesiti programa girelim.



Şekil 5.1. Örnek 1 için kesit



Şekil 5.2. Örnek kesitin programda görünüşü

Enine kesit donatısı  $\phi 10/150$  mm, paspayı 25 mm ve eksenel yük 300 kN olsun. Kesitteki tüm enine donatılar asal eksenler doğrultusunda olduğu için Hızlı Kesit Gir menüsünden kesit bilgileri girilebilir. Bu kesit için kN ve m cinsinden kesit bilgilerini girelim. Kesit genişliği 0.25 m olduğundan  $b=0.25$ , yükseklik 0.40 m olduğundan  $h=0.40$ , Pas Payı=0.025, eksenel yük 300 kN olduğundan  $N=300$ , Donatı Çapı=10, Etriye Aralığı=0.15 dir.

$b$  yönünde ve  $h$  yönünde ikişer etriye uzandığından  $b$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı=2 ve  $h$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı=2 dir. Başlık bölgelerinden her birinde üçer  $\phi 14$  ve gövdedeki donatı sıra sayısı da bir sıra  $\phi 14$  olduğundan başlık donatı Çapı=14, adet=3 gövde donatı Çapı=14, gövde sıra sayısı=1 olarak girilmelidir. Sonuçta SEMAp programında kesit Şekil 5.2'deki gibi görülecek olan kesitin Hızlı Kesit Gir diyalog kutusu da Şekil 5.3'te verilmiştir.

**Hızlı Kesit Gir**

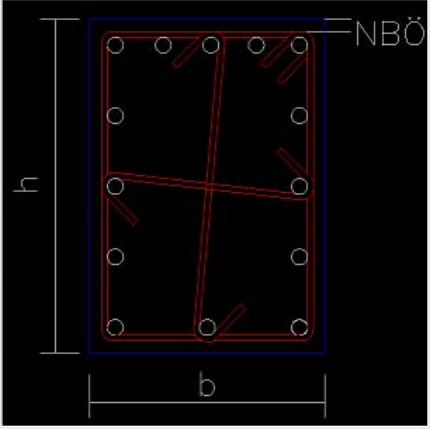
Kesit Bilgileri  
 $b = 0.25$   $h = 0.4$   $NBÖ = 0.025$   $N = 300$

Yanal Donatı Bilgileri  
 Donatı Çapı = 10 mm  $b$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı = 2  
 Etriye Aralığı = 0.15  $h$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı = 2

Başlık Boyuna Donatı Bilgileri  
 Çap = 14 mm Başlık Donatısı Adet = 3

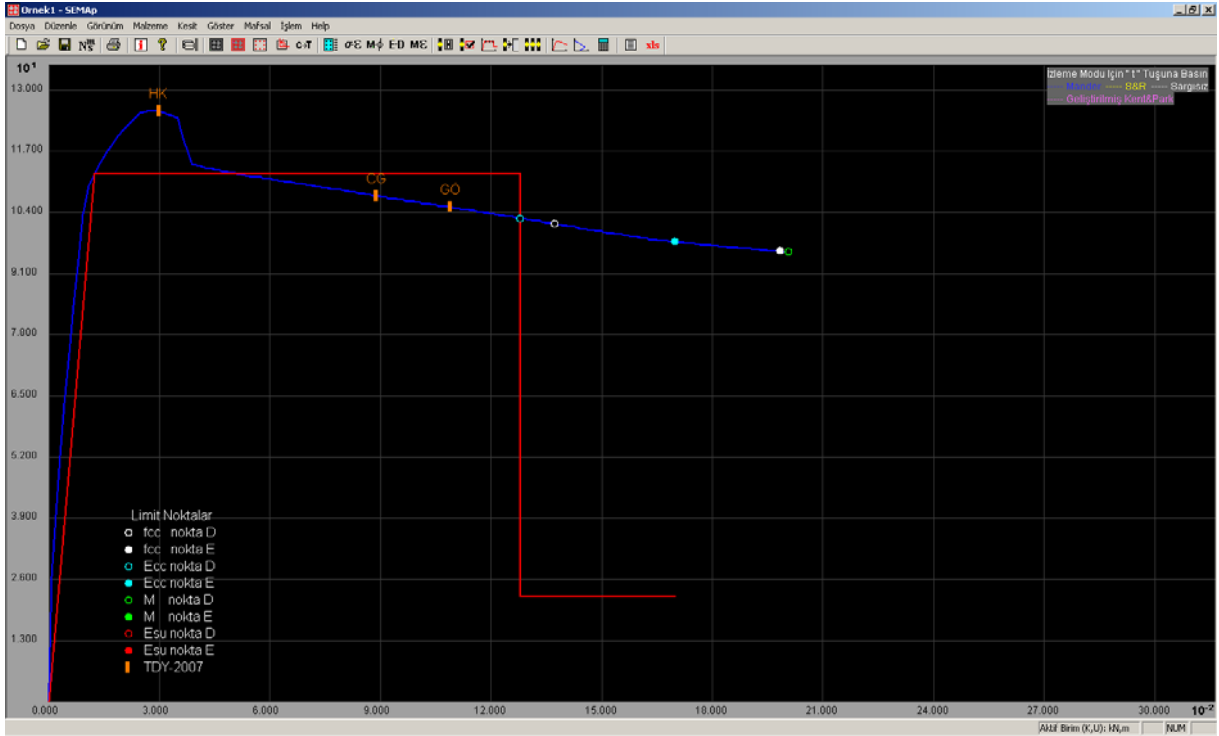
Gövde Boyuna Donatı Bilgileri  
 Çap = 14 mm Gövde Donatı Sıra Sayısı = 1

Tamam İptal



Şekil 5.3. Örnek kesit verilerinin girilmesi

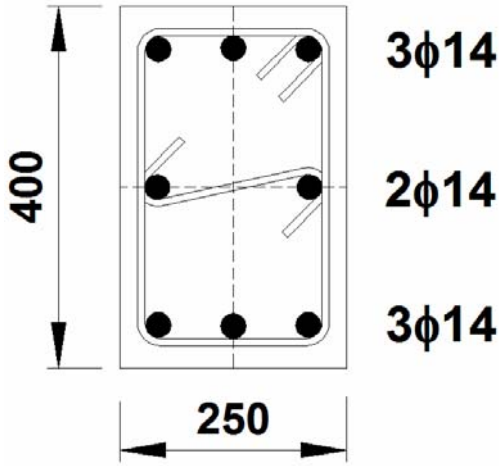
Daha sonra "Moment-Eğrilik Hesapla" komutu ile girilen kesit için moment-eğrilik grafiği hesaplanıp, görüntülenebilir. Bu grafik açık iken "B", "L", "G", "Y" tuşlarına basıldığında Şekil 5.4'te verildiği gibi kesit moment-eğrilik grafiği üzerinde kesit deformasyon sınırları, DY-2007 hasar sınırları ve idealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkisi görülebilir.



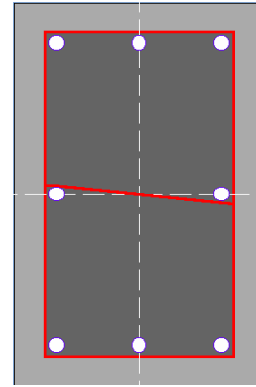
Şekil 5.4. Örnek 1 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri

### 5.1.2 Örnek 2

Örnek 1'de verilen kesit ve boyuna donatı özellikleri aynı olup, kesit gövde donatıları bir  $\phi 10$  kanca ile birleştirilmiş olsun (Şekil 5.5):

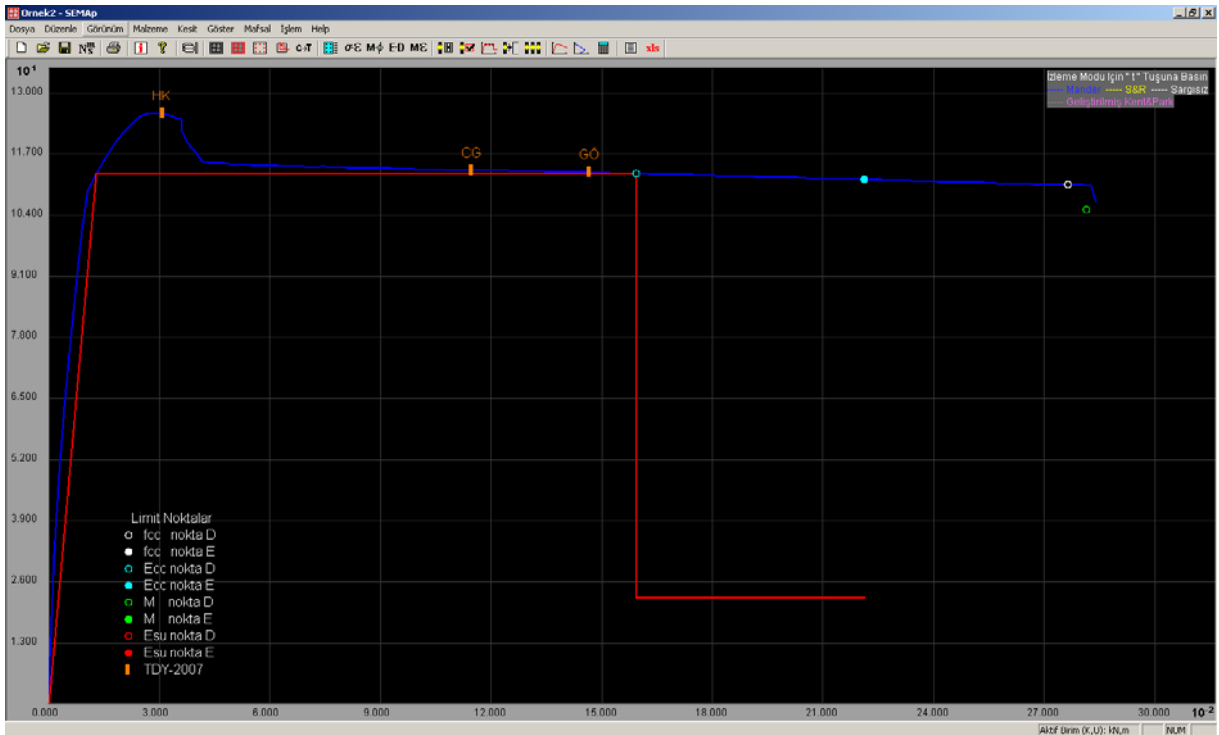


Şekil 5.5. Örnek 2 için kesit



Şekil 5.6. Örnek 2 kesitin programda görünüşü

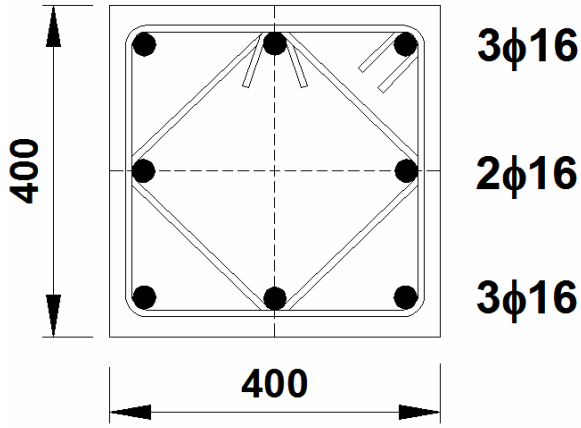
Bu durumda yalnız  $b$  yönü doğrultusunda bir yanıl donatı daha eklenmiş olacağından yanıl donatı bilgileri kısmında  $b$  ye *Paralele Yanıl Donatı Sayısı* =3 olarak değıştirilmesi yeterli olacaktır (Şekil 5.6). Şekil 5.7'de kesit moment-eğrilik grafiği üzerinde kesit deformasyon sınırları, DY-2007 hasar sınırları ve idealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkisi verilmiştir. Yanıl donatını artmasıyla kesit dayanımında belirđin bir artış olmamış fakat kesit süneklüğünde artış gözlenmiştir.



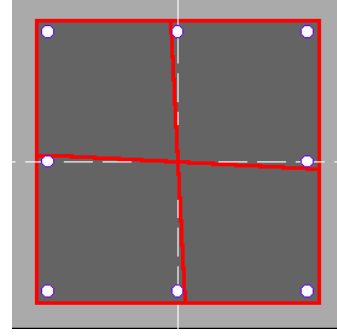
Şekil 4.7. Örnek 2 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değeri

### 5.1.3 Örnek 3

Örnek 1'de verilen kesitin enine donatı yerleşimini değıştirelim ve enine donatı doğrultuları asal eksenlerle paralel olmayan bir kesit girelim (Şekil 5.8).



Şekil 5.8. Örnek 3 için kesit



Şekil 5.9. Örnek 3 kesitin programda görünüşü

Hızlı kesit gir menüsünde bulunan  $b$  ve  $h$  doğrultularına paralel donatı sayısı 3 değişik bilginin hesaplanmasında kullanılmaktadır:  $b$  ve  $h$  yönünde tutulan donatılar arasında bulunan mesafe,  $b$  ve  $h$  yönünde bulunan toplam enine donatı alanı ve etriye adımları arasında bulunan toplam donatı uzunluğu. **Hızlı Kesit Gir** menüsünden girilen kesit Şekil 5.9'da gösterilmiştir.

Bu kesit için önce **Hızlı Kesit Gir** menüsüne kN ve m birimleri kullanılarak aşağıdaki bilgilerin girilmesiyle tanımlama işlemine başlanabilir (Şekil 5.10).

Şekil 5.10. Örnek 3 kesit verilerinin girilmesi

Bu durumda programa Şekil 5.8'deki kesit girilmiş olmaktadır. Fakat bu iki kesit arasındaki tek fark  $b$  ve  $h$  yönünde yanıl donatı alanı ve toplam etriye uzunluğu bilgileridir. Bu bilgiler de **Kesit Özellikleri** menüsünden düzeltilirse her ne kadar görüntü olarak aynı görünmese de istenilen kesit programa girilmiş olacaktır. Bu kesitte  $b$  ve  $h$  yönünde de iki adet düz, iki adette eksenlerle 45 derece açı yapan  $\phi 10$  luk enine donatı mevcuttur. Öyleyse her bir yön de enine donatı kesit alanı ( $\phi 10$  donatı çapı 10 mm):

$$TAoSin = 2 \times 0.005^2 \times \pi + 2 \times 0.005^2 \times \pi \times Sin45$$

Bu durumda  $TAox Sin$  ve  $TAoy Sin$  değeri 0.000268 m<sup>2</sup> olacaktır. Toplam etriye uzunluğu :



$$Top.EtriyeBoyu = 4 \times (0.4 - 0.05) + 4 \times \sqrt{0.175^2 + 0.175^2}$$

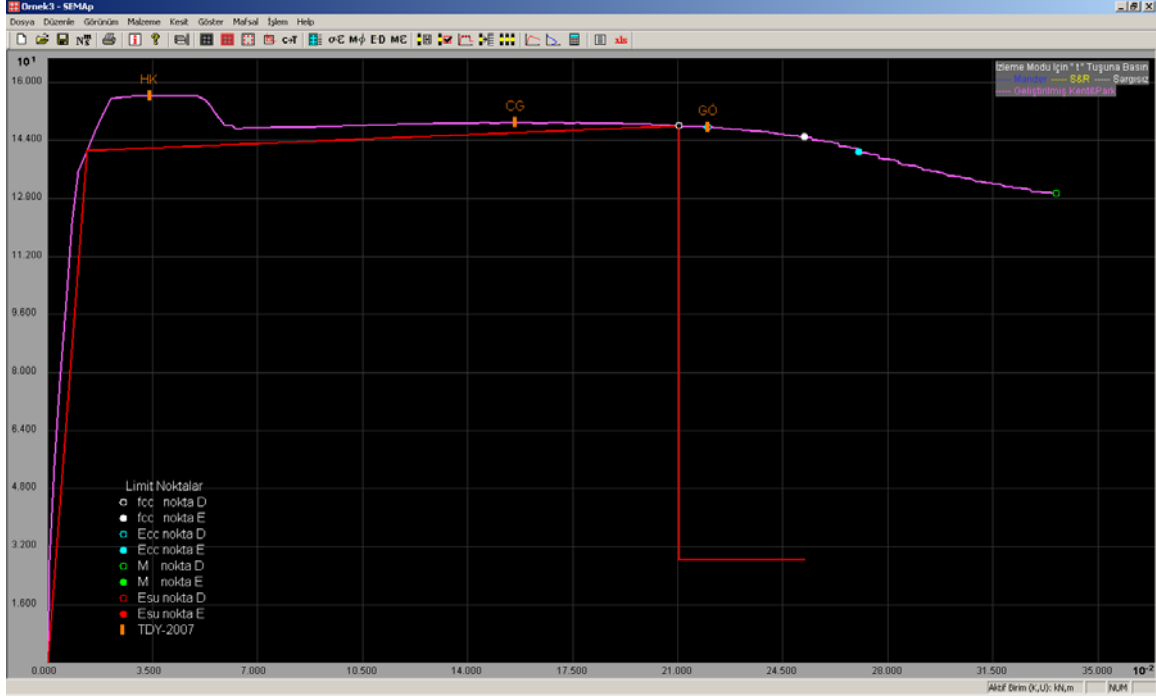
bu durumda *Top. Etriye Boyu* 2.39 m olmaktadır.

**Şekil 5.11. Örnek 3 kesit verilerinin girilmesi (sağda görülen kesit genel bir kesit olup örneğe ait değildir, birimler kN.m)**

Bu değerler kesit bilgilerinin daha detaylı olarak girilebildiği “Kesit Özellikleri” diyalog kutusunda yerlerine yazıldığında kesit doğru olarak tanımlanmış olacaktır (Şekil 5.11). **Bu andan itibaren Hızlı Kesit Gir** menüsü açılıp **Tamam** butonu ile kapatılmamalıdır.

Bir çok beton modelinde kesit sünekliği için anahtar parametre olan kesit hacimsel etriye oranı, toplam etriye uzunluğu ile  $A_o$  çarpılarak ve çıkan sonuç etriye aralığı çarpı çekirdek alanına bölünerek bulunmaktadır. Bir kesit için hacimsel etriye oranı,  $b$  ve  $h$  yönünde tutulmuş olan donatılar arası ve  $b$  ve  $h$  yönünde uzanan enine donatıların toplam kesit alanı doğru olarak girildiği sürece kesit görünüşünün bir önemi yoktur. **Bu sebeple program ile her türlü yanal donatıya sahip kesit analiz edilebilir.**

Şekil 5.12’de kesit moment-eğrilik grafiği üzerinde kesit deformasyon sınırları, DY-2007 hasar sınırları ve idealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkisi verilmiştir.

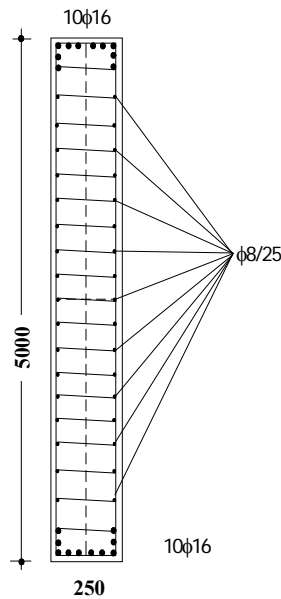


Şekil 5.12. Örnek 3 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri

#### 5.1.4 Örnek 4

Mevcut bir binadan alınan 1975 Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanmış şekilde gösterilen perde kesitini programa girelim (Şekil 5.13). Kesitteki tüm gövde donatıları  $\phi 8$  kancalarla birbirine bağlanmıştır.

Kesitteki enine donatı  $\phi 8/250$  mm, paspayı 25 mm ve eksenel yük 1000 kN'dur. Kesitteki tüm enine donatılar asal eksenler doğrultusunda olduğu için Hızlı Kesit Gir menüsünden tüm kesit bilgileri girilebilir. Bu kesit için ton ve cm cinsinden kesit bilgilerini girelim. Kesit genişliği  $b=0.25$  m olduğundan  $b=0.25$ , yükseklik 5 m olduğundan  $h=5$ , Pas Payı=0.025, eksenel yük 1000 kN olduğundan  $N=1000$ , Donatı Çapı=8, Etriye Aralığı=0.25'dir.



Şekil 5.13. Örnek kesit

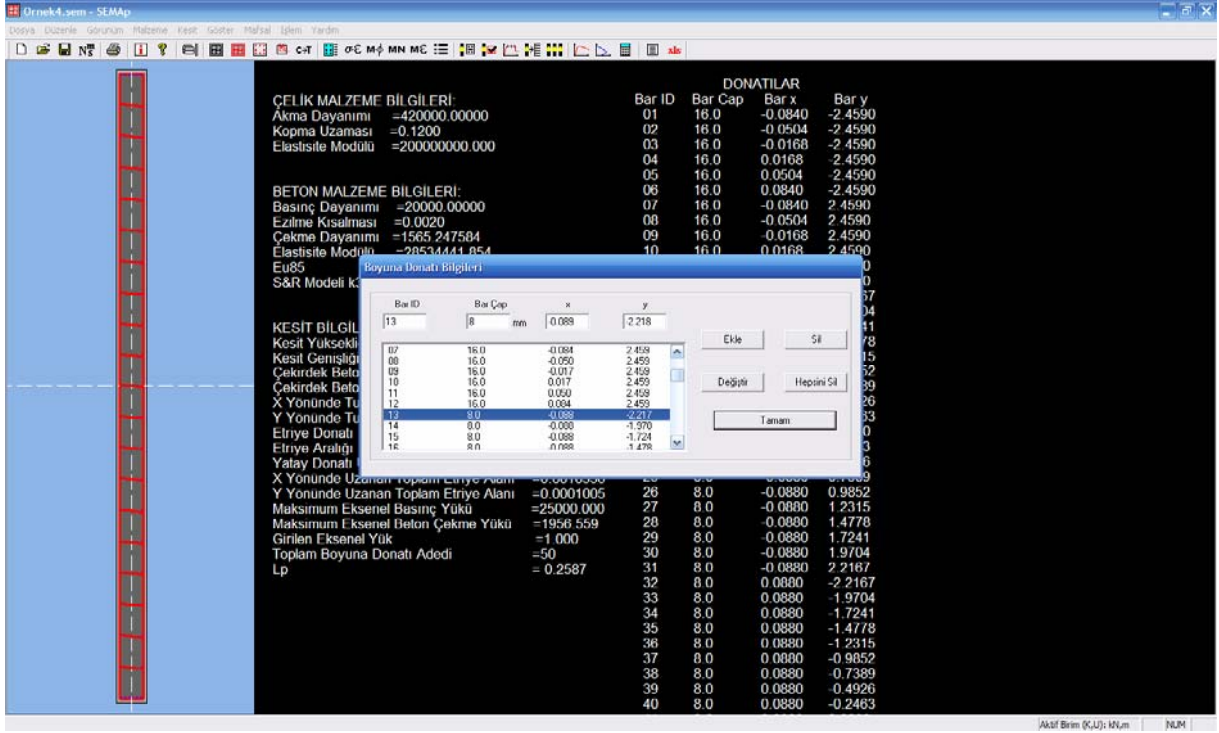
Başlık bölgelerinden her birinde  $10\phi 16$  ve gövdenin her iki yanında  $17\phi 8$  donatı mevcuttur. Fakat verilen kesite bir başlıkta verilen  $10\phi 16$  dan yalnızca 6 adedi en dışta diğerleri daha içerde konumlanmıştır. Bu sebeple “Hızlı Kesit Gir” menüsünden yaklaşık olarak kesit bilgileri girilip “Boyuna Donatı Bilgileri” menüsü ile düzenleme yapılması gereklidir.

Bu sebeple başlık donatısı için en dışta bulunan 6 adedi  $\text{Çap}=16$ , adet=6; olarak girilmelidir. Gövde donatılar için ise her ne kadar 17 sıra  $\phi 8$  donatı olsa da bu donatılar kalan 4 adet  $\phi 16$  başlık donatısından sonra yerleştirilceğinden daha içeri kısımda olacaktır. Bu donatıların sayısı alt ve üst bölge için birer artırılarak girilmeli ve bu fazla girilen donatılar başlık donatı bilgileri ile uyumlu şekilde değiştirilmelidir.

Bu durumda Şekil 5.14'te görüldüğü gibi öncelikle başlık için  $6\phi 16$ , gövde için  $19\phi 8$  donatı girilmelidir. Gövde donatılarının her bir birbirine kancalarla bağlı olduğuna göre 21 adet b ye paralel donatı, 2 adet h ye paralel yanal donatı olacaktır.

Şekil 5.14. Örnek 4 kesit verilerinin girilmesi

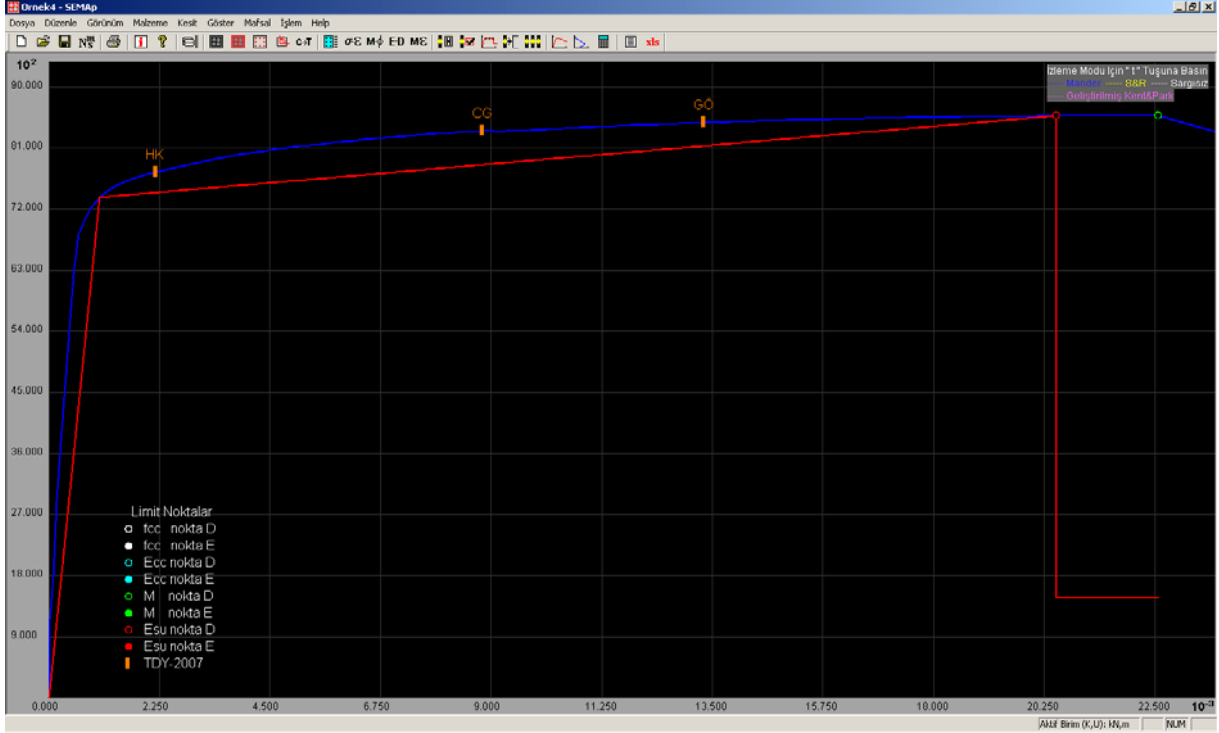
Hızlı kesit menüsünden girilen kesit “Boyuna Donatı Bilgileri” menüsünden başlık ve gövde donatıları bilgileri değiştirilerek kesit girişi işlemi tamamlanmış olur (Şekil 5.15). Sonuçta SEMAp programında kesit Şekil 5.16'daki gibi görülecektir. Kesite ait moment-eğrilik grafiği Şekil 5.17'de görülmektedir.



Şekil 5.15. Boyuna donatı bilgilerinin el ile düzenlenmesi



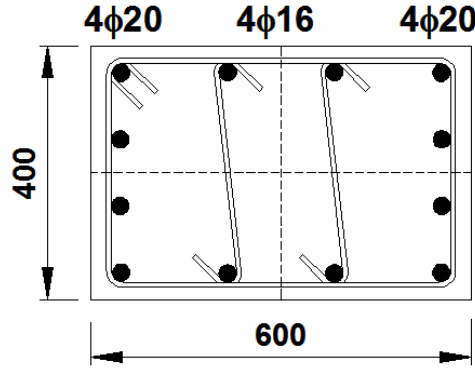
Şekil 5.16. Örnek 4 kesitinin programda görünüşü



Şekil 5.17. Örnek 4 için kesit moment-eğrilik ve deformasyon değerleri

### 5.1.5 Örnek 5

Şekil 5.18'de gösterilen kolon kesitini programa girelim.



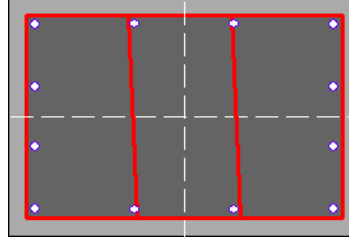
Şekil 5.18. Örnek 5 için kesit

Kesitteki yanal donatı  $\phi 10/150$  Mm, paspayı 25 mm ve eksenel yük 600 kN'dur. Kesitteki tüm etriyeler asal eksenler doğrultusunda olduğu için Hızlı Kesit Gir menüsünden tüm kesit bilgileri girilebilir. Verilen kesit esasen yan döndürülmüş bir kolon kesiti gibi düşünülebilir. Yazılımda başlık donatıları sayfa düzleminde kesitin alt ve üst kısmında bulunan donatılar olarak öngörülmektedir. Bu durumda verilen kesitin 90 derece döndürülmüş halinin yazılıma girilmesi daha sonra "Kesit Döndür" komutu ile istenilen kesitin elde edilmesi daha pratik olacaktır.

Bu sebeple kesitin 90 derece döndürülmüş hali için kN ve m cinsinden kesit bilgilerini girelim. Kesit genişliği 0.40 m olduğunda  $b=0.40$ , yükseklik 0.60 m olduğundan  $h=0.60$ , Pas Payı=0.025, eksenel yük 600 kN olduğundan  $N=600$ , Donatı Çapı=10 (mm), Etriye Aralığı=0.15 dir.  $b$  yönünde 4 ve  $h$  yönünde 2 etriye uzandığından  $b$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı=4 ve  $h$  ye Paralel Yanal Donatı Sayısı=2 dir. Başlık bölgelerinden her birinde 4 $\phi 20$  ve gövdede deiki sıra  $\phi 16$  olduğundan başlık donatı Çapı=20, adet=4; gövde donatı Çapı=16, gövde donatı sıra sayısı=2 olarak girilmelidir (Şekil 5.19).

Şekil 5.19. Örnek 5 kesit verilerinin girilmesi

Böylece verilen kesitin 90 derece döndürülmüş hali girilmiş oldu. İstenilen kesit için "Kesit Döndür" komutuna basılmasıyla kesit tekrar 90 derece döndürülerek kesit bilgileri girme işlemi tamamlanmış olmaktadır (Şekil 5.20).



Şekil 5.20. Örnek 5 kesitinin programda görünüşü

## 5.2 Mafsal Verilerinin Paket Programlarına Aktarılması

SEMAp programının sağladığı en büyük kolaylıklardan biri de hesaplanan mafsal bilgilerinin hızlı ve basit bir biçimde SAP2000 ve ETABS programlarına aktarılmasıdır. Şimdi bu konuyu bir örnek üzerinde anlatmaya çalışalım:

### 5.2.1 Mafsal Verilerinin SAP2000 v8 Programına Aktarılması

Diğer bilgileri girilmiş olan A1 adına sahip üzerinde 20 ton eksenel yük olan bir kesitin mafsal bilgilerini SAP2000 programında bu bilgilerin kullanılacağı dosyaya aktaralım.

Bunun için öncelikle **Mafsal Üret** menüsünde program olarak SAP2000 seçeneğinin işaretli olduğundan emin olduktan sonra, **Eleman Türü** olarak kolon işaretli iken bir kez **Mafsal Üret** butonuna basalım. Böylelikle bu kesitin bir kolon elemana ait olduğu durum için bir mafsal ait bilgileri oluşturmuş olduk. Şimdi aynı menüde **Eleman Türü** nü kiriş olarak işaretleyerek tekrar **Mafsal Üret** butonuna basalım. Bu durumda bir kolon için ve bir kiriş için toplam iki adet mafsala ait bilgileri "C:\Program Files\SEMAp\Sap Mafsal" klasörü altında 4 değişik dosyaya yazdırmış olduk.

Bu bilgileri SAP2000 ne girmek için bir ".s2k" dosyası oluşturulması gerekmektedir. Bunun için bu kullanım kılavuzunun yanında verilen SAP2000.s2k dosyası veya herhangi bir SAP dosyasında File/Export menüsü altından bir .s2k dosyası oluşturularak ve bu dosya bir text editörü (notepad, wordpad) ile açılarak TABLE: "PROGRAM CONTROL" tablosu altından END TABLE DATA sözcüğüne kadar olan kısmı silinerek kullanılabilir. **SAP2000.s2k dosyasında yazılı bulunan versiyon elinizde bulunandan farklı ise bu dosya içindeki kısma elinizdeki versiyonun numarasını yazabilirsiniz.**

Bundan sonra yapılacak işlem Sh1.txt, Sh2.txt, Sh3.txt ve Sh4.txt dosyalarındaki bilgilerin bir text editörü ile açılan s2k dosyası içinde birleştirilmesidir. Sh1.txt dosyası açılır, içindeki tüm bilgiler Ctrl+A tuşları ile seçilerek s2k dosyası içinde TABLE: "PROGRAM CONTROL" tablosu altına yapıştırılır. Bir satır boş bırakılarak Sh2.txt dosyası içindeki tüm bilgiler Ctrl+A tuşları ile seçilerek Sh1.txt den kopyalanan bilgilerin altına yapıştırılır. 4 dosya içinde bu işlem bittikten sonra kullanma kılavuzu ile verilen **example.s2k** dosyasına benzer bir dosya oluşmuş olacaktır. Bu dosya kaydedilerek kapatılır.

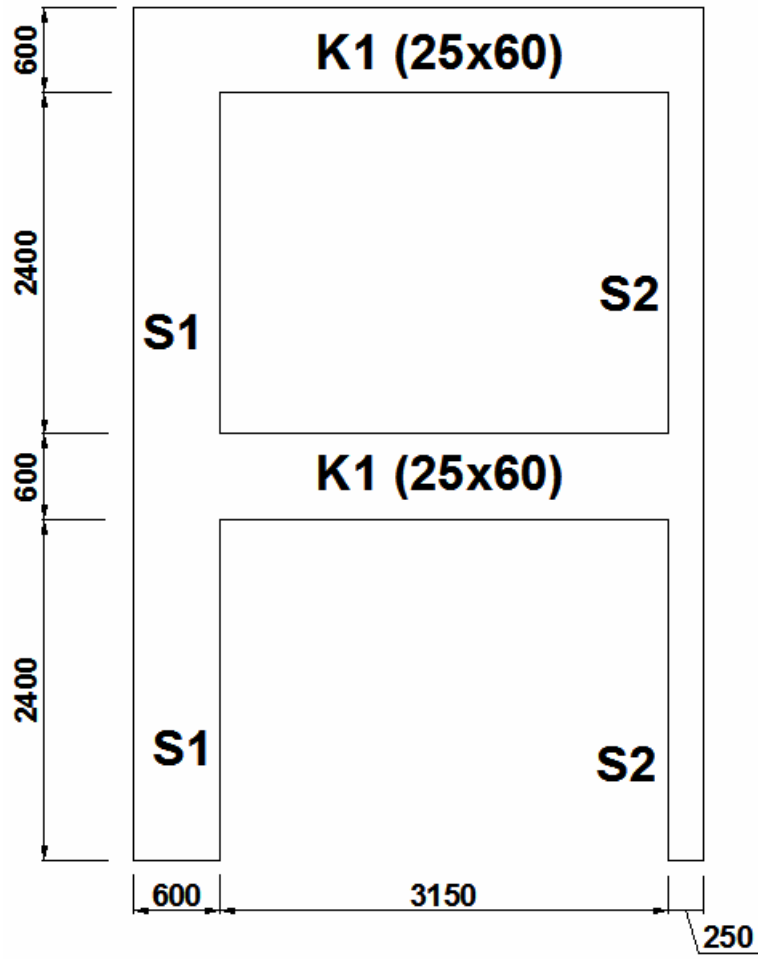
SAP2000 programında mafsalsal bilgilerinin eklenmek istendiği dosya açılır. SEMAp programının mafsalsal bilgilerini aktif birimler cinsinden hazırlaması nedeniyle eklenecek verilerin SAP2000 dosyasında daha önce var olan veriler ile aynı birimde olması gereklidir. File/Import/ menüsü altından .s2k seçeneği seçilir. Açılan **Import Tabular Database** diyalogunda **Add to existing model** seçeneği seçilir. **Advanced Options** kısmından gerekli bir ayar varsa yapılır ve OK tuşuna basılır. Çıkan diyalog ile mafsalsal bilgilerini içeren .s2k dosyası seçilir. Program mafsalsal sayısına göre belirli bir süre sonra işlemin tamamlandığını bir diyalog kutusu ile haber verir. Bu diyalog kutusunda **Done** butonuna basıldığında mafsalsal bilgilerinin SAP2000 dosyasına aktarılması tamamlanmış olur. Bu diyalog üzerinde **HINGE PROPS 3 - FORCE-DEFORMATION DATA Table:** satırı karşısında tüm mafsalsal bilgilerinin okunmamış olduğu izlenim veren bir ifade görülebilir fakat program varsayılan (default) değerler ile aynı olan verileri okunmamış gibi adlandırabildiğinden bu durum bir sorun teşkil etmez.

Bu şekilde SAP2000 programına binlerce mafsalsal verisi aktarılması mümkündür. Bazı bilgisayarlarda veri aktarımının sonunda yetersiz bellek gibi birtakım hata mesajları ile SAP2000 programı kapanabilmektedir. Bu sorunun giderilmesi için **Import Tabular Database** diyalogunda **Advanced Options/MESSAGE CONTROL** kısmından tüm hata mesajları kapatılır ve **Never abort because of excessive errors** seçenekleri seçilerek tekrar deneme yapılabilir.

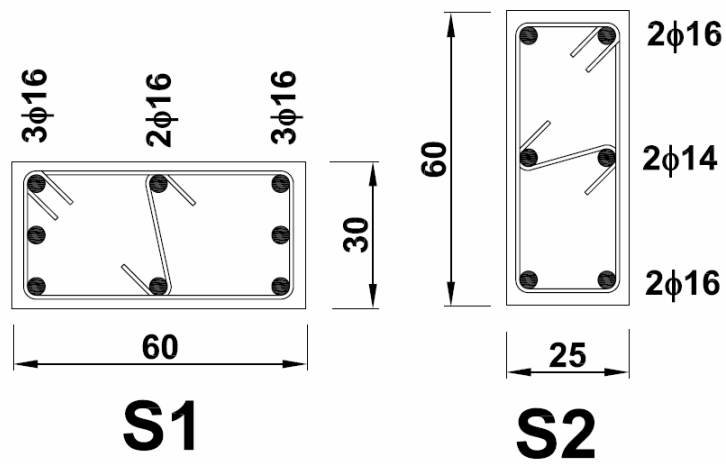
#### **5.2.1.1 Örnek Çerçevenin SAP2000 v8 Programında Tanımlanması**

Bu bölümde örnek bir çerçevenin SAP2000 programında geliştirilen yazılım kullanılarak doğrusal ötesi analizinin yapılması anlatılacaktır. Bu işlem sırasında kullanılan dosyalar ve elde edilen SAP2000 dosyası yazılımla birlikte "OrnekCerçeve" klasörü içinde verilmiştir. Ayrıca bu klasör yazılım bilgisayara kurulduğunda yazılımın ana klasörü içinde de yer almaktadır.

Kullanılacak olan Örnek Çerçeve Şekil5.21'de, bu çerçeveye ait S1, S2 kolonları ve K1 kirişi Şekil 5.22 ve Şekil 5.23'te verilmiştir. BS20 beton ve S220 çelik mazmeden inşa edilmiş olan iki katlı çerçevenin her iki katında da S1, S2 kolonları ve K1 kirişi kesit ve donatıları değiştirilmeden yer almaktadır.

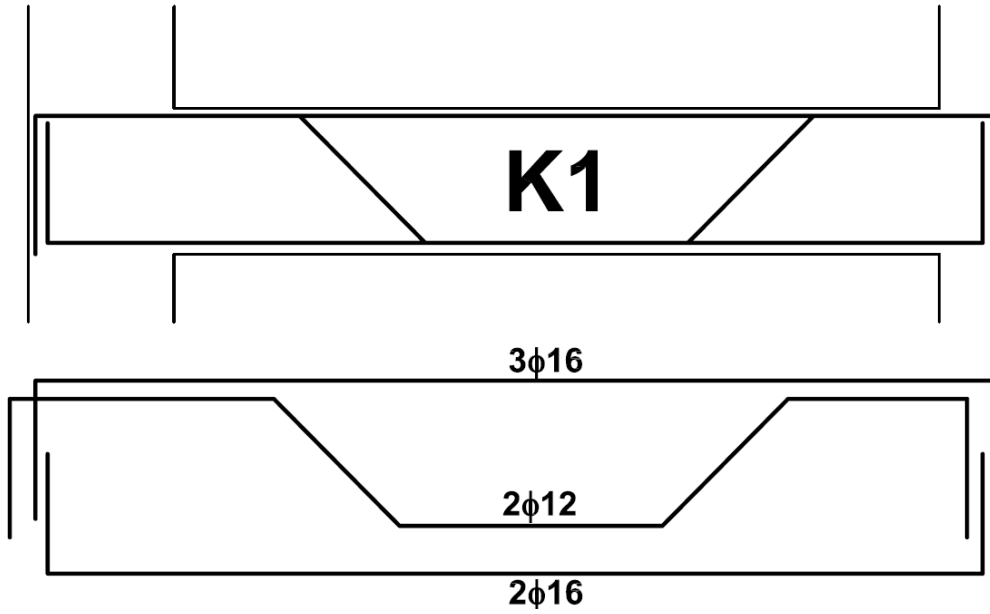


Şekil 5.21. Örnek çerçeve



Şekil 5.22. Örnek çerçeve kolonları





**Şekil 5.23. Örnek çerçeve kirişi**

Çerçeve kirişleri üzerinde düşey yük olarak 2 t/m yayılı yük olduğu varsayılmıştır. Düşey yük kombinasyonu bu yayılı yük ve eleman öz yüklerinden kaynaklanmaktadır.

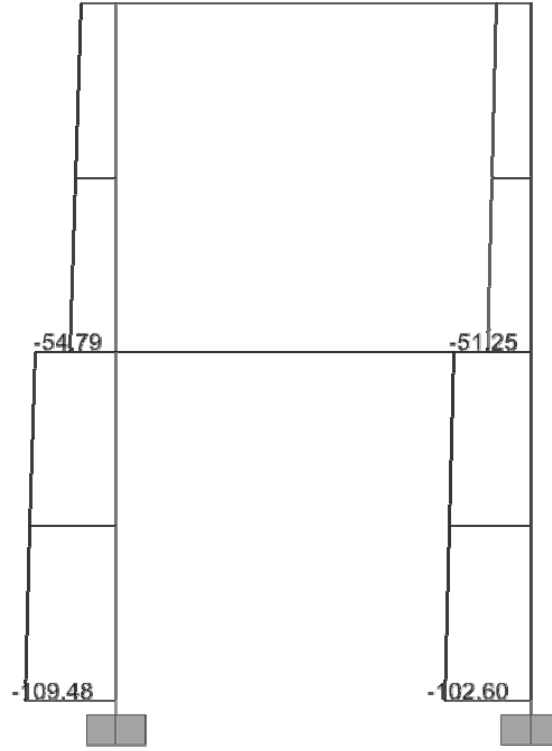
Öncelikle örnek çerçeve malzeme, geometri ve eleman özellikleri ile SAP2000 programına girilir. Kolon kesit boyutlarının tanımlanmasında SAP2000 programı ve SEMAp programında aynı x ve y koordinatlarının kullanılması gerekmektedir. SAP2000 programı da, SEMAp programı da ekran düzlemine göre düşey eksene y, yatay eksene x olarak kabul ettiğinden bir kolon eleman SAP2000 programında xy (plan) görünümünde nasıl görünüyorsa (uzun-kısa boyut yerleşimi) SEMAp programında aynı kesit görünümüne sahip olmalıdır.

Geometri ve malzeme özelliklerinin tanımlanmasından sonra kiriş elemanlar için mafsalsal bilgileri SEMAp programında tanımlanabilir. Fakat kolon elemanların (Kolon M2M3) mafsalsal bilgilerinin belirlenmesi için kolon üzerindeki aksel yükün bilinmesi gereklidir. Kolon aksel yüklerinin belirlenmesi ve İtme Analizinin ilk adımından önce üzerindeki düşey yüklerin çerçeveye uygulanabilmesi için düşey yüklerden oluşan bir yükleme oluşturulmalıdır. Verilen ÖrnekCerceve.sdb dosyasında bunun için "DUSEY" adlı yükleme durumu (Load Case) tanımlanmıştır.

SAP2000'de Define\Analysis Cases altından yük olarak sadece DUSEY'in yer aldığı bir doğrusal olmayan analiz durumu (Analysis Case) oluşturulur. Verilen ÖrnekCerceve.sdb dosyasında bunun için PDUSEY analiz durumu kullanılmıştır. PDUSEY analiz durumu için çerçeve analiz edilerek her bir kolonda bulunan aksel yük belirlenir. Kolon aksel yük değerleri Şekil 5.24'te verilmiştir.

Bu aksel yük değerlerinin yapıya uygulanan İtme Analizi sırasında yeterince az değiştiği varsayılarak Kolon M2M3 mafsalsal bilgilerinin hesaplanmasında bu değerler kullanılacaktır. Aksel yük değişimi nedeniyle kolon moment kapasitesindeki değişim dikkate alınmak istenirse kolonlar için Kolon PMM mafsalsal kullanılabilir. Ancak bu tür mafsalsal kullanımı büyük modellerde daha karmaşık hesaplamalar nedeniyle yakınsama problemlerine yol açabilmektedir. Burada anlatılan Örnek çerçeve için Kolon M2M3 mafsalları kullanılmıştır.

Kolon aksel yükleri belirlendikten sonra mafsalların tanımlanmasına geçilebilir. Birer adet eleman uçlarında ve bir adet de eleman orta bölgesinde olmak üzere her bir kolon ve kiriş eleman üzerinde 3 adet mafsalsal tanımlanmalıdır. Kolonun donatısı devamlı olduğu için iki ucunda yer alan mafsallar aynı özellikte olacaktır. Fakat orta bölgede yer alan mafsalsal aynı boyuna donatıya sahip olmakla birlikte sargı bölgesi dışında olacağı için etriye aralığı farklı olabilir. Bu bölgede tanımlanacak olan mafsalsal özellikle kesme dayanımı açısından önemlidir. Kolon boyunca sabit kesme talebine karşın orta bölgede azalan etriye sebebiyle kesme dayanımı düşmektedir. Kiriş elemanlar için ise her 3 bölgede de farklı boyuna donatı ve yanal donatı bulunması mümkündür.



**Şekil 5.24. Örnek çerçeve kolon eksenel yük değerleri (kN)**

Örnek çerçevede kolon ve kiriş elemanlar için sıklaştırma bölgesinde  $\phi 8/10$  cm orta bölgede de  $\phi 8/20$  cm yanıl donatı bulunduğu kabul edilmiştir. Çerçeve doğrusal ötesi modelinin hazırlanması için her bir elemana ait bilgiler SEMAp programına girilmelidir.

Önce ilk kat S1 kolonu ile başlayalım. S1 kolonu malzeme ve sargı bölgesi donatı bilgileri girildikten sonra kesit adı "S1u" (u: uç bölge) ve eksenel yük değeri 26.61 (ton) olarak kaydedilir. Daha sonra yanıl donatı aralığı 20 cm olarak değıştirip aynı bilgiler *Kesit Adı* "S1o" (o: orta bölge) olarak değıştirerek farklı bir isimle kaydedilir. Tüm kolonlar için bu işlem tekrarlanarak 4 farklı kolon için 8 adet dosya elde edilmiş olur. Örnek çerçeve için her katta eleman isimlerinin önüne kat numarası "S101", "S201" sonuna da uç veya orta bölge için "u", "o" getirilerek SEMAp dosyaları isimlendirilmiştir. Dosya isminin SAP2000'de mafsal isimlendirmesi ile ilgili olmadığına dikkat ediniz. SAP2000 mafsal isimleri kolonlar için *Kesit Adı*'nın sonuna ton cinsinden eksenel yük, kirişler için ise  $\text{cm}^2$  cinsinden alt ve üst boyuna donatı getirilerek yapılmaktadır.

K1 kiriş için ise eksenel yük farklılığı olmadığından her iki kat içinde aynı mafsal bilgileri yeterlidir. Mafsalın kiriş üzerindeki konumları için ise sağ uç için "r", sol uç için "l" ve orta bölge için "m" eki kesit adı sonuna eklenmiştir. Aynı kolonlarda olduğu gibi malzeme ve geometri özellikleri mafsalın konumuna göre girilerek ve kesit adı uygun şekilde belirtilerek mafsal bölgelerinin her biri için farklı bir dosya kaydedilir. Şimdi elimizde mafsal bilgilerinin hazırlanması için 11 adet kesite ait bilgileri içeren SEMAp dosyaları bulunmaktadır. Belirtilen tüm kolon ve kirişlere ait SEMAp programı dosyaları ekte verilmiştir. Anlaşılmayan hususlar için bu dosyalar incelenebilir.

Şimdi mafsal bilgilerinin hesaplanarak bir .txt dosyasına aktarılması gerekmektedir. Bunun için elde edilen her bir dosya SEMAp programı ile açılarak her birinde aynı birimlerin kullanıldığından emin olduktan sonra (örneklerde ton, m) *Mafsal\Mafsal Üret* komutuna basılır. Bu komuta basıldığında mafsal bilgilerinin üretileceği program SAP2000 olarak seçili ise *C:\Program Files\SEMAp\Sap Mafsal* klasörü altına "Sh1.txt-Sh4.txt" dosyalarına mafsal bilgileri yazılır. Esasen bu işlem her bir mafsal bilgisi girildikten sonra *Mafsal\Mafsal Üret* komutuna basılarak SEMAp dosyası kaydedilmeksizin de yapılabilir. Fakat olası hataların önüne geçmek ve örnek anlatımının daha derli toplu olması için burada bu şekilde anlatılmıştır. Tecrübeli kullanıcılar istedikleri takdirde SEMAp dosyasını kaydetmeksizin de mafsal tanımlama işlemini gerçekleştirebilirler. Tüm 11 SEMAp dosyası için de bu

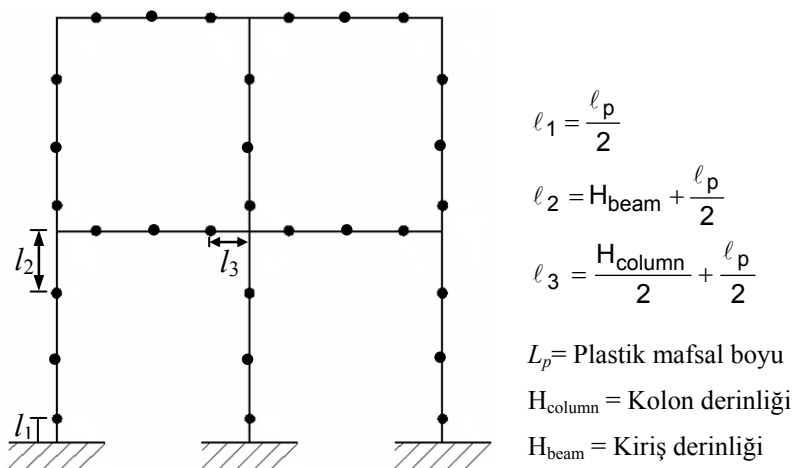
işlem tamamlandığında mafsa bilgileri hesaplanarak 4 adet .txt dosyasına atılmış olur. Bu 4 adet dosya da ekte verilmiştir.

Bu bilgileri SAP2000 ne girmek için bir ".s2k" dosyası oluşturulması gerekmektedir. Bunun için bu kullanım kılavuzunun yanında verilen SAP2000.s2k dosyası veya herhangi bir SAP dosyasında File/Export menüsü altından bir. s2k dosyası oluşturularak ve bu dosya bir text editörü (notepad, wordpad) ile açılarak TABLE: "PROGRAM CONTROL" tablosu altından END TABLE DATA sözcüğüne kadar olan kısmı silinerek kullanılabilir. **SAP2000.s2k dosyasında yazılı bulunan versiyon elinizde bulunandan farklı ise bu dosya içindeki kısma elinizdeki versiyonun numarasını yazabilirsiniz.**

Bundan sonra yapılacak işlem Sh1.txt, Sh2.txt, Sh3.txt ve Sh4.txt dosyalarındaki bilgilerin bir text editörü ile açılan s2k dosyası içinde birleştirilmesidir. Sh1.txt dosyası açılır, içindeki tüm bilgiler Ctrl+A tuşları ile seçilerek s2k dosyası içinde TABLE: "PROGRAM CONTROL" tablosu altına yapıştırılır. Bir satır boş bırakılarak Sh2.txt dosyası içindeki tüm bilgiler Ctrl+A tuşları ile seçilerek Sh1.txt den kopyalanan bilgilerin altına yapıştırılır. 4 dosya içinde bu işlem bittikten sonra ekte verilen OrnekCerceveMafsal.s2k dosyası oluşmuş olacaktır. **Bu dosyada "CurrUnits" kısmında yazan birimler ile mafsal bilgileri oluşturulurken SEMAp programında kullanılan birimlerin aynı olmasına dikkat edilmelidir.**

Şimdi hazırlanan dosyadaki verilerin SAP2000 programına aktarılması gereklidir. Bunun için SAP2000 programında verilerin aktarılacağı dosya açıkken File/Import/ menüsü altından .s2k seçeneği seçilir. Açılan **Import Tabular Database** diyalogunda **Add to existing model** seçeneği seçilir. **Advanced Options** kısmından gerekli bir ayar varsa yapılır ve OK tuşuna basılır. Çıkan diyalog ile mafsal bilgilerini içeren .s2k dosyası seçilir. Program mafsal sayısına göre belirli bir süre sonra işlemin tamamlandığını bir diyalog kutusu ile haber verir. Bu diyalog kutusunda **Done** butonuna basıldığında mafsal bilgilerinin SAP2000 dosyasına aktarılması tamamlanmış olur. Bu diyalog üzerinde **HINGE PROPS 3 - FORCE-DEFORMATION DATA Table:** satırı karşısında tüm mafsal bilgilerinin okunmamış olduğu izlenim veren bir ifade görülebilir fakat program varsayılan (default) değerler ile aynı olan verileri okunmamış gibi adlandırabildiğinden bu durum bir sorun teşkil etmez.

Bu işlemten sonra girilen mafsal bilgileri SAP2000 programında Define/Hinge Properties menüsü altından görülebilir. Girilen bu mafsallar çerçeve modelinde uygun yerlerine atanmalıdır. Genel olarak kural her bir mafsalın plastik mafsal bölgesinin orta noktasına atanmasıdır. Bu sebeple uç mafsalları temelden veya elemana dik gelen diğer eleman yüzünden, plastik mafsal boyunun yarısı kadar uzağına atanmalıdır. Orta bölge mafsalları ise elamanın orta noktasına atanabilir (kesişen eleman yüzlerinden belirlenen orta nokta). Mafsalların atanacağı konumlar Şekil 5.25'te verilmiştir.

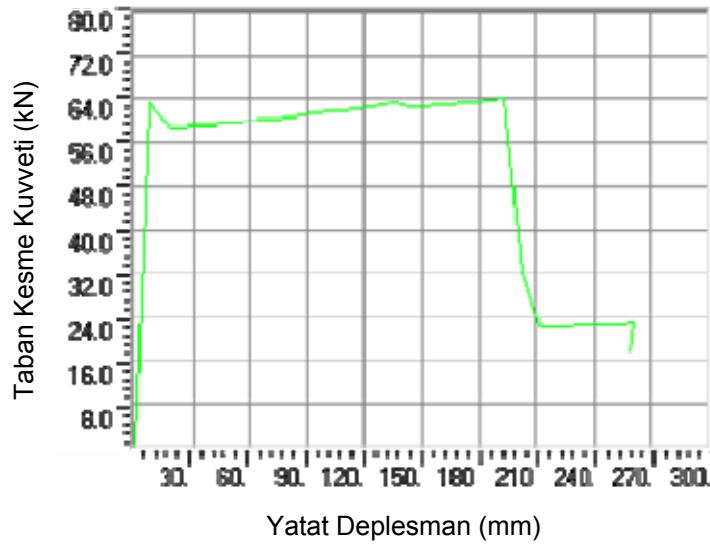


**Şekil 5.25. Plastik mafsalların atanması**

Mafsal atama işleminin yapılmış olduğu OrnekCerceve.sdb dosyası ekte verilmiştir. İtme analizinin yapılabilmesi için SAP2000'de doğrusal olmayan analiz durumu tanımlanmalıdır. Bunun için öncelikle Define/Load Case menüsü açılarak itme analizi yük desenini tanımlanacağı bir yük durumu

tanımlanmalıdır. Örnekte bunun için PX adlı yük durumu tanımlanmıştır. Yük deseni olarak 1.Kat seviyesinde 1, 2.Kat seviyesinde 2 değeri (ters üçgen yükleme) seçilmiştir. Yüklerin mutlak değeri değil birbirlerine oranının önemli olduğuna dikkat ediniz. 1.kat seviyesinde seçilen bir noktaya PX yükleme durumu için X yönünde 1 değeri, 2.kat seviyesinde seçilen bir noktada 2 değeri girilir (rijit diyafram nedeniyle kat seviyesinde hangi nokta olduğu önemli değildir.). 3 boyutlu analizde yüklerin ağırlık merkezine girilmesi gerektiğine dikkat ediniz.

Daha sonra Define\Analysis Case menüsü altından bir doğrusal olmayan statik analiz durumu tanımlanır. Örnekte bu durumun adı PUSHX olarak verilmiştir. Bu durum için yükleme olarak PX yük durumu, başlangıç durumu olarak düşey yüklerin etkilmesi için daha önce tanımlanmış olan PDUSEY seçilir. Diğer ayarlar yapılarak menü kapatılır. Detaylar için ekte verilen ÖrnekCerçeve.sdb dosyasına bakılabilir. Bu işlemler sonucunda şekilde verilen çerçeve için aşağıdaki kapasite diyagramı elde edilmiştir (Şekil 5.26).



Şekil 5.26. Örnek çerçeve kapasite diyagramı (ton, mm)

Örnek çerçeve için anlatılan tüm işlem basamaklarında kullanılan dosyalar ve en sını elde edilen SAP2000 dosyası yazılımla birlikte "ÖrnekCerçeve" klasörü içinde verilmiştir. Ayrıca bu klasör yazılım bilgisayara kurulduğunda yazılımın ana klasörü içinde de yer almaktadır. Ayrıntılar için bu dosyalardan faydalanılabilir.

### 5.2.2 Mafsal Verilerinin ETABS Programına Aktarılması

Şimdi aynı mafsal bilgilerini ETABS programına aktarmaya çalışalım. Bunun için öncelikle **Mafsal Üret** menüsünde program olarak ETABS seçeneğinin işaretli olduğundan emin olduktan sonra, **Eleman Türü** olarak kolon işaretli iken bir kez **Mafsal Üret** butonuna basalım. Böylelikle bu kesitin bir kolon elemana ait olduğu durum için bir mafsal ait bilgileri oluşturmuş olduk. Şayet mafsal bilgilerinin yazılacağı dosyayı seçmemiş isek bu dosyanın seçilmesi için bir menü açılacaktır. Şimdi aynı menüde **Eleman Türü** nü giriş olarak işaretleyerek tekrar **Tek Mafsal Üret** butonuna basalım. Kullanım kılavuzu ile birlikte verilmiş olan ETABS.txt dosyasına benzer bir dosya elde edilmiş olmalıdır.

ETABS programında SAP2000 de olduğu gibi mevcut modele veri eklenmesi mümkün değildir. (ETABS 8.11 ve öncesi) Bu sebeple mafsal bilgilerinin aktarılacağı ETABS dosyasının tamamı önce File/Export/Save Model as ETABS8.e2k Text File ile bir .e2k dosyası olarak kaydedilir. **Bu işlem den önce birimlerin SEMAp programında aktif olan birimler cinsinden olduğundan emin olunmalıdır.** Bu dosyanın içinde rasgele verilerden de oluşmuş olsa en az bir kullanıcı tanımlı mafsal yer almalıdır. Böylelikle yeni oluşturulan .e2k dosyası içinde mafsal bilgilerinin yer alacağı bir tablo bulunacaktır.

SEMAp programı ile mafsalsal bilgilerinin yazılmış olduğu dosya notepad ile açılır. Ctrl+A tuşları ile dosya içindeki tüm bilgiler seçilerek kopyalanır. Daha sonra ETABS ile oluşturulan .e2k dosyası bir text editörü (notepad, wordpad) ile açılır ve **\$ FRAME HINGE PROPERTIES** ibaresi bulunur. Bu başlık altına mafsalsal bilgileri yapıştırılır, dosya kaydedilerek kapatılır.

ETABS programından **File/Import/ETABS .e2k Text File** seçilir. Açılan menüden yeni hazırlanmış olan .e2k dosyası seçilir. Dosya büyüklüğüne göre belirli bir süre sonra program veri alma işlemini tamamlar.

### **5.2.3 Mafsalsal Verilerinin SAP2000 v11 Programına Aktarılması**

Yazılımın ilk olarak hazırlanmaya başladığı zaman diliminde ülkemizde en yaygın kullanılan analiz programı SAP2000 v8'idi. Bu sebeple yazılım bu sürüm dikkate alınarak geliştirilmiştir. Fakat yazılım geliştirilme işleminin sona erdiği şu günlerde SAP2000 v11'de sıklıkla kullanılmaya başlamıştır. SAP2000 v8 ve v11 arasında mafsalsal bilgilerinin yapısı ve dosyalanması işlemlerinde önemli farklılıklar bulunmaktadır ve v8 ve v11 arasında bu konuda uyumluluk bulunmamaktadır. SAP2000'in daha gelişmiş bu sürümüne de veri aktarımı yapılabilmesinin yazılım kullanıcılar için önemli olduğu düşünülerek SEMAp yazılımına bu özellik de kazandırılmıştır.

Her ne kadar veri dosyaları arasında farklar bulunsada v8 ve v11 arasında verilerin tek bir .s2k dosyasında birleştirilmesi ile bu dosyanın SAP2000 programına aktarılması işlemlerinde bir farklılık bulunmamaktadır. Bu sebeple v8 için anlatılan işlem adımları v11 içinde aynı şekilde tekrarlanmalıdır.

# EK-1

## E1 Plastik Mafsalsal

Betonarme yapı elemanlarının yatay yük-yerdeğiştirme davranışının tahmini, Performansa dayalı deprem mühendisliğinin en gözde konuları arasında olagelmıştır. En basit anlamda betonarme bir kolon veya kirişin yerdeğiştirmesi, uzunluğu boyunca eğriliğın integrale edilmesiyle tahmin edilebilir. Şekil E1'de verilen moment eğrilik değışimlerinin incelenmesinden bunların esas olarak iki değışim bölgesi gösterdiği kabul edilebilir. Momentin küçük değerleri için, moment-eğrilik bağıntısı yaklaşık olarak doğrusal ve elastik olarak kabul edilebilir. Bu bölgede kesitteki beton ve donatı esas olarak doğrusal davranış bölgesinde kaldığı için, moment-eğrilik bağıntısı da benzer özellikte ortaya çıkar. Ancak, kesitte gerilmelerin artmasıyla çekme bölgesindeki betonun çatlaması, beton ve çelikte doğrusal olmayan gerilme-birim şekil değıştirme bölgelerinin kesitin davranışında etkili olmaya başlaması, moment-eğrilik değışiminin doğrusal bölümden ayrılmasına sebep olur. Böylece moment-eğrilik değışiminin ikinci bölgesinde de eğri yataya doğru belirir. Bu bölgede plastik davranış daha etkili olur. Tipik olarak, betonarme bir kolonun yük-yerdeğiştirme davranışını belirlemede eğriliğın integrale edilmesi ve ikinci moment-alan teoreminin uygulanması davranışın artan kısmı için daha gerçekçidir. Bununla birlikte, özellikle maksimum yükten (maksimum moment) sonra dayanım düşüşü olan kolonlarda davranışın ikinci derece artan kısmını tahmin etmek daha zordur. Analizlerde sayısal zorlukla, plastik mafsalsal dikkate alınması sırasında karşılaşılr. Plastik mafsalsalın kesitlerde maksimum momentlerin oluştuğu yakın bölgelerde oluşacağı kabul edilir (Şekil E1.1). Eğriliğın tipik olarak plastik mafsalsal bölgesinde sabit olduğu kabul edilir ve böylelikle plastik mafsalsalın dönmesi relatif bir kolaylıkla hesaplanabilir. Sonuç olarak, bir kolonun yerdeğiştirme kapasitesinin doğru bir şekilde tahmin edilmesinde, plastik mafsalsal boyunun doğru bir şekilde tahmini ön koşuldur.

Literatürde plastik mafsalsal uzunluğunu etkileyen birçok faktör etkisi vardır (SOZEN, 2001). Bunlar;

- Eksenel yük düzeyi,
- Moment gradyanı (eğimi),
- Plastik mafsalsal bölgesindeki kayma (kesme) gerilmesi seviyesi,
- Boyuna ve enine donatının mekanik özellikleri,
- Beton dayanımı,
- Potansiyel plastik mafsalsal bölgesindeki sargı donatısı ve etkinliği.

Çeşitli araştırmacılar (BAKER, 1956; BAKER ve AMARAKONE 1964; MATTOCK, 1964-1967; CORLEY, 1966; PARK vd. 1982; PRIESTLEY ve PARK, 1987; PAULAY ve PRIESTLEY, 1992; SHEIKH ve KHOURY, 1993; MENDIS, 2001; BAE, 2005) betonarme yapı elemanların plastik mafsalsal uzunluklarının belirlenmesi konusunda deneysel çalışmalar yapmışlar ve çeşitli ifadeler önermişlerdir. Bu çalışmada, literatürde plastik mafsalsal uzunluğunu bulmak için yapılmış evvelki çalışmalar gözden geçirilmiş ve bu çalışmalar karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

### E1. 1 Plastik Mafsalsal Uzunluğu

Plastik mafsalsalın betonarme elemanların maksimum moment bölgelerinde oluşurlar. Mesela bir kolon yanal bir yerdeğiştirmeye maruz kaldığında, maksimum moment bölgesinde büyük hasar gözlemlenir. Büyük elastik ötesi eğrilikler plastik mafsalsal bölgelerinde oluşurlar. Plastik mafsalsalındaki plastik eğrilikler tipik olarak sabit kabul edilir. Eğer plastik mafsalsal uzunluğu bilinirse, kolonların uç yerdeğiştirmeleri eğriliğın integrasyonu ile kolaylıkla bulunabilir ve bunun tersi de doğrudur. Bundan dolayı, plastik mafsalsal uzunluğun doğru bir şekilde belirlenmesi, betonarme elemanların kesit seviyesinden eleman seviyesine olan davranışlarını belirlemede çok önemlidir.

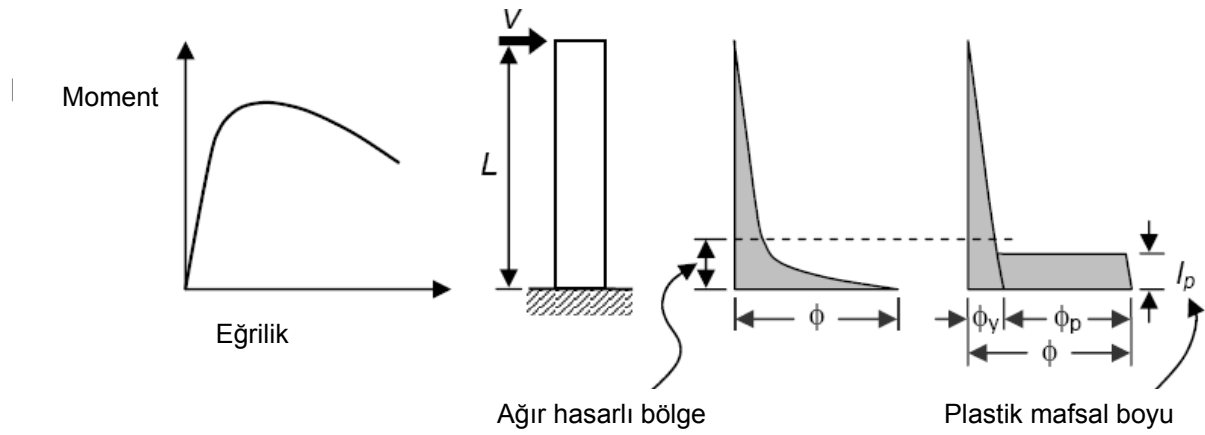
1950 ve 1960'larda araştırmacılar (BAKER 1956; BAKER ve AMARAKONE, 1964; MATTOCK 1964-1967; CORLEY, 1966), betonarme kirişlerin eğilme deformasyon kapasitelerinin hesaplayabilmek için plastik mafsalsal uzunluğunu araştırmışlardır. Plastik mafsalsalın dönme kapasitelerini Denklem E1.1 ile ifade etmişlerdir;

$$\theta_p = \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{ce}}{d} \times l_p \quad (E1.1)$$

Burada;

- $\theta_p$  : Plastik dönme,
- $\varepsilon_{cu}$  : Maksimum beton basınç şekil değiştirmesi,
- $\varepsilon_{ce}$  : Elastik beton basınç şekil değiştirmesi,
- $d$  : Kiriş efektif derinliği,
- $l_p$  : Plastik mafsal uzunluğu.

PARK ve PAULAY (1975) bu kavramı konsol bir kolona genişletmişlerdir. Bu iki araştırmacı kolon uzunluğu boyunca oluşan eğrilik dağılımını tek bir plastik mafsalla basitleştirmişlerdir (Şekil E1.1).



**Şekil E1.1 Plastik mafsal uzunluğunun tanımlanması (PARK ve PAULAY, 1975)**

İkinci Moment-alan teoremini kullanarak, bir kolonun uç deplasmanının hesaplamışlardır (Denklem E1.2).

$$\Delta_{uç} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi - \phi_y) \times l_p \times (L - 0.5l_p) \quad (E1.2)$$

Denklem E1.2'yi sadeleştirerek, eğrilik ve deplasman sünekliliği arasında aşağıdaki bağıntıyı elde etmişlerdir (Denk. E1.3.).

$$\Delta_{uç} = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{l_p}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{l_p}{L} \right) \quad (E1.3)$$

Denklem E1.2 ve E1.3'ün incelenmesinde de görüleceği üzere bu denklemlerin çıkarılmasında eksenel yük ihmal edilmiştir. Betonarme kolonların plastik mafsallık uzunluklarını belirlemede Denklem E1.2 ve E1.3 oldukça yaygın kullanılmaktadır (PARK vd., 1982; PRIESTLEY ve PARK, 1987; PAULAY ve PRIESTLEY, 1992; SHEIKH ve KHOURY 1993; SHEIKH vd., 1994; BAYRAK ve SHEIKH, 1998). Deneysel olarak elde edilen eğrilikler ve uç deplasmanlar bunun için kullanılmıştır. Burada, Denklem E1.2 kullanılarak bulunan uç deplasmanın sadece eğilme deplasmanları değil, aynı zamanda kesme etkileri ve donatı kaymalarının (bar slip) da kapsandığı tüm deplasman bileşenleri olduğunu vurgulamak gerekir.

## E1.2 Önceki Araştırmalar

### E1.2.1 Baker (1956)

1960'lı yıllarda kolon ve kirişlerin moment-eğrilik ilişkilerini araştırmak üzere Avrupa Beton Komitesi himayesinde bulunan 6 laboratuvarında 94 adet deney gerçekleştirilmiştir. Testlerde değişken olarak; beton dayanımı, akma dayanımı veya çekme donatısı miktarı, basınç donatısı miktarı, ikili veya tek etkililen tekil yük ve eksenel yük kullanılmıştır.

Betonun dayanımı 17 MPa ile 40 MPa, donatının akma dayanımı 275 ile 585 MPa arasında değiştirilmiştir. Çekme donatısının miktarı %0.25 ile %4 arasındadır. Sargı donatısı miktarı ise %0.05 ve %1.51 arasındadır. Eksenel yük düzeyi  $0.15 f'_c A_g$  ile  $1.0 f'_c A_g$  arasındadır. Analiz sonuçlarından elde edilen bilgiler ışığında BAKER (1956) plastik mafsallık boyunun hesabında aşağıdaki formülü önermiştir (Denk. E1.4);

$$l_p = k_1 k_2 k_3 \left( \frac{z}{d} \right)^{0.25} d \quad (E1.4)$$

Burada;

$k_1$  = yumuşak çelik (sıcakta haddelenmiş) için 0.7, soğuktaki için ise 0.9'dur.

$$k_2 = 1 + 0.5 \frac{P}{P_0},$$

$$k_3 = 0.9 - \frac{0.3}{23.5} (f'_c - 11.7) \quad (f'_c \text{ MPa}),$$

$z$  = eğilme olmayan noktadan kritik kesite olan mesafe,

$d$  = kiriş efektif derinliğidir.

Baker  $z/d$ 'nin kritik değerleri için plastik mafsallık uzunluklarının  $0.4d$  ila  $2.4d$  arasında değiştiğini sonucuna varmıştır.  $(z/d)$  oranı kesme açıklığının derinliğe oranı  $(L/h)$  parametresinde olduğu gibi, moment gradyanı etkisini belli etmek için kullanılmıştır. BAKER ve AMARAKONE (1964) Denklem E1.4'ü daha da sadeleştirerek Denk. E1.5'i önermişlerdir.

$$l_p = 0.8 k_1 k_3 \left( \frac{z}{d} \right) c \quad (E1.5)$$

Burada;

$c$  = tarafsız eksen derinliğidir.



### E1.2.2 Mattock (1964)

MATTOCK (1964) betonarme kirişlerin davranışları üzerinde değişik parametrelerin etkilerini incelemek için 37 adet kiriş deneyi yapmıştır. Deneylerde Mattock tarafından dikkate alınan parametreler; beton dayanımı ( $f'_c = 27.5-41.4$  MPa), efektif kiriş derinliği ( $d = 250$  mm. ve  $500$  mm.), moment gradyanı ( $z/d = 2.75$  ila  $11$ ), miktar ( $\rho = \%1$  ila  $3$ ) ve çekme donatısının akma dayanımıdır ( $f_y = 324$  ila  $414$  MPa.).

Deney sonuçlarına göre Mattock (1964), kiriş uzunluğu boyunca yayılı olan plastisite dağılımı  $z/d$  oranı arttıkça ve net çekme donatısı  $(q - q')/q_b$  oranı azaldıkça artmaktadır sonucuna varmıştır. Mattock (1964) plastik mafsallık uzunluğu hesabında aşağıdaki ampirik formülü önermiştir (Denk. E.6);

$$l_p = \frac{d}{2} \left[ 1 + \left( 1.14 \sqrt{\frac{z}{d}} - 1 \right) \left\{ 1 - \left( \frac{q - q'}{q_b} \right) \sqrt{\frac{d}{16.2}} \right\} \right] \quad (E1.6)$$

Burada;

- $d$  : Kiriş efektif derinliği (inch olarak),
- $z$  : Eğilme olmayan noktadan kritik kesite olan mesafe (inch olarak),
- $q$  : Çekme donatısı indeksi  $\left[ = \left( A_s / bd \right) \times \left( f_y / f'_c \right) \right]$ ,
- $q'$  : Basınç donatısı indeksi  $\left[ = \left( A'_s / bd \right) \times \left( f_y / f'_c \right) \right]$ ,
- $q_b$  : Dengeli çekme donatısı indeksi  $\left[ = \left( A_b / bd \right) \times \left( f_y / f'_c \right) \right]$

### E1.2.3 Corley (1966)

MATTOCK (1964)'ün çalışmasını genişletmek üzere, CORLEY (1966) tekil yüke maruz basit mesnetli kirişlerle deneyler yapmıştır. Sargı ve boyut araştırması, deneylerde kullanılan birinci derecedeki değişkenlerdir. Bunlara ilaveten, moment gradyanı ve çekme donatısı miktarı da çalışılmıştır. Deneyde kullanılan temel değişkenlere ait oranlar şöyledir; (1) test kirişlerinin genişliği:  $75$  mm.,  $230$  mm. ve  $305$  mm.; (2) test kirişlerinin efektif derinliği:  $127$  mm.,  $254$  mm.,  $610$  mm.,  $762$  mm.; (3) test kirişlerinin açıklığı:  $915$  mm.,  $1830$  mm.,  $3636$  mm.,  $4190$  mm.,  $6096$  mm. ve  $8380$  mm.; (4) çekme donatısı miktarı:  $\%1-3$  arası; (5) sargı donatısı oranı:  $\%0.3-9$ 'dur. Corley, plastik mafsallık bölgesinin yayılması (yayıllı plastisitenin) betonarme kirişin geometrisinin temel bir fonksiyonu olduğunu ve bu kirişin boyutunun dönme kapasitesi üzerinde bir etkisi olmadığını rapor etmiştir. Ölçümü yapılan plastik mafsalların yayılmasına bağlı olarak, Corley,  $(q - q')/q_b$  etkisinin ihmal edilebileceği sonucuna varmıştır. Aşağıdaki ifadeyi önermiştir (Denk. E1.7)

$$l_p = \frac{d}{2} + 0.2 \frac{z}{\sqrt{d}} \quad (E1.7)$$

Burada "d" ve "z" inch cinsindedir.

### E1.2.4 Mattock (1967)

Mattock Denk. E1.6'yı 1967'de basitleştirmiştir. Kendisi, kayda değer bir yayılma olsa bile gözlemlenen plastik mafsallık uzunluğundaki trendin aşağıdaki ifadeyle temsil edilebileceğini belirlemiştir:

$$l_p = \frac{d}{2} + 0.05z \quad (E1.8)$$

### E1.2.5 Park, Priestly ve Gill (1982)

PARK vd. (1982), bire bir ölçekli 4 adet kare kolonu teste tabi tutmuşlardır ((550×550 mm<sup>2</sup>) ve kesme açıklığı/derinlik oranı=2). Eksenel yük düzeyleri ise 0.2  $f_c' A_g$  ile 0.6  $f_c' A_g$  arasındadır. Bu ekip plastik mafsallık uzunluğunu Denklem E1.2.'yi kullanarak hesaplamışlardır. Park vd. deneysel olarak bulunan plastik mafsallık uzunluklarının eksenel yük düzeyine kadar duyarsız olduğunu ve ortalama 0.42h olduğu sonucuna varmışlardır. Burada "h" tüm kolon derinliğidir. Bu bilim adamları betonarme kolonlar için "0.4h"ı plastik mafsallık uzunluğu olarak önermişlerdir.

Benzer bir yaklaşımı kullanarak PARK ve PRIESTLEY (1987), betonarme kolonlarda  $L_p$  hesabında aşağıdaki formülü önermişlerdir:

$$l_p = 0.08L + 6d_b \quad (E1.9)$$

Burada;

$L$  = Kritik kesitten eğilmenin olmadığı noktaya mesafe,  
 $d_b$  = Boyuna donatı çapıdır.

Denklem E1.9.'da önerilen formülün iki bileşeni vardır. PARK ve PRIESTLEY (1987) ilk terimi, kolon eğilmesiyle ilişkilendirirken ikinci terimin boyuna donatıdaki kaymayla irtibatlandırmışlardır. PAULAY ve PRIESTLEY (1992), Denklem E1.9'u eğilme donatısının farklı büyüklükleri ile ilişkilendirerek önermişlerdir (Denk. E1.10):

$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (f_y : MPa) \quad (E1.10)$$

PARK ve PAULAY (1975), Denklem E1.10'un tipik betonarme kolonlar için  $l_p \approx 0.5h$ 'e karşılık geldiğini belirtmişlerdir.

### E1.2.6 Sakai ve Sheikh (1989)

SAKAI ve SHEIKH (1989), plastik mafsallık uzunluğunun en-boy oranının artmasıyla artacağını belirtmişlerdir. Plastik mafsallık uzunluğuna en-boy oranı, eksenel yük seviyesi ve enine donatı oranının etkisi olduğu sonucuna varmışlardır.

### E1.2.7 Sheikh (1993, 1994 ve 1998)

SHEIKH ve KHORY (1993), SHEIKH vd., 1994 ve BAYRAK ve SHEIKH (1998) kullandıkları kolon deneylerindeki ölçülen plastik mafsallık uzunluklarının yaklaşık "1.0h" a eşit olduklarını rapor etmişlerdir. Burada şunu belirtmekte fayda vardır ki; yapılan kolon deneyleri yüksek eksenel yük altında gerçekleştirilmiştir.

### E1.2.8 Mendis (2001)

MENDIS (2001) 13 tane basit mesnetli tekil yüke maruz betonarme kiriş üzerinde deneyler yaparak plastik mafsallık uzunluklarını araştırmıştır. Kesme açıklığı-derinlik oranı veya boyuna donatı oranı arttıkça plastik mafsallık boyunun arttığını, ancak yanıl donatı miktarının arttıkça azaldığını

gözlemlemiştir. Eksenel yük düzeyinin düşük olduğu ( $P / f'_c A_g = 0.06 - 0.20$ ) dört kolon deneyinde Mendis, plastik mafsallı boyunun eksenel yüke karşı duyarsız olduğunu belirtmiştir.

### E1.2.9 Bae (2005)

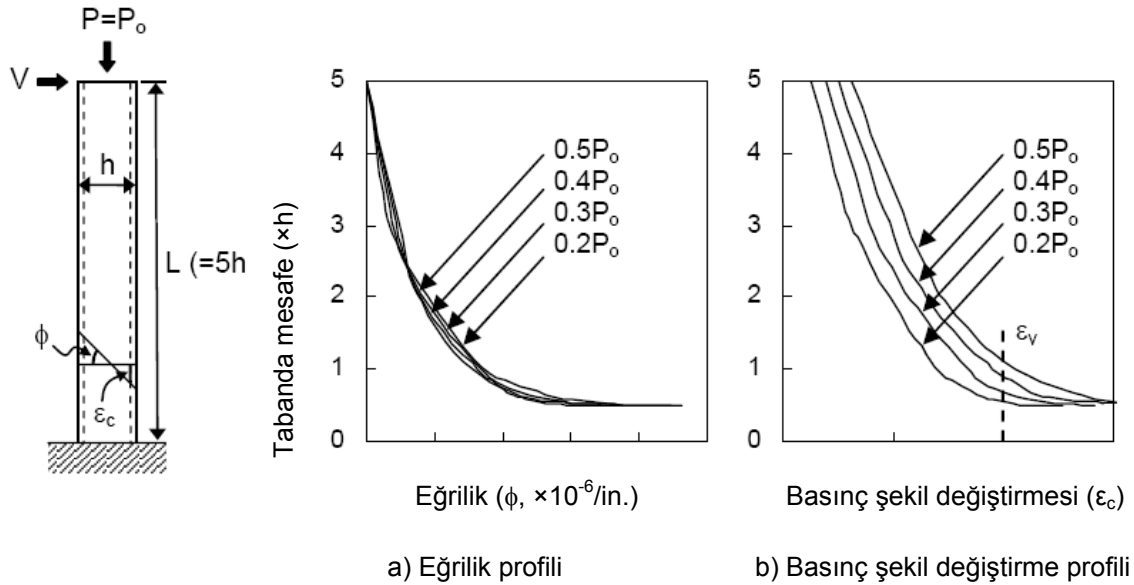
BAE (2005),  $L_p$  üzerinde etkisi olan asıl değişkenleri tanımlamak için bir dizi hassaslık analizleri ve deneyler gerçekleştirmiştir. Bae'nin çalışma sonuçları, eksenel yük,  $L/h$  oranı ve boyuna donatı miktarının  $L_p$  üzerinde etkileri olduğunu göstermiştir. Analiz sonuçlarına bağlı olarak, bu üç parametre ve  $L_p$  arasındaki lineer ilişki, plastik mafsallı boyunu bulmak için kalibre etmede kullanan Bae Denklem E1.11'i önermiştir.

$$\frac{l_p}{h} = \left[ 0.3 \left( \frac{P}{P_0} \right) + 3 \left( \frac{A_s}{A_g} \right) - 1 \right] \left( \frac{L}{h} \right) + 0.25 \geq 0.25 \quad (E1.11)$$

Önerilen metodu kullanarak, çeşitli parametrelerin  $L_p$  üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Bu parametreler; eksenel yük etkisi ( $P/P_0$ ), Kesme açıklığı-derinlik ( $L/h$ ) ve boyuna donatı miktarıdır ( $\rho_1 = A_s / A_g$ ).

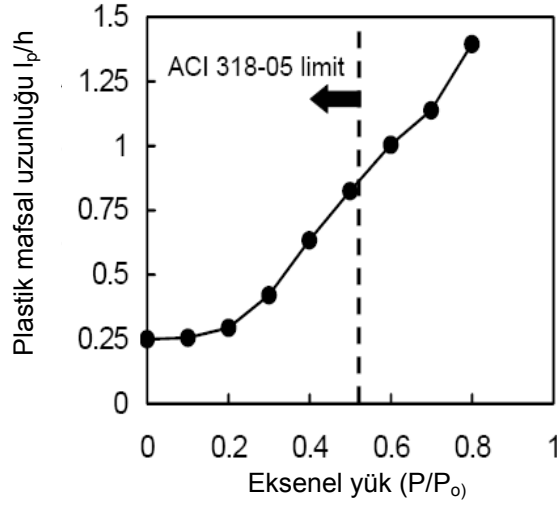
### Eksenel Yük düzeyi ( $P/P_0$ )

$L_p$  üzerinde eksenel yük etkisinin araştırılması için,  $610 \times 610 \times 3050 \text{ mm}^3$  boyutunda kare bir kolon kullanılmıştır. Boyuna donatı oranı %1 sabit tutulmuştur. Beton dayanımı  $41.36 \text{ MPa}$ 'dır. Çeliğin akma ve nihai dayanımları sırasıyla  $414 \text{ MPa}$  ve  $620 \text{ MPa}$ 'dır. Kolon uzunluğunca beton basınç şekil değiştirme profili ve eğrilik farklı eksenel yük değerleri için araştırılmıştır. Şekil E1.2'de analiz sonuçları görülmektedir. Şekilden de görüleceği üzere, eğrilik profili farklı eksenel yük seviyeleri arasında değişiklik göstermemektedir. Bununla birlikte, basınç şekil değiştirme profili eksenel yükün etkisini açıkça göstermektedir.



**Şekil E1.2. Eksenel yükün eğrilik ve basınç şekil değiştirme profili üzerindeki etkisi**

Bae, Şekil E1.2'de, çalışılan her durum için, Denklem E1.11'i kullanarak  $L_p$  belirlemiştir. Başka bir deyişle,  $L_p$  yi bulmak için basınç bölgesindeki donatı çubuklarının akmasını incelemiştir. Şekil E1.3'de analiz sonuçların özeti görülmektedir.



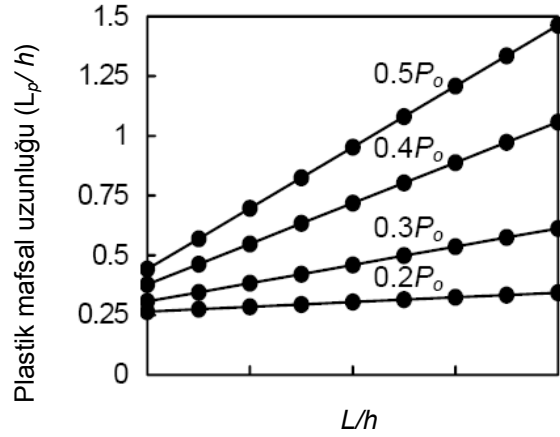
**Şekil E1.3. Eksenel yük-plastik mafsals uzunluğu arasındaki ilişki**

Şekilden de görüleceği üzere,  $L_p$  düşük eksenel yük seviyeleri için ( $0.2P_0 \geq P$ ) hemen hemen sabittir. Düşük eksenel yük seviyelerinde  $L_p$  yaklaşık  $h/4$  tür.  $0.2P_0$  den başlayarak eksenel yükün artmasıyla  $L_p$  de artmaktadır. MENDIS (2001) yaptığı çalışmada kullandığı kolon testlerinde eksenel yükün ölçülen  $L_p$  ler üzerinde etkisi yoktur demesi ilginçtir. Ancak Mendis'in yaptığı deneylerde eksenel yük düzeyinin düşük tutulması göz önüne alındığında Şekil E1.3'den de görüleceği üzere sonuçlarının tutarlı olduğu düşünülebilir.

ACI-318 yönetmeliğinin 21.Bölümünde, kolon uzunluğu boyunca en büyük potansiyel plastik mafsals bölgesini, kolon net boyunun yaklaşık  $1/6$ 'sında olduğu veya 18 inch (457 mm) olduğu kabul edilmektedir. Şekil E1.2'de eksenel yük düzeyinin  $0.52P_0$  (ACI tarafından izin verilen en yüksek eksenel yük düzeyi) seviyesindeki  $L_p$  sinin  $0.8h$  olduğu görülmektedir. Bunun yanında, parça sargı etkisinden dolayı literatürde belirtilen  $0.25h$ 'in da eklenmesi gerekir. En büyük  $L_p$  ve sözedilen  $0.25h$  toplandığında ( $1.05h$ ) olması gereken sargı bölgesi yüksek eksenel yük düzeylerinde kolon derinliğinde büyük olmaktadır. Kısacası, ACI 318-05 de belirlen  $L_p$  boyu eksenel yük düzeyi yüksek olan kolonlar haricindeki durumlarda tatminkar sonuçlar vermektedir.

### ***Kesme Açıklığı-Derinlik Oranı (L/h)***

Bilim adamları (BAKER, 1956; BAKER ve AMARAKONE 1964; MATTOCK, 1964 ve 1967; CORLEY, 1966; PARK vd. 1982; PRIESTLEY ve PARK, 1987; PAULAY ve PRIESTLEY, 1992; MENDIS, 2001)  $L_p$ 'nin  $L/h$  oranından etkilendiğini fark etmişlerdir. Bu oranın  $L_p$  üzerindeki etkisini araştırmak için bir dizi analiz gerçekleştirilmiştir. Parametrik çalışmanın bu basamağında,  $610 \times 610 \text{ mm}^2$  bir kare kolon değişik kesme açıklığı-derinlik oranlarında göz önüne alınmıştır. Boyuna donatı oranı %1 sabit tutulmuş ve  $\gamma$  değeri 0.8 alınmıştır. Analiz sonuçlarının özeti Şekil E1.4'te görülmektedir.



**Şekil E1.4.  $L/h$  oranı-plastik mafsalsal uzunluğu arasındaki ilişki**

Şekilden de görüleceği üzere, belli bir eksenel yük seviyesi için  $L/h$  oranı arttıkça  $L_p$  artmaktadır. Bununla birlikte, düşük eksenel yük seviyelerinde ( $\approx 0.2 P_0$ ) bu artış çok önem arz etmemektedir.

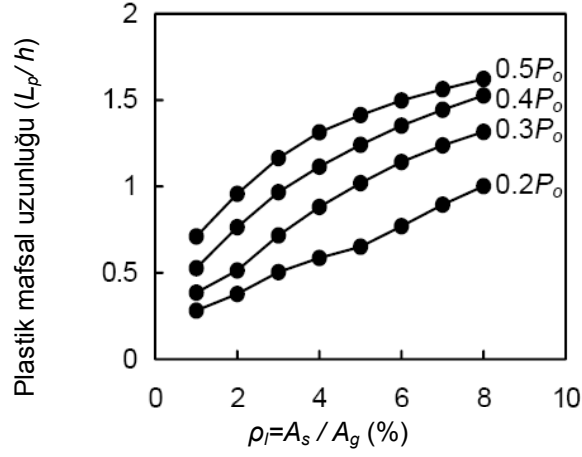
Göz önüne alınan bir  $L/h$  oranı için, eksenel yükün artmasıyla  $L_p$  artar. Küçük  $L/h$  ( $2 < L/h < 3$ ) oranlarında gözlemlenen  $L_p$ 'deki artış, daha yüksek  $L/h$  oranlarında gözlenenlere göre daha az dille getirildi. PARK vd. (1982)  $L/h$  oranı 2.2 olan kolonlarla bir dizi deney yapmıştır. Deney sonuçlarına göre, önerdiği  $L_p$  boyu  $0.4h$ 'dir. Şekil E1.4 incelendiğinde,  $L/h$  oranı 2.2 olması durumunda eksenel yükün  $L_p$  üzerindeki etkisi oldukça küçük kalmaktadır (büyük  $L/h$  oranlarında gözlenen etkilerle karşılaştırıldığında).

#### **Boyuna Donatı Miktarı ( $\rho_l = A_s/A_g$ )**

MATTOCK (1964), net çekme donatısında  $(A_s - A_s')/A_b$  azalma olduğunda  $L_p$  nin artacağını rapor etmiştir (Burada  $A_s$ : çekme donatısı alanı,  $A_s'$ : basınç donatısı alanı ve  $A_b$  de dengeli donatı alanıdır. Son yıllarda MENDIS (2001),  $L_p$ ' nin net çekme donatısının artmasıyla artacağını rapor etmiştir. Bu sonuçlar, (MATTOCK, 1964; CORLEY, 1966; MENDIS, 2001) betonarme kirişler üzerinde yapılan deney sonuçları dayalı olarak verilmiştir.

Farklı araştırmacılar arasında bir uzlaşma sağlanamamasından dolayı, Bae tarafından önerilen  $L_p$  hesabında boyuna donatı ihmal edilmiştir.  $L_p$  üzerinde boyuna donatının etkisinin araştırılması için 3050 mm. boyunda,  $610 \times 610$  mm<sup>2</sup> lik kare kolon ( $L/h$  oranı 5 ve  $\gamma$  değeri 0.8) üzerinde çalışılmıştır.

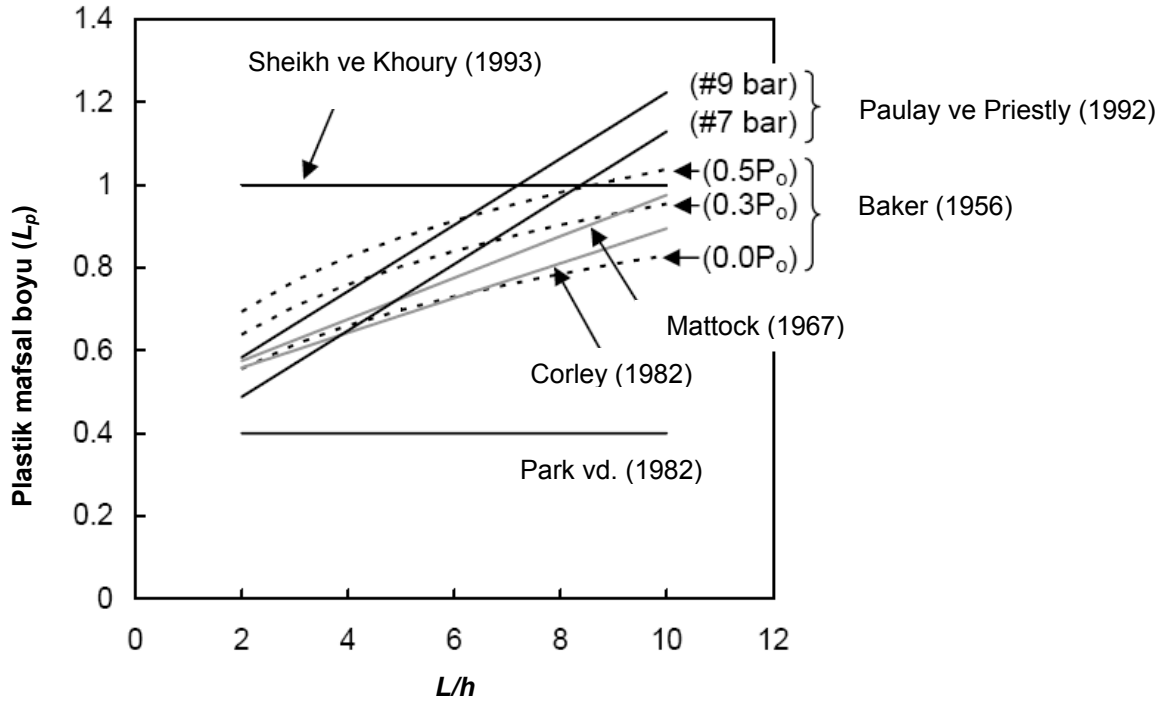
Çalışma sonuçlarına göre, boyuna donatının artmasıyla  $L_p$  artmaktadır. Şekil E1.5'de farklı eksenel yük seviyeleri için bu eğilim daha belirgindir. Tüm eksenel yük seviyeleri için  $L_p$ ,  $\rho_l$ 'nin artmasıyla artmaktadır.



Şekil E1.5. Boyuna donatı miktarının etkisi

### E1.3 Önceki Çalışmalar Üzerine Yorumlar

Bundan önceki bölümlerde plastik mafsal uzunluğunu hesaplamada önerilen bazı ifadeler kısaca özetlenmişti. Önerilen  $L_p$ 'ler karşılaştırıldığında, oldukça farklılıklar olduğu görülmektedir (Şekil E1.6)



Şekil E1.6. Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen plastik mafsal uzunluklarının karşılaştırılması

BAKER (1956), BAKER ve AMARAKONE (1964) önerdikleri ifadeler hariç diğer birçok çalışmada eksenel yük düzeyinin dikkate alınmamış olması oldukça ilginçtir. Bu konuda yapılan ilk çalışmalarda (BAKER, 1956; BAKER ve AMARAKONE, 1964; CORLEY, 1966), betonarme kirişlerin davranışlarında plastik mafsallık uzunluğu incelenmiştir. Daha sonraki çalışmalarda (Park vd., 1982; PRIESTLEY ve PARK, 1987; PAULAY ve PRIESTLEY 1992; SHEIKH ve KHOURY, 1993), betonarme kolonların davranışında plastik mafsallık uzunluğunun hesabı üzerine araştırmalar yapılmıştır.

Birçok araştırmacı tarafından betonarme kolonların plastik mafsallık uzunluklarına eksenel yük düzeyinin etkisi belirtilirken, önerilen ifadeler çelişkilidir yani tam bir uyum yoktur. Yukarıda da belirtildiği gibi, PARK vd. (1982) ve MENDIS (2001) yaptıkları deney sonuçlarından elde ettikleri bulgular ışığında " $L_p$ " üzerinde eksenel yük seviyesinin etkisinin az olduğunu belirtirlerken, bunun aksine ATALAY ve PENZIEN (1975) eksenel yük seviyesinin artmasıyla hasar bölgesinin daha da arttığını rapor etmişlerdir. TANAKA ve PARK (1990), eksenel yük düzeyi  $0.1 f_c' A_g$ 'den  $0.3 f_c' A_g$ 'e çıkarırken plastik mafsallık boyunun da  $0.46h$ 'den  $0.75h$ 'ye yükseldiğini rapor etmişlerdir. THOMSEN VE WALLACE (1994), LÉGERON ve PAULTRE (2000) tarafından yapılan deney sonuçlarına göre eksenel yük seviyesindeki yükselmeye beraber artan plastik mafsallık uzunluğu yüksek dayanımlı betonarme kolonlarda da gözlemlenebilir. Bu yüzden, farklı eksenel yük düzeylerindeki plastik mafsallık uzunluklarını doğru bir şekilde tahmin edebilmek için kolonlar üzerinde yeni çalışmalara ihtiyaç vardır.

CORLEY (1966), MATTOCK (1967), PARK vd. (1982), PAULAY ve PRIESTLEY (1992), SHEIKH vd. (1994), BAE (2005) önerdikleri formüllerle hesaplanan  $L_p$ ' ler Tablo E1.1'de verilmiştir.

**Tablo E1.1. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen  $L_p$  uzunlukları**

<b>Baker (1956)</b>	<b>Corley (1966)</b>	<b>Mattock (1967)</b>	<b>Park vd. (1982)</b>	<b>Paulay &amp; Priestley (1992)</b>	<b>Sheikh vd.(1994)</b>	<b>Bae (2005)</b>
0.60h	0.49h	0.70h	0.40h	0.80h	1.00h	0.69h
0.65h	0.52h	0.80h	0.40h	0.96h	1.00h	0.86h
0.62h	0.49h	0.70h	0.40h	0.72h	1.00h	0.25h
0.56h	0.49h	0.70h	0.40h	0.72h	1.00h	0.25h

Literatürde, bazı  $L_p$  boylarını eksenel yükün fazla olduğu durumlarda kullanmak, bazılarını da düşük olduğu durumlarda kullanmak önerilmektedir (BAE, 2005). Bununla birlikte, BAE (2005) yaptığı deneysel ve analitik çalışmalar sonucunda Denklem E1.11.'in her iki eksenel yük seviyesinde de tatminkâr sonuçlar verdiğini belirtilmektedir.

## EK-2

### E2 Maksimum Deformasyon Değerleri İçin Bağıntılar

Performans esaslı yapı tasarım ve değerlendirmesi son yıllarda doğrusal ötesi analizlerde yaşanan gelişmelerle birlikte yaygınlık kazanmıştır. Son yayınlanan Deprem yönetmeliği'nde de (DBYYHY-2007) yer alan bu prosedürler, farklı sismik riskler altında yapıdan beklenen performansın daha net ve sayısal şekilde ifade edilebilmesine imkan tanınması gibi önemli avantajlara sahiptir.

Bina performansının değerlendirilmesi farklı büyüklükte sismik talepler altında yapının göreceği hasarın tahmin edilerek bu hasarın belirlenen eşik değerlere uygunluğunun incelenmesiyle yapılmaktadır. Yapı hasarının ölçüsü ise onu oluşturan elemanların özellikle de düşey taşıyıcıların almış olduğu hasar miktarına bağlıdır. Bu hasar ile ilgili ölçüler kat ötelenmesi, elemanlarda oluşan plastik mafsalların dönme miktarı ve bu kesitlerde meydana gelen eğrilik değerleri cinsinden ifade edilebilmektedir. Fakat esas olarak hesaplanan bu bağıntılar veya sınır değerler betonarme sistemlerde, betonarmeyi oluşturan çelik ve betonun birim deformasyon değerlerinden yola çıkılarak bulunmaktadır. Betonarme eleman hasarının en direkt ölçüsü beton ve çelikte oluşan birim deformasyon değerlerinin büyüklüğüdür. Bu sebeple çalışmanın bu bölümünde betonarme elemanlarda hasar sınırları için literatürde geçen çeşitli beton ve çelik birim deformasyon değerleri incelenecektir.

Limit değer ve bağıntılara geçmeden önce betonarme elemanlarda özellikle deformasyonlar ile ilgili bağıntılarının kullanımıyla ilgili bir hatırlatmada bulunulmasının faydalı olacaktır. Betonarme heterojen ve kompleks yapıda bir malzeme olduğundan verilen bağıntılarının her zaman yüksek doğrulukta değerler vermeyebileceği unutulmamalıdır. Bunun önemli sebeplerinden biri betonarme davranışında gözlenen değişkenliktir.

Bu değişkenliği incelemek için Panagiotakos ve Fardis literatürde bulunan 875 betonarme eleman deneyini 40 farklı grupta değerlendirmişlerdir (PANAGIOTAKOS ve FARDIS, 2001). Bu gruplar içinde birbirleriyle eş özellikte eleman özelliklerinin bulunmasına dikkat edilmiş, beton dayanımının değişkenliği grup içinde %5 ten daha az olduğu ifade edilmiştir. Buna rağmen bu grupların her biri içinde nihai dönme değerinin değişim katsayısı (COV) 0 ile %39 arasında ortalama olarak %12.5 mertebesinde bulunmuştur.

Vintzileou ve Malliri 17 farklı araştırmacıya ait 300'den fazla numuneden oluşan deney verilerini değerlendirmişlerdir (VINTZILEOU ve MALLIRI, 1999). Beton nihai birim deformasyon değerlerinin her bir test içinde önemli büyüklükte saçılıma sahip olduğunu ve efektif enine donatı miktarı artışı ve nihai beton birim deformasyon değerleri arasındaki değişimin oldukça farklı olduğunu ifade etmişlerdir.

Bu sebeplerle verilen bağıntı ve değerlerde hata oranının betonarmenin doğası gereği yüksek olabileceği unutulmamalıdır.

#### E2.1 Hemen Kullanım Durumu

Hemen Kullanım durumunda yapının yükleme sonrasında önemli hiçbir tamirat veya iyileştirme olmadan kullanılabilmesi gereklidir. Bunun için betonarme elemanlarda kabuk betonunun dökülmemesi ve oluşacak çatlakların sınırlı düzeyde tutulması göz önüne alınmaktadır. Böylelikle kabuk betonunun çekirdek bölgesi ve donatıları dış ortamdan koruma görevini sürdürmesi ve çatlakların bu durumu tehdit etmeyecek genişlikte kalması hedeflenmektedir. Genel olarak betonarme elemanlarda akma durumundan çok ileri olmadığından enine donatı veya eksenel yük düzeyi gibi sünegliği etkileyen parametrelerle ilişkilendirilmeyip sabit sınır değerler verilmektedir.

Betonarme elemanlarda kabuk betonunun dökülmesinin en dış beton lifinde 0.006-0.010 basınç birim deformasyon değerlerinde başladığı belirlenmiştir (MANDER vd., 1988a). Bu kabulden yola çıkarak en dış beton lifinde 0.0035-0.004 aralığında basınç birim deformasyon değerine ulaşılması kabuk betonunun dökülmeyeceği güvenli birim deformasyon değerleri olarak kabul edilmiştir (PRIESTLEY vd., 1996; PRIESTLEY, 1997; CALVI, 1999). Scott ve çalışma ekibi 25 kolon elemanda eksantrik ve eksantrik olmayan yüklemeler yaparak beton gerilme-birim deformasyon davranışını incelemişler ve 0.004 birim deformasyon değeri altında kabuk betonunun dökülmediğini belirtmişlerdir (SCOTT vd.,



1982). Literatürde çok büyük oranda 0.004 değeri tercih edilse de 0.0035 değeri de kullanılmaktadır (CALVI, 1999).

Çatlak genişliğinin limit değerlerin altında tutulması ise çekme gerilmeleri ile ilgili olduğundan maksimum çelik çekme birim deformasyonunun sınırlandırılması ile sağlanmaktadır (PRIESTLEY vd., 1996). En dış çekme çubuğunda 0.015 birim çekme deformasyonu olduğu ve betonarme elemanın tipik olarak 200 mm aralıklarla çatladığı varsayılırsa çatlak genişliği  $0.015 \times 200 = 3$  mm olacaktır. Fakat bu maksimum deplasman anındadır. Düşük süneklik seviyelerinde kalıcı deplasmanların (aynı zamanda çatlak genişliklerinin) maksimum deplasmanın 1/3'ü seviyelerinde olacağı kabul edilerek kalıcı çatlak genişliğinin 1 mm olacağı söylenebilir. Bu değer ise normal çevre koşullarında betonarme elemanlarda izin verilebilecek maksimum çatlak genişliği değeridir.

Kolon elemanlarda üzerlerindeki eksenel yük nedeniyle çatlak genişliğinin sınırlandırılması daha kolay olmaktadır. Fakat kiriş elemanlar için bu durum söz konusu olmadığından maksimum çelik çekme birim deformasyon değerinin 0.010 alınması önerilmektedir (PRIESTLEY, 2000).

Bu değerlerin yaygın kabul gördüğü söylenebilir. Yeni deprem yönetmeliğinde de bu değerlere uygun olarak en dış beton lifinde 0.004 birim kısalma, en dış çelik çubukta 0.01 birim uzama değerleri sınır değerler olarak verilmektedir (DBYYHY-2007).

## **E2.2 İleri Hasar Durumları**

Hemen Kullanım durumundan daha ileri hasar durumları için betonarme elemanda farklı hasar oluşumları için çeşitli limit deformasyon değerleri verilmektedir. Bu değerler bazı genel kabuller çerçevesinde sabit birim deformasyon değerleri olabilmektedir. Bununla birlikte betonarme elemanlarda deformasyon kapasitesinin enine donatı miktar ve özelliklerine bağlı olduğu bilinmektedir. Bu sebeple enine donatı miktarına bağlı daha genel bağıntılar da verilmiştir. Bu değerler betonarme elemanların kolay tamir edilebilmesi, sargılı beton dayanımının belirli oranın altına düşmesi, enine donatının kopması, boyuna donatının burkulması, betonarme elemanda burkulma oluşması gibi olayların dikkate alınması sonucu hesaplanmaktadır.

### **E2.2.1 Kolay Tamir Edilebilme**

Betonarme elemanların deprem sonrası kolay tamir edilebilmesi de Performans Esaslı Tasarım ve Analizin hedeflerinden biri arasında gösterilebilir. Bu amaçla en dış çekirdek beton lifinde 0.018 basınç birim deformasyon değeri önerilmiştir (PRIESTLEY, 2000; KOWALSKY, 2000). Bu basınç birim deformasyonuna maruz kalan bir köprünün tamir edilebilirliği üzerine bir çalışmada verilen değerlerin uygunluğu bir sarsma tablası deneyi ile gösterilmiştir (KOWALSKY, 1997).

Fakat bu değer %0.8-1 aralığında boyuna donatıya sahip, 450 MPa akma dayanımına ve 0.10 izin verilebilir çekme birim uzamasına sahip spiral yanal donatılı köprü kolonları için önerilmiştir (PRIESTLEY vd., 1996; PRIESTLEY, 2000; KOWALSKY, 2000). Bu sebeple belirtilenlerden farklı özellikte elemanlar için kullanılması önerilmez.

Betonarme elemanların tamir edilebilirliğini belirleyen önemli etkenlerden biri de boyuna donatıda burkulma olmamasıdır (KOWALSKY, 2000). Bu amaçla çelik çekme birim uzamasının ( $\epsilon_s$ ), çelik kopma birim uzamasının ( $\epsilon_{su}$ ) %60'ını geçmemesi ( $\epsilon_s < 0.6 \epsilon_{su}$ ) önerilmektedir (PRIESTLEY, 2000). Bu değer bazı araştırmacılar tarafından 0.003-0.004 (CALVI, 1999), bazıları tarafından 0.054 (European Committee for Standardization, 1989) olarak kullanılmıştır.

### **E2.2.2 Mander vd.**

Mander ve diğ. sargılı ve sargısız beton arasında oluşan davranış ve enerji sönüm kapasitesi farklılığını incelemişlerdir (MANDER vd., 1988a; MANDER vd., 1988b). Sargılı betonun enerji sönüm kapasitesinde oluşan artışın enine donatıda depolanan enerji miktarına eşit olduğunu varsayarak sargılı ve sargısız beton gerilme-birim deformasyon grafiği altında kalan alan farkının enine donatı tarafından depolanan enerjiye eşit olduğunu ileri sürmüşlerdir (MANDER vd., 1988b). Scott ve diğ. betonarme elemanlar için nihai birim deformasyon değeri olarak enine donatı kopma anında oluşan birim deformasyon değerinin kullanılmasını önermişlerdir (SCOTT vd., 1982). Mander ve çalışma ekibi tarafından öne sürülen bu enerji eşitliği kullanılarak betonarme elemanlarda enine donatı kopmasına

karşılık gelen en dış çekirdek beton lifi basınç birim deformasyon değeri ( $\varepsilon_{cm}$ ) denklemi aşağıdaki şekilde verilmiştir (PRIESTLEY vd., 1996).

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s \varepsilon_{suh} f_{yh}}{f_{cc}} \quad (E2.1)$$

$\rho_s$ = enine donatı hacimsel oranı,  $\varepsilon_{suh}$ = enine donatı kopma uzaması birim deformasyonu,  $f_{yh}$ = enine donatı akma dayanımı,  $f_{cc}$ = sargılı beton dayanımıdır.

Denklem E2.1 sargılı kesitlerin aksenal basınç altında deformasyonları düşünülerek formülize edilmiştir. Eğilme veya aksenal basınç ve eğilme altındaki elemanlarda kullanılması durumunda en az %50 oranında güvenli yönde kalacağı ifade edilmektedir (PRIESTLEY vd., 1996). Bu sebeple denklem literatürde nihai durumu yansıtmaktan çok hasar sınırlandırması (Damage Control) performans durumları için kullanılmaktadır (PRIESTLEY vd., 1996; PRIESTLEY, 2000; KOWALSKY, 2000). Betonarme yapılarda güvenli tarafta kalan kısım, nihai durumdan önce hasar sınırlandırılması için güvenlik payı olarak gözönüne alınmaktadır.

### E2.2.3 Tassios ve Lefas

Bazı çalışmalarda sargılı betonda belirli oranlarda dayanım kaybı maksimum beton basınç birim deformasyon değeri olarak alınmıştır (VINTZILEOU ve MALLIRI, 1999; TASSIOS ve LEFAS, 1984; KAPPOS vd., 1999)

Tassios ve Lefas sargılı beton dayanım deformasyon ilişkisi için ampirik bir model geliştirmişlerdir (TASSIOS ve LEFAS, 1984). Bu modelde beton nihai basınç birim deformasyon değeri olarak Denklem E2.2 önerilmektedir.

$$\varepsilon_{cm} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_w \quad (E2.2)$$

$$\omega_w = \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{cc}} \quad (E2.3)$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s \quad (E2.4)$$

$$\alpha_n = 1 - 8n/3 \quad \text{Etriye donatılı kesit} \quad (E2.5)$$

$$\alpha_n = 1 \quad \text{Spiral donatılı kesit} \quad (E2.6)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right)^2 \quad \text{Etriye donatılı kesit} \quad (E2.7)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \quad \text{Spiral donatılı kesit} \quad (E2.8)$$

$\omega_w$ = mekanik enine donatı oranı,  $\alpha$ = enine donatının etkinliğini yansıtan katsayıdır,  $\alpha_n$ =enine donatının kesit içi etkinlik katsayısı,  $\alpha_s$ =enine donatının eleman boyunca etkinlik katsayısıdır.

Bu denklem Eurocode 8'in hazırlanmasında ara doküman olarak kullanılan CEN 1989'da da yer almaktadır. Denklem esas olarak sargılı beton basınç dayanımının sargısız beton basınç dayanımının %85'ine düştüğü birim deformasyon değerini vermektedir. Literatürde bu denklemde verilen değere en

dış çekirdek beton lifinde ulaşılmasının nihai durum olarak kabul edildiği çalışmalar yer almaktadır (KAPPOS vd., 1999).

Vintzileou ve Malliri 17 farklı araştırmacıya ait 300'den fazla numuneden oluşan deney verilerini değerlendirerek Denklem E2.2'de verilen  $\varepsilon_{cm}$  değerinin sargısız beton dayanım değerine bağlı olması durumunda daha doğru değerlerin elde edileceğini öne sürmüşler ve aşağıdaki denklemi önermişlerdir (VINTZILEOU ve MALLIRI, 1999).

$$\varepsilon_{cm} = (0.0025 + 0.1\alpha\omega_w)(1.60 - 0.007f_c) \quad (f_c: \text{MPa}) \quad (\text{E2.9})$$

$f_c$ = sargısız beton basınç dayanımıdır.

#### E2.2.4 Baker ve Amarakone

Baker ve Amarakone 1964 yılında plastik mafsal analizlerinde kullanılmak üzere maksimum beton basınç birim deformasyonu için aşağıdaki denklemi önermişlerdir (BAKER ve AMARAKONE, 1964).

$$\varepsilon_{cm} = 0.0015 \left[ 1 + 150\rho_s + (0.7 - 10\rho_s) \frac{d}{c} \right] \leq 0.01 \quad (\text{E2.10})$$

$d$ = kesit faydalı yüksekliği,  $c$ = tarafsız eksen derinliğidir.

#### E2.2.5 Corley

Corley basit mesnetli kiriş deneyleri sonucunda maksimum beton birim deformasyonuna alt sınır olarak Denklem E2.11'i önermiştir (CORLEY, 1966).

$$\varepsilon_{cm} = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + \left( \frac{\rho_{sl} f_y}{137.8} \right)^2 \quad (f_y: \text{MPa}) \quad (\text{E2.11})$$

$b$ = kiriş genişliği,  $z$ = kritik kesitin moment sıfır noktasına uzaklığı,  $\rho_{sl}$ = toplam boyuna ve enine donatının hacimsel oranı,  $f_y$ = donatı akma dayanımıdır.

Mattock, Corley'in çalışmasında verilen denklemin daha basit şekilde ifade edilebileceğini öne sürmüş ve Denklem E2.12'yi önermiştir (MATTOCK, 1967).

$$\varepsilon_{cm} = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + 0.2\rho_{sl} \quad (\text{E2.12})$$

Bu değişikliğin denklemi yüksek  $\rho_{sl}$  değerleri için daha da güvenli tarafa çekeceği belirtilmiştir (PARK ve PAULAY, 1975). Guralnick ve Yala yılındaki çalışmalarında Denklem E2.12'yi kullanmışlardır (GURALNICK ve YALA, 1998).

1977 yılında Kaar ve Corley denklemde yer alan hacimsel donatı oranında yalnız enine donatı miktarının dikkate alınması gerektiği sonucuna varmışlardır (KAAR ve CORLEY, 1977).

Ford ve diğ. aksenal yük altında 9 kolon eleman numunesine yanal deplasman uygulayarak çevrimsel testler yapmışlardır. Bu testler sonucunda 0.0096 ila 0.0160 arasında değişen beton maksimum birim deformasyonları gözlemlenmiştir. Çalışmaları sonucunda Corley'in denkleminde aşağıdaki değişikliği önermişlerdir (FORD vd., 1981).

$$\varepsilon_{cm} = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + \left( \frac{\rho_s f_y}{100} \right)^2 \quad (f_y: \text{MPa}) \quad (\text{E2.13})$$

$\rho_s$ = enine donatı hacimsel oranıdır.

### E2.2.6 Scott ve Diğ.

Scott ve diğ. 25 kolon elemanda eksantrik ve eksantrik olmayan yüklemeler yaparak beton gerilme-birim deformasyon davranışını incelemişlerdir (SCOTT vd., 1982). Çalışmalarında maksimum beton basınç birim deformasyon değeri olarak boyuna donatıda burkulma durumunu dikkate almışlardır. Yaptıkları değerlendirmede Baker ve Amarakone, ve Corley tarafından önerilen denklemlerin aşırı konservatif olduğunu belirterek aşağıdaki denklemi maksimum beton basınç birim deformasyon değeri için bir alt sınır olarak önermişlerdir.

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 0.9\rho_s \left( \frac{f_{yh}}{300} \right) \quad (\text{MPa}) \quad (\text{E2.14})$$

$f_{yh}$ = enine donatı akma dayanımı,  $\rho_s$ = enine donatı hacimsel oranıdır.

### E2.2.7 Azizinamini ve Diğ.

Azizinamini ve diğ. aksel yük seviyesi, enine donatı ve konfigürasyonunun değişken olarak alındığı 12 gerçek ölçekte kolon üzerinde çevrimsel testler yapmışlardır (AZIZINAMINI vd., 1982). Bu testler sonucunda maksimum betonarme basınç birim deformasyon değerleri için alt sınır olarak Denklem E2.15'i önermişlerdir.

$$\varepsilon_{cm} = 0.003 + \left( \frac{\rho_s f_y}{100} \right)^2 \quad (\text{MPa}) \quad (\text{E2.15})$$

### E2.2.8 Papia ve Russo

Papia ve diğ. betonarme kolonlarda boyuna donatı burkulmalarını incelemişlerdir (Papia ve diğ., 1988). Bu çalışma ışığında daha sonra Papia ve Russo boyuna donatıda burkulma olduğu durumda beton basınç birim deformasyon değeri için aşağıdaki denklemi önermişlerdir (PAPIA ve RUSSO, 1989).

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{ho} + [0.75(\text{Log}(k) - 2.5)(\lambda_{\max} - \lambda)^{1.5\lambda^{-\zeta}} + \quad (\text{E2.16})$$

$$\eta(1 - \xi 1.5^{(0.2\lambda-2)})(0.029\lambda^2 - 2.67\lambda + 64)]10^{-3}$$

$$\zeta = 0.17 \left( \frac{\lambda_{\max}}{54} \right)^{0.75} \quad (\text{E2.17})$$

$$\eta = \left( \frac{345}{f_y} \right)^{0.5} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{E2.18})$$

$$\xi = 1 - \left( \frac{f_u}{1.5f_y} \right)^{0.5} \quad (\text{E2.19})$$

$$\lambda = 4s/d \quad (\text{E2.20})$$

$$\lambda_{\max} = 2\pi \sqrt{\frac{E_{ro}}{f_y}} \quad (\text{E2.21})$$

$$k = qp_p E_{hot} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{E2.22})$$

$\varepsilon_{ho}$ = pekleşme başlangıcında boyuna donatı birim deformasyonu,  $k$ = yanal rijitlik parametresi,  $\lambda$ = enine donatı narinlik oranı,  $\lambda_{\max}$ = enine donatının pekleşebilmesi için izin verilebilecek maksimum narinlik oranı,  $\zeta, \eta, \xi$ = birimsiz parametreler,  $f_y$ = boyuna donatı akma dayanımı,  $f_u$ = boyuna donatı nihai dayanımı,  $s$ = enine donatı aralığı,  $d$ = boyuna donatı çapı,  $E_{ro}$ = indirgenmiş elastisite modülü,  $q$ = enine donatı geometrisi ile ilgili katsayı (sekizgen enine donatılı kesitler için  $q = \sqrt{2}$ , diğer kesitler için  $q = 2$ ),  $p_p$ = yalnız çeper enine donatılarının hacimsel oranı,  $E_{hot}$ = pekleşme başlangıcında enine donatının tanjant modülüdür.

### E2.2.9 Paulay ve Priestley

Paulay ve Priestley sünek perdelerde düzlem dışı burkulma davranışını incelemiştir (PAULAY ve PRIESTLEY, 1993). Perdelerde düzlem dışı burkulma davranışının olduğu durum için donatıda maksimum çekme birim deformasyonu ( $\varepsilon_{sm}$ ) için aşağıda verilen denklemi önermişlerdir.

$$\varepsilon_{sm} = 0.0024 \mu_\phi \quad (\text{E2.23})$$

$$\mu_\phi = \frac{\mu_\Delta - 1}{3 \left( \frac{L_p}{h_e} \right) \left( 1 - \frac{L_p}{2h_e} \right)} + 1 \quad (\text{E2.24})$$

$\mu_\phi$ = eğrilik sünekliği,  $\mu_\Delta$ =deplasman sünekliği,  $L_p$ = perde plastik mafsal boyu,  $h_e$ = perde duvarın eşdeğer yüksekliği (tek serbestlik dereceli ters sarkaç analogisine göre  $2h_w/3$ ),  $L_w$ = perde duvarın yatay uzunluğu,  $h_w$ = perde duvarın tüm uzunluğudur.

### E2.2.10 Chai ve Elayer

Chai ve Elayer perdelerde düzlem dışı burkulmayı perdelerin uç elemanlarını temsil eden 14 farklı kolon eleman üzerinde deneyler yaparak incelemiştir (CHAI ve ELAYER, 1999). Deneylerde boy/yükseklik oranı, boyuna ve enine donatı oranları değişkenler olarak ele alınmıştır. Bu deneyler sonucunda perde ve kolon elemanlar için düzlem dışı burkulma için donatı maksimum çekme birim deformasyonu olarak aşağıdaki denklemi önermişlerdir.

$$\varepsilon_{sm} = \eta_1 \varepsilon_y + \eta_2 \varepsilon_y + \frac{\pi^2}{2} \left( \frac{b}{L_o} \right)^2 \xi_c \quad (\text{E2.25})$$

$$\xi_c = 0.5 \left( 1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.70m} \right) \quad (\text{E2.26})$$

$$m = \rho_{sl} f_y / f_c \quad (\text{E2.27})$$

$\varepsilon_y$ = donatı akma birim deformasyonu,  $b$ = kolon derinliği,  $L_o$ = kolon boyu,  $m$ = mekanik donatı oranı,  $\rho_{sl}$ = burkulma beklenen bölgede boyuna donatı oranı (perde başlığı vb. gibi)

Denklem E2.25'de yer alan  $\eta_1$  katsayısının 1.5'e yakın bir değer olduğu,  $\eta_2$  katsayısının ise 3 ila 5 arasında değiştiği belirtilmiş tasarım için  $\eta_1$ 'in 1.0,  $\eta_2$ 'nin ise 2.0 alınması önerilmiştir. Çalışmada Paulay ve Priestley'in denklemi de deney sonuçları ile karşılaştırılmış ve her iki denklemde konservatif sonuçlar verdiği belirtilmiştir.

### E2.2.11 Fardis ve Biskinis

Fardis ve Biskinis beton nihai basınç birim deformasyonu için aşağıdaki denklemleri önermişlerdir (FARDIS ve BISKINIS, 2003).

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 1.2 \frac{\rho_s \varepsilon_{suh} f_{yh}}{f_{cc}} \quad (E2.28)$$

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 3.0 \alpha_s \frac{\rho_s \varepsilon_{suh} f_{yh}}{f_{cc}} \quad (E2.29)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \quad (E2.30)$$

$\alpha_s$ = Sheik ve Uzumeri'ye göre sargı etki katsayısı,  $s$ = enine donatı aralığı,  $b_o$ = çekirdek betonu eni,  $h_o$ = çekirdek betonu boyu,  $b_i$ = her bir tutulu boyuna donatı arası merkezden merkeze mesafe,  $f_{cc}$ = sargılı beton dayanımı,  $\rho_s$ = enine donatı hacimsel oranı,  $\varepsilon_{suh}$ = enine donatı kopma uzaması birim deformasyonu,  $f_{yh}$ = enine donatı akma dayanımı,  $f_{cc}$ = sargılı beton dayanımıdır.

### E2.2.11 DBYYHY-2007

2006 yılında çıkan yeni deprem yönetmeliğimizde özellikle mevcut yapıların değerlendirilmesinde kullanılmak üzere doğrusal ötesi analize yer verilmiştir. Yapı modelinde tanımlanan plastik mafsallarda hesaplanan birim deformasyonlara göre kesit ve eleman hasar sınırlarının belirlenmesi için çeşitli sınır değerler belirlenmiştir. Bu değerlere göre:

Minimum Hasar Sınırı

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 \quad \varepsilon_{sm} = 0.01 \quad (E2.31) (E2.32)$$

Güvenlik Sınırı

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 0.0095(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad \varepsilon_{sm} = 0.04 \quad (E2.33) (E2.34)$$

Göçme Sınırı

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 0.013(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad \varepsilon_{sm} = 0.06 \quad (E2.35) (E2.36)$$

$\rho_s$ = mevcut enine donatı hacimsel oranı,  $\rho_{sm}$ = yönetmeliğe göre kesitte bulunması gereken enine donatı hacimsel oranıdır.

### E2.2.12 Eurocode 8-3

Eurocode 8'in mevcut yapıların değerlendirilmesi ile ilgili olan 3. bölümünün taslağında en dış beton lifi maksimum basınç birim deformasyonu olarak Denklem E2.37 verilmektedir (Eurocode 8:Draft No 6, 2004).

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + 0.5 \frac{\alpha_s \rho_{sf} f_{yh}}{f_{cc}} \quad (\text{E2.37})$$

$\rho_{sf}$ = yükleme yönüne paralel enine donatı hacimsel oranı ( $A_{sf}/b_o s$ ),  $A_{sf}$ = yükleme yönüne paralel enine donatı alanı,  $s$ = enine donatı aralığı,  $b_o$ = çekirdek betonu eni,  $f_{cc}$ = sargılı beton dayanımıdır.

## EK-3

### E3 Kaynaklar

1. ACI Committee 318 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-05/ACI 318R-05)," American Concrete Institute, Detroit, Michigan, (2005). Pp: 423.
2. AKTAN A.E., Karlsson B.A. and Sozen M.A., Stress-Strain Relationship of Reinforced Concrete Bars Subjected to Large Strain Reversals, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No 397, University of Illinois, (1973).
3. ATALAY M.B. and Penzien J., The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment, Shear and Axial Force, Report No. EERC 75-19, University of California, Berkeley, Dec., (1975) pp: 226.
4. ATC-40, Applied Technology Council, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol 1. Washington, DC. USA, 1996.
5. AZIZINAMINI A., Corley W.G. and Johal L.S.P., Effects of Transverse Reinforcement on Seismic Performance of Columns, *ACI Structural Journal*, 89(4), 442-50, (1992).
6. BAE S., *Seismic Performance of Full-Scale Reinforced Concrete Columns*, Ph.D. Thesis, The University of Texas at Austin, (2005) pp: 306.
7. BAKER A.L.L. and Amarakone A.M.N., Inelastic Hyperstatic Frame Analysis, Proceedings of International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, (1964) pp: 85-142.
8. BALMER G.G., Shearing Strength of Concrete Under High Triaxial Stress Computation of Mohr's Envelope As A Curve, Structural Laboratory Report SP-23, U.S. Bureau of Reclamation, (1949) pp:13.
9. BERTERO V.V and Felippa C., Discussion of Ductility of Concrete, Proceedings of International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, (1964) pp: 227-234.
10. BING L., Park R., and Tanaka H., Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High- and Normal-Strength Transverse Reinforcements, *ACI Structural Journal*, 98(3), 395-406, (2001).
11. BRESLER B. and Gilbert P.H., Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns, *ACI Journal Proceedings*, 58(5), 555-570, (1961).
12. BURDETTE E.G., Behaviour of Laterally Reinforced Concrete Columns, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 97:587-602, (1971).
13. CALVI G.M., A Displacement Based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings, *Journal of Earthquake Engineering* 3(3), 411-438, (1999).
14. CHAI Y.H. and Elayer D.T., Lateral Stability of Reinforced Concrete Columns under Axial Reversed Cyclic Tension and Compression, *ACI Structural Journal*, 96(5), pp. 780-90, (1999).
15. Chan, W.L., The ultimate strength and deformation of plastic hinges in concrete frameworks, *Magazine of Concrete Research*, 7(21), pp. 121-132, (1955).
16. CHEN, W.F., *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill Book Co., (1982).
17. CONSIDERE, A., *Experimental Researches on Reinforced Concrete*, McGraw Publishing Co., New York, (1903) pp:188.
18. CORLEY W.G., Rotational Capacities of Reinforced Concrete Beams, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 92( ST 5), 121-146, (1966).
19. CSI, SAP2000 V-8, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA, (2002).
20. DBYYHY-2007, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Ankara, (2007).



21. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Taslağı, Ankara, (2005).
22. DILGER W.H., Koch. R. and Kowalczyk R., Ductility of Plain and Confined Concrete Under Different Strain Rates, *ACI Journal Proceedings*, 81, 73-81, (1984).
23. European Committee for Standardization (CEN), EC8 Background Document "Justification note No. 13: Confined concrete constitutive law." CEC DG III/8076/89 EN, Brussels, Belgium, 104–116, (1989).
24. European Committee for Standardization (CEN), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 3: Assessment and retrofitting of buildings – Draft No 6, Brussels, (2004).
25. FAIFITIS A. and Shah, S.P., Ultimate Behaviour of Confined Columns, *ACI Journal Proceedings*, 82(4), 423-433, (1985).
26. FARDIS M.N., Biskinis D.E., Deformation of RC members, as controlled by flexure or shear. In: Proceedings of the international symposium honoring Shunsuke Otani on performance-based engineering for earthquake resistant reinforced concrete structures: The University of Tokyo: Tokyo (Japan); September 8-9, (2003).
27. Federal Emergency Management Agency, FEMA-356. Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings, Washington (D.C); (2000).
28. Federal Emergency Management Agency, FEMA-440. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington (D.C); (2005).
29. FORD J.S., Chang D.C. and Breen J.E., Behaviour of Concrete Columns Under Controlled Lateral Deformation, *ACI Structural Journal*, 78(1), 3-20, (1981).
30. GURALNICK S.A. and Yala A., Plastic Collapse, Incremental Collapse, and Shakedown of Reinforced Concrete Structures, *ACI Structural Journal*, 95(2), 163-174, (1998).
31. HOGNESTAD, E., A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, (1951) pp:128.
32. HOSHIKUMA J., Kawashima K., Nagaya K. and Taylor A.W., Stress-Strain Model for Confined Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, 123(5), 624–633, (1997).
33. INEL M. and Ozmen H.B., Effect of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings, *Engineering Structures*, 28, 1494-1502, (2006).
34. JOHL L.S.; Azizinami A., Musser D.W. and Corley W.G., Seismic Evaluation of Columns to Improve Design Criteria for Transverse Reinforcement, Proceedings of 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Ottawa, (1987) pp: 799-806.
35. KAAR P.H. and Corley W.G., Properties of Confined Concrete for Design of Earthquake Resistant Structures, Proceedings 6<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, (1977).
36. KAAR P.H., Fiorato A.E.; Carpenter J.E. and Corley W.G., Limiting Strains of Concrete Confined by Rectangular Hoops, Portland Cement Association, Illinois, (1978) pp:12.
37. KAPPOS A.J., Chryssanthopoulos M.K., and Dymiotis C., Uncertainty analysis of strength and ductility of confined reinforced concrete members, *Engineering Structures*, 21, 195–208, (1999).
38. KATO B., Mechanic Properties of Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions, *CEB Bulletin* 131.
39. KENT D.C. and Park R., Flexural Members with Confined Concrete, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 97(ST7), pp. 1969- 1990, (1971).
40. KENT D.C. and Park, R., Cyclic Load Behaviour of Reinforcing Steel, Strain (J. Brit. Soc. Strain Meas.), 9(3), 98-103, (1973).

41. KING J.W.H., Further Notes on Reinforced Concrete Columns, *The Structural Engineer*, 24, 609-616, (1946).
42. KING J.W.H., The Effect of Lateral Reinforcement in Reinforced Concrete Columns, *The Structural Engineer*, 24, 355-388, (1946).
43. KOWALSKY M.J., Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126(8), 869-878, (2000).
44. KOWALSKY M.J., Priestley M.J.N. and Seible F., Shake table testing of lightweight concrete bridges. Struct. Sys. Res. Proj. SSRP-97/10, Dept. of Structural Engineering, University of California—San Diego, La Jolla, CA, (1997).
45. LEGERON, F., and PAULTRE, P., Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load, *ACI Structural Journal*, 97(4), 591-601, (2000).
46. LU Y., Gu X. and Guan J., Probabilistic Drift Limits and Performance Evaluation of Reinforced Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131(6), 966-978, (2005).
47. MACGREGOR, J.G., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Printice Hall, New Jersey, (1997).
48. MANDER J.B, *Seismic Design of Bridge Piers*, PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand, (1984).
49. MANDER J.B., Priestley, M.J.N and Park, R., Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114(8), 1827-1849, (1988).
50. MANDER J.B., Priestley, MJN, and Park, R, Theoretical stress-strain model for confined concrete." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 114(8), 1804–1825, (1988).
51. MARTINEZ S.; Nilson A.H. and Slate F.O., Spirally Reinforced High Strength Concrete Columns, *ACI Journal Proceedings*, 81(5), 431-442, (1984).
52. MATTOCK A.H., Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams, Proceedings of International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI SP-12, Miami, (1964) pp: 143-181.
53. MATTOCK A.H., Discussion of "Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams," by Corley, W.G., *Journal of the Structural Division*, ASCE, 93(ST2), 519-522, (1967).
54. MEI H., Kiousis P.D., Ehsani M.R. and Saadatmanesh H., Confinement Effects on High-Strength Concrete, *ACI Structural Journal*, 98(4), pp. 548-53, (2001).
55. MENDIS P., Plastic Hinge Lengths of Normal and High-Strength Concrete in Flexure, *Advances in Structural Engineering*, 4(4), 189-95, (2001).
56. MOEHLE J. and Cavanagh T., Confinement Effectiveness of Crossties in RC, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 111(10), 2105–2120, (1985).
57. PANAGIATAKOS T.B. and Fardis M.N., Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate, *ACI Structural Journal*, 98(2), 135-48, (2001).
58. PAPIA M. and Russo G, Compressive concrete strain at buckling of longitudinal reinforcement, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 115(2), 382–397, (1989).
59. PAPIA M., Russo G. and Zingone G., Instability of longitudinal bars in RC columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 114(2), 445-461, (1988).
60. PARK R. and Paulay T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, Inc., New York, (1975).
61. Park, R and Sampson, R.A., Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design, *Journal of American Concrete Institute*, Proceedings V. 69, No. 9, Sep., pp. 543-555, (1972).
62. PARK R., Priestley M. J. N. and Gill, W. D., Ductility of Square Confined Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 108(4), 929–950, (1982).

63. Paulay, T, and Priestley, MJN, Stability of Ductile Structural Walls, *ACI Structural Journal*, 90(4), 385-392, (1993).
64. PAULAY T. and Priestley M. J. N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Willey & Sons, New York, NY, USA, (1992). Pp:744.
65. PAULTRE P., Legeron F. and Mongeau D., Influence of Concrete Strength and Transverse Reinforcement Yield Strength on Behavior of High-Strength Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, 98(4), 490-501, (2000).
66. PETERSON H. and Popov E.P., Constitutive Relations for Generalized Loadings, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 103(EM4), pp:611-627, (1977).
67. PFISTER J.F., Influence of Ties on the Behaviour of Reinforced Concrete Columns, *ACI Journal Proceedings*, 61(5), 521-537, (1964).
68. POPOVICS S., A Numerical Approach to the Complete stress-strain Curves for Concrete, *Cement and Concrete Research*, 3(5), 583-599, (1973).
69. PRIESTLEY M.J.N. and Park R., Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, *ACI Structural Journal*, 84, 69-76, (1987).
70. PRIESTLEY M.J.N, Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1), 157-192, (1997).
71. PRIESTLEY M.J.N, Performance Based Seismic Design, Proceedings of 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, (CD-ROM). Auckland, New Zealand, (2000).
72. PRIESTLEY M.J.N, Seible F. and Calvi G.M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley and Sons, Inc., New York, (1996).
73. PRIESTLEY M.J.N., Park, R. and Potangaroa, R.T., Ductility of Spirally Confined Concrete Columns, *Journal of Structural Division, ASCE*, 107(ST1), 181-202, (1981).
74. RAZVI S.R. and Saatcioglu M., Confinement of Reinforced concrete Columns with Welded Wire Fabric, *ACI Structural Journal Proceedings*, 86(5):615-623, (1989).
75. RICHART F.E., Brandtzaeg A. and Brown A.L., A Study of Failure of Concrete under Combined Compression Stresses, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin 185, (1928) pp:104.
76. RICHART F.E., Brandtzaeg A. and Brown A.L., 1929 The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin 190, (1929) pp:74.
77. ROY H.E.H and Sozen M.A., Ductility of Concrete, Proceedings of International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, (1964) pp: 213-224.
78. SAATCIOGLU M. and Baingo D., Circular High Strength Concrete Columns Under Simulated Seismic Loading, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 125(3), 272-280, (1999).
79. SAATCIOGLU M. and Razvi S.R., Strength and Ductility of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118(6), 1590-607, (1992).
80. SAKAI K. and Sheikh S.A., What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions), *ACI Structural Journal*, 86(2), 192-207, (1989).
81. SARGIN M., Ghosh S.K. and Handa V.K., Effect of Lateral Reinforcement upon the Strength and Deformation Properties of Concrete Sections, Study No:4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, (1971) pp: 167.
82. SCOTT B.D., Park R., and Priestley M.J.N., Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *ACI Structural Journal*, 76(1), 13-27, (1982).
83. SHAH S.P. and Rangan B.V., Effects of Reinforcement on Ductility of Concrete, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 96, 1167-1184, (1970).

84. SHEIKH S.A., Confined Concrete Subjected to Axial and Bending Loads, Proceedings of 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, (1984) pp: 869-876.
85. SHEIKH S.A. and Uzumeri S.M., Strength and Ductility of Tied Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 106(ST5), 1079-102, (1980).
86. SHEIKH S.A. and Uzumeri S.M., Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 108(ST12), 2703-23, (1982).
87. SHEIKH S.A. and Khoury S.S., Confined Concrete Columns with Stubs, *ACI Structural Journal*, 90(4), 414-431, (1993).
88. SHEIKH S.A. and Yeh C.C., Flexural Behaviour of Confined Concrete Columns Subjected to High Axial Loads, *ACI Structural Journal*, 83, 389-404, (1986).
89. SHEIKH S.A., Shah D.V. and Khoury S.S., Confinement of High-Strength Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, 91(1), 100-111, (1994).
90. SOLIMAN M.T. and Yu C.W., The Flexure Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement, *Magazine of Concrete Research*, 19(61), 223-238, (1967).
91. SOMES N.F., Compression Tests on Hoop-Reinforced Concrete, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 96, 1495-509, (1970).
92. SOZEN A. M., Stiffness of R/C Members. Lecture Notes, Purdue University, West Lafayette, IN, USA, (2001) pp: 221.
93. STANTON J.F. and McNiven H.D., The Development of A Mathematical Model to Predict the Flexural Response of Reinforced Concrete Beams to Cyclic Loads Using System Identification, Earthquake Engineering Research Center Report 79/02, (1979).
94. TASSIOS T.P. and Lefas J., Ductility of Concrete Columns due to Confinement, Scientific Papers of the Faculty of Civil Engineering, National Technical University of Athens, 8, No 1-4, (1984).
95. THOMSEN J., and WALLACE, J., Lateral Load Behavior of Reinforced Concrete Columns Constructed Using High-Strength Materials, *ACI Structural Journal*, 91(5), 605-615, (1994).
96. TS-500, Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2000).
97. VALLENAS J.; Bertero V.V. and Popov E.P., Concrete Confined by rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads, Report No UBC/EERC-77/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, (1977).
98. VINTZILEOU E and Malliri P., An Empirical Model for Predicting the Mechanical Properties of Confined Concrete, *Magazine of Concrete Research*, 51(5), 353-364, (1999).
99. WATSON S. and Park R., Design of Reinforced Concrete Frames of Limited Ductility, Research Report No:89-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (1989) pp:232.
100. WATSON S. and Park R., Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns, *Journal Structural Engineering*, 120(6), 1825-1849, (1994).
101. YAU G. and Sheikh S.A., Repair and Strengthening of columns with Fiber Reinforced Composites, Research Report, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, (1998) pp:144.
102. YEH C.C. and Sheik S.A., Flexural Behaviour of Confined Concrete Columns Subjected to High Axial Loads, Report No UHCE 87-8, Department of Civil Engineering, University of Houston, (1987).
103. ZAHN F.A., Park R. and Priestley M.J.N., Strength and Ductility of Square Reinforced Concrete Column Sections Subjected to Biaxial Bending, *ACI Structural Journal*, 56(2), 123-131, (1989).

## ORTA YÜKSEKLİKTEKİ BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ AFET YÖNETMELİĞİNE GÖRE TAYİNİ

Mehmet İNEL, Hüseyin BİLGİN, H. Baytan ÖZMEN  
Pamukkale Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kınıklı/Denizli

Geliş Tarihi : 03.07.2006

### ÖZET

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde yer alan ülkemizde çok kısa denebilecek zaman aralıkları içerisinde yıkıcı depremler meydana gelmiş ve birçok betonarme yapı hasar görmüştür. Bu çalışmanın amacı, deprem riski yüksek olan ülkemiz yapı stoğunun büyük bir bölümünü oluşturan orta yükseklikteki betonarme binaların deprem performanslarını Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik esaslarına göre değerlendirmektir. Orta katlı yapıları temsil etmesi için 4- ve 7-katlı 14 adet bina seçilmiştir. Yapısal parametreler belirlendikten sonra, her bir yapı statik itme analizine tabi tutulmuş, yapılara ait kapasite veya "artımsal itme analizi" eğrileri hesaplanmıştır. Deprem Yönetmeliği esas alınarak, hesaplanan kapasite eğrileri ışığında her bir yapıya ait deprem performansları belirlenmiştir.

**Anahtar Kelimeler :** Betonarme yapılar, Deprem, Doğrusal ötesi statik itme analizi, Yapısal hasar.

### SEISMIC EVALUATION OF EXISTING MID-RISE REINFORCED CONCRETE BUILDINGS ACCORDING TO SPECIFICATION FOR BUILDING STRUCTURES TO BE BUILT IN DISASTER AREAS

### ABSTRACT

Over the past several decades, Turkey has been hit by devastating earthquakes and remarkable number of reinforced concrete buildings has been damaged in the high seismicity regions of our country. The aim of this study is to evaluate the seismic performance of the mid-rise reinforced concrete buildings that are major part of building stock of our earthquake-prone country, according to recent Turkish Earthquake Code. 4- and 7-story buildings were selected to represent mid-rise building stock. After determining the structural parameters, each building was subjected to pushover analysis and the capacity curves were obtained. Earthquake performance of each building was determined in the light of their capacity curves according to the recent Turkish Earthquake Code.

**Key Words :** Reinforced concrete structures, Earthquake, Nonlinear static analysis, Structural damage.

### 1. GİRİŞ

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde yer alan ülkemizde çok kısa denebilecek zaman aralıkları içerisinde yıkıcı depremler meydana gelmiştir. Bu yıkıcı

depremler eski çağlardan beri büyük coğrafi değişikliklere ve zararlara sebep olmuştur. Geçtiğimiz son yüzyılda büyüklükleri 5 ve yukarıları olan yaklaşık 200 civarında deprem meydana gelmiş ve bu depremlerde 80.000'den fazla vatandaşımız hayatını kaybetmiş, 500.000'den fazla bina ya

tamamen yıkılmış ya da büyük ölçüde hasara uğramıştır. Özellikle son 20 yılda yaşadığımız 1992 Erzincan, 1995 Dinar, 1998 Adana-Ceyhan, 1999 Kocaeli, 1999 Düzce ve son olarak da 2003 yılında meydana gelen Bingöl depremleri, ülke genelinde mevcut bina stoklarının depremi dayanıklılığının tespiti ihtiyacını ortaya çıkarmıştır. Bu depremlere

ait açıklayıcı bilgiler Tablo 1'de görülmektedir. Ülkemizde meydana gelen bu depremlerde, birçok betonarme konut yapısal özelliklerinin yetersizliklerinden kaynaklanan nedenlerden dolayı önemli derecede hasar görmüş ve can kayıplarına neden olmuştur.

Tablo 1. Ülkemizde Son 20 Yılda Meydana Gelen Yıkıcı Depremler.

Tarih Gün/Ay/Yıl	Büyüklük ( $M_w$ )	Yer	Ölen Kişi Sayısı	Ağır hasarlı yapı sayısı	Enlem (N)	Boylam (E)	Derinlik (km)
13.03.1992	( $M_w$ ) = 6.8	Erzincan	653	6702	39.68	39.56	27
01.10.1995	( $M_w$ ) = 5.9	Dinar	94	4 909	38.18	30.02	24
27.06.1998	( $M_w$ ) = 5.9	Adana-Ceyhan	146	4 000	36.85	35.55	23
12.08.1999	( $M_w$ ) = 7.4	Kocaeli	15 000	50 000-100 000	40.70	29.91	20
12.11.1999	( $M_w$ ) = 7.2	Düzce	845	15 389	40.79	31.21	11
03.02.2002	( $M_w$ ) = 6.5	Alyon-S.Dağı	42	4 401	38.46	31.30	6
01.05.2003	( $M_w$ ) = 6.4	Bingöl	176	1 351	38.94	40.51	6

Türkiye'de orta ve büyük depremler altında büyük hasara uğraması muhtemel binlerce bina vardır (D'Ayala and Charieson, 2000). Kat sayısı 3 ile 8 arasında değişen yükseklikteki bu yapılara ait betonarme çerçevelerden teşkil edilmiş taşıyıcı sistemlerde, oldukça kötü detaylandırılmış malzeme ve kötü işçiliğe rastlanılmaktadır (Ascheim and Gülkan, 2000). Genel olarak yaşanan depremlerde gözlenen problemler, zemin katın yüksekliğinin artırılması veya zemin kattaki dolgu duvar miktarının üstteki katlara oranla az olması sebebiyle oluşan yumuşak kat, zayıf kolon-kuvvetli kiriş, ağır kapalı çıkımlar ve enine donatı aralığının öngörülenden çok fazla olması olarak sayılabilir.

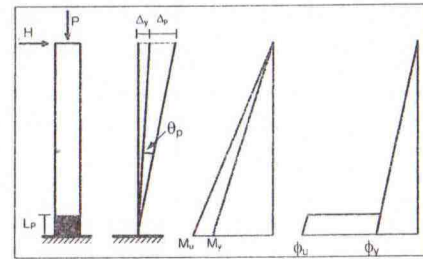
Ülkemizde 2005 yılı ortalarında taslak olarak gündeme gelen Afet Yönetmeliğine mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi için yeni bir bölüm eklenmiş (Anon., 2005a), daha sonraki ikinci çalışmada Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'te 7. bölüm olarak yayınlanmıştır (Anon., 2006). Bu çalışmada kullanılan binaların depremi güvenliği, son yönetmelikte verilen deprem etkileri ve hedeflenecek performans düzeyleri esas alınarak irdelenmiştir.

## 2. ÇALIŞMANIN AMACI VE KULLANILAN YÖNTEM

Çalışmanın amacı, ülkemiz konut yapı stokunun büyük bir bölümünü oluşturan orta katlı, özellikle konut yapılarının doğrusal ötesi davranışlarının dikkate alınmasıyla performans değerlendirmesini yapmaktır. Çalışmada farklı özelliklerde 14 adet bina seçilmiş ve uygulanmada karşılaştırılabilir enine

donatı aralıklarının (etriye sıklıkları) dikkate alınması sonucu iki farklı enine donatı aralığı düşünülmüştür. Her bir binanın x ve y doğrultuları da dikkate alındığında toplam 56 adet model oluşturulmuştur. Doğrusal ötesi davranış, uygulama ve araştırma çevrelerinde yaygın olarak kullanılan artımsal itme analizi ile ifade edilmiştir.

Elemanlara ait doğrusal ötesi davranış parametreleri, bu davranışın eleman uçlarında yoğunlaşacağı varsayımına dayanan "yığılı plastik davranış hipotezi" kullanılarak hesaplanmıştır (Şekil 1).

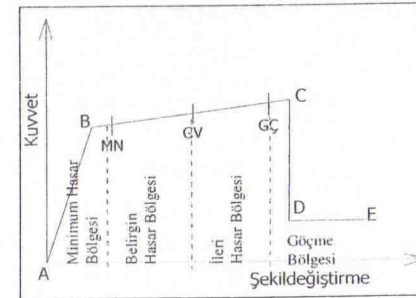


Şekil 1. Yığılı plastik davranış hipotezi.

Bu hipotez uyarınca kiriş, kolon türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki plastik şekil değişimlerinin, iç kuvvetlerin kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca düzgün yayılı biçimde meydana geleceği varsayılır. Eğilme davranışının hakim olması nedeniyle bu bölge plastik mafsallı boyu ( $L_p$ ) olarak adlandırılır. Yığılı plastik davranış karakterize eden plastik mafsallı, bu bölgenin tam ortasında noktasal bir eleman olarak idealleştirilebilir. Tipik bir elemanın doğrusal ötesi davranış Şekil 2'de gösterilen kuvvet-şekil

değiştirme eğrisi ile ifade edilebilir (Anon., 2000). Bir elemanın davranışının ifade edilebilmesi, B, C, ve E'nin belirlenmesi ile mümkün olur. Eleman uçlarında eğilme, kesme ve eksenel yük ile ilgili mafsallar tanımlanmıştır. Özellikle enine donatı aralığının yeterli sıklıkta olmadığı yapılarda kesme hasarlarının oluşabileceği göz önünde bulundurulmuştur.

Artımsal itme analizi için oluşturulan modellerde ATC-40, FEMA-356 ve FEMA-440 (Anon., 1996; Anon., 2000; Anon., 2005b.) dokümanlarından faydalanılmıştır. Modelleme aşamasında SAP2000 yapısal analiz programı kullanılmıştır (Anon., 2002). SAP2000'de her bir eleman için oluşturulan kullanıcı tanımlı mafsallar tercih edilmiş ve plastik mafsallı özellikleri; eleman boyulları, boyuna ve enine donatı oranları kullanılarak sargılı beton davranışının dikkate alınmasıyla elde edilmiştir. Sargılı beton davranışının modellenmesi, geliştirilmiş Kent-Park beton modeli ile yapılmıştır (Scott et al., 1982). Artımsal itme analizinde kullanılan yüklem şekli, toplanmış kat kütleleri ve lineer dinamik analizden elde edilen mod şekliyle (x ve y yönlerinde) orantılı olarak kat hizalarında uygulanmıştır.



Şekil 2. Bir eleman için kuvvet-şekil değişim.

## 3. BİNALARA AİT TAŞIYICI SİSTEM VE MALZEME ÖZELLİKLERİ

Çalışma kapsamında incelenecek olan yapısal eksikliklerin değerlendirilmesi amacıyla farklı yapısal özelliklere sahip yedisi 4 ve yedisi 7 katlı olmak üzere 14 adet farklı karakteristikte konut yapısı seçilmiş ve 1975 Afet Yönetmeliğine dikkate alınarak Z3 sınıfı zemin üzerinde tasarlanmıştır. 1975 Afet Yönetmeliğine göre tasarlanmış benzer kat planlarına sahip 4 ve 7 katlı binalar Türkiye yapı stokunda ağırlıklı bir yeri olması nedeniyle

seçilmişlerdir. Bu binalar arasında, hiçbir yapısal kusuru olmayan ve "referans" bina olarak adlandırılan, zemin katın diğer katlara oranla yüksek olduğu yumuşak katlı, kapalı çıkmalı, kısa kolonlu, hem kapalı çıkma hem de yumuşak katlı binalar bulunmaktadır.

Yapılarda döşeme kalınlığı 12 cm alınmış, normal katların fayans kaplı olduğu varsayılarak gerekli tesviye betonu ve diğer malzemeler ile birlikte 0.470 t/m<sup>2</sup> ölü ağırlık hesaplanmıştır. Çatı katında tesviye betonu öngörülmemekle birlikte yalıtım ve ahşap çatı örtüsü ile 0.450 t/m<sup>2</sup> ölü ağırlık hesaplanmıştır. Çatı kat hariç diğer tüm katların üstünde dolgu duvar olduğu varsayılmış ve bu yük kırışlır düzgün yayılı yük olarak etkilmiştir. Diğer yüklemeler TS 498'e (Anon., 1987) göre tanımlanmıştır. Yapıda bulunan döşemeler modellere dahil edilmemiş, bunun yerine kendi ağırlıkları ve üzerlerindeki yükler kırışlır yayılı yük olarak atanmış ve her kat seviyesinde rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Yapılara ait bazı tanımlayıcı özellikler Tablo 2'de görülmektedir. Modelleme ve analizde SAP2000 programı kullanılmıştır. Malzeme özellikleri olarak C16 beton sınıfı ve S220 çelik kullanılmış ve enine donatı aralığı olarak 1975 Afet Yönetmeliğini temsil etmesi itibarıyla 10 cm ve olumsuz durumu yansıtabilmesi için 20 cm olarak dikkate alınmıştır. Her bir yapının 3-boyutlu modelleri hazırlanmıştır. Sistemin doğrusal ötesi davranış her bir elemanın doğrusal ötesi davranışının dikkate alınmasıyla elde edilmiştir. Betonarme elemanlar en büyük kesit tesirlerine uç bölgelerde maruz kalmaktadır. Bu nedenle hasar ve dolayısıyla da doğrusal ötesi davranışın yoğunlaştığı bölgeler buralarda oluşmaktadır. Bu sebeple plastik mafsallar, literatürde enine donatı sıklığı artırılma şartı bulunmasından dolayı sargı bölgesi olarak da adlandırılan bu bölgelerde tanımlanmaktadır (Şekil 3). Plastik mafsalların tanımlanmasında sözü edilen enine donatı aralıkları bu bölgeler içindedir.



Şekil 3. Kolon ve kiriş elemanlarda sarılma bölgeleri.

#### 4. ANALİTİK MODELLEMEDE KULLANILAN TASARIM PARAMETRELERİ

Plastik mafsallı özellikleri, kesitte bulunan boyuna ve enine donatı miktarları dikkate alınarak hesaplanmıştır. Moment-eğrilik hesabında kirişlerde eksenel yük sıfır alınmıştır. Kolon elemanlarda ise, ölü yükler ve azaltılmış (Yönetmelikte öngörülen hareketli yük azaltma katsayısı dikkate alınarak) hareketli yüklerin toplamından oluşan eksenel yük miktarı dikkate alınmıştır. S220 sınıfı için yaygın kullanılan ikinci derece parabolik  $\sigma$ - $\epsilon$  modeli esas alınmıştır. Pekleşmeli ikinci derece parabolik modelde pekleşmenin başladığı şekil değiştirme değeri 0.01 kabul edilmiştir. Plastik mafsallı boyutlarının hesabında (1) numaralı denklem kullanılmıştır (Priestley et al., 1996):

$$L_p = 0.08 L_0 + 0.022 f_y d_{bl} / 0.044 f_y d_{bl} \text{ (MPa)} \quad (1)$$

Tablo 2. Binalara Ait Karakteristik Özellikler.

4 Katlı Binalar					7 Katlı Binalar				
Bina No	W <sub>sismik</sub> (ton)	T (sn)		H <sub>N</sub> (m)	Bina No	W <sub>sismik</sub> (ton)	T (sn)		H <sub>N</sub> (m)
		X	Y				X	Y	
1	862	0.57	0.56	11.2	8	1723	0.78	0.78	19.6
2	948	0.63	0.58	11.2	9	1730	0.87	0.82	20.8
3	1017	0.68	0.61	11.2	10	1898	0.94	0.85	19.6
4	866	0.70	0.69	12.4	11	2040	0.88	0.82	19.6
5	966	0.80	0.73	12.4	12	1925	0.98	0.92	20.8
6	1036	0.80	0.76	12.4	13	2067	1.06	0.95	20.8
7	879	0.54	0.48	11.2	14	1728	0.74	0.74	19.6

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_y h \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2)$$

Deplasman kapasitesinin belirlenmesinde dolaylı olarak etkili olan moment taşıma kapasitesindeki ciddi düşüşler ek kriter olarak alınmıştır. "C" noktasının tanımlanmasında moment kriteri olarak, moment kapasitesindeki düşüş % 30. "E" noktasında bu azalma % 40 olarak sınırlandırılmıştır.

Moment mafsallarına ek olarak, kolon ve kirişlerde kesme mafsalları da tanımlanmıştır. Kesme mafsallarında herhangi bir süneklik hesaplanmamış, elemanlar kesme kapasitelerine ulaşır ulaşmaz göçme konumuna ulaştığı varsayılmıştır. Kesme

#### 4. 1. Moment Mafsallarının Tanımlanması

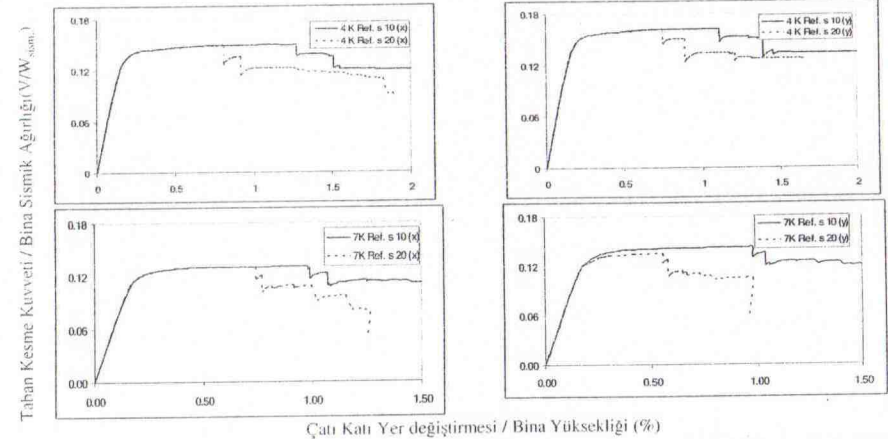
SAP2000 programında mafsallar Şekil 2'de tanımlanan kuvvet-şekil değiştirme eğrisi üzerinde idealleştirilen beş nokta ile tanımlanmaktadır. Bu çalışmada, kolon ve kirişler için; kesitin akma noktası olan "B" noktası, M- $\phi$  grafiğinin eğiminden, "C", "D" ve "E" noktaları da beton basınç-şekil değiştirme ve çekme donatısındaki şekil değiştirme değerleriyle tanımlanmıştır. Beton basınç deformasyonu ( $\epsilon_{cu}$ ) kriteri için, en üst çekirdek beton lifi şekil değiştirme değerinin hesaplanması için önerilen ve kabul görmüş (2)'nolu formül kullanılmıştır (Priestley et al., 1996). Ayrıca beton basınç şekil değiştirme değerinin "C" noktası için, 0.02 ve "E" noktası için de, 0.03 değerini aşmaması ek kriter olarak eklenmiştir. Kolon ve kiriş elemanlarda donatı çekme deformasyonları için iki değişik sınır dikkate alınmıştır. Kolon ve kirişlerde "C" noktasında en alt çekme donatısında maksimum şekil değiştirme kapasitesinin % 50'sine ( $0.5\epsilon_{cu}$ ) ulaşmasına izin verilmiştir (Priestley, 2000). Her iki eleman için de, herhangi bir donatının kopması ( $\epsilon_s = \epsilon_{su}$ ) "E" noktası olarak kabul edilmiştir.

kapasiteleri TS500'e göre hesaplanmıştır (Anon., 2000).

Binalara ait deprem performansı değerlendirmesi için gerekli olan yapı elemanlarının hasar sınırlarının tanımlanmasında Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik kriterleri esas alınmıştır (Anon., 2006). Plastik şekil değiştirme için % 10'u Minimum Hasar Sınırı (MN), % 60'ı Güvenlik Sınırı (GV) ve % 90'ı da Göçme Sınırı (GÇ) olarak ifade edilmiştir. Söz konusu sınırlar Şekil 2'de gösterilen tipik eleman için doğrusal ötesi kuvvet-şekil değiştirme ilişkisi üzerinde işaretlenmiştir.

#### 5. ARTIMSAL İTME (PUSHOVER) ANALİZİ

Yapıların yatay yükler altındaki davranış özelliklerinin ve performans seviyelerinin belirlenmesine yönelik yapılan artımsal itme (pushover) analizleri, genel olarak yapıda adım adım artırılan yanall yüklerin etkisinde rijitlik ile dayanım değişiminin yapı elemanlarındaki elastik olmayan davranış özellikleri dikkate alınarak hesaplandığı ve bu hesapların belli performans seviye değerleri için tarif edildiği sayısal bir inceleme yöntemidir. Artımsal itme analizinde yapı davranışı, taban kesme kuvveti ve çatı yer değiştirmesi ilişkisini içeren kapasite eğrisiyle karakterize edilir. Pratikte kullanımı ve mühendisler arasında aşinalığı



Şekil 4. 4 katlı (4K) ve 7 katlı (7K) binalara ait 10 ve 20 cm. enine donatı aralıkları için x- ve y- yönlü kapasite eğrileri.

#### 6. PERFORMANS HESABI

Özellikle son 20 yıl içerisinde meydana gelen yıkıcı depremlerden sonra yapılan binaların belirli standartlarda olması için kurallar getirilmeye çalışılmış ve bunlar afet yönetmeliklerinde ortaya konulmuştur. Teknoloji geliştiçe ve depremlerden dolayı meydana gelen can ve mal kayıpları yanında elde edilen tecrübeler arttıkça bu yönetmelikler değiştirilmiştir. Ülkemizde de 1997 yılında yenilenen Afet Yönetmeliği (Anon., 1997) 2005 yılı ortalarında taslak olarak tekrar düzenlenmiş ve 2006 yılında tekrar revize edilmiş ve resmî gazetede yayınlanmıştır (Anon., 2006).

nedeniyle kapasite eğrisi performans değerlendirmesinde çok yaygın olarak kullanılmaktadır.

Artımsal itme analizinde kullanılan yükleme şekli, toplanmış kat kütleleri ve doğrusal dinamik analizden elde edilen mod şekliyle (x ve y yönlerinde) oranlı olarak ikinci mertebe etkilerinin de dikkate alınmasıyla kat hizalarında uygulanmıştır. Şekil 4'te 4 ve 7 katlı referans yapılara ait 10 ve 20 cm. enine donatı aralıkları için kapasite eğrileri verilmiştir. Şekillerde düşey ve yatay eksenin daha anlaşılır olması için taban kesme ve çatı katı yer değiştirmesi yerine, taban kesme kuvveti sismik ağırlık, çatı katı yer değiştirmesi de bina yüksekliği ile normalize edilmiştir.

2006 yılında revize edilen yönetmeliğe göre binaların deprem güvenliği, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için tanımlanmıştır. Bunlar; Hemen Kullanım (HK), Can Güvenliği (CG), Göçmenin Önlenmesi (GÖ) ve Göçme durumlarıdır. Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda; tanımlanan performans seviyeleri Tablo 3'te özetlenmiştir (Anon., 2006).

Artımsal itme analizi sonuçları ile Tablo 3'te verilen performans kriterleri kullanılarak her bir bina için tanımları yapılan performans seviyelerine karşılık gelen deplasman kapasiteleri elde edilmiştir. Yer

değiştirme kapasitesi olarak çatı katı yer bina yüksekliği ile normalize edilmiş değerleri değiştirilmesi kullanılmış ve bu yer değiştirmenin Tablo 4 ve 5'te verilmektedir.

Tablo 3. Yönetmelik Performans Kriterleri ve Tanımları (Anon., 2006).

Performans Seviyesi	Performans Kriterleri
Hemen Kullanım (HK)	1. Kirişlerin en fazla % 10'u MN-GV aralığında olmalıdır. 2. Hiç bir düşey taşıyıcı eleman MN seviyesini geçmemelidir. 3. Hiç bir kiriş eleman GV seviyesini geçmemelidir. 4. Kat görelî ötelenmesi % 0.8 değerini aşmamalıdır.
Can Güvenliği (CG)	1) Kirişlerin en fazla % 20'si GV-GÇ aralığını geçebilir. 2) GV-GÇ aralığında düşey taşıyıcılar tarafından taşınan kesme kuvvetinin o kattaki kat kesmesine oranı % 20'yi aşmamalıdır. Bu oran çatı katında % 40'ı geçmemelidir. 3) Her iki ucu akmuş düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin % 30'unu aşmamalıdır. 4) Kat görelî ötelenmesi % 2 değerini aşmamalıdır
Göçmenin Önlenmesi (GÖ)	1) Kirişlerin en fazla % 20'si GÇ'yi geçebilmektedir. 2) GÇ'yi geçmiş düşey taşıyıcıların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin % 20'sini aşmamalıdır. Bu oran çatı katında en fazla % 40 olabilir. 3) Her iki ucu akmuş düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin % 30'unu aşmamalıdır. 4) Kat görelî ötelenmesi % 3 değerini aşmamalıdır.
Göçme Durumu	1. Göçmenin önlenmesi durumu sağlanmıyorsa, göçme durumundadır.

Tablo 4. 4 Katlı Binalara Ait Performans Seviyeleri.

Kat	Bina No/ Etriye Aralığı (cm)	V/W <sub>as</sub>	Çatı katı görelî yer değiştirme oranı, %			
			HK	CG	GÖ	
4-katlı (x-yönü)	1	10	0.147	0.28	0.68	1.28
		20	0.143	0.25	0.46	0.81
	2	10	0.132	0.28	0.72	1.29
		20	0.131	0.20	0.44	0.81
	3	10	0.112	0.33	0.80	1.42
		20	0.132	0.21	0.44	0.75
	4	10	0.126	0.21	0.69	1.28
		20	0.124	0.19	0.41	0.80
	5	10	0.112	0.22	0.71	1.30
		20	0.112	0.16	0.42	0.80
	6	10	0.099	0.25	0.77	1.46
		20	0.110	0.17	0.40	0.76
7	10	0.134	0.07	0.07	1.36	
	20	0.133	0.06	0.07	0.84	
4-katlı (y-yönü)	1	10	0.158	0.28	0.66	1.11
		20	0.156	0.22	0.43	0.74
	2	10	0.156	0.25	0.62	1.07
		20	0.153	0.22	0.38	0.70
	3	10	0.145	0.23	0.63	1.07
		20	0.150	0.21	0.42	0.70
	4	10	0.131	0.21	0.62	1.16
		20	0.117	0.17	0.36	0.71
	5	10	0.129	0.21	0.59	1.05
		20	0.124	0.18	0.36	0.69
	6	10	0.118	0.20	0.61	1.06
		20	0.121	0.18	0.38	0.71
	7	10	0.139	0.06	0.06	1.14
		20	0.141	0.06	0.06	0.74

Tablo 5. 7 Katlı Binalara Ait Performans Seviyeleri.

Kat	Bina No/ Etriye Aralığı (cm)	V/W <sub>as</sub>	Çatı katı görelî yer değiştirme oranı, %			
			HK	CG	GÖ	
7-katlı (x-yönü)	1	10	0.128	0.36	0.68	0.99
		20	0.126	0.28	0.51	0.74
	2	10	0.115	0.35	0.68	0.99
		20	0.115	0.29	0.52	0.75
	3	10	0.114	0.34	0.61	0.92
		20	0.114	0.28	0.47	0.67
	4	10	0.117	0.19	0.41	0.72
		20	0.114	0.17	0.27	0.48
	5	10	0.104	0.20	0.44	0.73
		20	0.104	0.17	0.31	0.51
	6	10	0.104	0.20	0.42	0.70
		20	0.101	0.17	0.30	0.47
7	10	0.124	0.08	0.08	0.98	
	20	0.123	0.08	0.08	0.70	
7-katlı (y-yönü)	1	10	0.140	0.31	0.61	0.98
		20	0.130	0.18	0.37	0.55
	2	10	0.129	0.32	0.55	0.80
		20	0.122	0.16	0.37	0.51
	3	10	0.124	0.25	0.54	0.77
		20	0.115	0.17	0.33	0.49
	4	10	0.121	0.19	0.36	0.64
		20	0.110	0.13	0.25	0.42
	5	10	0.114	0.19	0.37	0.55
		20	0.104	0.15	0.26	0.40
	6	10	0.108	0.19	0.37	0.56
		20	0.099	0.15	0.28	0.39
	7	10	0.1285	0.08	0.08	0.95
		20	0.1238	0.08	0.08	0.55

## 7. DEPREM YÖNETMELİĞİ (2006)'YA GÖRE PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

2006 yılında yayımlanan yönetmelikte üç performans düzeyi hedeflenmiştir: (1) sık olan depremlerde (50 yılda aşılma olasılığı % 50) Hemen Kullanım (HK), (2) orta sıklıkta oluşan orta büyüklükteki depremlerde (50 yılda aşılma olasılığı % 10) Can Güvenliği (CG) ve ender olan depremlerde (50 yılda aşılma olasılığı % 2) kriterlerinin sağlanması. Final Yönetmelikte konut yapıları için CG durumu hedeflenmekle birlikte, bu çalışmada diğer durumların da (HK, GÖ) hangi seviyelere karşı geldiği hesaplanmıştır. Sık ve ender olan depremler şu an kullanılmakta olan 1997.

Afet Yönetmeliğinde (Anon., 1997) tanımlanan talep spektrumunun yarısı ve 1.5 katı olarak alınmıştır. Talepler elde edilirken bina önem katsayısı uygulanmamıştır.

Artımsal itme analizi sonucu elde edilen kapasite eğrileri ile performans düzeylerine karşı gelen deprem talepleri kullanılarak yer değiştirme istemleri 2006 yılında yayımlanan Deprem Yönetmeliği'nin 7. Bölümüne göre belirlenmiştir (Anon., 2006). Bunun için binaların göz önüne alınan yönlereki birinci mod periyotlarının hakim periyot olduğu kabulü yapılmıştır. 4 ve 7 katlı yapılara ait elde edilen yer değiştirme istemleri sırasıyla Tablo 6 ve 7'de özetlenmiştir.

Tablo 6. 4 Katlı Binalara Ait "HK", "CG" ve "GÖ" Durumları İçin Yer Değiştirme İstemleri.

Bina No	Yön	PF <sub>1</sub>	α <sub>1</sub>	Performans Noktası, Δ <sub>cat</sub> /H <sub>hina</sub> (%)		
				HK	CG	GÖ
1	X	1.32	0.83	0.65	1.30	1.95
	Y	1.32	0.83	0.64	1.27	1.91
2	X	1.35	0.83	0.71	1.41	2.12
	Y	1.31	0.83	0.62	1.24	1.85
3	X	1.34	0.84	0.82	1.64	2.45
	Y	1.32	0.83	0.64	1.28	1.93
4	X	1.26	0.93	0.66	1.32	1.99
	Y	1.25	0.93	0.65	1.30	1.94
5	X	1.26	0.93	0.71	1.42	2.13
	Y	1.25	0.93	0.69	1.38	2.08
6	X	1.26	0.93	0.81	1.62	2.44
	Y	1.25	0.93	0.72	1.44	2.17
7	X	1.32	0.72	0.78	1.57	2.35
	Y	1.32	0.72	0.78	1.57	2.35

Burada; PF<sub>1</sub>, birinci moduna ait modal katılım faktörü; α<sub>1</sub> ise birinci moda ait kütle katılım oranıdır.

Göz önüne alınan 14 binanın her iki yönü için hesaplanan 28 deprem isteminin, yapıların 10 ve 20 cm enine donatı aralıklarına sahip olması hali dikkate alınarak toplam 56 durum için performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

Tablo 4-7 incelendiğinde, hiçbir bina hiçbir performans durumu için yönetmelikçe öngörülen yer değiştirme istemlerini karşılayamamaktadır.

Tablo 7. 7 Katlı Binalara Ait "HK", "CG" ve "GÖ" Durumları İçin Yer Değiştirme İstemleri.

Bina No	Yön	PF <sub>1</sub>	α <sub>1</sub>	Performans Noktası, Δ <sub>cat</sub> /H <sub>hina</sub> (%)		
				HK	CG	GÖ
1	X	1.37	0.77	0.61	1.22	1.83
	Y	1.37	0.77	0.61	1.22	1.83
2	X	1.41	0.77	0.67	1.34	2.01
	Y	1.38	0.77	0.61	1.21	1.82
3	X	1.38	0.77	0.62	1.24	1.86
	Y	1.39	0.77	0.63	1.26	1.89
4	X	1.35	0.86	0.61	1.22	1.82
	Y	1.36	0.85	0.61	1.22	1.82
5	X	1.35	0.86	0.65	1.30	1.95
	Y	1.36	0.86	0.65	1.30	1.95
6	X	1.35	0.86	0.67	1.35	2.02
	Y	1.36	0.86	0.68	1.35	2.03
7	X	1.37	0.72	0.59	1.18	1.77
	Y	1.42	0.77	0.61	1.22	1.83

## 8. SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili çalışmalara katkıda bulunmak amacıyla Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 1975'e (Anon., 1975) göre tasarlanmış, 4 ve 7 kattan oluşan toplam 14 adet konut yapısına ait projeler incelenmiştir. Bu projelerin incelenmesinde 2006 Deprem Yönetmeliği "Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi" bölümünde yer alan doğrusal ötesi statik analiz yöntemleri ve deprem performansının belirlenmesi ilkeleri kullanılmıştır (Anon., 2006). Yönetmelikte öngörülen performans düzeylerinin sağlanıp sağlanmadığı irdelenmiş ve sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- Enine donatı aralığının deplasman kapasitesi üzerinde oldukça önemli etkisi vardır. Özellikle 4 katlı yapılarda gözlemlenen sonuçlara göre enine donatı aralığının artması deplasman kapasitesini % 50'ye varan oranda azaltmakta, aynı



durum 7 katlı yapılarda % 40 mertebelerine ulaşmaktadır.

- ABYYHY 1975'e (Anon., 1975) göre yapılan binalarda öngörülen düşük yatay dayanım nedeniyle büyük deplasman istemleri ile karşılaşmaktadır. Bu yapılar özellikle enine donatı aralığının yetersiz olduğu durumlarda öngörülen güvenlik seviyelerini karşılamaktan oldukça uzaktadırlar.
- Tablo 6. ve 7. incelendiğinde, 2006 yılında yayınlanan Deprem Yönetmeliği'ne göre 10 ve 20 cm. enine donatı aralığında hedeflenen yer değiştirme istemleri aynıdır. Ancak 20 cm enine donatı bulunan binaların yer değiştirme kapasitelerinin 10 cm aralığa göre elde edilen kapasitelerden oldukça düşük olduğu unutulmamalıdır. Hesaplanan bu istemler ve elde edilen performans seviyeleri karşılaştırıldığında analizi yapılan hiçbir yapı öngörülen yer değiştirme istemlerini karşılayamamaktadır.

Sonuç olarak diyebiliriz ki; Türkiye yapı stokunun hala büyük bir bölümünü oluşturan 1975 yönetmeliğine göre tasarlanmış kat sayısı 3-8 arasında değişen birçok konut yapısı mevcuttur. 2006 yılı başlarında yayınlanan yönetmelik (Anon., 2006) kriterlerine göre bu aralığı temsil etmesi için seçilen 14 konut yapısının performans değerlendirilmesi yapılmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir. Öngörülen performans seviyesine hiçbir yapı ulaşamamıştır. Özellikle yer değiştirme istemlerinin fazla olduğu bu tip yapılarda; yatay yer değiştirme istemlerini sınırlandıracak çözümler üzerinde durulması gerekmektedir. Seçeneklerden birisi de büyük rijitlik ve dayanımları nedeniyle yerdeğiştirme istemlerini azaltarak çeşitli süneklik kusurlarının etkilerini düşüren perde duvarların her iki yönde yeterli seviyede kullanılmasıdır.

## 9. SİMGELER

- $L_p$  : Plastik mafsalsal boyu,  
 $L_{n0}$  : Moment sıfır noktası-plastik mafsalsal arası mesafe,  
 $f_{cy}$  : Yanal donatı akma dayanımı,  
 $d_{hd}$  : Boyuna donatı çapı,  
 $\epsilon_{cu}$  : Kesitimin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi,  
 $\rho_s$  : Donatı hacimsel oranı,  
 $f_{yh}$  : Çeliğin akma dayanımı,  
 $\epsilon_{su}$  : Donatı birim şekil değiştirme kapasitesi,

- $f_{cc}$  : Sargılı beton basınç dayanımı,  
 $PF_1$  : Birinci moda ait modal katılım faktörü,  
 $\alpha_1$  : Birinci moda ait kütle katılım oranıdır.

## 10. TEŞEKKÜR

Bu çalışma kısmi olarak TÜBİTAK Proje No. 105M024 ile desteklenmektedir.

## 11. KAYNAKLAR

Anonim, 1975. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1975.

Anonim, 1987. TS 498. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, TSE, Ankara.

Anonim, 1997. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1997.

Anonim, 2000. TS 500. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, TSE, Ankara.

Anonim, 2005a. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-Taslak, 2005.

Anonim, 2006. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Final, 2006.

Anonymous, 1996. ATC-40. Applied Technology Council, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol 1, Washington, DC, USA.

Anonymous, 2000. FEMA-356. Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by American Society of Civil Engineers for Federal Emergency, Washington, D.C.

Anonymous, 2002. CSI. SAP2000 V-8, 2002. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.

Anonymous, 2005b. FEMA-440. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, prepared by ATC for American Society of Civil Engineers for Federal Emergency, Washington, D.C.

Aschheim M. and Gulkan, P. 2000. "Performance of buildings, 1999 Kocaeli, Turkey, Earthquake Reconnaissance Report", supplement to vol. 16 Earthquake Spectra.

D'Ayala, D. and Charleson, A. W. 2000. "Review of Seismic Strengthening Guidelines for R.C Buildings in Developing Countries". **Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering**, New Zealand, Paper No:820.

Scott, B. D. Park, R. Priestley M. J. N. 1982. Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Structural Journal*;76(1):13-27.

Mander, J. B., Priestley, M.J.N, Park, R. 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, pp.1804-1826.

Ozcebe, G., Ramirez, J., Wasti T.S., Yakut A. 2004. **1 May 2003 Bingöl Earthquake Engineering Report**, Publication No : 2004/1.

Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M. S. 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., New York.

Priestley, M. J. N. 1997. Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1, No. 1, pp. 157-192.

Priestley, M. J. N. 2000. "Performance Based Seismic Design". **Proceedings, 12 th World Conference on Earthquake Engineering**, New Zealand, Paper No : 2831.

Sezen, H., Whittaker, A., Elwood, K. J., Mosalam, K. M. 2003. Performance of Reinforced Concrete Building During the August 17 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake, and Seismic Design and construction Practice in Turkey, *Engineering Structures*, Vol. 25, pp:103-114.

Sucuoğlu, H. 2000. The 1999 Kocaeli and Düzce-Turkey Earthquakes, [www.metu.edu.tr/home/wwwecrc/guncel/koca-dzc.pdf](http://www.metu.edu.tr/home/wwwecrc/guncel/koca-dzc.pdf)

Vision, 2000, Soulages, J., ed, 1995. Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Sacramento, CA, 2 Vols, April 3.

## BETONARME ELEMANLARIN DOĞRUSAL ÖTESİ DAVRANIŞLARININ MODELLENMESİ

### MODELLING NON-LINEAR BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS

Hayri Baytan ÖZMEN<sup>1</sup>, Mehmet İNEL<sup>2</sup> ve Hüseyin BİLGİN<sup>3</sup>

#### ÖZET

Ülkemiz coğrafi konumu ve sahip olduğu yapı stoğu gereği oldukça ciddi deprem tehdidi altındadır. Deprem zararlarının en aza indirilmesi ülkemizin en önemli problemlerinden biridir. Bu nedenle bu konuyla ilgili bilimsel gelişmelerin yakından takip edilmesi gereklidir. Yeni yapılacak ve özellikle de mevcut yapıların deprem performansının değerlendirilmesinde en gelişmiş yöntemler doğrusal ötesi statik ve dinamik analiz yöntemleridir. Fakat bu yöntemler için gerekli modellerin hazırlanması oldukça büyük zorluklar içermektedir. Bu zorluklardan en önemlisi yapıya ait her bir eleman için malzeme ve kesit bilgileri kullanılarak tek tek dayanım ve deformasyon kapasiteleri bilgilerinin hesaplanarak, analiz programlarına aktarılmasıdır. Bir yapıyı oluşturan yüzlerce eleman için bu işlemin gerçekleştirilmesi bu metotları uygulanabilir olmaktan çıkarmaktadır. Geliştirilen yazılım ile bu işlemin önemli ölçüde kolaylaştırılması amaçlanmaktadır. Bu yazılım betonarme bir kesitin kesme, eksenel yük ve moment plastik mafsallık bilgilerini hesaplayarak veri dosyaları aracılığıyla programların veri transfer özelliklerini kullanarak analiz programlarına birkaç tuşa basarak aktarılmasını sağlayacaktır. Bu işlem için kullanıcıya 4 farklı beton modeli, 4 farklı plastik mafsallık boyu denklemi, 4 adet süneklik kriteri kullanma şansı verilecektir. Seçenekli ve pratik kullanım olanakları sayesinde yazılımın eleman ve sistem davranışlarının öğrenilmesinde inşaat mühendisliği öğrencilerine önemli faydalar sağlayarak eğitimlerine katkı sağlaması amaçlanmıştır. Ayrıca önerilen yazılımın 2007Deprem Yönetmeliği' nin yeni bölümünün inşaat mühendislerince anlaşılmasında; deformasyon kapasitelerinin nasıl hesaplandığı, nelere bağlı olduğunun görerek öğrenilmesi sayesinde oldukça faydalı olacağı düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Betonarme eleman davranışının modellenmesi, Deformasyon kapasitesi, Doğrusal olmayan analiz, Sargılı beton modelleri

#### ABSTRACT

Seismic risk of Turkey is high due to location and vulnerable building stock. Research and advances in earthquake engineering need to be followed by civil engineers in practice to reduce seismic risk that is a primary concern for Turkey. Nonlinear static and dynamic procedures are well-known methods for the evaluation of existing structures. However, modeling of structures for these methods is complex compared to linear procedures. The deformation capacity of each element component needs to be determined using its material and geometric characteristics for the nonlinear procedures. Repeating this process for several hundred elements in a typical structure makes the use of these procedures almost impossible. In this paper, a practical software for estimating deformation capacity of reinforced concrete sections is introduced. The software includes moment-curvature analysis and determination of moment-rotation capacity of a section. Program provides the use of 4 different concrete models and 4 different plastic hinge lengths. Additionally, it has the feature of preparing input data for commonly used nonlinear analysis programs in Turkey. The easy-to-use feature and provided alternatives in modeling makes the program useful and an educational tool for engineers in practice and students. Also, visual part of the program makes engineers and

<sup>1</sup> Yüksek Mühendis, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, [hozmen@pau.edu.tr](mailto:hozmen@pau.edu.tr)

<sup>2</sup> Yard. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, [minel@pau.edu.tr](mailto:minel@pau.edu.tr)

<sup>3</sup> Yüksek Mühendis, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Müh Bölümü, Denizli, [huseyinbilgin@gmail.com](mailto:huseyinbilgin@gmail.com)

*students to easily understand element and system behavior under earthquakes The proposed program is considered as useful tool for civil engineers in practice because it helps to visualize the behavior of concrete components and understanding of the new chapter in 2007 Turkish Earthquake Code that is included to guide evaluation and retrofit of existing structures .*

Keywords: Confined concrete models, Deformation capacity, Modeling behavior of reinforced concrete components, Nonlinear analysis.

## GİRİŞ

Son yıllarda ülkemizin yaşadığı deprem felaketlerindeki (1999 Kocaeli ve Düzce, 2003 Bingöl depremleri) can ve mal kayıpları sonrası ülke genelinde mevcut bina stoklarının deprem davranışının tespiti ve gerekli önlemlerin alınması ihtiyacı ortaya çıkarmıştır (Özcebe vd., 2004; Sezen vd., 2003; Sucuoğlu, 2000). Bu anlamda *Afet Yönetmeliği (ABYYHY-1998)* içinde yer alan depreme dayanıklı yapı tasarım kuralları deprem afetine daha fazla vurgu yaparak *Deprem Yönetmeliği (DBYBHY-2007)* adı altında yenilenmiştir ve yönetmeliğe “Mevcut Yapıların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi” adı altında ilk defa olarak mevcut yapılarla ilgili hükümler içeren bir bölüm eklenmiştir. İlgili bölümde yapıların deprem etkisi altında doğrusal ötesi davranışının yansıtılması için kullanılabilir yöntemlerden birisi olarak deprem mühendisliğinde dünyada yaygın olarak kullanılan *İtme Analizi* (pushover analiz), “Artımsal İtme Analizi” adı ile önerilmektedir.

Yapıların deprem davranışlarının incelenmesinde altyapısı oturmuş ve kullanılabilir derecede pratik bilimsel metod *İtme Analizi*, doğrusal olmayan statik analiz prosedürüdür (Lawson vd., 1994). Bu metod ile standart elastik analiz ile elde edilemeyen yapının hasar almaya başladıkdan sonra nasıl davranış göstereceği, bir eleman aktıktan sonra kuvvet dağılımının yapı içinde nasıl gerçekleşeceği gibi birçok bilgi elde edilebilmektedir (Krawinkler ve Seneviratna, 1998). Bu bilgilerin inşaat mühendisleri için önemi büyüktür. Ayrıca öteleme analizi aracılığıyla bu bilgiler daha görsel ve somut bir hale getirilerek piyasada çalışan inşaat mühendisleri ve bu alanda öğrenimlerini devam ettirmekte olan öğrenciler tarafından yapıların deprem davranışının, yapıda mekanizma oluşumu ve göçme durumuna nasıl ulaşıldığının anlaşılması kolaylaşmaktadır.

Doğrusal ötesi statik analiz için yapıların modellerinin hazırlanması elastik analize göre oldukça uzun ve zahmetlidir. Elastik analiz için yapı taşıyıcı sisteminin yerleşiminin, boyutlarının ve sistemi oluşturan malzemenin rijitliğinin bilinmesi yeterlidir. Hâlbuki doğrusal olmayan analiz için bu bilgilerin yanında elastik analizde kullanılmayan dayanım ve süneklik değerlerinin de belirlenmesi gereklidir. Doğrusal olmayan analiz modellerinde her bir eleman için bu değerler hesaplanmalı ve modelin hazırlandığı bilgisayar programına aktarılmalıdır.

Doğrusal olmayan analiz modellerinin hazırlanmasındaki bu ek külfet nedeniyle bu yöntemlerin kullanımı sahip olduğu avantajlara rağmen sınırlı kalmaktadır. Öyle ki bu yöntemler akademik olarak dahi çok yaygın kullanıma sahip değildir.

## ÇALIŞMANIN AMACI

Ülkemizdeki yapıların çok büyük bir kısmını oluşturan betonarme elemanların doğrusal ötesi davranışı kullanılan sargılı beton davranışı ve plastik mafsal boyuna bağlıdır (Fardis ve Biskinis, 2003). Betonarme yapılar için plastik mafsal bilgilerinin moment, kesme ve eksenel yük için hesaplanması durumunda her bir eleman için onlarca verinin hesaplanarak bilgisayara aktarılması gerekmektedir. Ortalama bir yapıda yüzlerce kolon ve kiriş olduğu düşünülürse elemanlardan her birinin malzeme ve kesit bilgileri kullanılarak bu verilerin (binlerle ifade edilebilecek boyutta) hesaplanması ve bilgisayara aktarılması bir tek model için oldukça uzun bir süre gerektirebilmektedir. Bu durum *Doğrusal Olmayan Statik Analizi* kullanılabilir olmaktan çıkarmaktadır.

Bu sebeple akademik ortamda dahi gerçek bir yapının kesme, eksenel yük ve moment-eğrilik ilişkilerinin hesaplanarak bir model oluşturulmasından kaçınılmakta, kullanılan analiz programlarında hazır olarak bulunan veriler ile hesaplamalar yapılmaktadır. Bu durumda üzerlerindeki eksenel yük, boyuna donatı oranı, yanal donatı oranı ve malzeme özellikleri farklı elemanlar için aynı deformasyon kapasiteleri göz önüne alınmış olmaktadır. Programlarda bulunan otomatik mafsalsal özelliklerinin enine donatının yetersiz olduğu ülkemiz mevcut yapı stoğunun birçoğu için uygun olmadığı önceki çalışmalarda belirtilmiştir (Inel ve Ozmen, 2006).

Çalışmanın amacı doğrusal ötesi davranış modellemesinde yaşanan bu zorlukların üstesinden gelmek için bir yazılım geliştirmektir. Yazılım sayesinde ülkemiz yapı stoğunun çok büyük kısmını oluşturan betonarme yapı elemanlarının doğrusal ötesi davranışlarının belirlenen deformasyon kriterlerine göre pratik şekilde hesaplanarak, bu bilgilerin bir dosyada toplanması ve veri transfer özellikleri kullanılarak yaygın kullanılan analiz programlarına kolayca aktarılması mümkün olmaktadır. Söz konusu çalışma TÜBİTAK tarafından desteklenen 105M024'nolu proje olarak desteklenmektedir.

Yazılım betonarme kesitler için moment-eğrilik ilişkilerinin hesaplayarak grafik olarak gösterebildiğinden inşaat mühendisleri ve çeşitli düzeyde öğrencilere betonarme kesitlerin eğilme dayanım-deformasyon ilişkilerinin anlatılmasında önemli katkı sağlayabileceği düşünülmektedir. Geliştirilen yazılım ile öğrenciler eksenel yük, malzeme özellikleri, etriye sıklaştırması ve etriye konfigürasyonunun, eleman davranışını nasıl ve ne oranda etkilediklerini, sargılı ve sargısız beton arasındaki farklılıkları, değişik beton modelleri ve süneklik kriterleri ile görme fırsatı bulacaklardır. Ayrıca bu yazılım ile pratik şekilde hazırlayabilecekleri çerçeve modeller ile bu özelliklerin sistem davranışı üzerindeki etkilerini gözlemleyebileceklerdir.

## DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ

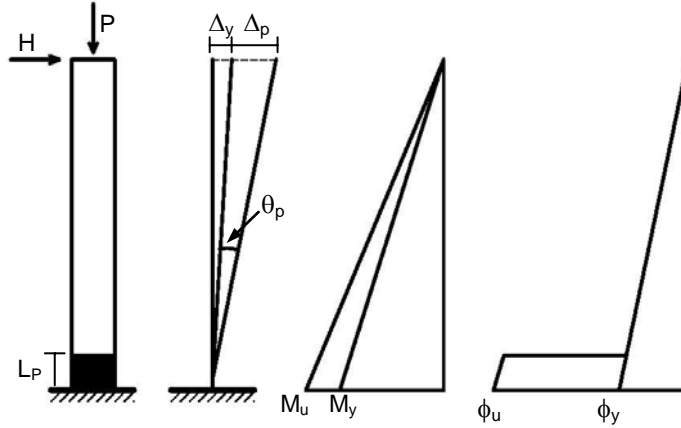
Doğrusal olmayan analizde elastik analizden farklı olarak elemanların belirli bir dayanım kapasitesi mevcuttur. Eleman üzerindeki yük etkileri arttıkça rijitliğinde azalma olur ve kritik bölgelerde dayanım değerine ulaştıktan sonra eleman sabit sayılabilecek yük değeri altında deformasyon yaparak enerji sönmeyi sürdürür. Bu durum eleman deformasyon kapasitesini kaybedene kadar devam eder. Doğrusal olmayan analizdeki bu dayanım deformasyon ilişkisi “plastik mafsallar” yoluyla modellenir.

Doğrusal ötesi davranışın olduğu varsayılan bölgenin eleman yüksekliği boyunca yayılı olarak veya yoğunlaşmış bir bölge olarak dikkate alınması durumuna göre “yayıllı” ve “yığılı” plastik davranış” hipotezleri bulunmaktadır. Bunlardan yığılı plastik davranış hipotezi basitliğinden dolayı daha yaygın kullanıma sahiptir ve 2007 yılında yürürlüğe giren yeni deprem yönetmeliğinde de (DBYYHY-2007) bu hipoteze yer verilmektedir.

Yığılı plastik davranış hipotezine göre elemanlara ait doğrusal ötesi davranış parametreleri, bu davranışın eleman uçlarında yoğunlaşacağı varsayımına dayanarak hesaplanmaktadır (Şekil 1). Bu hipotez uyarınca kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki plastik şekil değiştirmelerin, iç kuvvetlerin kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca düzgün yayılı biçimde meydana geleceği varsayılmaktadır. Eğilme davranışının hakim olduğu bu bölge plastik mafsalsal boyu ( $L_p$ ) olarak adlandırılır. Yığılı plastik davranışı karakterize eden plastik mafsalsal, bu bölgenin tam ortasında noktasal bir eleman olarak idealleştirilebilir. Tipik bir elemanın doğrusal ötesi davranışı Şekil 2’de gösterilen kuvvet-deformasyon eğrisi ile ifade edilebilir (DBYYHY-2007).

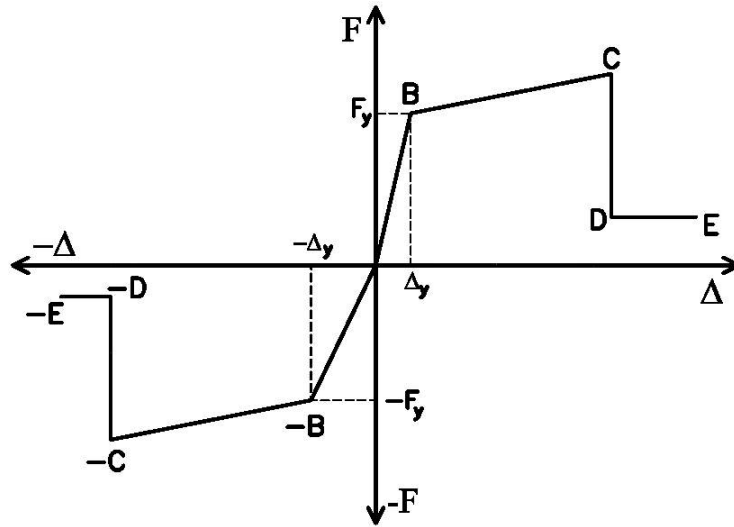
Şekil 2’de de görüldüğü gibi bir elemanın davranışının ifade edilebilmesi, eğri üzerindeki bazı noktaların koordinatlarının (B, C, D ve E gibi) belirlenmesi ile mümkün olmaktadır. Bunun için 8 adet dayanım-deformasyon değerinin hesaplanmasının gerektiği açıktır. Bir eleman göçme durumuna eksenel yük, kesme kuvveti ve moment etkisi ile ulaşabilir. Özellikle betonarme için bunlardan yalnız moment etkisi ile oluşan eğilme davranışı sünek olduğundan deformasyon kapasitesinin hesaplanması yalnız eğilme mafsalsal için yapılmaktadır. Bu durumda bir kolon eleman için her iki asal eksen düşünüldüğünde yalnız moment mafsalsal için 16 adet değer belirlenmelidir. Kirişlerin tek bir eksen etrafında eğilme davranışı gösterdiği varsayılabilir. Fakat kiriş kesitleri kolonlar gibi simetrik olmayıp farklı miktarda çekme ve basınç donatısına sahip olduğundan pozitif

ve negatif deformasyon değerleri için farklı davranışa sahiptir. Bu sebeple bir kiriş elemanın eğilme davranışının belirlenmesi için de 16 adet değere ihtiyaç vardır.



Şekil 1. Konsol kolon için yığılı plastik davranış modeli

Bu değerlerin belirlenmesi için öncelikle betonarme kesite sargı etkisine bağlı olarak sargılı beton gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinin belirlenmesi gereklidir. Sargılı beton modelleri ile belirlenen bu ilişki kullanılan beton ve donatının fiziksel özellikleri, yanal donatı miktarı ve kesit üzerindeki aksel yük ile yakından ilgilidir. Daha sonra gerilme-şekil değiştirme ilişkisi bilinen kesitin moment-eğrilik ilişkisi elde edilebilir. Bu eğri kesitte bulunan donatı miktarı ve donatı için belirli deformasyon değerlerinin sınır değerler olarak kabul edilmesiyle Şekil 2’de görülen şekilde idealleştirilir. Yığılı plastik bölge hipotezine göre eğrilik değerlerinin plastik mafsalları ile çarpılmasıyla moment-dönme ilişkisi tanımlanır. Böylelikle kritik kesitin plastik mafsalları oluşturulmuş olur. Görüldüğü gibi doğrusal ötesi eğilme ilişkisinin tanımlanması önemli derecede işlem gücü gerektirmektedir.



Şekil 2. Betonarme elemana ait tipik kuvvet-deformasyon (F-Δ) eğrisi

Eğilme davranışı altında göçmesi gerekirken özellikle ülkemizdeki eski mevcut yapı elemanlarının çeşitli tasarım veya yapım kusurları nedeniyle kesme kırılmasına maruz kalması olasıdır. Bu durumun analizde dikkate alınması için elemanlarda kesme mafsalları da tanımlanmalıdır. Betonarme elemanlar için bu mafsallarda herhangi bir süneklik tanımlanmayarak kesme dayanımına ulaşır ulaşmaz göçmenin gerçekleşeceği varsayılabilir (DBYYHY-2007). Kesme

mafsalı için kolonun her iki asal ekseninde birer olmak üzere 2, kiriş eleman için de 1 adet dayanım değerine ihtiyaç vardır.

Her ne kadar sık karşılaşılsa da kesmeye benzer şekilde mevcut yapılarda kolon elemanlar için eksenel yük mafsallarının tanımlanması gerekebilir. Betonarme elemanlar için simetrik olmadığından eksenel yük mafsalı için 2 adet (basınç ve çekme) dayanım değeri belirlenmelidir.

Bu durumda bir kolon mafsalı için toplam 20, kiriş için ise toplam 17 değer hesaplanmalıdır. Sıradan bir betonarme yapının doğrusal ötesi analizi için on binlerle ifade edilebilecek kadar çok değerlerin hesaplanmasının gerekliliği açıktır.

## GELİŞTİRİLEN YAZILIMIN ÖZELLİKLERİ

Doğrusal ötesi model hazırlanmasındaki sözü edilen zorlukların aşılması ve eleman doğrusal ötesi davranışını belirleyen parametrelerin etkilerinin görsel olarak ifade edilerek anlaşılması ve yorumlanmasında araştırmacılara kolaylıklar sağlamak amacıyla yazarlar tarafından bir yazılım geliştirilmiştir.

### *Kesit ve Malzeme Bilgileri*

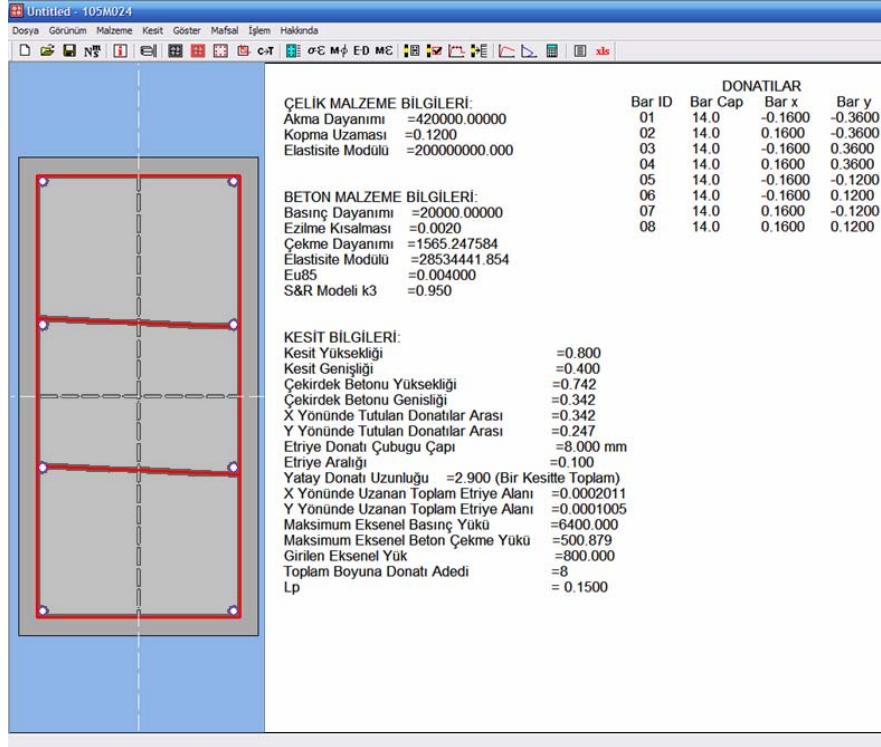
Yazılım kullanılarak betonarme bir kesite ait mafsal bilgilerinin hesaplanabilmesi için öncelikle malzeme özellikleri tanımlanmalıdır. Yazılım sargısız beton için Hognestad (1951) modelini esas almaktadır. Kabuk betonu için verilen malzeme bilgileri kullanılmakta, çekirdek betonu için ise sargılı beton özellikleri hesaplanmaktadır. Kullanıcı tarafından istenmesi durumunda betonun çekme dayanımı da hesaplarda dikkate alınabilmektedir. Betona ait çekme dayanımı-birim şekil değiştirme özellikleri TS500 (2000)'e uygun olarak yazılım tarafından otomatik olarak tanımlanmaktadır. Çelik için ise Mander (1984) tarafından önerilen, yeni deprem yönetmeliğine uygun şekilde pekleşmeli çelik modeli dikkate alınmaktadır. Bu modelde pekleşmenin tanımlandığı parabolün derecesi kullanıcı tarafından belirlenebilmekte, istenirse DBYYHY-2007'de olduğu gibi ikinci derece tanımlanabilmektedir. Daha sonra kesit üzerindeki eksenel yük ve yanal donatı ile ilgili bilgiler girilmelidir. Hazırlanan yazılım kullanılarak her türlü yanal donatı konfigürasyonuna sahip kesit modellenebilmektedir.

Yazılım kesit üzerindeki herhangi bir noktaya herhangi bir çapta donatı girilmesine olanak vermektedir. Çap değerleri tam sayı dışında değerler alabilmekte böylelikle standart dışı donatılar veya korozyon nedeniyle alanında azalma meydana gelen donatılar modellenebilmektedir. Girilen donatı koordinatlarında kesit dışına çıkma gibi bir hata olması halinde kullanıcı uyarılarak hatalı girilen donatının hangisi olduğu bildirilmektedir.

Girilen kesit bilgilerinin bir kirişe ait olması durumunda çekme ve basınç donatısının yer değiştirmesi (negatif-pozitif moment durumu) veya kolon olması halinde diğer asal eksen için hesaplamaların yapılması sıklıkla gereklidir. Bu durumda yazılımda tek bir komut ile kesitin 90 derece veya 180 derece (çekme-basınç bölgesi değişimi) döndürülmesi mümkündür. Girilen bilgilerin daha kolay anlaşılması ve olası hataların azaltılması için yazılıma girilen bilgilerin bir özeti ve kesite ait şeklin görülmesi mümkündür (Şekil 3).

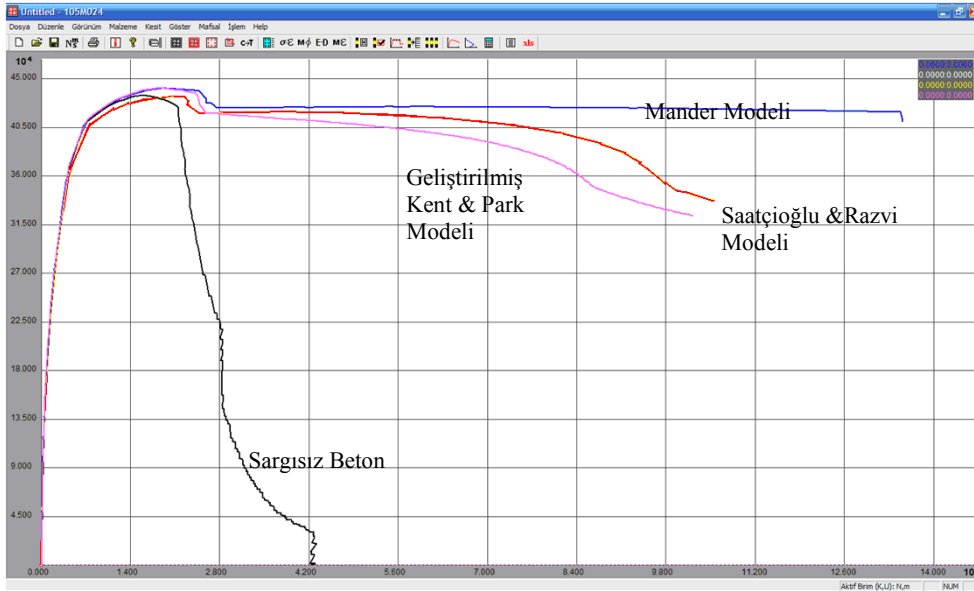
### *Beton Modelleri*

Yazılım Hognestad sargısız beton modeli ve Geliştirilmiş Kent & Park, Mander, ve Saatçioğlu & Razvi sargılı beton modelleri olmak üzere toplam dört farklı beton modelini kullanarak kesite ait birim şekil değiştirme-dayanım eğrisini elde edebilmektedir (Hognestad, 1951; Scott vd., 1982; Mander vd, 1988; Saatcioglu ve Razvi, 1992). Bu eğriler kullanılarak dört farklı beton modeli için kesite ait moment-eğrilik ilişkisi belirlenebilmektedir. Seçilen sargılı beton modelleri literatürde sıklıkla kullanılan modeller arasındadır.



Şekil 3. Geliştirilen yazılıma ait ara yüz ve kesit özet bilgilerinden bir görüntü

Kesit özellikleri Şekil 3'te verilen üzerinde 800 000 N eksenel yük bulunan bir kolon elemana ait dört farklı beton modeli için moment-eğrilik ilişkileri Şekil 4'te gösterilmiştir. Şekilden de görülebileceği gibi farklı beton modelleri için oldukça farklı moment-eğrilik değerleri elde edilebilmektedir. Yazılımda farklı beton modellerinin dikkate alınmasıyla kullanıcıya en uygun modelin seçilebilmesi için olanak sağlanmaktadır.



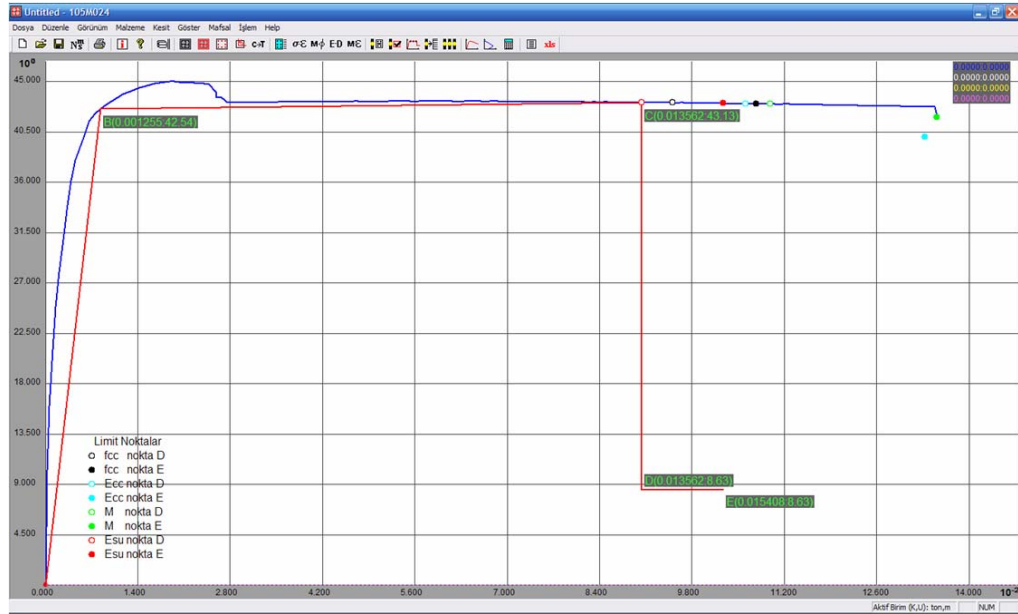
Şekil 4. Farklı beton modelleri için moment-eğrilik grafiğinin elde edilmesi

### Süneklik Kriterleri

Yazılım moment eğrilik noktalarının idealleştirilmesi için C ve E noktalarının belirlenmesinde farklı kesit deformasyon kriterlerinin tanımlanmasına imkan vermektedir. C ve E noktalarının her biri için kullanıcı tarafından dört farklı kriter tanımlanabilmektedir. Bunlar: minimum beton basınç

dayanımı, maksimum çekirdek betonu birim basınç deformasyonu, minimum moment dayanım oranı (limit durumdaki moment dayanımı değerinin maksimum moment dayanım değerine oranı), maksimum çelik birim çekme deformasyonudur (Şekil 5). Hesaplanan bu değerlerin her biri moment-eğrilik grafiği üzerinde görüntülenerek hangi parametrelerin ne oranda etkiye sahip olduğu kullanıcı tarafından görülebilmektedir (Şekil 6). En küçük deformasyon değerine sahip olanlar seçilerek C ve E noktaları tanımlanmaktadır.

Şekil 5. Yazılım *Plastik Mafsali Ayarları* diyalog kutusu



Şekil 6. Moment-eğrilik ilişkisinin idealleştirilmesi ve moment-dönme ilişkisinin gösterimi

İstenmesi durumunda grafik üzerinde idealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkisi de görülebilmektedir. B, C, D ve E noktalarının eğrilik değerlerinin plastik mafsali boyu ile çarpılmasıyla dönme değerleri elde edilmektedir. Yine istenmesi durumunda grafik üzerinde idealleştirilmiş moment-dönme davranışının koordinatları verilmektedir (Şekil 6).

#### *Plastik Mafsali Tanımlanması ve Transferi*

Yazılımda plastik mafsali boyu için literatürde yer alan üç farklı (Priestley vd.,1996; Park and Paulay, 1975; Fardis and Biskinis, 2003) denklem kullanılabilir veya kullanıcı tarafından mafsali boyu olarak herhangi bir değer girilebilmektedir (Şekil 5). Yazılım kullanılarak her bir



beton modeli için etkileşim diyagramları da elde edilebilmektedir. Yazılım tarafından hesaplan moment-eğrilik ve etkileşim diyagramı bilgileri. txt veya Excel dosyalarına aktarılabilir.

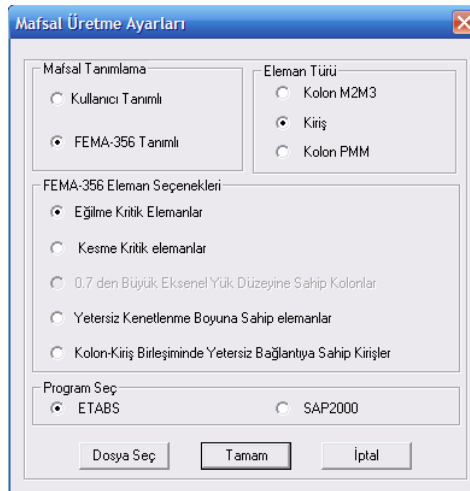
Hesaplanan tüm veriler yalnız kullanıcının bilgisine sunulmakla kalmamakta ülkemizde en yaygın olarak kullanılan analiz programlarından olan SAP2000 ve ETABS programlarına veri transfer (import) özellikleri kullanılarak aktarılabilir. Kullanıcı tarafından bilgileri girilen herhangi bir betonarme kolona ait P (eksenel yük), M2, M3 (iki asal eksen doğrultusunda moment), V2, V3 (iki asal eksen doğrultusunda kesme) mafsalsal bilgileri oluşturulmaktadır. Kolonda ekstenel yük değişimi ile moment dayanımında oluşan değişimin de hesaba katılması durumunda ekstenel yük ve iki asal eksen doğrultusunda moment dayanımının etkileşimli olarak değerlendirildiği PMM mafsalsal da tanımlanabilir. Kesitin kiriş olması durumunda M2, V3 mafsalsal bilgileri oluşturulmaktadır. Tüm bunlar yazılımda tek bir tuşa basılarak gerçekleştirilebilir.

Mafsalsal tanımlama işlemleri şu şekilde yapılmaktadır: Kesit bilgileri girildikten sonra yazılıma mafsalsal bilgilerinin oluşturulması komutu verildiğinde yazılım kesit ile ilgili verilen deformasyon sınırları ve plastik mafsalsal boyunu kullanarak moment-dönme ilişkisini hesaplayarak eğilme mafsalsal bilgilerini bir dosyaya kaydeder. Aynı şekilde kesme ve ekstenel yük mafsalsal bilgileri de hesaplanarak kaydedilir. Kesitin bir kolon olması durumunda kesit 90 derece döndürülerek tekrar eğilme ve kesme mafsalsal bilgileri hesaplanarak kaydedilir. PMM mafsalsal oluşturulmak istendiğinde kesitin her iki asal eksen doğrultusunda etkileşim diyagramı bilgileri de hesaplanarak dosyaya aktarılır. Kesitin kirişe ait olması durumunda eğilme mafsalsal bilgileri negatif ve pozitif yükleme durumu için ayrı ayrı hesaplanarak simetrik olmayan moment dönme bağıntısı elde edilmiş olur. Kiriş kesit için ekstenel yük mafsalsal hesaplanmaz ve yalnız majör eksen doğrultusunda kesme mafsalsal oluşturulur.

Kesitlere ait kesme dayanım değerlerinin hesaplanmasında TS500 veya ACI318 (2002) denklemleri kullanıcının isteğine göre kullanılabilir. Yazılım tarafından mafsalsal bilgilerinin yazıldığı dosya herhangi bir text editörü tarafından açılabilir ve kullanıcı seçimine göre SAP2000 veya ETABS programına transfer edilebilecek formattadır. Bu programların veri transfer özellikleri kullanılarak onbinlerce mafsalsal bilgisi birkaç dakikada istenilen programa aktarılabilir. Yazılımda ekstenel yük, kesme ve eğilme dayanımlarının her biri için beton ve çelik malzemede farklı güvenlik faktörleri kullanılması mümkündür.

Yazılımda *mafsalsal kabul kriterlerinin* (Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Önlenmesi hasar sınırları) de kullanıcı tarafından belirlenebilmesi sağlanmıştır. Bunun için kullanıcı tarafından mafsalsal plastik kapasitesinin ne kadarının kullanıldığı (Hemen Kullanım için %10, Can Güvenliği için %60 vb.) veya DBYBHY-2007’de öngörülen sınırlar dikkate alınabilir.

Ek olarak yazılım kullanıcılara FEMA-356 (2000) dökümanında kolon ve kirişler için öngörülen değerlerin kullanılabilmesi seçeneğini de sunmaktadır. Dayanım değerleri girilen kesit bilgilerine göre yazılım tarafından hesaplanırken deformasyon kapasitesi değerleri seçilen eleman durumuna göre ilgili dokümandan alınmaktadır (Şekil 7). Gerekli durumlarda verilen değerler arasında interpolasyon işlemi otomatik olarak gerçekleştirilmektedir.



## Şekil 7. Kullanıcı tanımlı yada FEMA-356 tanımlı mafsal seçim diyalog kutusu

Yazılımda istenilen birimlerde girdi ve çıktı işlemlerinin yapılması mümkündür. Yazılım kuvvet birimi olarak “N, kgf, kN ve ton”; uzunluk birimi olarak “mm, cm, m” birimlerinin istenilen kombinasyonunun kullanılmasına olanak vermektedir.

## ÖZET VE SONUÇ

Ülkemiz deprem afeti açısından dünyanın en yüksek riskli bölgeleri arasında yer almaktadır. Bununla birlikte ülkemiz yapı stoğu büyük oranda bu gerçekle bağdaşmayacak şekilde depreme dayanıksız binalardan meydana gelmektedir. Bu durum dikkate alınarak 2007 yılında yayınlanan yeni deprem yönetmeliğine mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi için bir bölüm eklenmiştir. Bu bölümde doğrusal olmayan yöntemlere de yer verilmektedir. Özellikle doğrusal olmayan statik yöntemler daha gerçekçi kabulleri ve deplasman esaslı değerlendirmeye imkan vermesi nedeniyle son yıllarda oldukça yaygınlaşan kullanıma sahiptir. Fakat bu yöntemler halen ülkemizde lisans düzeyinde inşaat mühendisliği öğrencilerine öğretilmemekte, daha önce mezun olanlar ise çok büyük oranda bu konuları bilmemektedir. Bu durumda yönetmelikte yer alacak kadar önemli bir yöntem yurdumuz inşaat mühendislerince neredeyse hiç bilinmemektedir.

Doğrusal olmayan yöntemlerin ilk basamaklarından biri elemanların belirli bölgelerinde oluşacak plastik mafsal özelliklerinin belirlenmesidir. Yapıların tasarlanması gereği bu davranış büyük ölçüde plastik mafsalda eğilme davranışına, dolayısıyla kritik kesitlerin moment-eğrilik ilişkilerine bağlıdır. Bu ilişkinin hesaplanması için yazarlar tarafından verilen kesit özelliklerine bağlı olarak farklı sargılı beton modellerini dikkate alarak, kesitlerin moment-eğrilik ve moment-dönme ilişkilerini hesaplayan bir yazılım TUBİTAK 105M024’ nolu araştırma projesi kapsamında geliştirilmiştir. Yazılım mevcut haliyle üç farklı sargılı (Mander, Geliştirilmiş Kent ve Park, Saatçioğlu ve Razvi) ve bir sargısız (Hognestad) beton modeli ve dört farklı plastik mafsal boyu seçeneği kullanarak kesitte beton gerilme-birim deformasyonu, moment-eğrilik, idealleştirilmiş moment-dönme, etkileşim diyagramı, moment-çekirdek betonu birim deformasyonu grafiklerini hesaplayıp çizmektedir. Kesit nihai deformasyon değeri beton gerilmesi, beton basınç birim deformasyonu, moment dayanım kaybı, çelik çekme birim deformasyonu değerlerinden istenilen parametreler dikkate alınarak belirlenebilmektedir. Yazılım ayrıca, hesaplanan verileri ülkemizde yaygın olarak kullanılan SAP2000 ve ETABS programına bir text dosyası aracılığıyla aktarabilmekte ve doğrusal olmayan model hazırlanmasında büyük kolaylıklar sağlamaktadır. Yazılımda eğilme dışı davranışları da dikkate almak için eksenel yük ve kesme mafsalları tanımlanabilmektedir. Böylece yazılım verilen kolon kesitler için P, M2, M3, V2, V3 veya PMM, V2, V3 mafsalları; kirişler için ise simetrik olmayan M3 ve V2 mafsallarını otomatik olarak oluşturmaktadır. Ayrıca istenilmesi durumunda yazılım mafsal bilgilerini FEMA-356 dokümanında verilen deformasyon bilgilerine uygun olarak da oluşturabilmektedir.

Yazılım sayesinde kullanıcılar, farklı beton dayanımı ve enine donatıya sahip kesitlerde eleman davranışının nasıl değiştiğini, farklı beton modelleri kullanılarak grafiklerle görsel halde görüp, verilen kesitler ile hızlı ve kolay şekilde doğrusal olmayan modeller hazırlayabileceklerdir. Böylelikle doğrusal olmayan davranışın inşaat mühendisleri ve öğrenciler tarafından öğrenilmesi kolaylaştırılmış olacak ve bu konuda çalışan araştırmacıların da doğrusal olmayan model hazırlama çalışmalarında kolaylık sağlanmış olacaktır. Çalışma yeni deprem yönetmeliğinin anlaşılması ve kullanımına katkı sağlayacaktır.

### Teşekkür

Bu çalışma TÜBİTAK 105M024’ nolu proje kapsamında desteklenmektedir.

## KAYNAKLAR

ACI Committee 318 (2002). “Building Code Requirements for Structural Concrete (318-02) and Commentary (318R-02)”. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

- DBYYHY-2007 (2007), "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- ETABS, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- Fardis MN and Biskinis DE (2003) "Deformation of RC members, as controlled by flexure or shear". *Proceedings of the International Symposium Honoring Shunsuke Otani on Performance-Based Engineering for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Structures*, The University of Tokyo, Tokyo, Japan. September 8-9.
- FEMA-356 (2000) Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, Report No. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Hognestad E (1951) A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, Pp:128.
- Inel M, Ozmen H (2006) "Effect of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings", *Engineering Structures*, 28:1494-1502.
- Krawinkler H, Seneviratna GDPK (1998) "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering Structures*, 20, 4-6: 452-464.
- Lawson RS, Vance V, Krawinkler H (1994) "Nonlinear static push-over analysis - why, when and how?", *Proceedings of 5th US Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 1, Chicago, IL, pp 283-292.
- Mander JB, Priestley MJN, Park R (1988) "Theoretical stress-strain model for confined concrete". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1825.
- Mander JB (1984) Seismic Design of Bridge Piers, PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand.
- Ozcebe G, Ramirez J, Wasti T S and Yakut A (2004) "1 May 2003 Bingöl Earthquake Engineering Report", Publication No:2004/1.
- Park R, Paulay T (1975) Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Son, Inc, New York, 769 pp.
- Priestley MJN, Seible F and Calvi GMS (1996) Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Saatcioglu M and Razvi SR (1992) "Strength and Ductility of Confined Concrete". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp. 1590-1607.
- SAP2000, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA
- Scott BD, Park R, Priestley MJN (1982) "Stress-Strain Behavior of Concrete Confinement by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates," *ACI Structural Journal*, Vol. 76, No. 1, pp.13-27.
- Sezen H, Whittaker A, Elwood KJ, Mosalam KM (2003) "Performance of Reinforced Concrete Building During the August 17 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake, and Seismic Design and construction Practise in Turkey", *Engineering Structures*, Vol. 25, pp:103-114.
- Sucuoğlu H (2000) "The 1999 Kocaeli and Düzce-Turkey Earthquakes", [www.metu.edu.tr/home/wwwweerc/guncel/koca-dzc.pdf](http://www.weerc/guncel/koca-dzc.pdf)
- TS500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Turk Standartları Enstitüsü, Ankara

## OKUL BİNALARININ YENİ DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ

### EVALUATION OF SCHOOL BUILDINGS ACCORDING TO RECENT TURKISH EARTHQUAKE CODE

Mehmet İNEL<sup>1</sup>, Hüseyin BİLGİN<sup>2</sup> ve Hayri Baytan ÖZMEN<sup>3</sup>

#### ÖZET

Son 20 yılda ülkemizin yaşadığı depremler, okul binalarımızın yapısal performanslarının oldukça yetersiz olduğunu göstermiştir. Bu çalışmada, doğrusal olmayan eleman davranışı dikkate alınarak seçilen tip projeli mevcut betonarme okul binalarının sismik kapasiteleri bulunup, performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Tip proje seçimi ve malzeme özelliklerinin belirlenmesinde ülkemizin batı bölgelerinde kamu binaları üzerinde yapılan arazi çalışmaları dikkate alınmıştır. Seçilen okul binalarının kapasite eğrileri her iki yönde yapılan doğrusal olmayan statik itme analizi ile elde edilmiş ve sismik performans değerlendirilmesi 2007 Deprem Yönetmeliği esas alınarak yapılmıştır. Malzeme kalitesinin sismik performans üzerindeki etkileri irdelenmiş, binaların kusurları ve olası çözüm önerileri tartışılmıştır. Anahtar Kelimeler: Doğrusal olmayan statik analiz, Okul yapıları, Performans esashi değerlendirme.

#### ABSTRACT

Recent devastating earthquakes experienced in Turkey over the past several decades have emphasized inadequate seismic performance of school buildings. This study evaluates seismic capacity and performance of existing school buildings with the selected template designs considering nonlinear behaviour of reinforced concrete components. Four template designs were selected to represent major percentage of school buildings in medium-size cities located in high seismic region of Turkey. Selection of template designed buildings and material properties were based on field investigation on government owned school buildings in several cities in western part of Turkey. Capacity curves of investigated buildings were determined by pushover analyses conducted in two principal directions. Seismic capacity evaluation was carried out in accordance with recently published Turkish Earthquake Code (2007). The effects of material quality on seismic performance of school buildings were investigated. Also, deficiencies and possible solutions to improve the capacity of school buildings are discussed. Keywords: Nonlinear static analysis, School buildings, Performance based evaluation.

#### GİRİŞ

Yaşadığımız son depremlerde oluşan ekonomik zarar ve can kayıpları, yapılarımızın mevcut durumlarının değerlendirilerek gerekli önlemlerin alınması ihtiyacını ortaya çıkarmıştır (Bağcı vd., 2003; Sezen vd., 2003). Mevcut betonarme yapıların önemli bir bölümü 1975-1998 yılları arasında yürürlükte olan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY-1975) esas alınarak yapılmıştır. Dolayısıyla, 1998 yılında yürürlüğe giren ABYYHY-1998 tarafından tanımlanan düzeyde deprem güvenliğine sahip değildir. Yönetmelikte meydana gelen değişikliklerle yapılar için öngörülen deprem etkisi önemli ölçüde artırılmış ve betonarme binaların sünekliğini

<sup>1</sup> Yard. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, Denizli, [minel@pau.edu.tr](mailto:minel@pau.edu.tr)

<sup>2</sup> Yüksek Mühendis, Pamukkale Üniversitesi, Denizli, [huseyinbilgin@gmail.com](mailto:huseyinbilgin@gmail.com)

<sup>3</sup> Yüksek Mühendis, Pamukkale Üniversitesi, Denizli, [hozmen@pau.edu.tr](mailto:hozmen@pau.edu.tr)

sağlayacak şartlar zorunlu hale getirmiştir. Mevcut binalarda yönetmelik değişikliğinin yanı sıra, proje ile uygulama arasında beton kalitesi, donatı miktarı ve detaylandırma farklılıkları bulunması olası depremlerde meydana gelecek hasarları arttırıcı nedenler arasındadır.

Fonksiyonları ve deprem sonrası muhtemel kullanımları göz önüne alındığında kamu binaları (telekomünikasyon, hastane, okul, vb.), olası bir deprem felaketi sonrası ayakta kalması gereken yapılardır. Bu nedenle, bu tür yapıların öncelikli olarak ele alınması gerekmektedir. Kamu binalarının birçoğu tip projelerden oluşmaktadır. Bunun bir avantaj haline dönüştürülmesi için çok yaygın olarak kullanılan tip projeler üzerinde çalışmalar yapılarak proje eksiklikleri belirlenip, inceleme sırasında öncelik sınıflandırmasına gidilebilir.

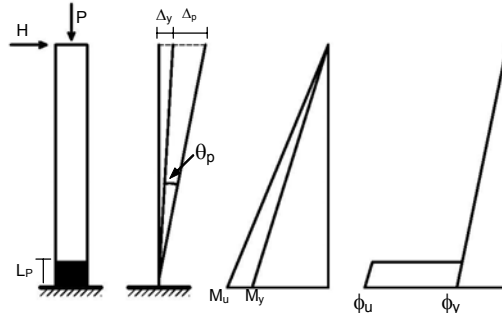
Yapı mühendisliği alanında son yıllardaki ilerlemelerin en önemlisi kuvvet esaslı tasarım yaklaşımı yerine deplasman parametrelerinin öncelikli olarak dikkate alındığı Performans Esaslı Deprem Mühendisliği yaklaşımıdır. Mevcut ve/veya yeni binaların deplasman esaslı değerlendirmesi için doğrusal analiz yöntemleri yerine yapıların deprem davranışını daha gerçekçi modelleyebilen doğrusal olmayan analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Doğrusal olmayan analizler hem statik hem de dinamik analiz yöntemlerini kapsamaktadır. Ancak pratik olması nedeniyle doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri (Krawinkler vd., 1998 ve Lupoi vd., 2004), yaygın olarak kullanılmaktadır. Dünyadaki gelişmelere paralel olarak Afet Yönetmeliğimize mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi için yeni bir bölüm eklenmiş ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007) olarak yürürlüğe girmiştir. Bu çalışmada, Bayındırlık ve İskan Bakanlığının orta ölçekli şehirlerdeki okul binalarında yaygın olarak kullandığı 10370, 10419 (4 ve 5 katlı olmak üzere iki tip), 10735 (A ve B blok), 10816 nolu tip projeler seçilmiş, doğrusal olmayan modelleme teknikleri kullanılarak, deprem performansları Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007'ye göre değerlendirilmiştir.

## ÇALIMANIN AMACI VE KULLANILAN YÖNTEM

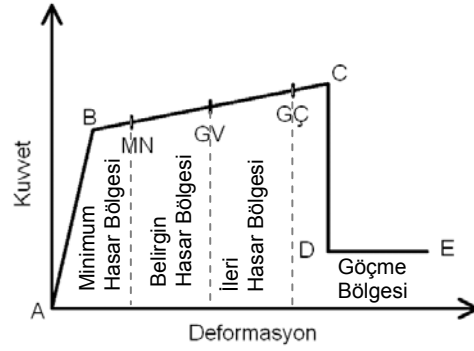
Bu çalışmanın amacı yaygın olarak kullanılan 10370, 10419 (4 ve 5 katlı), 10735 (A ve B blok) ve 10816 no'lu tip projeli okul binalarında uygulamada karşılaşılabilecek beton basınç dayanımları ve etriye aralıklarını dikkate alarak doğrusal olmayan analizlerle performans değerlendirmesi yapmak, eksikleri belirleyip çözüm önerileri sunmaktır. Doğrusal olmayan davranış, uygulama ve araştırma çevrelerinde yaygın olarak kullanılan ve 2007 Deprem Yönetmeliği'nde de yer alan artımsal itme analizi ile ifade edilmiştir.

Okul yapılarının beton basınç dayanımları ve etriye uygulama aralığının belirlenmesinde, son beş yılda Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde incelenen kamu binalarına ait karot numuneleriyle elde edilen dayanımlar ve yerinde açılan elemanlarda gözlemlenen etriye aralıkları dikkate alınmıştır (Kaplan vd. 2003-2007).

Söz konusu tip projeler Isparta ve Denizli Bayındırlık ve İskan Müdürlükleri arşivlerinden temin edilmiştir. Projeler esas alınarak her bir yapının 3-boyutlu modelleri hazırlanmıştır. Sistemin doğrusal olmayan davranışı her bir elemanın doğrusal olmayan davranışının dikkate alınmasıyla elde edilmiştir. Elemanlara ait doğrusal olmayan davranış parametreleri, bu davranışın eleman uçlarında yoğunlaşacağı varsayımına dayanan “*yığılı plastik davranış hipotezi*” kullanılarak hesaplanmıştır (Şekil 1). Bu hipotez uyarınca kiriş, kolon türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki plastik şekil değiştirmelerin, iç kuvvetlerin kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca düzgün yayılı biçimde meydana geleceği varsayılır. Eğilme davranışının hakim olduğu bu bölge plastik mafsalsal boyu ( $L_p$ ) olarak adlandırılır. Yığılı plastik davranış karakterize eden plastik mafsalsal, bu bölgenin tam ortasında noktasal bir eleman olarak idealleştirilebilir. Tipik bir elemanın doğrusal ötesi davranışı Şekil 2'de gösterilen kuvvet-deformasyon eğrisi ile ifade edilebilir (DBYBHY-2007). Bir elemanın davranışının ifade edilebilmesi, eğri üzerindeki bazı noktaların (B, C ve E gibi) belirlenmesi ile mümkün olur. Eleman uçlarında eğilme, kesme ve eksenel yük ile ilgili mafsallar tanımlanmıştır. Özellikle etriye aralığının yeterli sıklıkta olmadığı yapılarda kesme hasarlarının oluşabileceği göz önünde bulundurulmuştur.



Şekil 1. Yığılı plastik davranış hipotezi



Şekil 2. Eleman kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi

Doğrusal olmayan statik analiz için oluşturulan modellerde 2007 Deprem Yönetmeliği, ATC-40 (1996), FEMA-356 (2000), FEMA-440 (2005) ve Deprem Yönetmeliği (DBYBHY-2007, 2007) dokümanlarından faydalanılmıştır. Modelleme aşamasında SAP2000 yapısal analiz programı kullanılmıştır (CSI, 2002). SAP2000’de kolay olması nedeniyle çoğunlukla tercih edilen otomatik mafsallara yerine, her bir eleman için oluşturulacak kullanıcı tanımlı mafsallar tercih edilmiştir. Plastik mafsalları özellikleri eleman boyutları, boyuna ve enine donatı oranları kullanılarak sargılı beton davranışının dikkate alınmasıyla elde edilmiştir. Sargılı beton davranışının modellenmesi, birçok model arasından yaygın olarak kullanılan Mander beton modeli ile yapılmıştır (Mander vd., 1988). Artımsal itme analizinde kullanılan yükleme şekli, toplanmış kat kütleleri ve doğrusal dinamik analizden elde edilen mod şekliyle ( $x$ - ve  $y$ - yönlerinde) orantılı olarak kat hizalarında uygulanmıştır. Analizler sonucunda binalara ait kapasite eğrileri elde edilmiş ve mevcut binaların deprem güvenliği, 2007 Deprem Yönetmeliği düzeyleri esas alınarak değerlendirilmiştir. Ayrıca binaların genel davranışı üzerinde durulmuş ve kat mekanizmaları, kesme kırılmaları gibi davranışların oluşup oluşmadığı irdelenmiştir.

## OKUL BİNALARINA AİT TAŞIYICI SİSTEM VE MALZEME ÖZELLİKLERİ

Çalışmada kullanılan projelere ait geometri ve taşıyıcı sistem özellikleri ile projelere ait tanımlayıcı bilgiler Tablo 1’de verilmiştir. Kamu yapılarının projede öngörülen beton kaliteleri yapıldıkları dönemlere göre değişiklikler göstermektedirler. 1998 öncesi inşa edilen kamu yapılarında projelerde öngörülen B160 ve B220 betonlar yaklaşık olarak C14 ve C18 sınıfı betonlara karşılık gelmektedir. Geçmiş depremler projede öngörülen beton dayanımının yerinde çok daha düşük olabileceğini göstermiştir. Hazır betonun kullanılmadığı dönemlerde çok farklı beton sınıflarına rastlamak mümkündür.

Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü tarafından Denizli, Muğla ve Aydın illerinde bulunan eğitim ve sağlık kurumlarından oluşan kamu binaları üzerinde yapılan çalışmalarda gözlemlenen beton basınç dayanımları ve etriye aralıklarının genel yapı stoğunda karşılaşılabilecek aralığı temsil ettiği düşünülmüştür (Kaplan vd., 2003-2007). Bu yapıların incelenmesi sonucunda beton basınç dayanımının 10 ile 16 MPa arası yoğunlaştığı ve eleman

uçlarındaki etriye aralıklarının da 150 ile 250 mm arasında değiştiği gözlenmiştir. Bu çalışmada C10 ve C16 beton sınıfları ile kolon ve kiriş uçlarında 150 ve 250 mm etriye aralıkları kullanılmıştır.

Tablo 1. Okul projelerine ait yapısal özellikler

Proje Tipi	Kullanım Amacı	Kat Alanı (m <sup>2</sup> )	Kat Yüksekliği (m)	Kat Sayısı	Yapı Ağırlığı (ton)	Yapı Taşıyıcı Sistemi		Perde Duvar Alanı (zemin kat alanı %'si)	
						Uzun yönü (x)	Kısa yönü (y)	Uzun yönü (x)	Kısa yönü (y)
10370	İlköğretim	322	3.2	3	1257	Ç + P	Ç + P	1.10	0.78
10419 (4)	İlköğretim	613	3.4	4	3323	Ç	Ç + P	----	1.50
10419 (5)	İlköğretim	613	3.4	5	4250	Ç	Ç + P	----	1.50
10735-A	İlköğretim	250	3.4	4	1342	Ç + P	Ç + P	0.90	1.46
10735-B	İlköğretim	390	3.4	4	1981	Ç + P	Ç + P	0.50	1.00
10816	Lise	890	3.4	5	5711	Ç + P	Ç + P	0.50	1.02

Ç: Çerçevesiz taşıyıcı sistem,

P: Perdeli taşıyıcı sistem, Ç + P: İkili (dual) sistem.

## YAPILARIN ANALİTİK MODELLERİNDE KULLANILAN MALZEME MODELLERİ VE DİĞER TASARIM PARAMETRELERİ

Yapıların projeleri esas alınarak, SAP2000 yapısal analiz programı ile analitik modelleri üç boyutlu olarak, kolon, perde ve kiriş elemanlar kullanılarak oluşturulmuştur. Sisteme etkiyen yüklerin tanımlanmasında TS 498 (1987) yük yönetmeliği kullanılmıştır. Kolon-kiriş birleşimleri rijit olarak modellenmiş ve üç boyutlu modelde döşeme eleman kullanılmamıştır. Bunun yerine döşeme yükleri bağlı oldukları kirişlere yayılı yük olarak atanmıştır. Kat hizalarında rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Zemin kat kolonları, temele bağlandığı düğümlerde sonsuz rijit temel kabulüyle ankastre kabul edilmiştir. Plastik mafsallık özellikleri, kesitte bulunan boyuna ve enine donatı miktarları dikkate alınarak hesaplanmıştır. Kolon ve kiriş elemanlar için M-φ özelliklerinin hesabında Mander sargılı beton modeli kullanılmıştır (Mander vd., 1988). S220 sınıfı için yaygın kullanılan ikinci derece parabolik σ-ε modeli esas alınmıştır. Pekleşmeli ikinci derece parabolik modelde pekleşmenin başladığı şekil değiştirme değeri 0.01 olarak dikkate alınmıştır. Plastik mafsallık boyalarının hesabında Denklem (1) kullanılmıştır (Priestley vd., 1996).

$$L_p = 0.08L_0 + 0.022f_{sy}d_{bl} \geq 0.044f_{sy}d_{bl} \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

Burada;

$L_p$  plastik mafsallık boyu,  $L_0$  plastik mafsallık ile moment sıfır noktası arası mesafe,  $f_s$  boyuna donatı akma dayanımı ve  $d_{bl}$  boyuna donatı çapıdır.

### Moment Mafsallarının Tanımlanması

SAP2000 programında mafsallar Şekil 2'de tanımlanan kuvvet-deformasyon eğrisi üzerinde idealleştirilen beş nokta ile tanımlanmaktadır. "A" noktası orijini temsil ederken, "B" ve "C" noktaları kesitin akma ve nihai eğrilik değerleriyle ilişkilidir. "D" noktası kesitin dayanım kapasitesini kaybettiği nokta ve "E" noktası da kesitin göçtüğü noktayı temsil etmektedir. "C" ve "D" noktalarının şekil değiştirme değerleri aynı olup, dayanım kapasitesinin "D" noktasında %20'ye düştüğü kabul edilmiştir.

Bu çalışmada, kolon ve kirişler için; kesitin akma noktası olan "B" noktası, M-φ grafiğinin eğiminden, "C", "D" ve "E" noktaları da beton basınç-şekil değiştirme ve çekme donatısındaki şekil değiştirme değeriyle tanımlanmıştır. Beton basınç deformasyonu ( $\epsilon_{cu}$ ) kriteri için, en üst çekirdek beton lifi şekil değiştirme değerinin hesaplanması için önerilen ve kabul görmüş (2) nolu formül kullanılmıştır (Priestley vd., 1996). Ayrıca beton basınç şekil değiştirme değerinin "C" noktası için, 0.02 ve "E" noktası için de, 0.03 değerini aşmaması ek kriter olarak eklenmiştir. Kolon ve kiriş elemanlarda donatı çekme deformasyonları için iki değişik sınır dikkate alınmıştır.

“C” noktasında en alt çekme donatısında maksimum şekildeğiştirme kapasitesinin %50’sine ( $0.5\varepsilon_{cu}$ ) ulaşmasına izin verilirken (Priestley, 2000), herhangi bir donatının kopması ( $\varepsilon_s=\varepsilon_{su}$ ) “E” kriteri olarak kabul edilmiştir.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2)$$

Burada;  $\varepsilon_{cu}$  kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirme kapasitesinin,  $\rho_s$  hacimsel enine donatı oranı,  $f_{yh}$  enine donatı akma dayanımı,  $\varepsilon_{su}$  çekme donatısı birim şekil değiştirme kapasitesi ve  $f_{cc}$  sargılı beton nihai dayanımıdır.

Yerdeğiştirme kapasitesinin belirlenmesinde dolaylı olarak etkili olan moment taşıma kapasitesindeki ciddi düşüşler ek kriter olarak alınmıştır. “C” noktasının tanımlanmasında moment kriteri olarak, moment kapasitesindeki düşüş %30, “E” noktasında bu azalma %40 olarak sınırlandırılmıştır.

Moment mafsallarına ek olarak, kolon ve kirişlerde kesme mafsalları da tanımlanmıştır. Moment mafsallarından farklı olarak, kesme mafsallarında herhangi bir süneklik hesaplanmamış, elemanların kesme kapasitelerine ulaşır ulaşmaz göçme konumuna ulaştığı varsayılmıştır. Kesme kapasiteleri TS500 (2000) e göre hesaplanmıştır.

Binaların deprem performanslarının değerlendirilmesi için gerekli olan yapı elemanlarının hasar sınırlarının tanımlanmasında Vision 2000 (1995) dökümanı esas alınarak plastik deformasyon kapasitesinin yüzdesi olarak ifade edilmiştir. Plastik deformasyonun %10’u Minimum Hasar Sınırı (MN), %60’ı Güvenlik Sınırı (GV) ve %90’ı da Göçme Sınırı (GÇ) olarak ifade edilmiştir. Söz konusu sınırlar Şekil 2’de gösterilen tipik eleman için doğrusal ötesi kuvvet-deplasman ilişkisi üzerinde işaretlenmiştir.

### DBYBHY-2007’ye Göre Yapı Elemanlarında Hasar Tanımları

Yapı elemanlarında hasar sınırları ve hasar bölgeleri göçme türlerine göre *sünek* ve *gevrek* olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Eğilme davranışıyla göçen elemanlar *sünek*, kesme etkisiyle göçen elemanlar ise *gevrek* kabul edilmektedir. Sünek elemanlar için yönetmeliğin ilgili bölümünde verilen hasar tanımları Şekil 2 üzerinde görülmektedir.

Gevrek elemanlar için doğrusal olmayan davranışın oluşmasına izin verilmezken, sünek elemanlar için, *Minimum Hasar Sınırı* (MN), *Güvenlik Sınırı* (GV) ve *Göçme Sınırı* (GÇ) olmak üzere kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. *Minimum hasar sınırı* kritik kesitte doğrusal olmayan davranışın başlangıcını, *güvenlik sınırı* kesitin dayanımında önemi bir azalma olmadan taşıyabileceği doğrusal olmayan davranış sınırını ve *göçme sınırı* ise kesitin göçme öncesi davranış sınırını tanımlamaktadır. Kritik kesitleri MN’ye ulaşmayan mafsallar *Minimum Hasar Bölgesi*’nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar *Belirgin Hasar Bölgesi*’nde, GV ile GÇ arasında kalan elemanlar *İleri Hasar Bölgesi*’nde ve GÇ’yi aşan elemanlar ise *Göçme Bölgesi*’nde kabul edilmektedir. Eleman hasarını ise elemanın en hasarlı kesiti belirlemektedir.

Yeni yönetmelikte, doğrusal yöntemlerde kesit hasar sınırları etki/kapasite oranları ile belirlenirken, doğrusal olmayan analizlerde sünek eleman kesitlerinin moment-eğrilik ilişkisi kullanılarak belirlenmektedir. Bununla birlikte, her bir eleman için analizde bulunan kesme kuvvetinin TS500’e göre hesaplanan kesme dayanımını aşmaması gerekir.

### ARTIMSAL ANALİZİ VE KAPASİTE EĞRİLERİ

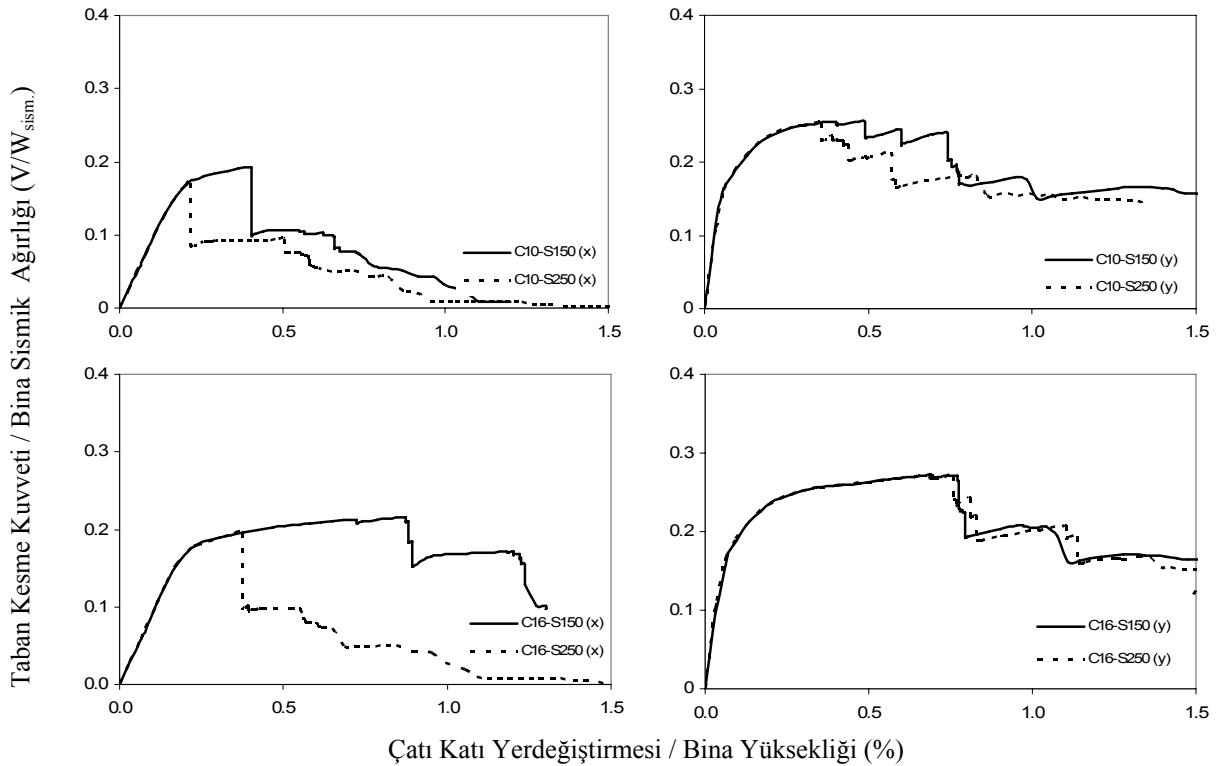
Yapıların yatay yükler altındaki davranış özelliklerinin ve performans seviyelerinin belirlenmesine yönelik yapılan artımsal itme analizleri, genel olarak yapıda adım adım artırılan yanal yüklerin etkisinde rijitlik ile dayanım değişiminin yapı elemanlarındaki doğrusal olmayan davranış özellikleri dikkate alınarak hesaplandığı ve bu hesapların belli performans seviye değerleri için tarif edildiği sayısal bir inceleme yöntemidir. Artımsal itme analizinde yapı davranışı, taban kesme kuvveti ve çatı yer değiştirme ilişkisini içeren kapasite eğrisiyle karakterize edilir. Pratikte



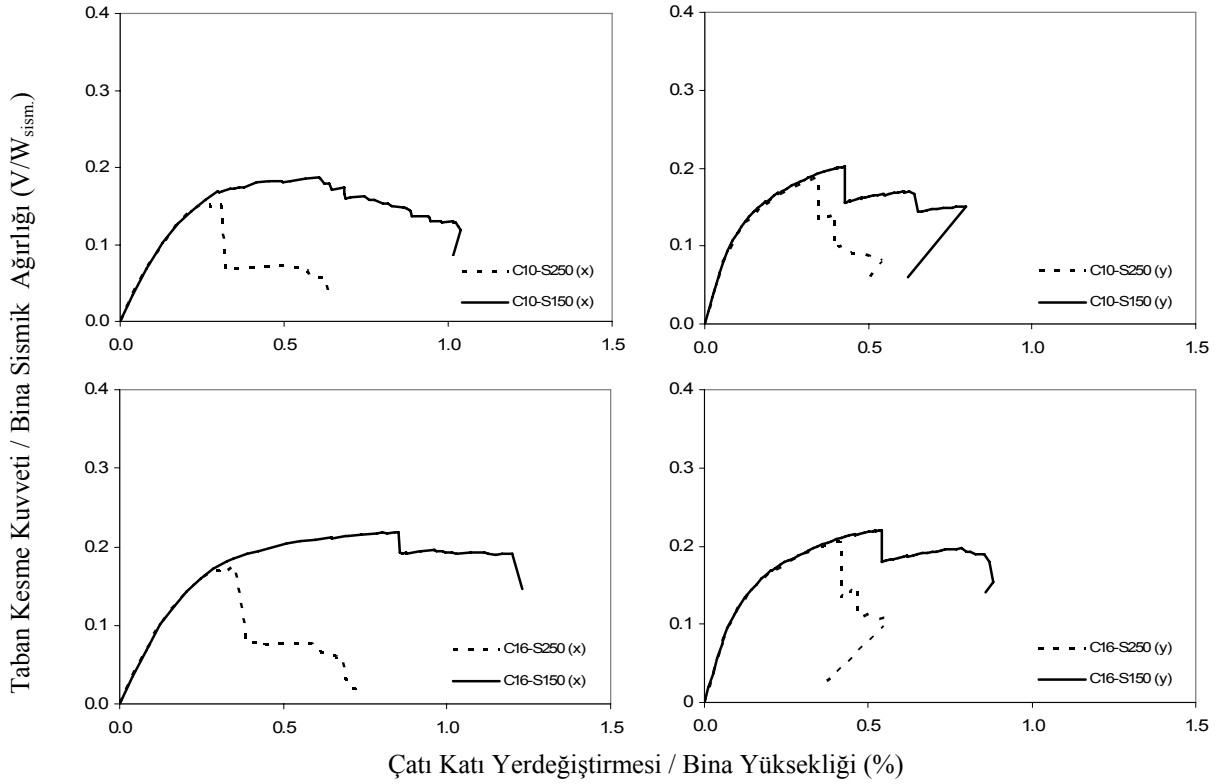
kullanımı ve mühendisler arasında aşinalığı nedeniyle kapasite eğrisi performans değerlendirmesinde çok yaygın olarak kullanılmaktadır.

Çalışmada ele alınan tip projeli binalar farklı beton basınç dayanımları ve etriye aralıklarını yansıtan şekilde modellenerek artımsal itme analizine tabi tutulmuş ve kapasite eğrileri elde edilmiştir. Çalışmada incelenen yapılardan tümünün performans değerlendirilmesi yapılmış ancak burada örnek eğriler olarak bir yönü sadece çerçevelerden diğer yönü perde ve çerçevelerden oluşan Tip-10419 (5 kat) ile her iki yönü perde ve çerçevelerden oluşan Tip-10816 nolu okul binalarına ait kapasite eğrileri Şekil 3 ve 4'te verilmiştir. Şekillerde düşey ve yatay eksen, taban kesme ve çatı katı yer değiştirmesi yerine, taban kesme kuvveti sismik ağırlık, çatı katı yer değiştirmesi de bina yüksekliği ile normalize edilmiştir.

10419 (5kat) tip projesinin  $x$ - yönünde beton sınıfının kötü (10 MPa), etriye aralığının da seyrek olduğu (250 mm) BS10-S250 durumunda orta aks ikinci kat kolonlarında kesme kırılmasına rastlanmakta ve yatay yük taşıma kapasitesinde ciddi kayıp meydana gelmektedir. Dolayısıyla bu durumda deplasman kapasitesi diğerlerine göre oldukça düşük seviyede kalmaktadır (Şekil 3). Kolonların uzun yönlerinin daha çok binanın kısa yönünde yerleştirilmesi ve ikinci katta kolon boyutlarında küçültme yapılması yapının  $x$ - yönündeki kapasiteleri üzerinde olumsuzluklara sebep olmaktadır. Bununla birlikte  $y$ - yönünde, perdelerin yerleştirildiği kısa doğrultuda perdelerin davranış üzerindeki olumlu etkisi nedeniyle yatay dayanım ve deplasman kapasitesi daha yüksektir. Bu yapı tipi için kolonların uzun yönlerinin binanın kısa yönünde yerleştirilmesi ve ikinci kata geçişte kolon boyutlarında küçültme yapılması yapının  $x$ - yönündeki kapasiteleri üzerinde olumsuzluklara sebep olmuştur.



Şekil 3. 10419 (5 kat) tip nolu okul binasına ait değişik beton basınç dayanımları ve etriye aralıkları için kapasite eğrileri



Şekil 4. 10816 tip nolu okul binası; değişik beton basınç dayanımları ve etriye aralıkları için kapasite eğrileri

Şekil 4'te 10816 tip numaralı projenin kapasite eğrileri görülmektedir. Her iki doğrultuda da perdeli-çerçeveseli taşıyıcı sisteme sahip bu yapıda x- ve y- doğrultularında sırasıyla zemin kat alanının % 0.50 ve % 1.02 si kadar perde duvar kullanılmıştır. Yapı her iki yönde de perdeli olmasına rağmen diğer okul binalarına göre yatay yük taşıma kapasitesi oldukça düşüktür. Bu durum yapının diğer okul binalarına göre sismik ağırlığının fazla olmasıyla açıklanabilir. 5 katlı ve 24 sınıflı olan bu binada hareketli yük bina toplam ağırlığını oldukça artırmıştır. Her iki yönde de beton dayanımının yerdeğiştirme kapasitesi üzerindeki etkisi sınırlı olup, enine donatı miktarının artmasıyla yerdeğiştirme kapasitesi artmaktadır.

## OKUL YAPILARININ PERFORMANSLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

2007 Deprem Yönetmeliği'ne (DBYBHY-2007, 2007) göre binaların deprem güvenliği, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için tanımlanmıştır. Bunlar; Hemen Kullanım (HK), Can Güvenliği (CG), Göçmenin Önlenmesi (GÖ) ve Göçme durumlarıdır.

Artımsal itme analizi sonuçları ile 2007 Deprem Yönetmeliği'nde verilen performans kriterleri kullanılarak her bir bina için tanımları yapılan performans seviyelerine karşılık gelen deplasman kapasiteleri elde edilmiştir. DBYBHY-2007'de tanımlanan performans seviyeleri Tablo 2'de verilmiştir. Deplasman kapasitesi olarak çatı katı deplasmanı kullanılmış ve bu deplasmanın bina yüksekliği ile normalize edilmiş değerleri Tablo 3'te verilmektedir.

Tablo 3'ün dikkatlice incelenmesinden, özellikle beton kalitesinin düşük ve etriye aralığının seyrek olduğu yapılarda kolon elemanlarda meydana gelen kesme kırılmalarından dolayı, CG ve GÖ performans seviyelerindeki deplasman kapasiteleri oldukça düşük kalmaktadır. Yine perdeli bazı binalarda beklenen deplasman kapasitelerine erişilememiştir. Bunun en belirgin sebebi, 1975 Afet Yönetmeliğine göre tasarlanan perdelerde uç bölgesi oluşturulmaması nedeniyle dönme kapasitelerinin yetersiz kalmasıdır.

Tablo 2. Yönetmelik performans kriterleri ve tanımları (DBYBHY-2007, 2007)

Performans Seviyesi	Performans Kriterleri
Hemen Kullanım (HK)	1. Kirişlerin en fazla %10'u MN-GV aralığında olmalıdır. 2. Hiç bir düşey taşıyıcı eleman MN seviyesini geçmemelidir. 3. Hiç bir kiriş eleman GV seviyesini geçmemelidir. 4. Kat görelî ötelenmesi %0.8 değerini aşmamalıdır.
Can Güvenliği (CG)	1. Kirişlerin en fazla %20'si GV-GÇ aralığını geçebilir. 2. GV-GÇ aralığında düşey taşıyıcılar tarafından taşınan kesme kuvvetinin o kattaki kat kesmesine oranı %20'yi aşmamalıdır. Bu oran çatı katında %40'ı geçmemelidir. 3. Her iki ucu akmış düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %30'unu aşmamalıdır. 4. Kat görelî ötelenmesi %2 değerini aşmamalıdır.
Göçmenin Önlenmesi (GÖ)	1. Kirişlerin en fazla %20'si GÇ'yi geçebilmektedir. 2. GÇ'yi geçmiş düşey taşıyıcıların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %20'sini aşmamalıdır. Bu oran çatı katında en fazla %40 olabilir. 3. Her iki ucu akmış düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %30'unu aşmamalıdır. 4. Kat görelî ötelenmesi %3 değerini aşmamalıdır.
Göçme Durumu	Göçmenin önlenmesi durumu sağlanmıyorsa, göçme durumundadır.

Tablo 3. Okul yapılarının değişik performans seviyelerindeki deplasman kapasiteleri

Tip No	Beton Sınıfı ve Etriye Aralığı	X-yönü			Y-yönü		
		HK	CG	GÖ	HK	CG	GÖ
		$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$
Tip-10370	C10-S150	0.15	0.56	1.16	0.20	0.44	1.40
	C10-S250	0.14	0.52	1.11	0.13	0.43	1.16
	C16-S150	0.31	0.61	1.16	0.20	0.46	1.77
	C16-S250	0.16	0.57	1.11	0.17	0.45	1.74
Tip-10419(4)	C10-S150	0.16	0.40	0.70	0.16	0.47	0.51
	C10-S250	0.16	0.19	0.22	0.14	0.36	0.39
	C16-S150	0.19	0.52	0.90	0.23	0.55	0.82
	C16-S250	0.17	0.25	0.27	0.21	0.51	0.82
Tip-10419(5)	C10-S150	0.29	0.39	0.43	0.28	0.43	0.52
	C10-S250	0.21	0.23	0.23	0.24	0.38	0.38
	C16-S150	0.31	0.73	0.94	0.31	0.45	0.82
	C16-S250	0.29	0.38	0.40	0.28	0.43	0.81
Tip-735-A	C10-S150	0.16	0.27	0.41	0.13	0.25	0.75
	C10-S250	0.16	0.25	0.33	0.13	0.22	0.75
	C16-S150	0.25	0.50	0.69	0.17	0.30	0.80
	C16-S250	0.25	0.41	0.69	0.13	0.25	0.80
Tip-735-B	C10-S150	0.15	0.32	0.38	0.16	0.41	0.74
	C10-S250	0.11	0.11	0.14	0.16	0.27	0.36
	C16-S150	0.22	0.42	0.60	0.21	0.50	0.86
	C16-S250	0.12	0.13	0.16	0.20	0.45	0.84
Tip-10816	C10-S150	0.21	0.38	0.78	0.13	0.34	0.41
	C10-S250	0.17	0.25	0.31	0.13	0.17	0.38
	C16-S150	0.22	0.43	1.14	0.13	0.36	0.52
	C16-S250	0.21	0.30	0.35	0.13	0.20	0.47

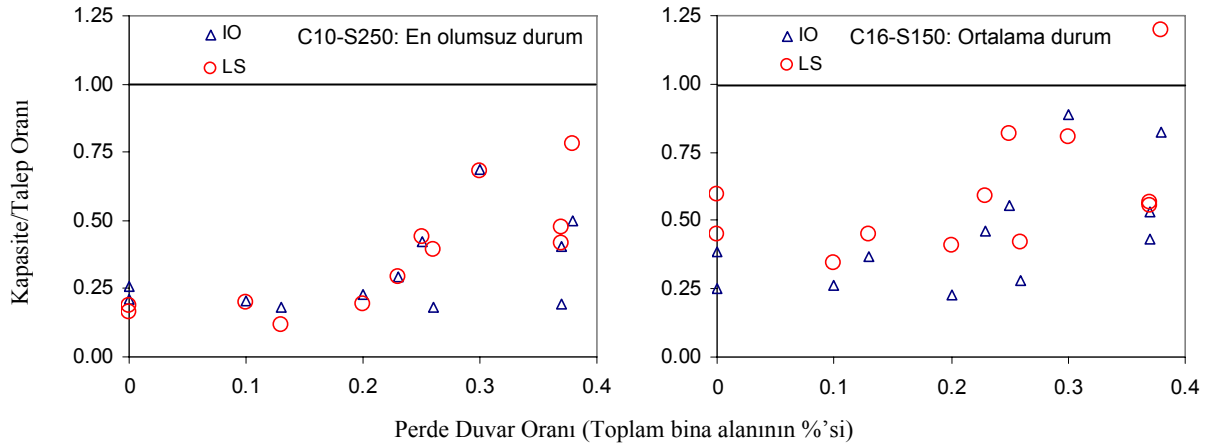
Tablo 3'de verilen değerlerin anlamlı hale gelmesi için yapılacak karşılaştırmalı bir performans değerlendirmesinde, kapasite ile talep değerleri kıyaslanmıştır. 2007 Deprem Yönetmeliği'nde okul binaları için tasarım depreminde Hemen Kullanım (HK) ve maksimum olası depreminde de Can Güvenliği (CG) performans düzeyleri hedeflenmektedir. Tasarım depremi yönetmelikte verilen talep spektrumu olarak alınırken, maksimum olası deprem de tasarım depreminin %50 fazlası olarak alınmıştır. Yönetmelikte tanımlanan metot ile her bir bina için doğrusal olmayan yer değiştirmeler hesaplanmış ve çatı katı deplasmanının bina yüksekliği ile bölünmesiyle elde edilen

değerler Tablo 4’te verilmiştir. Okul binalarının yeterli kapasitelerinin olup olmadığını belirlemek için Tablo 3’te verilen kapasite ve Tablo 4’te verilen talep değerleri karşılaştırılmıştır.

Tablo 4. Okul yapılarının, yönetmelikte hedeflenen performans seviyelerindeki deplasman istemleri

Tip	Uzun (x) Yön		Kısa (y) Yön	
	(HK)	(CG)	(HK)	(CG)
	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$	$\Delta_{\text{çatı}}/H_{\text{bina}}$
Tip-10370	0.72	1.11	0.72	1.11
Tip-10419(4)	0.76	1.15	0.28	0.46
Tip-10419(5)	0.81	1.22	0.35	0.56
Tip-735-A	0.54	0.85	0.32	0.53
Tip-735-B	0.60	0.93	0.38	0.61
Tip-10816	0.83	1.24	0.57	0.88

Deplasman talepleri DBYBHY-2007’de verilen “Eşdeğer Tek Serbestlik Dereceli Sistem” yaklaşımı kullanılarak hesaplanmıştır. Şekil 5’de HK ve CG seviyelerinde en olumsuz durum (C10-S250) ve ortalama durum (C16-S150) için deplasman kapasitesi/talep oranları perde duvar alanına (toplam bina alanının %’si) göre karşılaştırılmıştır. Yeterli kapasitenin olabilmesi için “Kapasite/Talep” oranınının 1.0’e eşit veya büyük olması gerekir. Ancak, Şekil 5’ten de görüleceği üzere, 1975 Afet Yönetmeliği’ne göre projelendirilen okul yapılarından biri hariç diğerleri yeterli performansı sağlamaktan uzaktır. Grafikten de görüleceği üzere perde duvar oranı arttıkça yapı performansı da artmaktadır. Olumsuz ve ortalama durum arasındaki eğilim, beton kalitesi ve enine donatı miktarı iyileştiginde yapının performansının arttığıdır.



Şekil 5. HK ve CG performans seviyeleri için kapasite/talep oranının perde duvar alanına göre değişimi

## SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışmada, betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışlarını dikkate alarak, 1975 Afet Yönetmeliğine göre projelendirilmiş tip okul yapılarının sismik kapasiteleri değerlendirilmiştir. Performans değerlendirmesi yapılan okul yapıları Bayındırlık ve İskan Bakanlığının 1. derece deprem bölgelerinde yaygın olarak kullandığı 10370, 10419(4 kat), 10419(5 kat), 10735-A, 10735-B ve 10816 nolu tip projelerden oluşmaktadır. Her bir okul yapısına ait kapasite eğrileri her iki asal yön için ayrı ayrı belirlenmiştir. Bu projelerin incelenmesinde DBYBHY-2007’ye eklenen “Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi” bölümünde yer alan doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri ve deprem performansının belirlenmesi ilkeleri kullanılmıştır. Okulların farklı performans seviyelerindeki deplasman kapasiteleri ve zayıf noktaları ile ilgili bulgular aşağıda özetlenmiştir;

- Okul yapılarının beton dayanımın, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Ege Bölgesi illerinde incelenen kamu binalarına ait karot ve test çekici okumaları esas alınarak, C10 (10 MPa) ve C16 (16 MPa) sınıfları ile temsil edilebileceği kabul edilmiştir. İncelenen kamu yapılarında açılan elemanlarda gözlenen etriye aralıklarının, zaman zaman 250 mm değerini aşmakla birlikte genel olarak 150 mm ile 250 mm arasında değiştiği gözlenmiştir.
- Deprem yüklerinin büyük bir kısmının kolonlarla karşılandığı durumlarda, beton sınıfının ve etriye aralığının deplasman kapasitesi üzerinde oldukça ciddi etkisi vardır. Beton basınç dayanımının azalması veya etriye miktarının düşmesi deplasman kapasitesini yarıya varan oranlarda düşürebilmektedir. Ortalama durum (C16-S150) ve en olumsuz durum (C10-S250) karşılaştırıldığında yatay dayanım kapasiteleri arasında belirgin fark oluşmazken, deplasman kapasiteleri arasında iki kata varan oranlarda fark oluşmaktadır.
- Deprem davranışının perdeler tarafından belirlendiği yapılarda bu çalışmada kullanılan değerler çerçevesinde beton sınıfı ve etriye aralığının deplasman kapasitesi üzerinde etkisinin sınırlı olduğu görülmüştür.
- Sargı donatısı miktarının yetersiz olduğu ve/veya beton basınç dayanımının düşük olduğu yapılarda kesme kırılmalarının kritik olabileceği gözlemlenmiştir. 10419 ve 10735 nolu tip projelerde bu tür kolon hasarlarına rastlanmıştır.
- Son yıllarda ülkemizin yaşadığı depremlerde okul yapılarının maruz kaldığı hasarlar bu çalışmadaki analitik bulguları desteklemektedir. Özellikle beton kalitesi ve enine donatı aralığının yetersiz olduğu durumlarda oluşan keme kırılmaları, gelecekte oluşacak olası bir depremde bu malzeme grubundaki okul yapılarını tehdit etmektedir.
- 2007 Deprem Yönetmeliği'nde okul binaları için tasarım depreminde Hemen Kullanım (HK) ve maksimum olası depremde de Can Güvenliği (CG) performans düzeyleri hedeflenmektedir. Analizi yapılan okul binaları bu performans hedeflerini yakalamaktan oldukça uzaktır.
- Perde davranışının hakim olduğu yapıların kapasite eğrilerinde yanal yük dayanımının büyük bir kısmını perdeler oluşturduğundan, kolonlarda meydana gelen lokal göçmeler eğri üzerinde belirgin olarak görülebilmektedir. Lokal kolon göçmeleri adım adım mafsallı durumlarının incelenmesiyle görülebilmektedir. Üzerinde nispeten yüksek düzey yüklerin bulunduğu orta aks kolonlarında meydana gelebilecek lokal göçmeler stabilite sorunu oluşturabilir.
- Malzeme kalitesi arttıkça yapı performansı artmaktadır. Farklı performans seviyelerinde, beton kalitesi ve etriye aralığının HK seviyesi üzerinde etkisi sınırlıyken, CG ve GÖ performans düzeylerinde etkisi belirgindir.
- Okul yapılarının özelliklerine bakıldığında genellikle dikdörtgen şeklinde olup tüm veya çoğu kolonun uzun boyutunun yapının kısa yönünde olduğu dikkat çekmektedir. Yapılan analizler sonucunda bu uygulamanın oldukça yanlış olduğu görülmüştür. Bu şekilde yapılan binaların uzun yönlerine gelen yatay yükler altında kolonların kısa tarafı çalışmaktadır. Bir yönde düşük moment kapasitesine sahip kolonlar girişlerden önce mafsallaşarak zayıf kolon-kuvvetli giriş mekanizmasında yol açmaktadır. Bu sebeple yapıların uzun yöndeki süneklik değerleri düşük olmaktadır. Ayrıca uzun yönün daha iyi kapasiteye sahip olacağı yanlışlığıyla bu yönlerde perde konulmamaktadır.
- 1975 Afet Yönetmeliği'ne (ABYYHY-1975) göre tasarlanan binalarda öngörülen düşük yatay dayanım nedeniyle büyük deplasman istemleri oluşması söz konusudur. Bu yapıların özellikle etriye aralığının yetersiz olduğu durumlarda öngörülen güvenlik seviyelerini karşılayamama riskleri oldukça yüksektir.
- Ara kat mekanizması oluşmasını tetikleyen katlar arası kolon boyutlarının ani küçültülmesinin dayanım ve deplasman kapasiteleri üzerinde olumsuz etkileri vardır. Özellikle beton dayanımının düşük ve etriye aralığının fazla olduğu durumlarda 10419 nolu projede bu tür hasarlara rastlanmıştır.
- Yapılan analizler sonucunda incelenen okul binalarının hiçbiri, 2007 Afet Yönetmeliği'nin öngördüğü Hemen Kullanım ve Can Güvenliği performans seviyelerini sağlamamaktadır.

- 10419 nolu tip projenin 4 ve 5 katlı modellerinde her iki yönde de ciddi yetersizlikler mevcuttur. Perdesiz yöndeki (x-) deprem istemlerinin yüksek olması nedeniyle bu yöndeki yetersiz eleman sayısı oldukça fazladır.
- İncelenen okul binalarının değerlendirmesi sonucunda göze çarpan diğer bir husus da, perdeleri bağlayan bağ kirişlerinin normal kat kirişlerinden farklı olarak bina performansı üzerinde daha belirgin etkisi olmasıdır. Özellikle büyük perdeleri bağlayan bağ kirişlerinin göçmesi (10419 ve 10816 nolu tip projede olduğu gibi) sonucu perdeler arasında oluşan kuvvet çifti ortadan kalkar ve binanın moment taşıma kapasitesinde önemli düşüşler yaşanabilir. Bu nedenle Afet Yönetmeliğinde “Binaların Deprem Performansının Belirlenmesi” bölümünde kirişlerle ilgili hasar tanımları yapılırken bağ kirişlerine özel önem verilmesi düşünülebilir.
- Perde oranı yüksek olan binalarda deprem isteminin düşmesiyle eleman deformasyon istemleri azalmaktadır. Böylelikle uygun olmayan malzeme ve etriye aralığının yol açtığı deformasyon kapasitesi yetersizliklerinin, perdelerin sağladığı dayanım fazlalığı ile telafi edilmesi mümkündür.

### Teşekkür

Bu çalışma kısmi olarak TÜBİTAK Proje No. 105M024 ve Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri 2006MHF 007 nolu proje ile desteklenmektedir.

### KAYNAKLAR

- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1975, (ABYYHY-1975).  
Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1998, (ABYYHY-1998).  
 ATC-40 (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Vol 1. Washington, DC. USA.  
 Bağcı G, Yatman A, Özdemir S, Altın N (2003) “Destructive earthquakes in Turkey, <http://www.deprem.gov.tr/reports.html>”.  
 CSI, SAP2000 V-8 (2002) Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Basic Analysis.  
Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007 (DBYBHY-2007).  
 FEMA-356 (2000). Prestandart and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency, Washington, D.C.  
 FEMA-440 (2005) Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, prepared by ATC for American Society of Civil Engineers for Federal Emergency, Washington, D.C.  
 Kaplan H vd. (2003-2007) Aydın, Denizli ve Muğla illerinde bulunan kamu binalarına ait Depremsellik İnceleme Raporları, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli.  
 Krawinkler H, Seneviratna GDPK (1998) “Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation”, *Engineering Structures*, 20 (4-6); 452-464.  
 Lupoi G., Calvi GM, Lupoi A, Pinto PE (2004) “Comparison of Different Approaches for Seismic Assessment of Existing Buildings”, *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (Special Issue 1): 121-160.  
 Mander JB, Priestley MJN, Park R (1988) “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, pp.1804-1826  
 Priestley MJN (2000) “Performance Based Seismic Design. Proceedings”, *12 th World Conference on Earthquake. Engineering*, New Zealand, Paper No: 2831.  
 Priestley MJN, Seible F, Calvi GMS (1996) Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., New York.  
 Sezen H, Whittaker A, Elwood KJ, Mosalam KM (2003) “Performance of Reinforced Concrete Building During the August 17 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake, and Seismic Design and Construction Practice in Turkey”, *Engineering Structures*, 25: 103-114  
 TS 498 (1987) Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, TSE, Ankara.  
 TS 500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, TSE, Ankara.  
 Vision 2000 (1995) Soulages J, ed. Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Sacramento, CA, 2 vols, April 3.



## TÜRKİYE’DE YAŞANAN DEPREM HASARLARI VE YAPI STOĞUNUN DEĞERLENDİRİLMESİ

### EARTHQUAKE DAMAGES IN TURKEY AND THE EVALUATION OF BUILDING STOCK

Mehmet İNEL<sup>1</sup>, Hayri Baytan ÖZMEN<sup>2</sup> ve Hüseyin BİLGİN<sup>3</sup>

#### ÖZET

Türkiye son 20 yılda büyük can ve mal kaybına yol açan birçok orta ve büyük ölçekte deprem yaşamıştır. Ortaya çıkan can kayıpları ve ağır hasarlı veya yıkılan binaların sayısı ülkemiz yapılarının, özellikle de orta yükseklikteki betonarme binaların yetersiz sismik performansını gündeme getirmiştir. Bu çalışmanın amacı, deprem riski yüksek olan ülkemiz yapı stoğunun büyük bir bölümünü oluşturan orta yükseklikteki betonarme binaların deprem performanslarını dolgu duvarların da modellendiği doğrusal olmayan davranışı dikkate alarak değerlendirmektir. Ülkemiz yapı stoğunu yansıtan bir bina seti 1975 Afet Yönetmeliği esas alınarak tasarlanmıştır. Bu binalarda yuvarlak kat, ağır kapalı çıkımlar, kısa kolon gibi rastlanması muhtemel düzensizlikler ve bunların bir arada bulunması durumu dikkate alınmıştır. Sünek ve sünek olmayan davranış, binaların her birinin 100 ve 200 mm olmak üzere iki farklı etriye aralığı dikkate alınmasıyla modellenmiştir. Modellemesi yapılan binaların her iki yönde kapasite eğrileri elde edilmiştir. Doğrusal olmayan dinamik davranış karakteristikleri “Eşdeğer Tek Serbestlik Dereceli Sistem Yaklaşımı” dikkate alınarak belirlenmiştir. Binaların deplasman istemleri doğrusal olmayan dinamik analizle seçilen deprem kayıtları altında hesaplanmıştır. Performans değerlendirmesi 2007 Deprem Yönetmeliği’ne göre yapılmıştır. Analizler sonucunda yapılan analitik hasar değerlendirmesi, Türkiye’de yaşanan depremlerin büyük deplasman istemlerine sebep olduğunu göstermiştir. Bundan dolayı, ülkemizdeki mevcut yapı stoğunun önemli bir kısmı risk altındadır. Ayrıca, yapısal düzensizliklerin de performans üzerinde etkileri incelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Betonarme yapı stoğu, Binalar, Deprem hasarları, Doğrusal olmayan statik ve dinamik analiz.

#### ABSTRACT

Over the past several decades, Turkey has been hit by several moderate to large devastating earthquakes that resulted in significant loss of life and property. Remarkable number of casualties and heavily damaged or collapsed buildings has emphasized inadequate seismic performance of multistory reinforced concrete buildings, typically three to seven stories in height. The aim of this study is to evaluate the seismic performance of the mid-rise reinforced concrete buildings that are major part of building stock of our earthquake-prone country, considering nonlinear behavior of reinforced concrete components as well as masonry infill walls. A sample building set is designed according to 1975 Turkish Earthquake Code to reflect existing possible construction practice; regular buildings and buildings with irregularities such as soft story, heavy overhangs, short columns, and soft story with heavy overhangs. Ductile and non-ductile details are taken into account by transverse reinforcement amount (transverse reinforcement spacing of 100 mm and 200 mm). Capacity curves of investigated building set are determined by pushover analyses conducted in two principal directions. The inelastic dynamic characteristics are represented by equivalent single-degree-of-freedom

<sup>1</sup> Yard. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, [minel@pau.edu.tr](mailto:minel@pau.edu.tr)

<sup>2</sup> Yüksek Mühendis, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, [hozmen@pau.edu.tr](mailto:hozmen@pau.edu.tr)

<sup>3</sup> Yüksek Mühendis, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Müh. Bölümü, Denizli, [huseyinbilgin@gmail.com](mailto:huseyinbilgin@gmail.com)



(SDOF) systems. Their seismic displacement demands are determined using nonlinear response history analysis under selected ground motions. Seismic performance evaluation is carried out in accordance with recently published Turkish Earthquake Code (2007). Analytical damage evaluation in this study has shown that the seismic effects of earthquakes experienced in Turkey are significant and some of the earthquakes impose excessive displacement demands. Therefore, considerable portion of existing building stock may not be safe enough in Turkey. Also, it is observed that structural irregularities affect seismic performance of buildings.

Keywords: Reinforced concrete building stock, Buildings, Earthquake damages, Nonlinear static and dynamic analysis.

## GİRİŞ

Türkiye son 20 yılda büyük can ve mal kaybına yol açan birçok orta ve büyük ölçekte deprem yaşamıştır. Özellikle 1992 Erzincan, 1995 Dinar, 1998 Adana-Ceyhan, 1999 Kocaeli, 1999 Düzce ve son olarak da 2003 yılında meydana gelen Bingöl depremleri, ülke genelinde mevcut bina stoklarının deprem performanslarının tespiti ihtiyacını ortaya çıkarmıştır. Bu depremlere ait açıklayıcı bilgiler Tablo 1’de görülmektedir. Ülkemizde meydana gelen bu depremlerde, birçok betonarme bina yapısal özelliklerinin yetersizliklerinden kaynaklanan nedenlerden dolayı önemli derecede hasar görmüş ve can kayıplarına neden olmuştur.

Tablo 1. Türkiye’de Son 20 Yılda Meydana Gelen Yıkıcı Depremler

Tarih Gün/Ay/Yıl	Büyüklik ( $M_s$ )	Yer	Ölen Kişi Sayısı	Ağır hasarlı yapı sayısı	Enlem (N)	Boylam (E)	Derinlik (km)
13.03.1992	( $M_s$ ) = 6.8	Erzincan	653	6702	39.68	39.56	27
01.10.1995	( $M_s$ ) = 5.9	Dinar	94	4 909	38.18	30.02	24
27.06.1998	( $M_s$ ) = 5.9	Adana-Ceyhan	146	4 000	36.85	35.55	23
12.08.1999	( $M_s$ ) = 7.4	Kocaeli	15 000	50 000 ~ 100 000	40.70	29.91	20
12.11.1999	( $M_w$ ) = 7.2	Düzce	845	15 389	40.79	31.21	11
03.02.2002	( $M_w$ ) = 6.5	Afyon-S.Dağı	42	4 401	38.46	31.30	6
01.05.2003	( $M_w$ ) = 6.4	Bingöl	176	1 351	38.94	40.51	6

Türkiye’de orta ve büyük ölçekteki depremler altında büyük hasara uğraması muhtemel binlerce bina vardır (D’Ayala ve Charleson, 2000). Kat sayısı 3 ile 8 arasında değişen yükseklikteki yapıların betonarme çerçevelerden teşkil edilmiş taşıyıcı sistemlerinde, yetersiz detaylandırma, kalitesiz malzeme ve kötü işçiliğe rastlanmıştır (Ascheim ve Gülkan, 2000). Genel olarak yaşanan depremlerde gözlenen problemler, zemin katın yüksekliğinin artırılması veya zemin kattaki dolgu duvar miktarının üstteki katlara oranla az olması sebebiyle oluşan yumuşak kat, kuvvetli kiriş-zayıf kolon, ağır kapalı çıkmalar, yetersiz perde duvar oranı, yapının projesinden farklı olarak inşa edilmesi ve enine donatı miktarının öngörülenden az olması olarak sayılabilir.

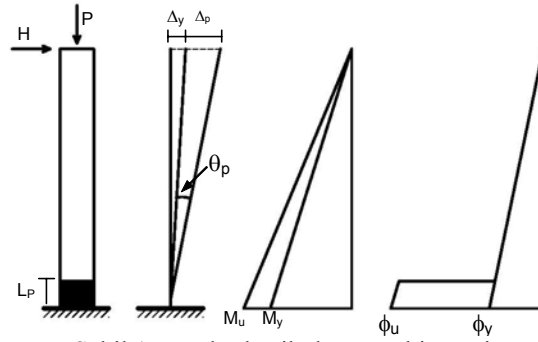
Mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi için 1998 Afet Yönetmeliği’ne (ABYYYHY-1998) yeni bir bölüm eklenmiş ve yürürlüğe girmiştir (DBYBHY-2007). Bu çalışmada kullanılan binaların deprem güvenliği, son yönetmelikte verilen deprem etkileri ve hedeflenecek performans düzeyleri esas alınarak irdelenmiştir.

## ÇALIŞMANIN AMACI VE KULLANILAN YÖTEM

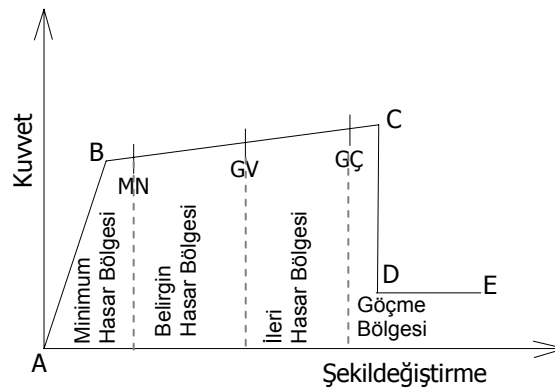
Çalışmanın amacı, ülkemiz yapı stoğunun büyük bir bölümünü oluşturan orta yükseklikteki betonarme binaların doğrusal olmayan davranışlarının dikkate alınmasıyla performans değerlendirmesini yapmaktır. Performans analizinde ülkemizin son 20 yılda yaşadığı yıkıcı depremler kullanılmış ve bu deprem etkileri altındaki her bir binanın deprem performansları irdelenmiştir. Çalışmada 4- ve 7- katlı olmak üzere aynı plana sahip referans binalar 1975 Afet Yönetmeliği (ABYYYHY-1975) esas alınarak tasarlanmıştır. Geçmiş depremlerde gözlemlenen hasar gören yapılarıdaki yapısal eksikliklerin bu binalara yansıtılması ile toplam 22 adet bina seti

oluşturulmuştur. Sünek ve sünek olmayan davranış, uygulamada karşılaşılabilecek iki farklı enine donatı aralığı ile dikkate alınmıştır; 100 mm enine donatı aralığı sünek ve 200 mm de sünek olmayan davranışı temsil etmektedir. Her bir binanın x ve y doğrultuları da dikkate alındığında toplam 88 adet model oluşturulmuştur. Doğrusal olmayan davranış, uygulama ve araştırma çevrelerinde yaygın olarak kullanılan artımsal itme analizi ile ifade edilmiştir. Doğrusal olmayan dinamik analizde “Eşdeğer” Tek Serbestlik Dereceli Sistem (TSD) yaklaşımı kullanılmış ve göz önüne alınan depremler altında her bir sisteme ait yer değiştirme istemleri hesaplanmıştır. Sismik performans değerlendirmesinde ise 2007 Deprem Yönetmeliği (DBYBHY-2007) kriterleri esas alınmıştır. Analizleri yapılan binalar dikkate alınarak, geçmiş depremlerde yaşanan hasarlar ve nedenleri irdelenmiştir

Elemanlara ait doğrusal ötesi davranış parametreleri, bu davranışın eleman uçlarında yoğunlaşacağı varsayımına dayanan “yığılı plastik davranış hipotezi” kullanılarak hesaplanmıştır (Şekil 1). Bu hipotez uyarınca kiriş, kolon türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki plastik şekil değiştirmelerin, iç kuvvetlerin kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca düzgün yayılı biçimde meydana geleceği varsayılır. Eğilme davranışının hakim olduğu bu bölge plastik mafsallık boyu ( $L_p$ ) olarak adlandırılır. Yığılı plastik davranışı karakterize eden plastik mafsallık, bu bölgenin tam ortasında noktasal bir eleman olarak idealleştirilebilir. Tipik bir elemanın doğrusal ötesi davranışı Şekil 2’de gösterilen kuvvet-şekil değiştirme eğrisi ile ifade edilebilir (DBYBHY-2007). Bir elemanın davranışının ifade edilebilmesi, B, C, ve E noktalarının belirlenmesi ile mümkün olur. Eleman uçlarında eğilme, kesme ve eksenel yük ile ilgili mafsallar tanımlanmıştır. Özellikle enine donatı aralığının yeterli sıklıkta olmadığı yapılarda kesme hasarlarının oluşabileceği göz önünde bulundurulmuştur.



Şekil 1. Yığılı plastik davranış hipotezi



Şekil 2. Eleman kuvvet-şekil değiştirme ilişkisi

Artımsal itme analizi için oluşturulan modellerde ATC-40 (1996), FEMA-356 (2000), FEMA-440 (2005), DBYBHY-2007 (2007) dokümanlarından faydalanılmıştır. Modelleme aşamasında SAP2000 yapısal analiz programı kullanılmıştır (CSI, 2002). SAP2000’de her bir eleman için otomatik mafsallık yerine oluşturulan kullanıcı tanımlı mafsallar tercih edilmiştir. Plastik mafsallık özellikleri eleman boyutları, boyuna ve enine donatı oranları kullanılarak sargılı beton davranışının

dikkate alınmasıyla elde edilmiştir. Sargılı beton davranışının modellenmesi, Geliştirilmiş Kent ve Park beton modeli ile yapılmıştır (Scott vd., 1982).

## İNCELENEN BİNALARA AİT TAŞIYICI SİSTEM VE MALZEME ÖZELLİKLERİ

Çalışma kapsamında incelenecek bina setinin oluşturulması için aynı plana sahip 4 ve 7 katlı binalar 1975 Afet Yönetmeliği dikkate alınarak Z3 sınıfı zemin üzerinde tasarlanmıştır. Daha sonra bu referans binalara geçmiş depremlerde rastlanan yapısal düzensizlikler eklenerek 11 adet 4 katlı ve 11 adet 7 katlı binanın bulunduğu bir set oluşturulmuştur. Bu binalar arasında, hiçbir yapısal kusuru olmayan ve “referans” bina olarak adlandırılan, zemin katın diğer katlara oranla yüksek olduğu yumuşak katlı ve zemin katta dolgu duvar olmayan yumuşak katlı, bir yönden kapalı çıkmalı, iki yönden kapalı çıkmalı, kısa kolonlu, hem kapalı çıkma hem de yumuşak katlı binalar bulunmaktadır.

Yapılarda döşeme kalınlığı 12 cm alınmış, normal katların fayans kaplı olduğu varsayılarak gerekli tesviye betonu ve diğer malzemeler ile birlikte  $0.470 \text{ t/m}^2$  ölü ağırlık hesaplanmıştır. Çatı katında tesviye betonu öngörülmemekle birlikte yalıtım ve ahşap çatı örtüsü ile  $0.450 \text{ t/m}^2$  ölü ağırlık hesaplanmıştır. Çatı kat hariç diğer tüm kirişlerin üstünde dolgu duvar olduğu varsayılmış ve bu yük kirişlere düzgün yayılı yük olarak etkilmiştir. Diğer yüklemeler TS 498’e (1987) göre tanımlanmıştır. Yapıda bulunan döşemeler modellere dahil edilmemiş, bunun yerine kendi ağırlıkları ve üzerlerindeki yükler kirişlere yayılı yük olarak atanmış ve her kat seviyesinde rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için, DBYBHY-2007’de (2007) verilen *çatlama kesite ait eğilme rijitlikleri* kullanılmıştır; kirişlerde  $0.40 EIo$ , kolonlarda  $N_D / (Ac f_{ck}) \leq 0.10$  olması durumunda  $0.40 EIo$  ve  $N_D / (Ac f_{ck}) \geq 0.40$  olması durumunda  $0.80 EIo$ ’dir. Kolonlar için ara eksenel yük değerlerinde interpolasyon yapılmıştır. Analizlerde dolgu duvarların etkileri dahil edilmiştir.

Her bir yapının 3-boyutlu modelleri SAP2000 programı kullanılarak hazırlanmıştır. Sistemin doğrusal ötesi davranışı her bir elemanın doğrusal ötesi davranışının dikkate alınmasıyla elde edilmiştir. Betonarme elemanlar en büyük kesit tesirlerine uç bölgelerde maruz kalmaktadır. Bu nedenle hasar ve dolayısıyla da doğrusal ötesi davranışın yoğunlaştığı bölgeler buralarda oluşmaktadır. Bu sebeple plastik mafsallar, literatürde enine donatı sıklaştırılma şartı bulunmasından dolayı sargı bölgesi olarak da adlandırılan bu bölgelerde tanımlanmaktadır. Modellerde duvarların etkisi eşdeğer çapraz basınç çubukları kullanılarak yansıtılmıştır. Basınç çubuklarının özellikleri FEMA-356 (2000) ve DBYBHY-2007 (2007) esas alınarak belirlenmiştir. Malzeme özellikleri olarak C16 beton sınıfı ve S220 çelik kullanılmış ve enine donatı aralığı olarak 1975 Afet Yönetmeliğini temsil etmesi itibarıyla 100 mm ve olumsuz durumu yansıtabilmesi için 200 mm olarak dikkate alınmıştır. Yapılara ait doğal periyot ve sismik ağırlıklar Tablo 2’de görülmektedir.

Tablo 2. 4- ve 7- katlı yapılara ait doğal titreşim periyodu, sismik ağırlık ve akma dayanımı katsayısı

Yapı Tipi	Periyot Aralığı (s.) (Çatlama kesit rijitliği)	Sismik Ağırlık Değişimi (kN)	Akma Dayanımı Katsayısı ( $V_y/W_{sis}$ )
4-kat	0.47-1.10	8456-10163	0.11-0.25
7-kat	0.74-1.32	12912-20277	0.11-0.18

## MODELLEMEDE KULLANILAN PARAMETRELER

Plastik mafsallık özellikleri, kesitte bulunan boyuna ve enine donatı miktarları dikkate alınarak hesaplanmıştır. Moment-eğrilik hesabında kirişlerde eksenel yük sıfır, kolon ise, ölü yükler ve azaltılmış hareketli yüklerin toplamından oluşan eksenel yük miktarı dikkate alınmıştır. S220 sınıfı için yaygın kullanılan ikinci derece parabolik  $\sigma$ - $\epsilon$  modeli esas alınmıştır.

Pekleşmeli ikinci derece parabolik modelde pekleşmenin başladığı şekil değiştirme değeri 0.01 kabul edilmiştir. Plastik mafsallık boylarının hesabında (1) numaralı denklem kullanılmıştır (Priestley vd.,1996);

$$L_p = 0.08L_0 + 0.022f_{sy}d_{bl} \geq 0.044f_{sy}d_{bl} \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

Burada;

$L_p$  plastik mafsalsal boyu,  $L_0$  plastik mafsalsal ile moment sıfır noktası arası mesafe,  $f_s$  boyuna donatı akma dayanımı ve  $d_{bl}$  boyuna donatı çapıdır.

### Moment Mafsallarının Tanımlanması

SAP2000 programında mafsallar Şekil 2’de tanımlanan kuvvet-deformasyon eğrisi üzerinde idealleştirilen beş nokta ile tanımlanmaktadır. “A” noktası orijini temsil ederken, “B” ve “C” noktaları kesitin akma ve nihai eğrilik değerleriyle ilişkilidir. “D” noktası kesitin dayanım kapasitesini kaybettiği nokta ve “E” noktası da kesitin göçtüğü noktayı temsil etmektedir. “C” ve “D” noktalarının şekildeğiştirme değerleri aynı olup, dayanım kapasitesinin “D” noktasında %20’ye düştüğü kabul edilmiştir.

Bu çalışmada, kolon ve kirişler için; kesitin akma noktası olan “B” noktası,  $M-\phi$  grafiğinin eğiminden, “C”, “D” ve “E” noktaları da beton basınç-şekildeğiştirme ve çekme donatısındaki şekildeğiştirme değeriyle tanımlanmıştır. Beton basınç deformasyonu ( $\epsilon_{cu}$ ) kriteri için, en üst çekirdek beton lifi şekildeğiştirme değerinin hesaplanması için önerilen ve kabul görmüş (2) nolu formül kullanılmıştır (Priestley vd., 1996). Ayrıca beton basınç şekil değiştirme değerinin “C” noktası için, 0.02 ve “E” noktası için de, 0.03 değerini aşmaması ek kriter olarak eklenmiştir. Kolon ve kiriş elemanlarda donatı çekme deformasyonları için iki değişik sınır dikkate alınmıştır. “C” noktasında en alt çekme donatısında maksimum şekildeğiştirme kapasitesinin %50’sine ( $0.5\epsilon_{cu}$ ) ulaşmasına izin verilirken (Priestley, 2000), herhangi bir donatının kopması ( $\epsilon_s = \epsilon_{su}$ ) “E” kriteri olarak kabul edilmiştir.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2)$$

Burada;  $\epsilon_{cu}$  kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi,  $\rho_s$  hacimsel enine donatı oranı,  $f_{yh}$  enine donatı akma dayanımı,  $\epsilon_{su}$  çekme donatısı birim şekil değiştirme kapasitesi ve  $f_{cc}$  sargılı beton nihai dayanımıdır.

Yerdeğiştirme kapasitesinin belirlenmesinde dolaylı olarak etkili olan moment taşıma kapasitesindeki ciddi düşüşler ek kriter olarak alınmıştır. “C” noktasının tanımlanmasında moment kriteri olarak, moment kapasitesindeki düşüş %30, “E” noktasında bu azalma %40 olarak sınırlandırılmıştır. Moment mafsallarına ek olarak, kolon ve kirişlerde kesme mafsalları da tanımlanmıştır. Moment mafsallarından farklı olarak, kesme mafsallarında herhangi bir süneklik hesaplanmamış, elemanların kesme kapasitelerine ulaşır ulaşmaz göçme konumuna ulaştığı varsayılmıştır. Kesme kapasiteleri TS500 (2000) e göre hesaplanmıştır.

Binaların deprem performanslarının değerlendirilmesi için gerekli olan yapı elemanlarının hasar sınırlarının tanımlanmasında Vision 2000 (1995) esas alınarak plastik deformasyon kapasitesinin yüzdesi olarak ifade edilmiştir. Plastik deformasyonun %10’u Minimum Hasar Sınırı (MN), %60’ı Güvenlik Sınırı (GV) ve %90’ı da Göçme Sınırı (GÇ) olarak ifade edilmiştir. Söz konusu sınırlar Şekil 2’de gösterilen tipik eleman için doğrusal ötesi kuvvet-deplasman ilişkisi üzerinde işaretlenmiştir.

### Analizlerde Kullanılan Deprem İvme Kayıtları

Zaman Tanım Alanında Çözümleme Yönteminde farklı karakteristikteki ivme kayıtlarının kullanılması güvenilir bir değerlendirme için önkoşuldur. Benzer özellikte ivme kayıtlarının kullanılması, doğru bir davranış değerlendirmesi için yetersiz kalabilmektedir. Çalışmada özellikle son 20 yılda ülkemizde yaşanan yıkıcı deprem kayıtlarından seçimler yapılmıştır (Tablo 3).

Tablo 3. Türkiye’de son 20 yılda yaşanan yıkıcı deprem kayıtları

Tanımlayıcı	Deprem	Tarih (Gün/Ay/Yıl)	Büyüklik	İstasyon	Bileşen (°)	PGA (g)	Odak Der. (km)
AF02SULT.360	Afyon-S.Dağı	03.02.2002	$M_w=6.5$	Afyon	Kuzey	0.114	6
AF02SULT.090	Afyon-S.Dağı	03.02.2002	$M_w=6.5$	Afyon	Doğu	0.094	6
BN03BING.360	Bingöl	01.05.2003	$M_w=6.4$	Bingöl	Kuzey	0.546	6
BN03BING.090	Bingöl	01.05.2003	$M_w=6.4$	Bingöl	Doğu	0.277	6
AD98CEYH.090	Adana-Ceyhan	27.06.1998	$M_s=5.9$	Ceyhan	Doğu	0.274	23
AD98CEYH.180	Adana-Ceyhan	27.06.1998	$M_s=5.9$	Ceyhan	Güney	0.223	23
DN95DINA.090	Dinar	01.10.1995	$M_s=5.9$	Dinar	Doğu	0.330	24
DN95DINA.180	Dinar	01.10.1995	$M_s=5.9$	Dinar	Güney	0.282	24
DZ99BOLU.360	Düzce	12.11.1999	$M_w=7.2$	Bolu	360°	0.728	11
DZ99BOLU.090	Düzce	12.11.1999	$M_w=7.2$	Bolu	090°	0.822	11
DZ99DUZC.180	Düzce	12.11.1999	$M_w=7.2$	Düzce	180°	0.348	11
DZ99DUZC.270	Düzce	12.11.1999	$M_w=7.2$	Düzce	270°	0.535	11
ER92ERZN.360	Erzincan	13.03.1992	$M_s=6.8$	Erzincan	Kuzey	0.515	27
ER92ERZN.090	Erzincan	13.03.1992	$M_s=6.8$	Erzincan	Doğu	0.496	27
KC99DUZC.180	Kocaeli	17.08.1999	$M_s=7.4$	Düzce	180°	0.312	20
KC99DUZC.270	Kocaeli	17.08.1999	$M_s=7.4$	Düzce	270°	0.358	20
KC99GEBZ.180	Kocaeli	17.08.1999	$M_s=7.4$	Gebze	180°	0.244	20
KC99IZMT.090	Kocaeli	17.08.1999	$M_s=7.4$	İzmit	090°	0.220	20
KC99YARM.060	Kocaeli	17.08.1999	$M_s=7.4$	Yarımca	060°	0.268	20
KC99YARM.330	Kocaeli	17.08.1999	$M_s=7.4$	Yarımca	330°	0.349	20

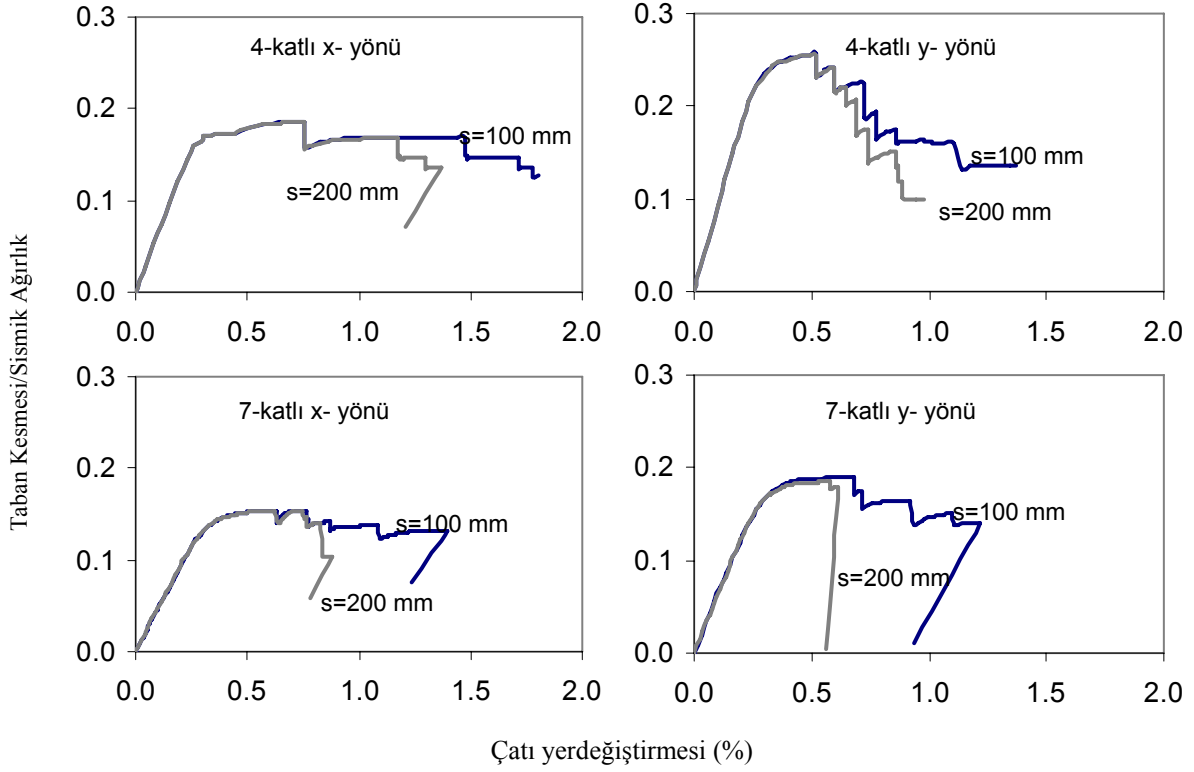
### ARTIMSAL İTME ANALİZİ

Bu çalışmada artımsal itme analizinde kullanılan yükleme şekli, toplanmış kat kütleleri ve doğrusal dinamik analizden elde edilen mod şekliyle ( $x$ - ve  $y$ - yönlerinde) orantılı olarak kat hizalarında uygulanmıştır. Analizlerde P-Delta etkileri dikkate alınmıştır. Şekil 3’te 4 ve 7 katlı referans binalara ait 100- ve 200- mm etriye aralıkları için kapasite eğrileri verilmiştir. Enine donatı aralığının deplasman kapasitesi üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir.

### PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

DBYBHY-2007’ye göre binaların deprem güvenliği, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için tanımlanmıştır. Bunlar; Hemen Kullanım (HK), Can Güvenliği (CG), Göçmenin Önlenmesi (GÖ) ve Göçme durumlarıdır. Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda; yönetmelikte tanımlanan performans seviyeleri (Tablo 4) dikkate alınarak performans değerlendirilmesi yapılmaktadır.

Artımsal itme analizi sonuçları ile Tablo 4’te verilen performans kriterleri kullanılarak her bir bina için tanımları yapılan performans seviyelerine karşılık gelen global yerdeğiştirme kapasiteleri elde edilmiştir. Yerdeğiştirme kapasitesi olarak çatı katı ötelenmesi kullanılmıştır. Akma dayanımı katsayıları ve değişik performans seviyelerine ait çatı katı yerdeğiştirme kapasitelerinin yapı yüksekliğine göre normalize edilmiş değerleri Tablo 5 ve 6’da verilmiştir. Göçmenin Önlenmesi (GÇ) durumuna karşılık gelen ötelenme ve akmaya karşılık gelen taban kesme dayanımı katsayıları incelendiğinde, bina yüksekliği arttıkça bu değerlerin küçüldüğü görülmektedir. Bu tespiti, 1999 yılında meydana gelen Marmara depreminin gözlem sonuçları da doğrulamaktadır (Akkar vd., 2005).



Şekil 3. 4- ve 7- katlı referans yapıların 100- ve 200- mm etriye aralıkları için kapasite eğrileri

Tablo 4. Yönetmelik performans kriterleri ve tanımları (DBYBHY-2007, 2007)

Performans Seviyesi	Performans Kriterleri
Hemen Kullanım (HK)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Kirişlerin en fazla %10'u MN-GV aralığında olmalıdır.</li> <li>2. Hiç bir düşey taşıyıcı eleman MN seviyesini geçmemelidir.</li> <li>3. Hiç bir kiriş eleman GV seviyesini geçmemelidir.</li> <li>4. Kat görelî ötelenmesi %0.8 değerini aşmamalıdır.</li> </ol>
Can Güvenliği (CG)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Kirişlerin en fazla %20'si GV-GÇ aralığını geçebilir.</li> <li>2. GV-GÇ aralığında düşey taşıyıcılar tarafından taşınan kesme kuvvetinin o kattaki kat kesmesine oranı %20'yi aşmamalıdır. Bu oran çatı katında %40'ı geçmemelidir.</li> <li>3. Her iki ucu akmış düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %30'unu aşmamalıdır.</li> <li>4. Kat görelî ötelenmesi %2 değerini aşmamalıdır.</li> </ol>
Göçmenin Önlenmesi (GÖ)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Kirişlerin en fazla %20'si GÇ'yi geçebilmektedir.</li> <li>2. GÇ'yi geçmiş düşey taşıyıcıların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %20'sini aşmamalıdır. Bu oran çatı katında en fazla %40 olabilir.</li> <li>3. Her iki ucu akmış düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %30'unu aşmamalıdır.</li> <li>4. Kat görelî ötelenmesi %3 değerini aşmamalıdır.</li> </ol>
Göçme Durumu	Göçmenin önlenmesi durumu sağlanmıyorsa, göçme durumundadır.

Enine donatı aralığının ötelenme kapasitesi üzerindeki etkileri net olarak görülmektedir (Tablo 5 ve 6). Bununla birlikte Tablo 5 ve 6 incelendiğinde, 8 binada Hemen Kullanım (HK) ve Can Güvenliği (CG) durumları için yerdeğiştirme kapasitelerindeki düşüklükler göze çarpmaktadır. Bunun sebebi, bu binalarda kısa kolon davranışının oluşmasıdır. Kısa kolon davranışı kesme kırılmasının momentten önce oluşmasına sebep olmasıyla HK ve CG seviyelerini karşılayamamaktadır. GÖ seviyesi binada oluşacak sınırlı sayıda kısa kolon oluşumundan etkilenmemektedir. Bu davranış türüne daha önce yaşadığımız depremlerde rastlanılmış ve toptan göçme olmadan bazı kolonlardaki önemli kesme hasarlarıyla yapılar depremi atlattır (Doğangün, 2004).

Tablo 5. 4- katlı binalara ait performans seviyeleri

Kat	Yapı No / Etriye Aralığı (mm)		Çatı katı görelî yerdeğîştirme oranı (%)		
			Hemen Kullanım (HK)	Can Güvenliğı (CG)	Göçmenin Önlenmesi (GÖ)
4-katlı (x-yönü)	1	100	0.54	1.10	1.48
		200	0.51	0.69	1.17
	2	100	0.51	1.08	1.33
		200	0.46	0.65	1.17
	3	100	0.49	1.51	2.02
		200	0.45	0.86	1.59
	4	100	0.28	0.69	1.17
		200	0.25	0.37	0.84
	5	100	0.33	0.81	1.22
		200	0.30	0.46	0.82
	6	100	0.26	0.55	0.88
		200	0.23	0.37	0.61
	7	100	0.33	0.81	0.88
		200	0.29	0.48	0.82
	8	100	0.28	0.59	0.92
		200	0.23	0.41	0.62
	9	100	0.34	0.93	1.10
		200	0.31	0.59	0.78
	10	100	0.26	0.56	0.87
		200	0.24	0.38	0.61
	11	100	0.07	0.07	1.36
		200	0.06	0.07	0.84
4-katlı (y-yönü)	1	100	0.23	0.60	0.86
		200	0.20	0.41	0.65
	2	100	0.31	0.68	0.77
		200	0.30	0.46	0.65
	3	100	0.36	0.70	1.03
		200	0.33	0.53	0.78
	4	100	0.17	0.38	0.70
		200	0.14	0.24	0.45
	5	100	0.22	0.49	0.69
		200	0.19	0.37	0.47
	6	100	0.17	0.42	0.65
		200	0.15	0.28	0.45
	7	100	0.23	0.48	0.59
		200	0.20	0.36	0.48
	8	100	0.18	0.42	0.66
		200	0.15	0.33	0.46
	9	100	0.22	0.61	0.84
		200	0.19	0.44	0.74
	10	100	0.28	0.54	0.82
		200	0.25	0.41	0.60
	11	100	0.06	0.06	1.14
		200	0.06	0.06	0.74

### ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL ÖTESİ ANALİZ VE PERFORMANS DEĞERLENDİRMEİ

Son yıllarda yayımlanan uluslararası yönergelerde (ATC-40, 1996; FEMA-356, 2000; FEMA440, 2005) deprem etkisine maruz yapılarda maksimum global yerdeğîştirme istemlerinin hesaplaması

için farklı doğrusal ötesi yöntemler önerilmektedir. Bu metotlarda, bir yapıdaki doğrusal ötesi deformasyon istemi, “Eşdeğer” Tek Serbestlik Dereceli (TSD) sistem davranışı kullanılarak elde edilmektedir.

Tablo 6. 7- katlı binalara ait performans seviyeleri

Kat	Yapı No / Etriye Aralığı (mm)		Çatı katı görelî yerdeğîştirme oranı (%)		
			Hemen Kullanım (HK)	Can Güvenliğı (CG)	Göçmenin Önlenmesi (GÖ)
7-katlı (x-yönü)	1	100	0.43	0.65	1.40
		200	0.38	0.59	0.83
	2	100	0.43	0.63	1.04
		200	0.38	0.58	0.83
	3	100	0.44	0.72	1.13
		200	0.38	0.59	0.78
	4	100	0.33	0.54	0.66
		200	0.30	0.43	0.57
	5	100	0.30	0.48	0.61
		200	0.27	0.37	0.49
	6	100	0.25	0.40	0.60
		200	0.23	0.32	0.44
	7	100	0.35	0.53	0.56
		200	0.27	0.39	0.49
	8	100	0.25	0.41	0.59
		200	0.23	0.32	0.45
	9	100	0.31	0.48	0.63
		200	0.28	0.38	0.49
	10	100	0.25	0.42	0.60
		200	0.22	0.32	0.43
	11	100	0.08	0.08	0.98
		200	0.08	0.08	0.70
7-katlı (y-yönü)	1	100	0.36	0.48	0.68
		200	0.31	0.46	0.58
	2	100	0.37	0.55	0.73
		200	0.33	0.40	0.53
	3	100	0.44	0.70	0.86
		200	0.40	0.54	0.62
	4	100	0.25	0.38	0.54
		200	0.22	0.31	0.39
	5	100	0.27	0.41	0.60
		200	0.24	0.36	0.46
	6	100	0.19	0.32	0.47
		200	0.18	0.25	0.36
	7	100	0.27	0.42	0.56
		200	0.25	0.35	0.44
	8	100	0.19	0.33	0.44
		200	0.19	0.27	0.35
	9	100	0.31	0.50	0.63
		200	0.29	0.42	0.49
	10	100	0.26	0.40	0.54
		200	0.24	0.34	0.41
	11	100	0.08	0.08	0.95
		200	0.08	0.08	0.55



Artımsal itme analizinden elde edilen kapasite eğrileri 2007 Deprem Yönetmeliği kullanılarak iki doğrulu bir eğri haline getirilmiştir. Yapıların “Eşdeğer” TSD sistem modellerinin tanımlanmasında; akma dayanımının sismik ağırlık ile normalize edilmesi sonucu elde edilen akma dayanımı katsayısı, akma deplasmanı ve akma sonrası rijitlik katsayısı ile tanımlanmaktadır. Bu çalışmada kullanılan binaların akma sonrası rijitlik katsayısı değerleri küçük olduğunda, enine donatı aralığı sadece nihai ötelenme değerini değiştirmektedir. Dolayısıyla göz önüne alınan depremlerin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemini kullanarak yerdeğiştirme istemlerinin hesabında, 88 model yerine 44 modele ait kapasite eğrileri “Eşdeğer” TSD sistem olarak idealize edilmiştir.

FEMA-356 (2000) ve ATC-40 (1996) dokümanlarında akma deplasmanının ifade edilmesi aynı iken akma dayanımı katsayısının ifadesi farklıdır. FEMA-440 (2005) dokümanında ATC-40 yaklaşımının daha gerçekçi sonuçlar verdiği ifade edilmektedir. Dolayısıyla bu çalışmada yönetmeliğimizde de yer alan ATC-40’daki yöntem kullanılmıştır.

“Eşdeğer” TSD sistem modeli oluşturulan her bir yapıya, Tablo 3’te verilen depremler uygulanmıştır. USEE (İnel vd., 2001) programı kullanılarak, 880 adet doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirilmiş ve her bir sisteme ait yerdeğiştirme istemleri bulunmuştur. Elde edilen TSD sistemin deprem istemleri doğal titreşim moduna ait katkı çarpanı ile çarpılarak, çatı katı yerdeğiştirme istemleri hesaplanmıştır. Tablo 5 ve 6 kullanılarak göz önüne alınan yer hareketleri etkisi altında her bir binaya ait performans değerlendirmesi yapılmıştır. 100- ve 200- mm. etriye durumu için deprem istemleri aynı olmasına rağmen, yerdeğiştirme kapasiteleri farklıdır. Bu yüzden, göz önüne alınan yapılar için performans değerlendirmesi 100- ve 200- mm enine donatı aralığı için ayrı ayrı yapılmıştır.

Tablo 7. Yapılarda gözönüne alınan performans seviyelerinin aşılma olasılığı

Deprem	Hemen Kullanım				Can Güvenliği				Göçmenin Önlenmesi			
	4-katlı		7-katlı		4-katlı		7-katlı		4-katlı		7-katlı	
	s=100 mm	s= 200 mm	s= 100 mm	s= 200 mm	s= 100 mm	s= 200 mm	s= 100 mm	s= 200 mm	s= 100 mm	s= 200 mm	s= 100 mm	s= 200 mm
AF02SULT.360	0.47	0.51	0.37	0.40	0.12	0.17	0.12	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
AF02SULT.090	0.47	0.51	0.38	0.40	0.12	0.18	0.12	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
BN03BING.360	1.00	1.00	0.58	0.84	0.59	0.96	0.17	0.31	0.16	0.51	0.00	0.00
BN03BING.090	0.62	0.74	0.33	0.64	0.15	0.32	0.12	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00
AD98CEYH.090	0.74	1.00	1.00	1.00	0.25	0.70	0.33	0.53	0.00	0.10	0.02	0.19
AD98CEYH.180	1.00	1.00	1.00	1.00	0.64	0.96	0.62	1.00	0.07	0.28	0.05	0.32
DN95DINA.090	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00	1.00	0.38	0.64	0.28	0.77
DN95DINA.180	1.00	1.00	1.00	1.00	0.42	0.53	0.66	0.92	0.10	0.23	0.15	0.58
DZ99BOLU.360	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00	0.67	0.96	0.71	1.00
DZ99BOLU.090	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00
DZ99DUZC.180	1.00	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.92	1.00	0.56	0.82	0.26	0.36
DZ99DUZC.270	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00	0.79	0.96	0.71	1.00
ER92ERZN.360	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ER92ERZN.090	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
KC99DUZC.180	1.00	1.00	1.00	1.00	0.67	1.00	0.83	1.00	0.14	0.34	0.21	0.62
KC99DUZC.270	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.83	1.00	1.00	0.25	0.58	0.53	0.94
KC99GEBZ.180	0.70	0.70	0.62	0.84	0.25	0.31	0.15	0.52	0.05	0.12	0.00	0.03
KC99IZMT.090	0.83	0.83	0.65	1.00	0.20	0.62	0.26	0.42	0.00	0.05	0.03	0.12
KC99YARM.060	1.00	1.00	0.98	0.98	0.42	0.62	0.94	0.98	0.16	0.27	0.49	0.62
KC99YARM.330	1.00	1.00	1.00	1.00	0.53	1.00	1.00	1.00	0.26	0.32	0.28	0.83

Çalışmada kabul edilen düzensizliklerin yapı stoğundaki dağılımının aynı oranda olmaması nedeniyle performans değerlendirmesi ile ilgili verilecek istatistiksel ifadeler gerçeği yansıtmayacaktır. Bu nedenle yapısal düzensizliklerin dağılımı için İnel vd. (2004) tarafından

Denizli’de yapılan bina envanter çalışmasından faydalanılmıştır. Bu çalışmada elde edilen yaklaşık dağılımlar: %35 düzenli bina (referans), %17 sinde bir taraftan kapalı çıkma, %8 inde iki taraftan kapalı çıkma, %15 inde zemin kat yüksekliği, zemin kat duvarları veya her ikisine bağlı yumuşak kat, %12 sinde kısa kolon, %8 inde yumuşak kat ve bir taraftan kapalı çıkma ve %5 inde de yumuşak kat ve iki taraftan kapalı çıkma şeklindedir. Bu dağılımın esas alındığı bir bina stoğu üzerinde ağırlıklı ortalama kullanılarak yapılan performans değerlendirmesi sonucu elde edilen performans seviyelerinin aşılma olasılıkları göz önüne alınan her bir ivme kaydı için Tablo 7’de verilmiştir. Tablo 8’de de performans değerlendirmesi yapılan yapılar için performans seviyelerinin ortalama aşılma olasılığı istatistikleri verilmiştir.

Tablo 8. Kat sayısı ve etriye aralığına göre performans seviyelerinin ortalama aşılma olasılıkları

Yapı	Etriye Aralığı	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
4-katlı	s= 100 mm	0.890	0.580	0.330
	s= 200 mm	0.910	0.760	0.460
7-katlı	s= 100 mm	0.850	0.660	0.320
	s= 200 mm	0.900	0.760	0.520

## SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışmada, mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili çalışmalara katkıda bulunmak amacıyla Türkiye yapı stoğunda önemli bir yere sahip orta yükseklikteki binaları temsil ettiği düşünülen 4- ve 7- kattan oluşan toplam 44 adet binanın doğrusal olmayan davranışı dikkate alınarak ve 2007 Deprem Yönetmeliği kullanılarak sismik performans kapasiteleri hesaplanmıştır. . Seçilen binaların Türkiye’de son 20 yılda meydana gelen depremlerden oluşan bir set altındaki deplasman istemleri elde edilmiş ve kapasiteler ile karşılaştırılarak performans değerlendirmesi yapılmıştır. Gözlemler ve bulgular aşağıda özetlenmiştir;

- Enine donatı aralığının binaların yerdeğiştirme kapasiteleri üzerinde oldukça önemli etkisi vardır. Göçmenin önlenmesi seviyesi için ortalama aşılma oranları 100 ve 200 mm etriye aralığı için sırasıyla yaklaşık %30 ve %50’dir.
- Betonarme çerçevelerin güçlü ve dolgu duvarların zayıf olduğu yapılarda (bu çalışmada 7 katlı binalar) enine donatının önemi artmaktadır. Dolgu duvarlar tarafından taşınan yatay yük arttığında, betonarme elemanların katkısı azalmaktadır. Yani bu durumlarda betonarme elemanlardaki enine donatı aralığı daha az belirgin olmaktadır.
- Dolgu duvar miktarı bağımsız olduğunda, betonarme elemanların dayanımı kat sayısı ile doğrudan alakalıdır. Kat sayısı arttıkça, aynı miktar dolgu duvara sahip daha güçlü betonarme elemanlar oluşmaktadır. Bundan dolayı, dolgu duvarların önemi zayıf çerçevelerden teşkil edilmiş az katlı yapılarda daha belirgindir.
- Yapı setinin artımsal itme analizleri sonucunda kuvvetli kiriş-zayıf kolon mekanizmasının yapıların birçoğunda yaygın bir problem olarak oluştuğu gözlemlenmiştir.
- Yapısal düzensizlikler binaların sismik performanslarını etkilemektedirler. Kısa kolon ve ağır kapalı çıkmalara sahip yumuşak katlı yapılar *Can Güvenliği* performans düzeyi için en kritik durumlardır. Bu çalışmada ayrıntısı burada verilmemekle birlikte, hem 4- hem de 7- katlı yapılar için ağır kapalı çıkmalara sahip yumuşak katlı yapıların *Göçmenin Önlenmesi* seviyesi için en fazla hasar verici yapılar olduğu gözlenmiştir. Düzensizliklerin etkisi 7- katlı yapılarda 4- katlı olanlara göre daha belirgindir.
- Bu çalışmada 4- katlı yapıların desplasman kapasiteleri daha fazla olmasına rağmen, performans değerlendirmesinde elde edilen aşılma olasılıkları arasında kayda değer farklılıkların olmaması, 4- katlı yapıların 7- katlılara göre daha yüksek talepler gerektirdiğini göstermiştir. Diğer yandan, ülkemizdeki binaların yerdeğiştirme kapasiteleri, kat sayısı arttıkça azalmaktadır. Bu nedenle, hangi bina grubunun olası bir depremde daha fazla hasar alacağını kestirmek oldukça güçtür.

Sonuç olarak diyebiliriz ki; Türkiye yapı stoğunun büyük bir bölümünü oluşturan 1975 yönetmeliğine göre tasarlanmış kat sayısı 3~8 arasında değişen birçok bina mevcuttur. Bu yapıların yatay yük dayanımlarının düşük olması ve yüksek deprem talepleri gerektirmesi, yapı kalitesinin kötü ve tasarlandıkları dönem itibarıyla geçerli olan yönetmeliğin daha düşük şartlar içermesi gibi nedenlerle açıklanabilir. Dolayısıyla bu yapılardan yeterli bir sismik performans beklemek gerçekçi değildir. Özellikle yerdeğiştirme istemlerinin fazla olduğu bu tip yapılarda; yatay yerdeğiştirme istemlerini sınırlandıracak çözümler üzerinde durulması gerekmektedir. Seçeneklerden birisi de büyük rijitlik ve dayanımları nedeniyle yerdeğiştirme istemlerini azaltarak çeşitli süneklik kusurlarının etkilerini düşüren perde duvarların her iki yönde yeterli seviyede kullanılmasıdır.

## Teşekkür

Bu çalışma kısmi olarak TÜBİTAK Proje No. 105M024 ile desteklenmektedir.

## KAYNAKLAR

- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1975. (ABYYHY-1975).  
Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1998. (ABYYHY-1998).  
 Akkar S, Sucuoglu H, Yakut A (2005) “Displacement based fragility functions for low- and mid-rise ordinary concrete buildings” *Earthquake Spectra*, 21(4):901-927  
 Aschheim M. and Gulkan, P. (2000). “Performance of buildings, 1999 Kocaeli, Turkey, Earthquake Reconnaissance Report”, supplement to vol. 16 *Earthquake Spectra*.  
 ATC-40 (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings *Applied Technology Council*, Vol 1. Washington, DC. USA.  
 CSI, SAP2000 V-8 (2002) Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Basic Analysis  
 D’Ayala, D. and Charleson, A. W. (2000) “Review of Seismic Strengthening Guidelines for R.C Buildings in Developing Countries”. *Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, Paper No:820.  
 Dogangun A (2004) “Performance of reinforced concrete buildings during the May 1 2003 Bingöl earthquake in Turkey”, *Engineering Structures*, 26(6): 841-856.  
Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007 (DBYBHY-2007).  
 FEMA-356 (2000). Prestandart and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by *American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency*, Washington, D.C.  
 FEMA-440 (2005) Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, prepared by *ATC for American Society of Civil Engineers for Federal Emergency*, Washington, D.C.  
 Inel M, Senel SM, Toprak S, Kayhan AH, Yilmaz S (2004) “Building damage assessment of urban areas: A case Study for Denizli”, *ACE 2004 6th International Congress on Advances in Civil Engineering* October, 6-8, , Istanbul, Turkey.  
 Inel M, Bretz E, Black E, Aschheim M, Abrams D (2001) USEE 2001-utility software for earthquake engineering: program, report, and user’s manual. CD Release 01-05. University of Illinois (Urbana), Mid-America Earthquake Center. Available for download from <http://mae.ce.uiuc.edu/>  
 Priestley, MJN (2000) “Performance Based Seismic Design”, *Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, Paper No: 2831.  
 Priestley MJN, Seible F, Calvi GMS (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges. *John Wiley & Sons*, Inc., New York.  
 Scott BD, Park R, and Priestley MJN (1982) “Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates”, *ACI Structural Journal*, 76(1): 13-27.  
 TS 498 (1987) Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *TSE*, Ankara.  
 TS 500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *TSE*, Ankara.  
 Vision 2000 (1995) Soulages, J., ed. Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Sacramento, CA, 2 vols, April 3.

## YUMUŞAK KAT DAVRANIŞININ DUVAR ETKİSİ DİKKATE ALINARAK İNCELENMESİ

### INVESTIGATION OF SOFT STORY BEHAVIOUR CONSIDERING INFILL EFFECT

Hayri Baytan ÖZMEN<sup>1</sup>, Mehmet İNEL<sup>2</sup> ve Hüseyin BİLGİN<sup>3</sup>

#### ÖZET

*Yumuşak kat düzensizliği, yaşanan depremlerde bina hasarlarının en büyük nedenleri arasındadır. Bu düzensizlik hemen her deprem sonrası inceleme raporlarında yer almakta, üst katlarında camları dahi kırılmamış binaların bazı katlarının tamamen göçtüğü görülmektedir. Yumuşak kat, yapı taşıyıcı sistemlerinin katlar arasında farklı özelliklere sahip olmasından dolayı (kat yüksekliğinin fazla olması gibi) oluşabileceği gibi taşıyıcı sisteme ait olarak düşünülmeyen bölme duvarların miktarının değişmesi nedeniyle de gündeme gelebilmektedir. Bu çalışmada mevcut yapı stoğu içinde depreme karşı en zayıf durumda bulunduğu düşünülen orta katlı binalarda yumuşak kat davranışı ve dolgu duvarların bu davranış üzerine etkileri doğrusal ötesi statik analiz kullanılarak incelenmiştir. Orta katlı mevcut konut yapılarını temsil etmesi için 4 ve 7 katlı, düzensizliği bulunmayan iki adet betonarme bina 1975 Afet Yönetmeliği'ne göre tasarlanmıştır. Daha sonra bu binaların ilk kat yüksekliğinin arttırılması (2.8 m yerine 4 m), ilk katta duvarların üst katlara göre çok az olması ve bu ikisinin birlikte olması durumları dikkate alınarak yumuşak katlı modelleri elde edilmiştir. Düzenli ve yumuşak kat düzensizliğine sahip yapıların 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Önlenmesi seviyelerinde deplasman kapasiteleri belirlenmiştir. Bu kapasite değerleri ve yapıların davranışı dikkate alınarak kat yüksekliğinin arttırılması ve/veya dolgu duvar miktarının ani değişimi nedeniyle oluşan yumuşak kat davranışı incelenmiştir. Tüm binalar 10 ve 20 cm olmak üzere iki farklı etriye aralığı dikkate alınarak modellenmiş böylelikle yanıl donatı miktarının davranışa etkisi de değerlendirilmiştir.*  
Anahtar Kelimeler: Betonarme binalar, Deplasman kapasitesi, Doğrusal olmayan davranış, Dolgu duvar, Yumuşak kat.

#### ABSTRACT

*Soft story irregularity is one of the main reasons of the building damage during earthquakes. This irregularity is mentioned in almost all reconnaissance reports, and buildings having total collapse at some stories, even without unbroken windows at others may be seen after earthquakes. Soft story may arise not only because of sudden changes in structural system properties (like height of the stories) but also due to abrupt changes in amount of infill walls between stories which are usually not considered as a part of load bearing system. In this study, soft story and effect of infills on this behavior are investigated using nonlinear static analysis for mid-rise reinforced concrete buildings which are thought to be the most vulnerable against earthquakes among existing building stock. Four and seven storey buildings are designed per 1975 Turkish Earthquake Code to reflect existing building stock. Soft story models of the reference buildings are obtained considering increased floor story height (4m instead of 2.8), less amount of infill at floor story and both cases. Displacement capacities of the reference and soft story models are determined at Immediate Occupancy, Life Safety and Collapse Prevention performance levels according to 2007 Turkish Earthquake Code. Soft story behavior due to change in story height and/or infill amount is evaluated in view of these displacement capacities and structural behavior of models. All of the buildings are modeled*

<sup>1</sup> Yüksek Mühendis, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, [hozmen@pau.edu.tr](mailto:hozmen@pau.edu.tr)

<sup>2</sup> Yard. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli, [minel@pau.edu.tr](mailto:minel@pau.edu.tr)

<sup>3</sup> Yüksek Mühendis, Pamukkale Üniversitesi İnşaat Müh. Bölümü, Denizli, [huseyinbilgin@gmail.com](mailto:huseyinbilgin@gmail.com)

with two different transverse steel spacing as 10 and 20 cm to investigate the effect of transverse steel amount on the behavior.

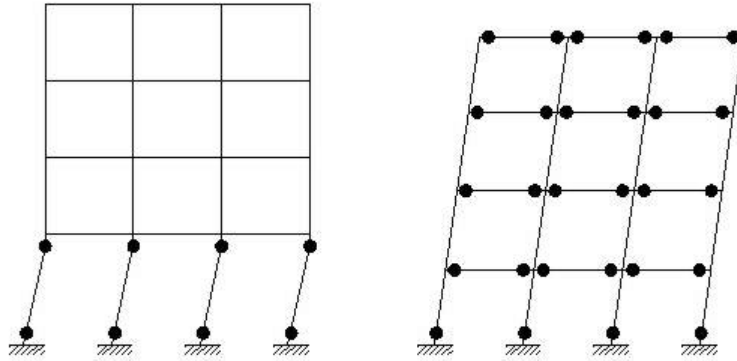
Keywords: Displacement capacity, Infill walls, Nonlinear behavior, Reinforced concrete buildings, Soft Story.

## GİRİŞ

Yapıda ani rijitlik değişimi sebebiyle deprem enerjisinin tek bir katta yoğunlaşması sebebiyle oluşan yumuşak kat düzensizliği ülkemizde yaşanan depremlerde betonarme binaların yıkılma nedenlerinin başında gelmektedir. (Adalier ve Aydingun, 2001; Doğangün, 2004; Sezen ve diğ. 2003). Bu düzensizlik dünyada da önde gelen hasar nedenleri arasındadır. Bu nedenle birçok sismik değerlendirme raporunda yer almaktadır (A summary report of the January 17 1995 Kobe Earthquake, 1995; Goel, 2003; Yoshimura ve Kuroki, 2003)

Yumuşak kat ülkemizde oldukça yaygın sayılabilecek bir durumdur. Bunun başlıca nedeni birçok binanın zemin katının otopark veya dükkân olarak ticari amaçlar için kullanılmasıdır. Zemin katlarda vitrin olarak kullanmak amacıyla dış duvarlar yerine cam kullanılmakta, iç duvarlar ise geniş alanlara ihtiyaç duyulması nedeniyle üst katlara oranla çok az yapılmaktadır. Bir üstte konut amaçlı kullanılan katta ise hemen iç ve dış duvarların inşa edilmiş olması düşeyde bir rijitlik düzensizliğine yol açmaktadır.

Oluşan bu rijitlik düzensizliği özellikle perdesiz yapılarda deprem güvenliği açısından oldukça ciddi sorunlara neden olabilmektedir. Deprem yüklemesi altında bu düzensizlik nedeniyle zemin katta oldukça büyük deformasyon talepleri oluşmakta ve deprem enerjisi tek bir katta yoğunlaşmaktadır. Şekil 1’de sağda görülen çerçevede deprem enerjisi katlara düzgün olarak dağılmış plastik mafsallar yoluyla tüketilmektedir. Bu sayede yapı, stabilitesi bozulmadan elde edilebilecek en yüksek sayıda plastik mafsal kullanılarak büyük miktarda enerji sönmüleyebilmektedir. Fakat Şekil 1’de solda görülen çerçevede oluşan yumuşak kat mekanizması nedeniyle oldukça az sayıda plastik mafsal dahi yapı stabilitesinin kaybına sebep olmaktadır. Oluşan az sayıda plastik mafsal nedeniyle enerji sönmü de zorlaşmaktadır.



Şekil 1. Yumuşak kat ve ideal göçme mekanizması

Şekil 2’de görülen bina yumuşak kat sonucu deprem enerjisinin tek bir noktada yoğunlaşmasına iyi bir örnek teşkil etmektedir. Yapının zemin katı deprem sonucu çökmüş durumda olmasına rağmen üst katların camları dahi kırılmamıştır.



Şekil 2. İlk katı yumuşak kat nedeniyle göçmüş bir bina (Goel, 2003)

## ÇALIŞMANIN AMACI

Yumuşak katın zemin kat yüksekliğinin diğer katlardan fazla olması sonucu oluşabileceği inşaat mühendisleri arasında oldukça yaygın bir görüştür. Fakat literatürde katlar arasında taşıyıcı sistem değişikliği (Watanabe, 1997) veya katlar arası farklı döşeme sistemi kullanılması (kirişli ve asmolen döşeme; Doğançün, 2004) gibi birçok farklı nedenle yumuşak kat oluşumuna rastlanmıştır. Ancak betonarme yapılarda yumuşak kat oluşumunun en yaygın nedenlerinden biri katalar arasında dolgu duvar miktarında ani değişiklik yapılmasıdır. Dolgu duvarlar inşaat mühendislerince taşıyıcı sistemin bir parçası olarak görülmediğinden bina davranışını etkileyecekleri çoğunlukla göz önüne alınmaz. Bu sebeple dolgu duvarlar sebebiyle yumuşak kat oluşabileceği inşaat mühendisleri arasında yeterince yaygın bir bilgi değildir ve bu konuda gereken dikkat gösterilmemektedir. Bu çalışmada dolgu duvarların özellikle yumuşak kat davranışı üzerine etkileri incelenerek konu üzerindeki bilgi düzeyinin artırılmasına katkıda bulunmak amaçlanmıştır.

## KAPSAM

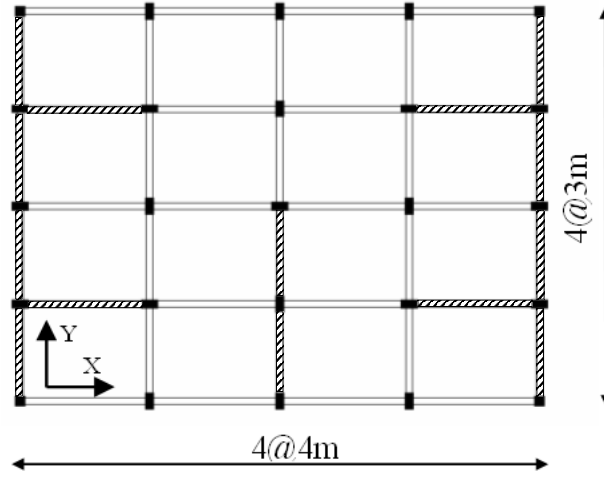
Çalışmada mevcut yapı stoğu içinde depreme karşı en zayıf durumda bulunduğu düşünülen orta katlı binalarda yumuşak kat davranışı ve duvar yerleşiminin bu davranış üzerine etkileri doğrusal ötesi statik analiz kullanılarak incelenmiştir. Mevcut orta katlı konut yapılarını temsil etmesi için 4 ve 7 katlı iki adet, düzensizliği bulunmayan betonarme binanın 1975 Afet Yönetmeliği ve yazarlar tarafından incelenen mevcut yapılarda rastlanılan şartlar dikkate alınarak doğrusal ötesi modelleri hazırlanmıştır. Doğrusal ötesi davranış eleman uçlarında tanımlanan plastik mafsallar yoluyla modellenmiştir. Mafsalların tanımlanması için her elemanın kritik kesitlerinin moment eğrilik ilişkileri Geliştirilmiş Kent ve Park sargılı beton modeli ile hesaplanmıştır. Bu moment-eğrilik ilişkileri, nihai deformasyon kriterleri ve plastik mafsal boyu kullanılarak her bir elemanın plastik dönme kapasitesi ve mafsal özellikleri belirlenmiştir. Her bir model 10 ve 20 cm olmak üzere iki farklı etriye aralığı dikkate alınarak hesaplanmış böylelikle yanal donatı miktarının davranışa etkisi de incelenmiştir. Analizlerde SAP2000 programı kullanılmıştır.

Duvarların etkisi eşdeğer çapraz basınç çubukları kullanılarak yansıtılmıştır. Basınç çubuklarının özellikleri FEMA-356 ve 2007 Deprem Yönetmeliği (DY-2007) dikkate alınarak belirlenmiştir. Modellenen 4 ve 7 katlı yapılarda ilk kat yüksekliğinin artırılması (2.8 m yerine 4 m), ilk katta duvarların üst katlara göre çok az olması ve bu ikisinin birlikte olması durumları dikkate alınarak yumuşak katlı bina modelleri elde edilmiştir. Ayrıca incelen yapılarda, duvarların hiç dikkate alınmadığı modeller de hazırlanarak sadece duvarların yapılara etkisi incelenmiştir.

Böylelikle 5 adet 4 katlı ve 5 adet 7 katlı, 3-boyutlu yapının doğrusal ötesi statik analiz yoluyla kapasite eğrileri elde edilmiştir (farklı yanal donatı miktarı ile toplam 20 yapı, 40 kapasite eğrisi). Her iki asal yönde kapasite eğrileri elde edilen bu yapıların DY-2007'ye göre Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçme Önlenmesi şartları dikkate alınarak 3 farklı performans seviyesi için deplasman kapasiteleri elde edilmiştir. Bu kapasite değerleri ve yapıların davranışı dikkate alınarak yumuşak kat düzensizliği; duvar etkisi ve yanal donatı miktarının bu düzensizlik üzerine etkileri irdelenmiştir.

### BİNA MODELLERİNİN ÖZELLİKLERİ

Dört ve yedi katlı iki adet konut binası orta katlı betonarme yapıları temsil etmek üzere seçilmiştir. Her iki yapıda Şekil 3'te görülen kalıp planına sahiptir. Seçilen yapılar Türkiye'de risk grubu içinde bulunan yapıların halen önemli bir bölümünün 1975 Afet Yönetmeliği'ne göre inşa edilmiş olması nedeniyle bu yönetmeliğe göre, betonarme çerçeve olarak tasarlanmıştır. Tasarımda 1. derece deprem bölgesi, Z3 zemin grubu dikkate alınmıştır.



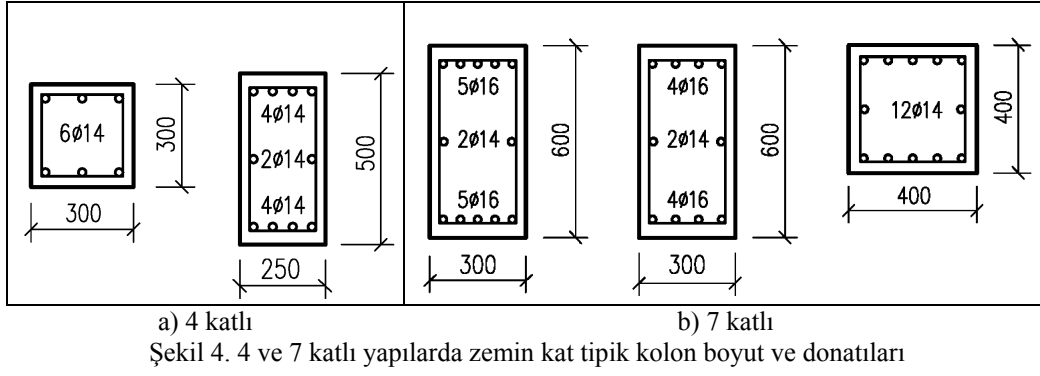
Şekil 3. Modellenen binalara ait kat kalıp planları (dolgu duvarlar taralı olarak gösterilmiştir)

Binaların tasarım ve detaylandırmasında mevcut yapı stoğu özelliklerinin yansıtılmasına özen gösterilmiştir. Yazarlar akademik çalışmalarının yanı sıra birçok mevcut kamu ve konut yapılarının sismik inceleme ve güçlendirme çalışmalarında da yer almaktadır. Yapı modellerinin oluşturulmasında bu çalışmalar sırasında yapılan gözlemler de dikkate alınmıştır.

4 ve 7 katlı referans binalar x yönünde 4 adet 4 metrelik, y yönünde ise 4 adet 3 metrelik açıklığa sahiptir. Kat yüksekliği 2.8 m'dir. Binalarda çapraz basınç çubuğu oluşturabilecek özellikteki duvarlar Şekil 3'te gösterilmiştir. Bunun dışında yapıda yer alan duvarların taşıyıcı özelliğe sahip bulunmadığı varsayılmış, bu duvarların yalnız yük etkileri dikkate alınmıştır. 1975 Afet yönetmeliği'nde yer almadığından yapı tasarımında güçlü kolon-zayıf kiriş davranışının elde edilmesi için çaba harcanmamıştır. Yapı kolon boyutları birçok eski yapıda olduğu gibi üst katlara doğru azaltılmıştır.

Referans binalarda herhangi bir düzensizlik etkisi oluşmaması için kat planları x ve y yönünde simetriklerdir. Yapı kolonların uzun yönlerinin binanın her iki doğrultusunda birbirine yakın sayıda olmasına dikkat edilmiştir. Yapı kolon ve kirişlerinin boyutları mevcut yapı stoğunda rastlanan tipik boyutlardır. 4 katlı yapının zemin kat kolonları 250x500 mm ve 300x300 mm (köşe kolonlar) boyutlarındadır. Yapı kolonlarında boyuna donatı oranı %1 ila %1.5 arasında değişmektedir. Zemin kata ait tipik kolon boyut ve donatıları Şekil 4'te verilmiştir. 4 katlı tüm yapılarda 250x500 mm boyutunda kirişler kullanılmıştır.

7 katlı referans yapıda zemin kat kolonları 300x600 mm ve 400x400 mm boyutlarındadır. Bu kolonlarda boyuna donatı oranı %1.1 ve %1.3 arasında değişmektedir. Tipik kolon boyut ve donatıları Şekil 4'te verilmiştir. 7 katlı yapılarda 250x600 mm boyutunda kirişler kullanılmıştır.



1975 Afet Yönetmeliği'ne göre Şekil 4'te bulunan 300x300 mm boyutunda olan hariç tüm kolonlarda orta donatıların birbirine kanca ile bağlanması gereklidir (AY-75, 1975). Fakat yazarlar mevcut yapılarda yaptığı gözlemler sonucunda yatay donatının çoğunlukla yönetmeliğe uygun olarak imal edilmediği sonucuna varmışlardır. Mevcut yapı stoğunun yansıtılması amacıyla söz edilen kancalar modellemede göz önüne alınmamıştır. Bu sebeple 100 veya 200 mm etriye aralığına sahip olarak modellenen yapıların hiçbiri tam olarak 1975 Afet Yönetmeliği şartlarını sağlamamaktadır.

Referans binaların tasarımında beton basınç dayanımı 16 MPa, donatı akma dayanımı 220 MPa alınmıştır. Doğrusal olmayan modellerde çeliğin pekleşmesi dikkate alınmış, çelik nihai dayanımı 330 MPa olarak öngörülmüştür (TS 500, 2000). Çelik dayanım-deformasyon ilişkisi 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre belirlenmiştir (DBYYHY, 2007).

Yumuşak kat çoğunlukla zemin kat yüksekliğinin diğer katlardan fazla olması, zemin katta duvar miktarının çok az olması veya bu ikisinin birlikte bulunması sonucu oluşabilmektedir. Tablo 1'de çalışma kapsamında hazırlanan modellerin düzensizlik durumu ile ilgili açıklamalar, model adı, çatlamış kesit rijitliği dikkate alınarak birinci mod periyodu (T), akma dayanımın yapı ağırlığına oranı ( $C_v$ ) değerleri verilmiştir.

Tablo 1. Kullanılan bina modellerinin özellikleri

Açıklama	Model Adı	4 Katlı		7 Katlı	
		T (s)	$C_v$	T (s)	$C_v$
Referans düzenli bina	Ref-X	0.57	0.17	0.89	0.15
	Ref-Y	0.47	0.25	0.75	0.18
Referans düzenli bina hiçbir katta duvar yok	RefND-X	0.84	0.14	1.12	0.12
	RefND-Y	0.81	0.15	1.10	0.13
Zemin kat Yüksek	YKZY-X	0.67	0.16	0.97	0.13
	YKZY-Y	0.54	0.21	0.83	0.16
Zemin katta Duvar yok	YKZD-X	0.63	0.17	0.91	0.14
	YKZD-Y	0.55	0.20	0.79	0.17
Zemin kat Yüksek ve Zemin katta Duvar yok	YKZYD-X	0.84	0.13	1.05	0.12
	YKZYD-Y	0.77	0.14	0.94	0.13

Model adlarının sonundaki “-X ve” “-Y” ibareleri dikkate alınan yönü göstermektedir. Açıklama kısmında binada varsa yumuşak kat oluşumuna neden olan durum yer almaktadır. Tabloda öncelikle hiçbir düzensizliği bulunmayan referans yapılara yer verilmiştir. Daha sonra referans binanın, duvarların taşıyıcı özelliklerinin dikkate alınmadığı duruma ait modeli görülmektedir. Tabloda yer alan “duvar yok” ifadesi sadece taşıyıcı eleman olarak varsayılmadığını belirtmektedir. Duvar yükleri her durumda hesaba katılmıştır. Zemin katın yüksek olarak belirtildiği durumda zemin kat yüksekliği 2.8 m yerine 4 metredir. Zemin katta duvar yok olarak belirtilen modellerde, yapının zemin katında diyagonal çapraz oluşturabilecek özellikte hiçbir duvarın bulunmadığı varsayılmıştır. Diğer katların duvar yerleşimi Şekil 1'de verildiği gibidir.



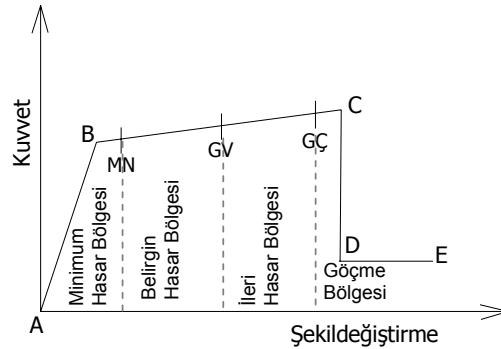
## DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLEME VE ANALİZ

Düzensizliğe sahip olmayan 4 ve 7 katlı referans binalar 1975 Afet Yönetmeliği'ne göre tasarlanmıştır. Elde edilen eleman boyut ve donatıları kullanılarak bu yapıların doğrusal olmayan modelleri hazırlanmıştır. Daha sonra tekrar tasarım yapılmadan referans yapılar kullanılarak düzensizliğe sahip modeller elde edilmiştir. Eleman donatı miktarlarında yuvarlama veya yakın özellikteki elemanların gruplanarak aynı mafsal ve eleman özelliklerinin atanması gibi herhangi bir basitleştirmeye gidilmemiştir, her bir eleman tasarımdan elde edilen şekliyle modellenmiştir.

Doğrusal ötesi statik analiz SAP2000 programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Her bir yapının 3 boyutlu modeli SAP200 programında hazırlanmıştır. Kolon ve giriş elemanlar, uçlarında doğrusal ötesi davranışı yansıtmak üzere plastik mafsallar tanımlanan, çerçeve elemanlar olarak modellenmiştir.

### Plastik Mafsallarının Tanımlanması

Bir plastik mafsalın tanımlanabilmesi için Şekil 5'te verilen B, C, D, E noktalarının koordinatları belirlenmelidir. Eğilme mafsallarında bu noktaların tanımlanabilmesi için moment-eğrilik ilişkisinin bilinmesi gereklidir. Bu amaçla her bir elemanın kritik kesitlerinde yanal donatı miktarı dikkate alınarak öncelikle sargılı beton birim deformasyon-dayanım ilişkisi belirlenmiştir. Çekirdek ve kabuk betonu için sargılı ve sargısız beton modeli olarak Geliştirilmiş Kent & Park modeli kullanılmıştır (Scott vd., 1982). Çelik birim deformasyon-dayanım ilişkisi DBYBHY-2007'de önerilen şekilde dikkate alınmıştır. Malzeme deformasyon-dayanım ilişkileri kullanılarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisi ve belirlenen süneklik kriterleri kullanılarak eğilme mafsallarının deformasyon kapasiteleri belirlenmiştir.



Şekil 5. Tipik dayanım deformasyon ilişkisi

“B” noktası, kesitin akma konumuna ulaştığı nokta olup, bu noktadan sonra doğrusal ötesi davranış hakim olmaya başlamaktadır. “B”-“C” noktaları arasında kesit kapasitesini korur veya pekleşirken, “C” noktasında göçme konumuna ulaşmaktadır. Bu noktadan sonra kapasitede belli bir oranda düşme meydana gelir ve “D” noktasına ulaşılır. “C”-“D” arasındaki kapasite kaybı için çeşitli kaynaklarda belirli oranlar verilmektedir. Bu çalışmada “D” noktasındaki dayanım değeri FEMA-356 ve ATC-40 dokümanlarında öngörüldüğü gibi akma dayanımının % 20'si olarak belirlenmiştir (FEMA-356, 2000; ATC-40, 1996). “D”-“E” arasında düşen kapasitenin bir müddet daha korunduğu ve “E” noktasında kapasitenin tamamen kaybedilerek sıfır olduğu varsayılmaktadır.

B noktası Denklem 1'de tanımlandığı gibi kesitte bulunan çekme donatısının ilk aktığı andaki eğrilik değerinin, en dış beton lifinde basınç deformasyonunun 0.003 olduğu andaki moment dayanımı olan nominal moment dayanımının, çekme donatısının aktığı noktadaki moment dayanımına oranı ile çarpılmasıyla bulunur (Denklem 1). B noktasının dönme değerinin kullanılan yazılım yönüyle herhangi bir önemi yoktur çünkü yazılım kesitin akıp akmama durumunu moment dayanımına göre belirlemektedir.

$$\phi_y = \frac{M_n}{M_s} \phi_s \quad (1)$$

$\phi_y$  = Akma eğriliği,  $M_n$  = Nominal moment kapasitesi,  $M_s$  = Çekme donatısının aktığı noktadaki moment dayanımı,  $\phi_s$  = Kesitte bulunan çekme donatısının ilk aktığı andaki eğrilik değeridir.

Diğer noktalar için kesitin zorlanmasına bağlı olarak çeşitli kriterler kullanılabilir. Bu çalışmada aşağıda verilen kriterler ışığında C ve E noktaları tanımlanmıştır. D noktası eğrilik değeri C noktası ile aynı öngörüldüğünden ayrıca bir kriter belirlenmemiştir. Göz önüne alınan ilk kriter beton basınç deformasyonu ( $\epsilon_{cc}$ ) ile ilgili olup, bu kriter gereğince E noktasında en üst çekirdek beton basınç deformasyon değeri  $\epsilon_{cu}$  değerini aşamaz. Burada  $\epsilon_{cu}$  ifadesi Priestley ve diğ. tarafından en üst çekirdek beton lifi şekil değiştirme değerinin hesaplanması için önerilen, Denklem 2’de verilen bağıntı ile hesaplanmaktadır (Priestly vd., 1996).

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2)$$

$\epsilon_{cu}$  = En üst çekirdek beton lifi için izin verilen maksimum şekil değiştirme değeri,  $\rho_s$  = Hacimsel yanal donatı oranı,  $f_{yh}$  = Donatı akma dayanımı,  $\epsilon_{su}$  = Donatı kopma uzaması ve  $f_{cc}$  = Sargılı beton basınç dayanımıdır.

Diğer basınç deformasyonu ( $\epsilon_{cc}$ ) kriterine göre “C” noktasında, en üst çekirdek beton lifi 0.02’den büyük olamaz. “E” noktasında da, 0.03 değerini aşamaz. “C” noktasında kesit, taşıyabileceği maksimum moment kapasitesinin %30’undan fazlasını kaybetmiş olmamalıdır. Bu değer “E” noktasında %40’dan fazla olmamalıdır. Kolon ve kiriş elemanlarda “C” noktasında en alt çekme donatısında maksimum şekil değiştirme kapasitesinin %50’sine ( $0.5 \cdot \epsilon_{su}$ ) kadar deformasyon yapmasına izin verilmiştir (Priestley, 2000). Herhangi bir donatının kopması ( $\epsilon_s = \epsilon_{su}$ ) “E” noktası olarak kabul edilmiştir.

Elde edilen bu eğrilik değerleri “yığılı plastik bölge” hipotezi gereği plastik mafsal boyu ile çarpılarak moment-eğrilik ilişkisinden moment-dönme ilişkisine geçilmiştir. Çalışmada Priestley vd. tarafından önerilen ve Denklem 3’te verilen bağıntı kullanılmıştır (Priestley vd., 1996).

$$L_p = 0.08 L_0 + 0.022 f_{sy} d_{bl} \geq 0.044 f_{sy} d_{bl} \quad (\text{MPa, mm}) \quad (3)$$

Burada;  $L_p$ : Plastik mafsal boyu,  $L_0$ : Plastik mafsal ile moment sıfır noktası arası mesafe,  $f_{sy}$ : Boyuna donatı akma dayanımı,  $d_{bl}$ : Boyuna donatı çapıdır.

Moment mafsallarına ek olarak, kolon ve kirişlerde kesme mafsalları da tanımlanmıştır. Moment mafsallarından farklı olarak, kesme mafsallarında herhangi bir süneklik hesaplanmamış, elemanların kesme kapasitelerine ulaşır ulaşmaz göçme konumuna ulaştığı varsayılmıştır. Kesme kapasiteleri TS500’e (2000) göre hesaplanmıştır.

Binaların deprem performanslarının değerlendirilmesi için gerekli olan yapı elemanlarının hasar sınırları Vision 2000 (1995) esas alınarak plastik deformasyon kapasitesinin yüzdesi olarak ifade edilmiştir. Plastik deformasyonun %10’u Minimum Hasar Sınırı (MN), %60’ı Güvenlik Sınırı (GV) ve %90’ı da Göçme Sınırı (GÇ) olarak ifade edilmiştir (Şekil 5).

Eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için, DBYBHY-2007’de (2007) verilen *çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri* kullanılmıştır; kirişlerde  $0.40 EI_0$ , kolonlarda  $N / (Ac f_{ck}) \leq 0.10$  olması durumunda  $0.40 EI_g$  ve  $N / (Ac f_{ck}) \geq 0.40$  olması durumunda  $0.80 EI_g$ ’dir. Kolonlar için ara eksenel yük değerlerinde interpolasyon yapılmıştır.

### Dolgu Duvarların Modellenmesi

Dolgu duvarlar eşdeğer diyagonal basınç çubukları kullanılarak modellenmiştir. Basınç çubuklarının özellikleri FEMA-356 (2000) ve DBYBHY-2007 dokümanlarından faydalanılarak belirlenmiştir. Bir duvarın basınç çubuğu olarak modellemede dikkate alınabilmesi için köşegen uzunluğunun kalınlığına oranı 30’dan küçük olmalı, içerdiği boşluk oranı duvar alanının %10’unu

geçmemeli ve boşluğun konumu diyagonal basınç çubuğu oluşumunu engellemelidir (DBYBHY-2007). Modellerde bu özelliklere sahip olduğu varsayılan duvarlar Şekil 1’de gösterilmiştir. Duvar dayanımı FEMA-356’da belirtildiği ve DBYBHY-2007’de donatısız duvarlar için Denklem 7F.4’ün uygulanması ile elde edileceği gibi duvar yatay kesit alanının, duvar kesme dayanımı ile çarpılması sonucu elde edilmiştir. Duvarları temsil eden eşdeğer basınç çubuklarının rijitlikleri FEMA-356 ve DBYBHY-2007’de verilen bağıntılar kullanılarak hesaplanmıştır.

Duvar malzemesi boşluklu harman tuğlası olarak öngörülmüştür. Duvar elastisite modülü 1000 MPa, basınç dayanımı 1.0 MPa, kesme dayanımı 0.15 MPa olarak dikkate alınmıştır

Duvarların doğrusal ötesi davranışları FEMA-356 Bölüm 7 kullanılarak modellenmiştir. Buna göre dolgu duvarların deformasyon kapasitesi duvarın yükseklik/genişlik oranına (narinlik) ve dolgu ile çevresindeki çerçeve elemanların dayanımlarının oranına bağlıdır. Dolgu elemanın narinlik oranı arttığı ve çevresindeki elemanların dayanımının duvar dayanımından yüksek olduğu oranda dolgu deformasyon kapasitesi artmakta; aksi durumda azalmaktadır (FEMA-356, 2000).

### **Doğrusal Ötesi Statik Analiz**

İtme analizinde “modal yük deseni” kullanılmıştır. Taban kesmesi, toplanmış kat kütleleri ve modal analizden elde edilen kat deplasmanların çarpımıyla bulunan değer oranında katlara dağıtılmıştır ( $x$ - ve  $y$ - yönlerinde). Yükler kat hizalarında ağırlık merkezlerinden uygulanmıştır. Analizlerde P-Delta etkileri dikkate alınmıştır.

## **ANALİZ SONUÇLARI**

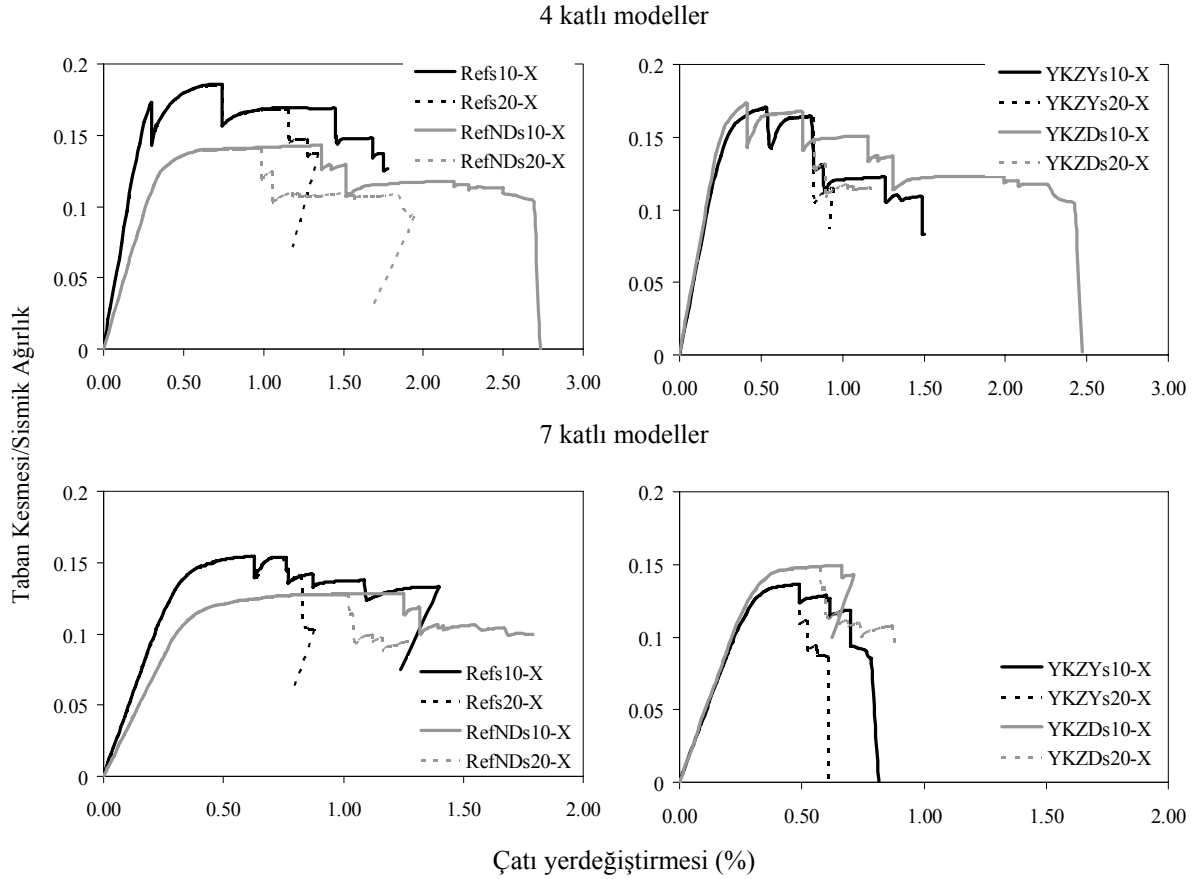
Çalışmada ele alınan her bir binanın 10 ve 20 cm etriye aralığı dikkate alınarak doğrusal olmayan modelleri hazırlanmıştır. Bu modeller doğrusal ötesi statik analize tâbi tutularak kapasite eğrileri elde edilmiştir. Bu eğrilerden bazıları Şekil 6’da gösterilmiştir. Elde edilen kapasite eğrileri ve elemanların her bir deplasman adımında bulunduğu hasar durumları dikkate alınarak DBYBHY-2007 kriterleri dikkate alınarak Hemen Kullanım(HK), Can Güvenliği (CG) ve Göçme Önlenmesi (GÇ) performans seviyeleri için deplasman kapasitelerinin bina yüksekliğine bölünmesiyle elde edilen “Görelî Ötelenme” (GÖ) oranı belirlenerek Tablo 2 ve 3’te verilmiştir. Model adında “s” harfinden sonra gelen rakam santimetre olarak modellemede esas alınan etriye aralığını ifade etmektedir. Adlandırmadaki son harf ise analiz yönünü belirtmektedir. Tablolarda “/Ref” ile gösterilen sütunda her bir modele ait değer düzenli yapıya ait aynı değere oranı verilmiştir. Tablolarda “C” ile gösterilen sütunda modelin o deplasman değerinde sahip olduğu “yatay dayanım katsayısı” (yatay dayanım/yapı ağırlığı) verilmektedir.

Tablo 2. 4 katlı Modellere ait performans değerlendirmesi sonuçları

Model	HK				CG				GÇ			
	GÖ	/Ref	C	/Ref	GÖ	/Ref	C	/Ref	GÖ	/Ref	C	/Ref
Refs10-X	0.53	1.00	0.18	1.00	1.08	1.00	0.17	1.00	1.45	1.00	0.17	1.00
Refs10-Y	0.23	1.00	0.20	1.00	0.59	1.00	0.22	1.00	0.84	1.00	0.17	1.00
Refs20-X	0.50	1.00	0.18	1.00	0.68	1.00	0.18	1.00	1.15	1.00	0.17	1.00
Refs20-Y	0.20	1.00	0.18	1.00	0.40	1.00	0.25	1.00	0.63	1.00	0.22	1.00
RefNDs10-X	0.51	0.96	0.14	0.76	0.90	0.83	0.14	0.84	1.36	0.94	0.14	0.85
RefNDs10-Y	0.30	1.32	0.12	0.58	0.78	1.33	0.15	0.70	1.21	1.44	0.15	0.89
RefNDs20-X	0.44	0.89	0.13	0.74	0.68	1.00	0.14	0.75	0.99	0.86	0.14	0.83
RefNDs20-Y	0.25	1.28	0.10	0.56	0.57	1.42	0.15	0.59	0.86	1.36	0.15	0.69
YKZYs10-X	0.33	0.62	0.16	0.87	0.81	0.74	0.16	0.97	1.22	0.84	0.12	0.73
YKZYs10-Y	0.22	0.96	0.17	0.85	0.49	0.84	0.16	0.73	0.69	0.82	0.15	0.85
YKZYs20-X	0.30	0.61	0.15	0.85	0.46	0.68	0.17	0.91	0.82	0.72	0.16	0.97
YKZYs20-Y	0.19	0.98	0.16	0.86	0.37	0.94	0.22	0.86	0.47	0.74	0.22	1.00
YKZDs10-X	0.28	0.52	0.16	0.87	0.68	0.63	0.17	0.99	1.15	0.79	0.15	0.90
YKZDs10-Y	0.16	0.71	0.13	0.66	0.38	0.64	0.20	0.94	0.69	0.82	0.20	1.17
YKZDs20-X	0.24	0.48	0.15	0.81	0.37	0.54	0.17	0.92	0.83	0.72	0.15	0.88
YKZDs20-Y	0.13	0.67	0.11	0.61	0.24	0.61	0.18	0.72	0.44	0.69	0.21	0.93
YKZYDs10-X	0.26	0.48	0.12	0.64	0.55	0.50	0.14	0.82	0.88	0.60	0.14	0.86
YKZYDs10-Y	0.17	0.74	0.10	0.47	0.42	0.72	0.15	0.69	0.65	0.78	0.15	0.84
YKZYDs20-X	0.23	0.46	0.11	0.61	0.37	0.54	0.13	0.71	0.61	0.53	0.14	0.84
YKZYDs20-Y	0.15	0.73	0.08	0.46	0.28	0.70	0.14	0.54	0.45	0.71	0.15	0.68

Tablo 3. 7 katlı Modellere ait performans değerlendirmesi sonuçları

Model	HK				CG				GÇ			
	GÖ	/Ref	C	/Ref	GÖ	/Ref	C	/Ref	GÖ	/Ref	C	/Ref
Refs10-X	0.43	1.00	0.15	1.00	0.65	1.00	0.15	1.00	1.40	1.00	0.13	1.00
Refs10-Y	0.36	1.00	0.18	1.00	0.48	1.00	0.19	1.00	0.68	1.00	0.19	1.00
Refs20-X	0.38	1.00	0.15	1.00	0.59	1.00	0.15	1.00	0.83	1.00	0.14	1.00
Refs20-Y	0.31	1.00	0.17	1.00	0.46	1.00	0.18	1.00	0.58	1.00	0.19	1.00
RefNDs10-X	0.52	1.19	0.12	0.82	0.95	1.45	0.13	0.87	1.25	0.89	0.13	0.97
RefNDs10-Y	0.51	1.40	0.13	0.73	0.89	1.86	0.14	0.74	1.28	1.87	0.14	0.73
RefNDs20-X	0.48	1.25	0.12	0.83	0.81	1.36	0.13	0.83	1.02	1.24	0.13	0.91
RefNDs20-Y	0.43	1.40	0.13	0.75	0.62	1.35	0.13	0.72	0.74	1.26	0.13	0.71
YKZYs10-X	0.30	0.69	0.12	0.83	0.48	0.73	0.14	0.93	0.61	0.44	0.13	0.95
YKZYs10-Y	0.27	0.74	0.15	0.83	0.41	0.87	0.17	0.88	0.60	0.88	0.17	0.88
YKZYs20-X	0.27	0.70	0.11	0.79	0.37	0.63	0.13	0.87	0.49	0.59	0.14	0.97
YKZYs20-Y	0.24	0.79	0.14	0.81	0.36	0.78	0.16	0.85	0.46	0.79	0.15	0.82
YKZDs10-X	0.33	0.77	0.14	0.92	0.54	0.83	0.15	1.01	0.66	0.47	0.15	1.12
YKZDs10-Y	0.25	0.68	0.14	0.81	0.38	0.80	0.17	0.91	0.54	0.80	0.18	0.92
YKZDs20-X	0.30	0.78	0.13	0.89	0.43	0.72	0.15	0.95	0.57	0.69	0.15	1.05
YKZDs20-Y	0.22	0.71	0.13	0.77	0.31	0.69	0.16	0.85	0.39	0.66	0.16	0.87
YKZYDs10-X	0.25	0.58	0.11	0.71	0.40	0.61	0.12	0.85	0.60	0.43	0.13	0.96
YKZYDs10-Y	0.19	0.52	0.10	0.57	0.32	0.67	0.14	0.72	0.47	0.69	0.14	0.76
YKZYDs20-X	0.23	0.60	0.10	0.69	0.32	0.54	0.12	0.78	0.44	0.54	0.12	0.87
YKZYDs20-Y	0.18	0.58	0.10	0.57	0.25	0.54	0.12	0.66	0.36	0.62	0.12	0.66



Şekil 6. 4- ve 7- katlı bazı modellerin 10 ve 20 cm etriye aralıkları için kapasite eğrileri

## ÖZET VE SONUÇLAR

Bu çalışmada mevcut yapı stoğu içinde depreme karşı en zayıf durumda bulunduğu düşünülen orta katlı binalarda yumuşak kat davranışı ve dolgu duvarların bu davranış üzerine etkileri doğrusal ötesi statik analiz kullanılarak incelenmiştir. Mevcut orta katlı konut yapılarını temsil etmesi için 4 ve 7 katlı iki adet, düzensizliği bulunmayan betonarme binanın 1975 Afet Yönetmeliği ve yazarlar tarafından incelenen mevcut yapılarda rastlanılan şartlar dikkate alınarak doğrusal ötesi modelleri hazırlanmıştır. Doğrusal ötesi davranış eleman uçlarında tanımlanan plastik mafsallar yoluyla modellenmiştir. Modellenen 4 ve 7 katlı yapılarda ilk kat yüksekliğinin artırılması (2.8 m yerine 4 m), ilk katta duvarların üst katlara göre çok az olması ve bu ikisinin birlikte olması durumları dikkate alınarak yumuşak katlı bina modelleri elde edilmiştir. Ayrıca incelen yapılarda, duvarların hiç dikkate alınmadığı modeller de hazırlanarak sadece duvarların yapılara etkisi incelenmiştir. Her bir model 10 ve 20 cm olmak üzere iki farklı etriye aralığı dikkate alınarak hesaplanmış böylelikle yanal donatı miktarının davranışa etkisi de incelenmiştir.

Çalışma sonucunda aşağıdaki bulgular elde edilmiştir:

1. Yanal donatı miktarının azalması dayanım üzerinde sınırlı etkiye sahipken, deplasman kapasitesini önemli ölçüde azaltmaktadır. 10 ve 20 cm etriye aralığına sahip modeller aynı akma dayanımına sahiptirler fakat 20 cm etriye aralığına sahip modellerin deplasman kapasiteleri diğerlerine oranla oldukça düşüktür (Tablo 1-3).
2. Tablo 2 ve 3 incelendiğinde 7 katlı modellerin deplasman kapasitelerini 4 katlılara kıyasla daha düşük olduğu gözlenmektedir. Bu sonuç ülkemiz yapılarında kat yüksekliğinin artmasıyla deformasyon kapasitesinin azaldığını belirten önceki çalışma (Akar vd., 2005) ve yaşanan depremler sonrası yapılan gözlemler (Özcebe, 2004) ile uyumludur.

3. Duvarların modellemeye dâhil edilmesiyle 4 katlı referans modelin akma dayanımında %45, 7 katlı modelin dayanımında %32 artış meydana gelmiştir (Tablo 1). Az katlı binalarda duvarların modellenmesinin davranış üzerinde daha etkili olacağı söylenebilir. Daha yüksek katlı binalarda betonarme elemanlar daha büyük boyutlara sahiptir. Fakat dolgu duvarlar kat sayısından bağımsız özelliklerde imal edilmektedir. Bu sebeple daha büyük boyutlardaki betonarme elemanların yanına ilave edilen aynı özellikteki dolgu duvarlar bina dayanımı üzerinde daha düşük etkiye sahip olmaktadır.

4. Dolgu duvarların modellemeye katılmasıyla genel olarak yapı dayanım değeri artmakta, deplasman kapasitesi azalmaktadır (Tablo 1-3). Fakat Tablo 2 ve 3 incelendiğinde Ref modellerinin bazı deplasman kapasitesi değerlerinin aynı modelin duvarların dikkate alınmadığı hali olan RefND modellerinden daha büyük olduğu görülmektedir. Performans seviyelerinin belirlenmesi için DBYBHY-2007 kriterleri esas alınmıştır. Buna göre deplasman kapasitesi belirleme şartlarından biri belirli hasar seviyesindeki elemanların bina dayanımının belirli oranından fazlasını (%20) taşınamamasıdır. Dolgu duvarlar dikkate alındığında bina dayanımı arttığından aynı performans seviyesi için oransal olarak aynı olsa bile mutlak olarak daha fazla hasar oluşumuna (dayanım kaybı) izin verilebilmektedir. Bu sebeple bazı durumlarda dolgu duvarların deplasman kapasitesini arttırması ele alınan deplasman kapasitesi kriterleri içinde mümkün olmaktadır.

5. Tablo 2 incelendiğinde bazı durumlarda yalnız zemin kat duvarlarının azlığı nedeniyle oluşan düzensizlik durumu modellerinin (YKZD) hem zemin kat yüksekliği hem de duvar azlığı nedeniyle oluşan (YKZYD) düzensizlik modellerinde daha fazla deplasman kapasitesine sahip olduğu görülmektedir. Bu durum YKZYD modelinde zemin kat yüksekliğinin artması nedeniyle kolon serbest boyunun artışından kaynaklanmaktadır. Kolon serbest boyunun artışıyla plastik mafsallık boyu artmakta böylece eleman deformasyon kapasitesinde artış meydana gelmektedir (Denklemler 3). Çalışmada ele alınan değerler çerçevesinde zemin kat yüksekliğinin 1.2 metre artmasıyla bu kat kolonlarının dönme kapasitesi ortalama %35 artmaktadır. 7 katlı binada dönme kapasitesindeki bu artışa rağmen her durumda YKZYD modelleri en düşük deplasman kapasitesi değerlerine sahiptir (Tablo 3).

6. Hangi düzensizlik durumunun yapı deplasman kapasitesi üzerinde en olumsuz etkiye sahip olduğunun belirlenmesi için düzensizliklere sahip modellerin göreceli ötelenme kapasitelerinin referans modellere oranları dikkate alınmıştır (/Ref sütunu). **Can Güvenliği** performans seviyesi açısından 4 katlı binada YKZY modellerinin ortalaması 0.80, YKZD için 0.60 ve YKZYD için 0.62 değerleri elde edilmiştir. Bu durumda 4 katlı yapıda en zararlı düzensizlik az farkla da olsa zemin katta duvarların çok az olması (YKZD) durumu olarak görünmektedir. 7 katlı yapı için ise bu değerler YKZY: 0.75, YKZD: 0.76, YKZYD: 0.59 olarak belirlenmiştir. Bu durumda 7 katlı yapıda en zararlı düzensizlik zemin kat yüksekliğinin fazla olması ve bu katta duvarların çok az olması (YKZYD) durumudur.

7. Aynı yol izlenerek **Göçmenin Önlenmesi** durumu için değerlendirme yapılmıştır. Bu durumda 4 katlı binada YKZY modellerinin ortalaması 0.78, YKZD için 0.76 ve YKZYD için 0.66 olarak bulunmuştur. Aynı değerler 7 katlı bina için incelendiğinde YKZY: 0.67, YKZD: 0.66, YKZYD: 0.57 olarak bulunmuştur. Bu veriler göz önüne alındığında Göçme Önlenmesi seviyesi için 4 ve 7 katlı binada en olumsuz düzensizliğin zemin kat yüksekliğinin fazla olması ve bu katta duvarların çok az olması (YKZYD) olduğu belirlenmiştir.

8. Elde edilen olumsuzluk katsayıları incelendiğinde zemin kat yüksekliği ve zemin katta duvar miktarının azlığı nedeniyle oluşan yumuşak kat durumları için değerlerin birbirlerine yakın olduğu söylenebilir. Bu sebeple yumuşak kat düzensizliğinin bir katın yüksekliğinin fazla olması kadar, duvar alanındaki büyük değişimlerinde yol açabileceği unutulmamalıdır. Hatta bazı durumlarda çalışma kapsamında ele alınan değerler çerçevesinde ani duvar alanı değişiminin kat yüksekliğinin arttırılmasından daha tehlikeli sonuçlara yol açabileceği gözlenmiştir (Tablo 2, 3).

## Teşekkür

Bu çalışma kısmi olarak TÜBİTAK Proje No: 105M024 kapsamında desteklenmiştir.

## KAYNAKLAR

- Adalier K, Aydingun O (2001) "Structural engineering aspects of the June 27, 1998 Adana-Ceyhan (Turkey) earthquake", *Engineering Structures*, Vol 23:343-55, 2001.
- Akkar S, Sucuoglu H, Yakut A (2005) Displacement based fragility functions for low- and mid-rise ordinary concrete buildings, *Earthquake Spectra*, 21(4):901-927.
- AY-75 (1975), "Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- A summary report of the January 17 1995 Kobe Earthquake (1995) <http://www.eqe.com/publications/kobe/kobe.html>, 1995.
- ATC-40 (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- DBYYHY-2007 (2007), "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- Doğangün A, (2004) Performance of Reinforced Concrete Buildings During The May 1 2003 Bingöl Earthquake In Turkey, *Engineering Structures*, Vol 26:841-56.
- FEMA-356 (2000) Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, Report No. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Goel RK (2003) Performance Of Buildings During The January 26, 2001 Bhuj Earthquake, [http://ceenve.ceng.calpoly.edu/goel/indian\\_eqk/index.html](http://ceenve.ceng.calpoly.edu/goel/indian_eqk/index.html).
- Mander JB (1984) Seismic Design of Bridge Piers, PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand.
- Özcebe G. (2004) *Deprem Güvenliğinin Sağlanması İçin Yöntemler Geliştirilmesi*, Tübitak Rapor No: ICTAG YMAU I574: Ankara.
- Priestley, MJN (2000) "Performance Based Seismic Design", *Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, Paper No: 2831.
- Priestley MJN, Seible F, Calvi GMS (1996) Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- SAP2000, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA
- Scott BD, Park R, Priestley MJN (1982) "Stres-Strain Behavior of Concrete Confinement by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates," *ACI Structural Journal*, Vol. 76, No. 1, pp.13-27.
- Sezen H, Whittaker A, Elwood KJ, Mosalam KM (2003) "Performance of Reinforced Concrete Building During the August 17 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake, and Seismic Design and construction Practise in Turkey", *Engineering Structures*, Vol. 25, pp:103-114.
- TS500 (2000) Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Turk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Vision 2000 (1995) Soulages, J., ed. Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Sacramento, CA, 2 vols, April 3.
- Yoshimura K, Kuroki M (2003) Damage to Building Structures Caused by the 1999 Chi-chi Earthquake in Taiwan, <http://www.arch.oita-u.ac.jp/a-kou/taiwan1.pdf>.

# Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings

Mehmet Inel\*, Hayri Baytan Ozmen

*Department of Civil Engineering, Pamukkale University, 20070 Denizli, Turkey*

Received 22 June 2005; received in revised form 20 January 2006; accepted 23 January 2006

Available online 30 March 2006

## Abstract

Due to its simplicity, the structural engineering profession has been using the nonlinear static procedure (NSP) or pushover analysis. Modeling for such analysis requires the determination of the nonlinear properties of each component in the structure, quantified by strength and deformation capacities, which depend on the modeling assumptions. Pushover analysis is carried out for either user-defined nonlinear hinge properties or default-hinge properties, available in some programs based on the FEMA-356 and ATC-40 guidelines. While such documents provide the hinge properties for several ranges of detailing, programs may implement averaged values. The user needs to be careful; the misuse of default-hinge properties may lead to unreasonable displacement capacities for existing structures. This paper studies the possible differences in the results of pushover analysis due to default and user-defined nonlinear component properties. Four- and seven-story buildings are considered to represent low- and medium-rise buildings for this study. Plastic hinge length and transverse reinforcement spacing are assumed to be effective parameters in the user-defined hinge properties. Observations show that plastic hinge length and transverse reinforcement spacing have no influence on the base shear capacity, while these parameters have considerable effects on the displacement capacity of the frames. Comparisons point out that an increase in the amount of transverse reinforcement improves the displacement capacity. Although the capacity curve for the default-hinge model is reasonable for modern code compliant buildings, it may not be suitable for others. Considering that most existing buildings in Turkey and in some other countries do not conform to requirements of modern code detailing, the use of default hinges needs special care. The observations clearly show that the user-defined hinge model is better than the default-hinge model in reflecting nonlinear behavior compatible with the element properties. However, if the default-hinge model is preferred due to simplicity, the user should be aware of what is provided in the program and should avoid the misuse of default-hinge properties.

© 2006 Elsevier Ltd. All rights reserved.

*Keywords:* Nonlinear hinge properties; Nonlinear static procedure; Plastic hinge length; Pushover analysis; Transverse steel amount; Nonlinear time history

## 1. Introduction

Since inelastic behavior is intended in most structures subjected to infrequent earthquake loading, the use of nonlinear analyses is essential to capture behavior of structures under seismic effects. Due to its simplicity, the structural engineering profession has been using the nonlinear static procedure (NSP) or pushover analysis, described in FEMA-356 [1] and ATC-40 [2]. It is widely accepted that, when pushover analysis is used carefully, it provides useful information that cannot be obtained by linear static or dynamic analysis procedures.

In the implementation of pushover analysis, modeling is one of the important steps. The model must consider nonlinear behavior of structure/elements. Such a model requires the determination of the nonlinear properties of each component in the structure that are quantified by strength and deformation capacities. Lumped plasticity idealization of a cantilever (Fig. 1) is a commonly used approach in models for deformation capacity estimates. The ultimate deformation capacity of a component depends on the ultimate curvature and plastic hinge length. The use of different criteria for the ultimate curvature and different plastic hinge length may result in different deformation capacities. Several plastic hinge lengths have been proposed in the literature [3–5].

In practical use, most often the default properties provided in the FEMA-356 [1] and ATC-40 [2] documents are preferred,

\* Corresponding author. Tel.: +90 258 213 4030x1547; fax: +90 258 212 5548.

*E-mail addresses:* [minel@pamukkale.edu.tr](mailto:minel@pamukkale.edu.tr) (M. Inel), [ozmenhayri@yahoo.com](mailto:ozmenhayri@yahoo.com) (H.B. Ozmen).



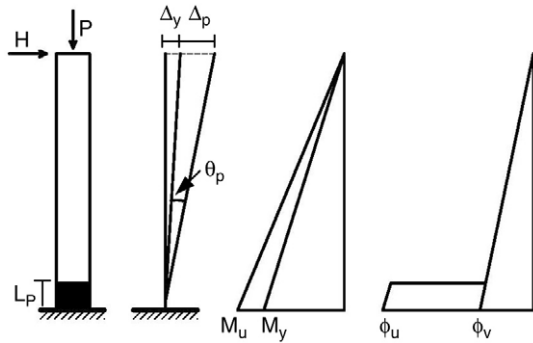


Fig. 1. Lumped plasticity idealization of a cantilever.

due to convenience and simplicity. These default properties can be implemented in well-known linear and nonlinear static and dynamic analysis programs such as DRAIN-2DX, DRAIN-3DX, PERFORM-2D, and SAP2000 [6–9]. Some programs (i.e. SAP2000) have already implemented these default nonlinear properties. The use of this implementation is very common among the structural engineering profession and researchers.

Although there may not be significant differences in the modeling of steel structures, the use of guidelines requires special care for reinforced concrete (RC) structures. As mentioned above, the deformation capacity of reinforced concrete components depends on the modeling assumptions. FEMA-356 and ATC-40 guidelines are prepared on the basis of some assumptions related to typical reinforced concrete construction in the United States. While the documents provide the hinge properties for several ranges of detailing, the programs (i.e. SAP2000) may implement averaged values. Also, there may be some differences in construction techniques and detailing in other countries. If the user knows the capability of the program and the underlying assumptions, then he/she can take advantage of the feature provided to avoid an extensive amount of work. In some cases, the default-hinge properties are used without any considerations due to simplicity.

This paper aims to study the possible differences in the results of pushover analysis due to the default and user-defined nonlinear component properties. Two structures are used with different hinge properties. Since there is no torsional effect in the selected structures, two-dimensional (2-D) modeling is employed. The SAP2000 [9] program is used for pushover analysis.

## 2. Description of structures

Two structures are considered to represent low- and medium-rise RC buildings for study. These consist of two typical beam–column RC frame buildings with no shear walls, located in a high-seismicity region of Turkey. Since the majority of buildings were constructed according to the 1975 Earthquake Code [10], 4- and 7-story buildings are designed according to this code, considering both gravity and seismic loads (a design ground acceleration of  $0.4g$  and soil class Z3, which is similar to class C soil of FEMA-356, are assumed). Material properties

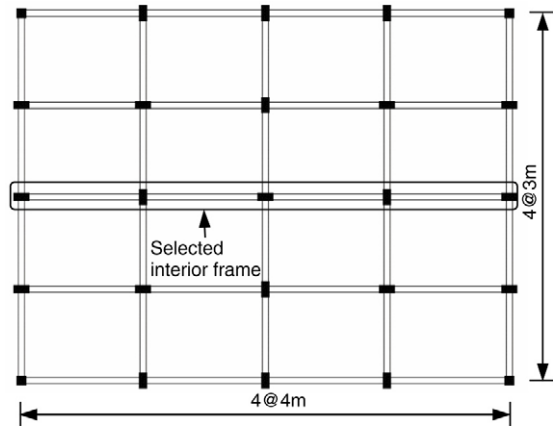


Fig. 2. Plan view of 4- and 7-story buildings.

Table 1  
Dynamic characteristics of 4-story frame

Mode no	1	2	3
Period (s)	0.755	0.250	0.147
Mass participation factor	0.819	0.117	0.036
Story level	Normalized mode amplitude		
4	1.000	1.000	1.000
3	0.853	0.001	−1.017
2	0.553	−0.842	0.159
1	0.224	−0.580	0.788

are assumed to be 16 MPa for the concrete compressive strength and 220 MPa for the yield strength of both longitudinal and transverse reinforcements. Three layouts are considered for transverse reinforcement in the potential plastic hinge regions, with 100 mm, 150 mm, and 200 mm spacings representing the ranges in typical construction.

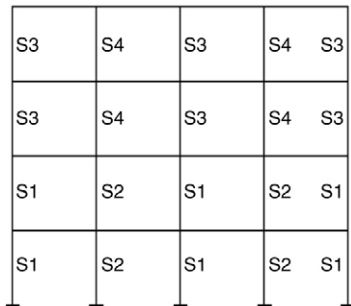
Both 4- and 7-story buildings are 16 m by 12 m in plan (Fig. 2). Typical floor-to-floor height is 2.8 m. The interior frame as shown in Fig. 2 represents 2-D models of these buildings. The column and beam dimensions used in this study are typical frame element proportions in the existing building stock.

The 4-story building is 11.2 m in elevation. Column dimensions and the amount and arrangement of longitudinal reinforcement are provided in Fig. 3. All beams are 200 mm × 500 mm and the amounts of top and bottom reinforcement are shown in  $\text{cm}^2$  in the elevation view. The dead and participating live loads (30% of live load) on the frame are 197.6 tons and 36 tons, respectively. The first mode period is 0.755 s. Modal properties of the first three modes are given in Table 1. Note that mode shapes are normalized to “1” at the roof level.

The 7-story building is 19.6 m in elevation. Column dimensions and the amount and arrangement of longitudinal reinforcement are provided in Fig. 4. All beams are 250 mm × 600 mm and the amounts of top and bottom reinforcement are shown in  $\text{cm}^2$  in the elevation view. The dead and participating live loads on the frame are 380.7 tons and 64.8 tons, respectively. The first mode period is 0.965 s. Modal properties of the first three modes are provided in Table 2.

Table 2  
Dynamic characteristics of 7-story frame

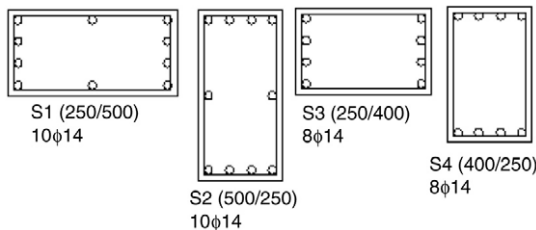
Mode no	1	2	3
Period (s)	0.965	0.345	0.209
Mass participation factor	0.775	0.126	0.044
Story level	Normalized mode amplitude		
7	1.000	1.000	1.000
6	0.936	0.575	-0.042
5	0.796	-0.172	-0.925
4	0.634	-0.656	-0.497
3	0.436	-0.820	0.470
2	0.273	-0.660	0.777
1	0.109	-0.301	0.462



(a) Column labeling.

4.50	3.50	3.50	4.50	4.50	3.50	3.50	4.50
2.25	2.25	2.5	2.25	2.25	2.5	2.25	2.25
6.50	5.00	5.00	5.75	5.75	5.00	5.00	6.50
2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
9.50	5.50	5.50	8.75	8.75	5.50	5.50	9.50
2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
12.00	6.50	6.50	8.75	8.75	6.50	6.50	12.00
5.25	2.25	2.25	3.50	3.50	2.25	2.25	5.25

(b) Longitudinal beam reinforcement amount (cm<sup>2</sup>).



(c) Column dimensions in mm, arrangement and longitudinal reinforcement.

Fig. 3. 4-story frame properties.

### 3. Modeling approach

Analyses have been performed using SAP2000 [9], which is a general-purpose structural analysis program for static and dynamic analyses of structures. In this study, SAP2000

Nonlinear Version 8 has been used. A description of the modeling details is provided in the following.

A two-dimensional model of each structure is created in SAP2000 to carry out nonlinear static analysis. Beam and column elements are modeled as nonlinear frame elements with lumped plasticity by defining plastic hinges at both ends of the beams and columns. The hinges are located as shown in Fig. 5.

SAP2000 implements the plastic hinge properties described in FEMA-356 (or ATC-40). As shown in Fig. 6, five points labeled A, B, C, D, and E define the force–deformation behavior of a plastic hinge. The values assigned to each of these points vary depending on the type of element, material properties, longitudinal and transverse steel content, and the axial load level on the element.

SAP2000 provides default-hinge properties and recommends PMM hinges for columns and M3 hinges for beams. Once the structure is modeled with section properties, steel content and the loads on it, default hinges are assigned to the elements (PMM for columns and M3 for beams). There is no extensive calculation for each member.

The definition of user-defined hinge properties requires moment–curvature analysis of each element. The modified Kent and Park model [11] for confined concrete and the typical steel stress–strain model with strain hardening (i.e. Mander [12]) for steel are implemented in moment–curvature analyses. The points B and C on Fig. 6 are related to yield and ultimate curvatures. Since deformation ductility is not a primary concern, the point B is not the focus, and it is obtained from SAP2000 using approximate component initial effective stiffness values according to ATC-40; 0.5EI and 0.70EI for beams and columns, respectively. In this study, the ultimate curvature is defined as the smallest of the curvatures corresponding to: (1) a reduced moment equal to 80% of the maximum moment, determined from the moment–curvature analysis; (2) the extreme compression fiber reaching the ultimate concrete compressive strain, as determined using the simple relation provided by Priestley et al. [4], given in Eq. (1); and (3) the longitudinal steel reaching a tensile strain of 50% of the ultimate strain capacity that corresponds to the monotonic fracture strain.

The ultimate concrete compressive strain by Priestley et al. [4] is given as

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \tag{1}$$

where  $\varepsilon_{cu}$  is the ultimate concrete compressive strain,  $\varepsilon_{su}$  is the steel strain at the maximum tensile stress,  $\rho_s$  is the volumetric ratio of confining steel,  $f_{yh}$  is the yield strength of transverse reinforcement, and  $f_{cc}$  is the peak confined concrete compressive strength.

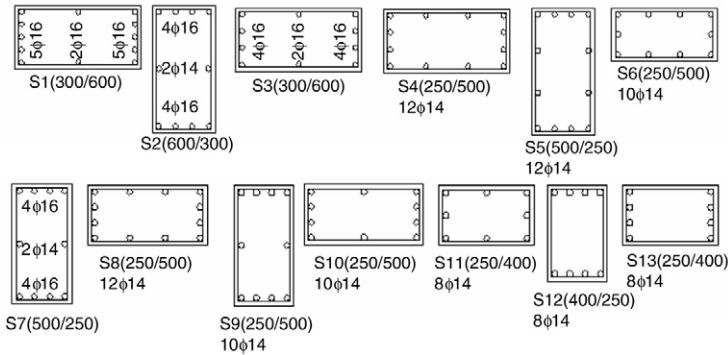
For each column, moment–curvature analyses are carried out, considering section properties and constant axial loads on the elements. On the beams, axial forces were assumed to be zero; on the columns, they were assumed to be constant and equal to the load due to the dead loads plus 30% of the live loads on the columns (TS-500 [13] and UBC [14]).

S11	S12	S13	S12	S11
S11	S12	S11	S12	S11
S6	S9	S10	S9	S6
S6	S7	S8	S7	S6
S4	S5	S4	S5	S4
S4	S5	S4	S5	S4
S1	S2	S3	S2	S1

3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
3.25	3.25	2.5	3.25	3.25	2.5	3.25	3.25
9.75	6.25	6.25	8.25	8.25	6.25	6.25	9.75
3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25
11.25	7.25	7.25	8.25	8.25	7.25	7.25	11.25
4.75	3.25	3.25	4.75	4.75	3.25	3.25	4.75
14.25	8.25	8.25	11.25	11.25	8.25	8.25	14.25
7.75	4.25	4.25	6.25	6.25	4.25	4.25	7.75
12.75	8.25	8.25	11.25	11.25	8.25	8.25	12.75
6.25	4.25	4.25	6.25	6.25	4.25	4.25	6.25
14.25	9.75	9.75	12.75	12.75	9.75	9.75	14.25
6.75	7.25	7.25	6.75	6.75	7.25	7.25	6.75
15.25	9.25	9.25	13.75	13.75	9.25	9.25	15.25
10.75	5.75	5.75	7.75	7.75	5.75	5.75	10.75

(a) Column labeling.

(b) Longitudinal beam reinforcement amount (cm<sup>2</sup>).



(c) Column dimensions in mm, arrangement and longitudinal reinforcement.

Fig. 4. 7-story frame properties.

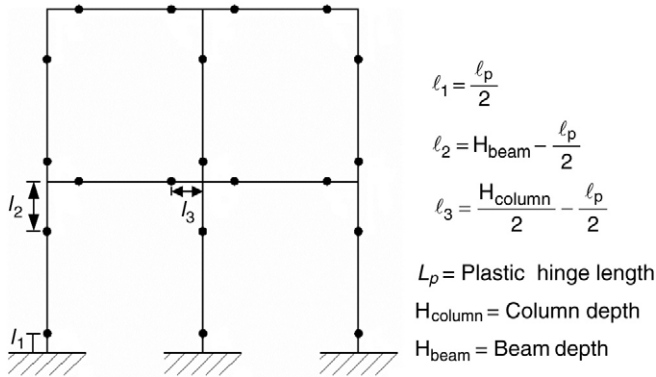


Fig. 5. Hinge locations at the columns and beams.

The input required for SAP2000 is the moment–rotation relationship instead of the moment–curvature relationship. Also, moment–rotation data have been reduced to a five-point input that brings some inevitable simplifications. Plastic hinge length is used to obtain ultimate rotation values from the ultimate curvatures. Several plastic hinge lengths have been proposed in the literature [3–5]. For the user-defined hinge properties, two plastic hinge length values are considered, as

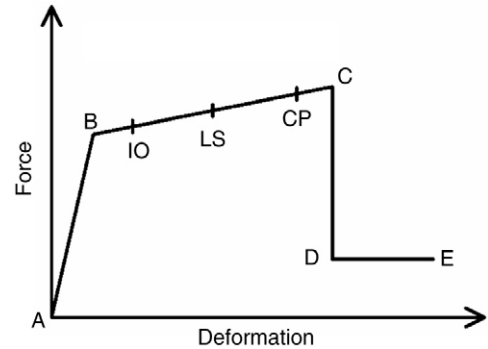


Fig. 6. Force–deformation relationship of a typical plastic hinge.

given in Eqs. (2) and (3);  $0.5H$  is the simplest form of plastic hinge length (Park and Paulay [3]) and the one given in Eq. (3) is proposed by Priestley et al. [4] and has been used in some guidelines (i.e. ATC-32 [15]):

$$L_p = 0.5H \tag{2}$$

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye} d_{bl} \geq 0.044f_{ye} d_{bl}. \tag{3}$$

In Eqs. (2) and (3),  $L_p$  is the plastic hinge length,  $H$  is the section depth,  $L$  is the critical distance from the critical section

of the plastic hinge to the point of contraflexure, and  $f_{ye}$  and  $d_{bl}$  are the expected yield strength and the diameter of longitudinal reinforcement, respectively.

Following the calculation of the ultimate rotation capacity of an element, acceptance criteria are defined, labeled IO, LS, and CP in Fig. 6. IO, LS, and CP stand for Immediate Occupancy, Life Safety, and Collapse Prevention, respectively. This study defines these three points corresponding to 10%, 60%, and 90% use of plastic hinge deformation capacity.

In existing reinforced concrete buildings, especially with low concrete strength and an insufficient amount of transverse steel, the shear failure of members should be taken into consideration. For this purpose, shear hinges are introduced for beams and columns. Because of the brittle failure of concrete in shear, no ductility is considered for this type of hinge. Shear hinge properties are defined such that, when the shear force in the member reaches its strength, the member fails immediately. The shear strength of each member ( $V_r$ ) is calculated according to TS-500 [13], which is similar to UBC [14], as follows:

$$V_r = V_c + V_s \quad (4)$$

where  $V_c$  and  $V_s$  are shear strengths provided by concrete and shear reinforcement in accordance with Eqs. (5) and (6), respectively:

$$V_c = 0.182bd\sqrt{f_c} \left( 1 + 0.07 \frac{N}{A_c} \right) \quad (5)$$

$$V_s = \frac{A_{sh}f_{yh}d}{s} \quad (6)$$

where  $b$  is the section width,  $d$  is the effective depth,  $f_c$  is the unconfined concrete compressive strength,  $N$  is the axial load on the section,  $A_c$  is the concrete area, and  $A_{sh}$ ,  $f_{yh}$ , and  $s$  are the area, yield strength, and spacing of transverse reinforcement, respectively.

#### 4. Pushover analysis

Five cases are considered in the pushover analyses of each frame, as shown in Table 3: the default-hinge properties of SAP2000 termed “Case A”, and four user-defined hinge properties, including the variation of plastic hinge length and transverse reinforcement spacing. These four cases are: (i) Case B2:  $L_p$  with Eq. (2) and transverse reinforcement spacing,  $s = 100$  mm; (ii) Case B3:  $L_p$  with Eq. (3) and  $s = 100$  mm; (iii) Case C3:  $s = 150$  mm and  $L_p$  with Eq. (3); and (iv) Case D3:  $s = 200$  mm and  $L_p$  with Eq. (3). Since modeling of a code-compliant [10] building is intended by the cases with 100 mm transverse steel spacings (Case B2, Case B3), a hook is included in the transverse steel configurations in the middle of the columns in the longer dimension, as the code implies. No hooks are included for the other cases. In the rest of paper, the transverse reinforcement cases are termed “well-confined” and “poorly-confined” for the  $s = 100$  mm and  $s = 200$  mm cases, respectively.

The pushover analysis consists of the application of gravity loads and a representative lateral load pattern. The frames were subjected to gravity analyses and simultaneous lateral loading.

Table 3  
Pushover analysis cases

Default hinge (Case A)			
User-defined hinges	$s = 100$ (mm)	$s = 150$ (mm)	$s = 200$ (mm)
$L_p$ w/Eq. (2)	Case B2	–	–
$L_p$ w/Eq. (3)	Case B3	Case C3	Case D3

Gravity loads were in place during lateral loading. In all cases, lateral forces were applied monotonically in a step-by-step nonlinear static analysis. The applied lateral forces were proportional to the product of mass and the first mode shape amplitude at each story level under consideration. P–Delta effects were taken into account. Although the first mode shape is used in this study, a non-modal shape vector, such as an inverted triangular or a rectangular shape, may be used for the lateral load pattern.

In pushover analysis, the behavior of the structure is characterized by a capacity curve that represents the relationship between the base shear force and the displacement of the roof. This is a very convenient representation in practice, and can be visualized easily by the engineer. It is recognized that roof displacement was used for the capacity curve because it is widely accepted in practice. Pushover analysis results (capacity curve, plastic hinge mechanisms) are discussed in the following.

##### 4.1. Capacity curve

No shear failures were observed in any cases of pushover analyses. This is primarily due to the assumed concrete compressive strength, which happens to be sufficient to prevent shear failures. Even in the case of a 200 mm transverse steel spacing, the shear strength of members was sufficient to carry the shear forces that developed. Thus, the behavior is dominated by flexure. Shear failures generally occur in buildings with lower concrete compressive strength and larger spacings of transverse reinforcement, based on the authors’ observations on damaged buildings.

The capacity curves of the 4- and 7-story frames are shown in Figs. 7 and 8 for different plastic hinge length and transverse reinforcement spacing. The trend in the capacity curves of both frames is similar. The base shear capacity does not depend on the definition of hinge properties. The variation in the base shear capacity is less than 5%. This variation is due to the location of the plastic hinge. However, plastic hinge length and transverse reinforcement spacing have considerable effects on the displacement capacity of the frames. Displacement capacities, defined as the point corresponding to 20% or more loss in lateral load resistance, are circled on the capacity curves.

A comparison of displacement capacities points out their dependence on transverse reinforcement spacing and the assumed plastic hinge length ( $L_p$ ). Fig. 7 plots the capacity curves of 4- and 7-story frames for the effect of the assumed  $L_p$ . The figure illustrates that there is a difference of about 30% in the displacement capacities of the frames if Eq. (2)

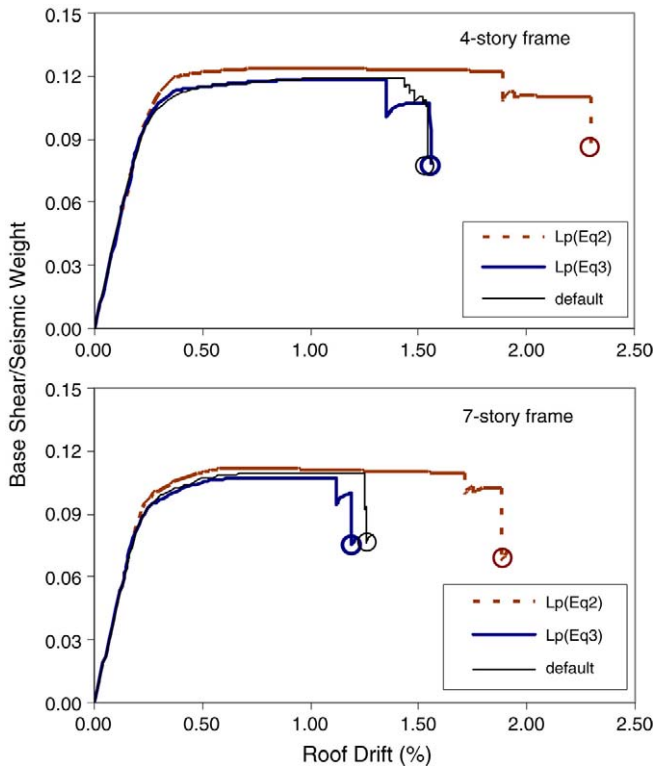


Fig. 7. Capacity curves of 4- and 7-story frames for different plastic hinges.

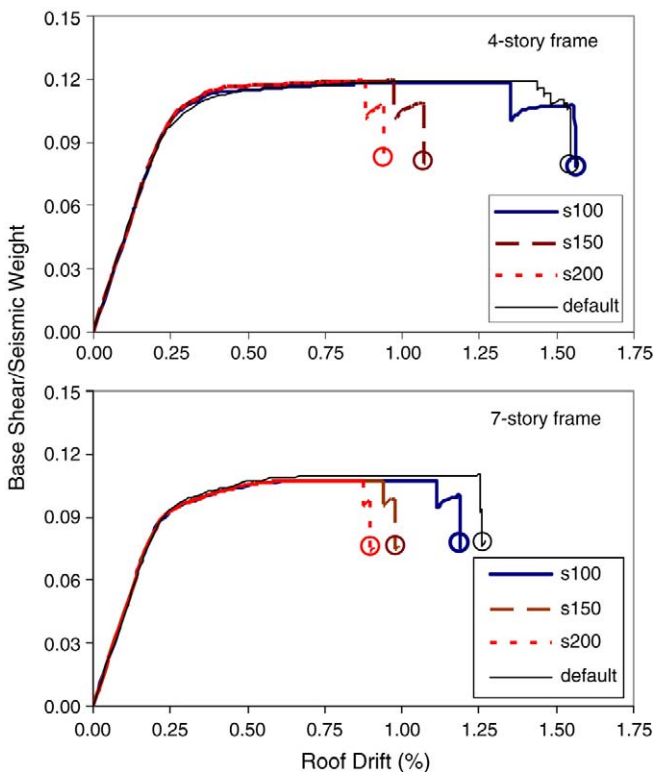


Fig. 8. Capacity curves of 4- and 7-story frames for different transverse reinforcement spacings.

is used instead of Eq. (3) for  $L_p$ . The curve for the default-hinge properties case is also shown in the figures. The capacities for Cases A and B3 are quite similar. However, note that the

displacement capacity of the user-defined hinge case (Case B3) is for well-confined cases.

The effects of transverse reinforcement spacing are shown in Fig. 8 for the 4- and 7-story frames. It is obvious that an increase in the amount of transverse reinforcement improves the displacement capacity. The transverse reinforcement is more effective for smaller spacings. For example, reducing the spacing from 200 mm to 100 mm provides an increase of about 40% in the displacement capacity, while reducing the spacing from 200 mm to 150 mm provides an increase of only 12% for the 4-story frame. These numbers are 25% and 10% for the 7-story frame, respectively.

FEMA-356 or ATC-40 provides nonlinear hinge properties for a wide range of RC beams and columns. SAP2000 aims to cover the common range of practice for the default-hinge properties. Of course, the user may define element-compatible properties, but it is usually common to use what the program provides. Although the model with default-hinge properties seems to provide a reasonable displacement capacity for the well-confined case, the displacement capacity is quite high compared to that of the poorly-confined case (Fig. 8).

#### 4.2. Plastic hinge mechanism

Plastic hinge patterns of the 4- and 7-story frames are compared at the different levels of roof displacements to provide information about local and global failure mechanisms in the structure (i.e. weak column–strong beam response, and soft stories, etc.).

Plastic hinge formation mechanisms have been obtained at the displacement points corresponding to global yielding and ultimate displacements. The global yielding point corresponds to the displacement on the capacity curve where the system starts to soften. The ultimate point is considered as displacement at the first 20% decrease in lateral load capacity. Since the capacity curves for different spacings were similar in shape, the plastic hinge patterns of Cases A (default hinges) and B3 (hinges for  $s = 100$  mm and  $L_p$  according to Eq. (3)) were compared. Although it is not reported in this paper, the hinging patterns were almost identical for transverse reinforcement spacings of 100 mm, 150 mm, and 200 mm.

The hinging patterns of 4- and 7-story frames are plotted in Figs. 9 and 10 for both the Cases A and B3 at the different levels of roof displacement. Comparison of the figures reveals that the patterns at the yielding state are quite similar for Cases A and B3, except for two locations at the base columns. Plastic hinge formation starts with beam ends at lower stories, then propagates to upper stories, and continues with yielding of base columns. However, there are significant differences in hinging patterns at the ultimate state. Although the hinge locations seem to be consistent, significant damage or failure occur at the beams for the model with default hinges, while the base columns experience major damage or failure for the model with user-defined hinges. Table 4 summarizes the number of hinges at different damage levels. The hinging pattern of the model with default hinges is suitable for a ductile beam mechanism in which columns are stronger than beams.

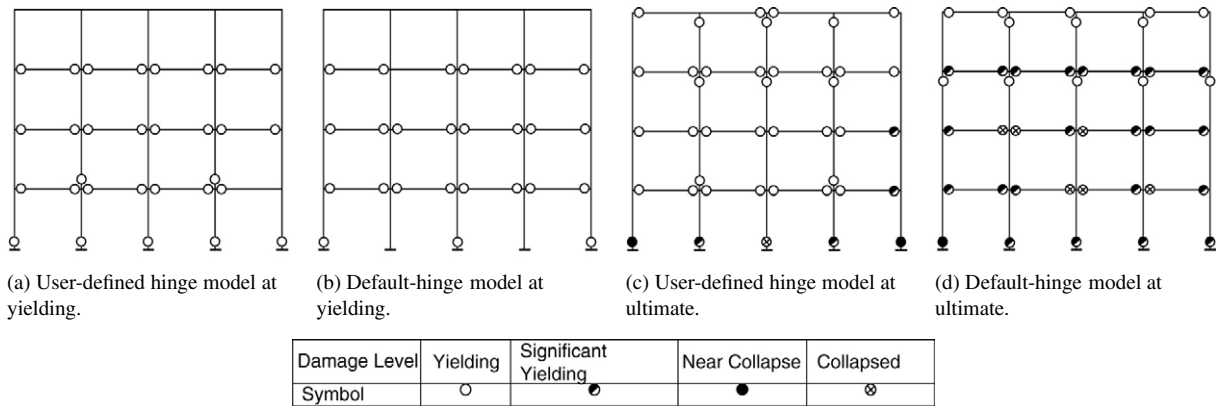


Fig. 9. Plastic hinge patterns for 4-story frame at global yielding and ultimate states.

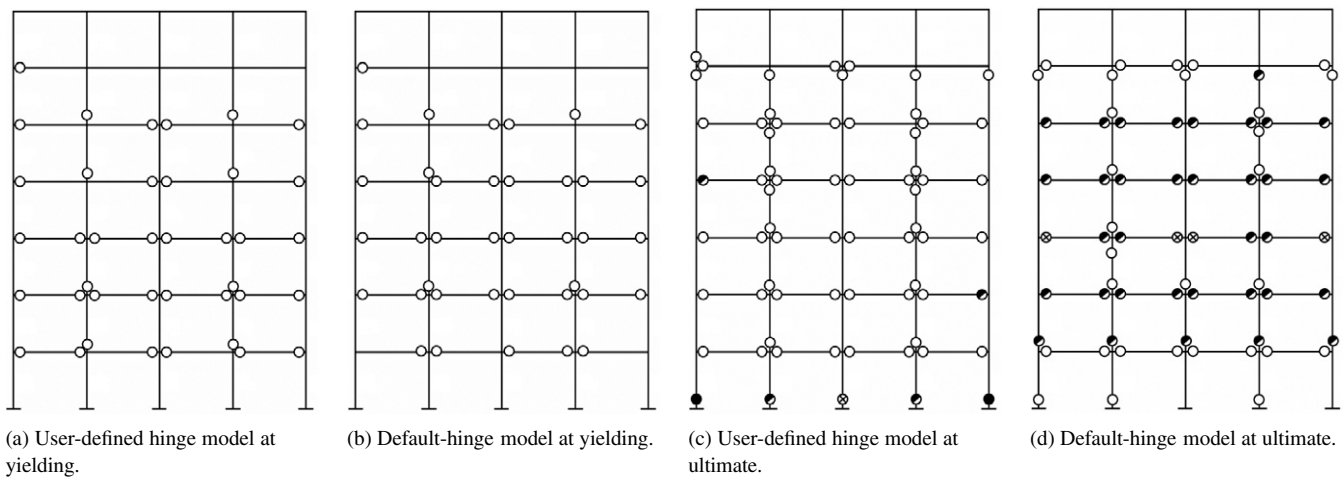


Fig. 10. Plastic hinge patterns for 7-story frame at global yielding and ultimate states.

Table 4  
Summary of plastic hinging for pushover analysis at different damage levels

Hinge damage states			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
<b>4 story</b>	Yield	User-defined	45	17	10	0	0	0	0	0	72
		Default	46	25	1	0	0	0	0	0	72
	Ultimate	User-defined	29	6	30	4	2	0	0	1	72
		Default	29	9	5	22	0	1	6	0	72
<b>7 story</b>	Yield	User-defined	87	39	0	0	0	0	0	0	126
		Default	88	38	0	0	0	0	0	0	126
	Ultimate	User-defined	58	9	52	4	1	1	0	1	126
		Default	59	23	6	34	0	0	4	0	126

However, this mechanism is not explicitly guaranteed for the structures designed according to the 1975 Turkish Earthquake Code or for structures designed according to pre-modern codes in other countries.

The default-hinge model assumes the same deformation capacity for all columns regardless of their axial load level and their weak or strong axis orientation. The outermost and middle base columns of the frames have the same cross-sectional properties. In such a case, the middle columns are expected to have a greater damage level than the outermost columns,

because of the larger axial force level. Even though the user-defined models have good agreement with this expectation, the default models are not compatible (Figs. 9 and 10). From left to right, the second- and fourth-row base columns of the frames resist the lateral loading by their weak axis. Therefore, they have lower strength and larger deformation capacities compared with their neighbors. This behaviour can also be seen in the user-defined hinge models, but not on the default-hinge models.

The 4- and 7-story frames have a significant amount of column yielding at the upper stories (Figs. 9 and 10). Careful

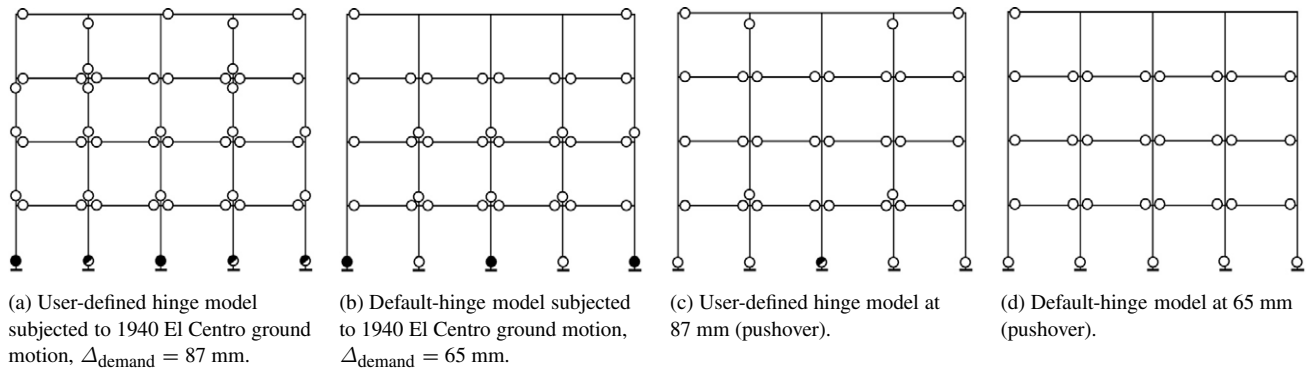


Fig. 11. Comparison of plastic hinging mechanism of 4-story frame for nonlinear static and nonlinear dynamic (subjected to 1940 El Centro ground motion) analyses.

examination of this observation points out that column yielding occurs at the locations where there are changes in column dimensions or amounts of longitudinal reinforcement.

The nonlinear time-history analyses of 4- and 7-story frames were carried out to further identify hinging patterns. The models of the frames with default and user-defined hinges were subjected to first 10 s of 1940 NS El Centro ground motion without scaling. The peak displacements obtained in time-history analyses do not correspond to the ultimate displacement capacity on the pushover curve. Therefore, the ground motion was also scaled to give peak displacement demand closer to displacement capacity.

Fig. 11 plots the hinging mechanism of a 4-story frame at the same displacement level for pushover and time-history analyses for the unscaled ground motion. Comparison of the hinging pattern for pushover and time-history analyses of the 4-story frame shows that the results of both models with the user-defined and default hinges are quite compatible in identifying the hinge locations, except for significant damage at the base columns for time-history analyses. While the base columns are at the yielding state for the pushover case, they have significant damage in time-history analyses.

The hinging patterns of the 4- and 7-story frames with the user-defined hinges are shown in Fig. 12 for time-history analyses at the ultimate displacement levels. The displacement demand of a 4-story frame was 170 mm with a scale factor of 1.88, while that of a 7-story frame was 234 mm with a scale factor of 1.90. Comparison of Figs. 11 and 12 and Figs. 9 and 10 indicates that pushover analyses are reasonably successful in capturing the hinge locations and damage state of hinges, except that time-history analyses give more hinges at the columns. Moreover, the time-history analyses result in more plastic hinge formation in the upper levels, which is not estimated adequately by the pushover analyses, as observed by other researchers (i.e. Lew and Kunnath [16]).

## 5. Discussion of results

The interior frames of 4- and 7-story buildings were considered in pushover analyses to represent low- and medium-rise reinforced concrete (RC) buildings for study. Beam and column elements are modeled as nonlinear frame elements with lumped plasticity by defining plastic hinges at both ends of the

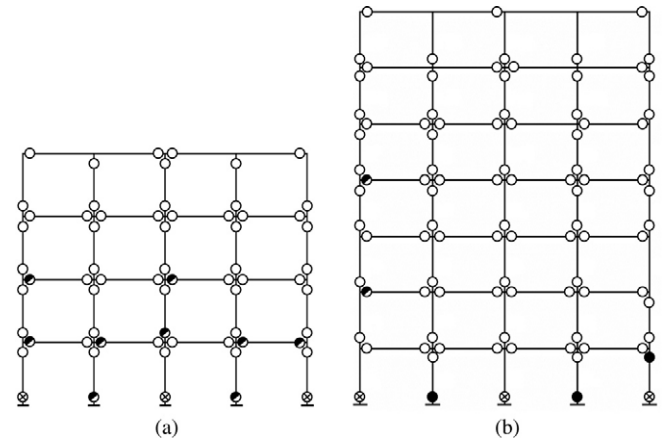


Fig. 12. Plastic hinging mechanism of 4- and 7-story frames with user-defined hinges subjected to scaled 1940 El Centro ground motion to obtain the ultimate displacement determined from pushover analysis. (a) 4-story frame (scale factor = 1.88 and  $\Delta_{\text{demand}} = 170$  mm). (b) 7-story frame (scale factor = 1.90 and  $\Delta_{\text{demand}} = 232$  mm).

beams and columns. The frames were modeled with default and user-defined hinge properties to study possible differences in the results of pushover analyses. The following findings were observed:

1. The base shear capacity of models with the default hinges and with the user-defined hinges for different plastic hinge length and transverse reinforcement spacing are similar; the variation in the base shear capacity is less than 5%. Thus, the base shear capacity does not depend on whether the default or user-defined hinge properties are used.
2. Plastic hinge length ( $L_p$ ) has considerable effects on the displacement capacity of the frames. Comparisons show that there is a variation of about 30% in displacement capacities due to  $L_p$ .
3. Displacement capacity depends on the amount of transverse reinforcement at the potential hinge regions. Comparisons clearly point out that an increase in the amount of transverse reinforcement improves the displacement capacity. The improvement is more effective for smaller spacing. For example, reducing the spacing from 200 mm to 100 mm provides an increase of up to 40% in the displacement capacity, while reducing the spacing from 200 mm to 150 mm provides an increase of only 12% for the 4-story frame.

4. Comparison of hinging patterns indicates that both models with default hinges (Case A) and the user-defined hinges (Case B3) estimate plastic hinge formation at the yielding state quite well. However, there are significant differences in the hinging patterns at the ultimate state. Although the hinge locations seem to be consistent, the model with default hinges emphasizes a ductile beam mechanism in which the columns are stronger than the beams; damage or failure occurs at the beams. However, this mechanism is not explicitly guaranteed for the structures designed according to the 1975 Turkish Earthquake Code or pre-modern codes in other countries.
5. Time-history results point out that pushover analysis is reasonably successful in capturing hinging patterns for low- and medium-rise buildings, except that the plastic hinge formation in the upper levels is not estimated adequately by pushover analysis, as observed by other researchers.
6. The orientation and the axial load level of the columns cannot be taken into account properly by the default-hinge properties. Based on the observations in the hinging patterns, it is apparent that the user-defined hinge model is more successful in capturing the hinging mechanism compared to the model with default hinges.
7. Although the capacity curve for the default-hinge model is reasonable for modern code compliant buildings, it may not be suitable for others. Considering that most existing buildings in Turkey and some other countries do not conform to requirements of modern code detailing, the use of default hinges needs special care.

Some programs (i.e. SAP2000) provide default-hinge properties based on the ATC-40 or FEMA-356 documents to make modeling practical for nonlinear analyses. If they are used cautiously, they relieve modeling work considerably. The user needs to be aware of the features provided. The misuse of default-hinge properties may result in relatively high displacement capacities. Based on the observations in this study, it is clear that, although default-hinge properties provided in SAP2000 are suitable for modern code compliant buildings, the displacement capacities are quite high for other buildings. In the case of evaluating existing buildings constructed according to pre-modern codes, the user should either modify the default-hinge properties based on ATC-40 or FEMA-356 documents or use the user-defined hinges based on moment–curvature analysis.

Pushover analysis of the default-hinge model emphasizes a ductile beam mechanism for buildings constructed according to pre-modern codes, while pushover analysis of the user-defined hinge model and time-history analyses of both models indicate strong beams and weak columns.

This study is carried out to investigate the possible differences between pushover analyses of the default-hinge and user-defined hinge models. The observations clearly show that

the user-defined hinge model is better than the default-hinge model in reflecting nonlinear behavior compatible with element properties. However, if the default-hinge model is preferred due to simplicity, the user should be aware of what is provided in the program and should definitely avoid the misuse of default-hinge properties.

### Acknowledgements

The authors acknowledge support provided by Scientific and Technical Research Council of Turkey (TUBITAK) under Project No: 105M024.

### References

- [1] Federal Emergency Management Agency, FEMA-356. Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC); 2000.
- [2] Applied Technology Council, ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, vols. 1 and 2. California; 1996.
- [3] Park R, Paulay T. Reinforced concrete structures. New York: John Wiley & Sons; 1975. 769 pages.
- [4] Priestley MJN, Seible F, Calvi GMS. Seismic design and retrofit of bridges. New York: John Wiley & Sons; 1996.
- [5] Fardis MN, Biskinis DE. Deformation of RC members, as controlled by flexure or shear. In: Proceedings of the international symposium honoring Shunsuke Otani on performance-based engineering for earthquake resistant reinforced concrete structures. 2003.
- [6] Prakash V, Powell GH, Campbell S. Drain-2DX base program description and user guide version 1.10. Structural engineering mechanics and materials report no. UCB/SEMM-93-18. Berkeley: University of California; November 1993.
- [7] Prakash V, Powell GH, Campbell S. Drain-3DX base program description and user guide, and element description version 1.10. Structural engineering mechanics and materials report no. UCB/SEMM-94-07 and 94-08. Berkeley: University of California; August 1994.
- [8] RAM International. Perform-2D. West Carlsbad, CA 92008 at <http://www.ramint.com>.
- [9] CSI. SAP2000 V-8. Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual. Berkeley (CA, USA): Computers and Structures Inc; 2002.
- [10] Ministry of Public Works and Settlement. Provisions for structures to be built in disaster areas. Ankara (Turkey); 1975.
- [11] Scott BD, Park R, Priestley MJN. Stress–strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *ACI Structural Journal* 1982;76(1):13–27.
- [12] Mander JB. Seismic design of bridge piers. Research report 84-2. Christchurch (New Zealand): Department of Civil Engineering, University of Canterbury; February 1984.
- [13] Turkish Standards Institute. TS500: Requirements for design and construction of reinforced concrete structures. Ankara. (Turkey); 2000.
- [14] International Conference of Building Officials (ICBO). Uniform building codes. California, Whittier; 1988.
- [15] Applied Technology Council, ATC-32. Improved seismic design criteria for California bridges: Provisional recommendations. Redwood City (CA); 1996.
- [16] Lew HS, Kunnath SK. Evaluation of nonlinear static procedures for seismic design of buildings. In: 33rd joint meeting of the UJNR panel on wind and seismic effects. 2001.



# Re-evaluation of building damage during recent earthquakes in Turkey

Mehmet Inel<sup>\*</sup>, Hayri Baytan Ozmen<sup>1</sup>, Huseyin Bilgin<sup>1</sup>

*Department of Civil Engineering, Pamukkale University, 20070 Denizli, Turkey*

Received 17 July 2006; received in revised form 26 January 2007; accepted 17 April 2007

Available online 23 May 2007

## Abstract

Over the past two decades Turkey has been hit by several moderate to large earthquakes that resulted in significant loss of life and property. A remarkable number of casualties and heavily damaged or collapsed buildings has emphasized inadequate seismic performance of multistory reinforced concrete buildings, typically three to seven stories in height. This study aims to evaluate seismic performance of the most common reinforced concrete building stock in Turkey considering nonlinear behavior of the components. A sample building set is selected to reflect existing construction practice; regular buildings and buildings with irregularities such as soft story, heavy overhangs, short columns, and soft story with heavy overhangs. Ductile and non-ductile details are taken into account by transverse reinforcement amount. Capacity curves of the investigated building set are determined by pushover analyses conducted in two principal directions. The inelastic dynamic characteristics are represented by equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) systems. Their seismic displacement demands are determined using nonlinear response history analysis under selected ground motions. Seismic performance evaluation is carried out in accordance with the recently published Turkish Earthquake Code (2006) that has similarities with FEMA-356 guidelines. Analytical damage evaluation in this study has shown that the seismic effects of earthquakes experienced in Turkey are significant and some of the earthquakes impose excessive displacement demands. Therefore, a considerable portion of existing building stock may not be safe enough in Turkey or similar countries. Also, it is observed that structural irregularities affect seismic performance of buildings. Short columns and soft story with heavy overhangs have the most negative effect. © 2007 Elsevier Ltd. All rights reserved.

*Keywords:* Building damage; Earthquake; Nonlinear response history analysis; Nonlinear static procedure; Pushover analysis; Reinforced concrete structure

## 1. Introduction

Over the past two decades Turkey has been hit by several moderate to large earthquakes that resulted in significant loss of life and property. These are: 1992 Erzincan, 1995 Dinar, 1998 Adana–Ceyhan, 1999 Kocaeli, 1999 Duzce, 2002 Afyon–Sultandagi, and 2003 Bingol earthquakes. 1999 Kocaeli and Duzce earthquakes are the largest natural disasters of the 20th century in Turkey after 1939 Erzincan earthquake. For the Kocaeli earthquake, the official death toll was more than 15 000, with approximately 44 000 people injured and thousands left homeless. A total of 330 000 residences were damaged; the

shares of light, moderate, and severely damaged or collapsed units are 118 000, 112 000, and 100 000, respectively [1,2].

A summary of major earthquakes over the last two decades is given in Table 1. A remarkable number of casualties and heavily damaged or collapsed buildings in Turkey has highlighted inadequate seismic performance of reinforced concrete building stock in Turkey and in countries with similar construction practice. Devastating life and property losses were mainly caused by heavily damaged or collapsed multistory reinforced concrete buildings, typically three to seven stories in height.

In the literature, there are many studies related to the aforementioned earthquakes in Turkey, especially about 1999 earthquakes [2–8]. Observed structural damages and their sources, performance of structures, structural deficiencies etc. were covered in these studies. Many structural deficiencies and mistakes such as non-ductile details, soft and weak stories, short columns, strong beams–weak columns, large and heavy overhangs, and poor concrete quality were observed. Studies

<sup>\*</sup> Corresponding author. Tel.: +90 258 213 4030x1547; fax: +90 258 212 5548.

*E-mail addresses:* [minel@pamukkale.edu.tr](mailto:minel@pamukkale.edu.tr) (M. Inel), [ozmenhayri@yahoo.com](mailto:ozmenhayri@yahoo.com) (H.B. Ozmen), [huseyinbilgin@gmail.com](mailto:huseyinbilgin@gmail.com) (H. Bilgin).

<sup>1</sup> Tel.: +90 258 213 4030x1547; fax: +90 258 212 5548.

Table 1  
Destructive earthquakes in Turkey over past two decades [1]

Date (dd/mm/yy)	Magnitude	Location	# of deaths	# of injured	# of heavily damaged buildings	Latitude (N)	Longitude (E)	Depth (km)
13.03.1992	$M_s = 6.8$	Erzincan	653	3850	6702	39.68	39.56	27
01.10.1995	$M_s = 5.9$	Dinar	94	240	4909	38.18	30.02	24
27.06.1998	$M_s = 5.9$	Adana–Ceyhan	146	940	4000	36.85	35.55	23
17.08.1999	$M_s = 7.4$	Kocaeli	15 000	32 000	50 000 or 100 000 residences	40.70	29.91	20
12.11.1999	$M_w = 7.2$	Duzce	845	4948	15 389	40.79	31.21	11
03.02.2002	$M_w = 6.5$	Afyon–Sultandagi	42	325	4401	38.46	31.30	6
01.05.2003	$M_w = 6.4$	Bingol	176	521	1351	38.94	40.51	6

concluded that there are thousands of buildings vulnerable to severe damage in moderate or larger earthquakes.

General observations and conclusions of the studies are briefly summarized as: (1) there is a consensus about that mid-rise reinforced concrete buildings with low technology engineered residential construction have been responsible for considerable life and property losses during seismic events, (2) structural damages were mostly due to repetition of well known mistakes of the past in the design and construction of reinforced concrete buildings, (3) damaged buildings generally had irregular structural framing, poor detailing, and no shear walls, (4) Turkey has a modern seismic code that is compatible with the codes in other seismic countries of the world and periodically updated to reflect progress of knowledge in the field of earthquake resistant design. However, major weaknesses are in the enforcement of seismic codes and regulations and lack of an effective design and construction supervision system, (5) altering the member sizes from what is foreseen in the design drawings, poor detailing which do not comply with the design drawings, inferior material quality and improper mix-design, changes in structural system by adding/removing components, reducing quantity of steel from what is required and shown in the design, and poor construction practice were listed among common problems.

This study aims to evaluate seismic performance of the major portion of building stock in Turkey considering nonlinear behavior of reinforced concrete components as well as masonry infill walls. Two reference RC buildings are selected to represent low- and mid-rise buildings. The reference buildings are modified to have structural deficiencies observed in damaged buildings during devastating earthquakes in Turkey. Structural deficiencies include soft story, short columns, large and heavy overhangs, and transverse steel amount. Capacity curves of investigated buildings are determined by pushover analyses conducted in two principal directions. The inelastic dynamic characteristics are represented by equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) systems and their seismic displacement demands are calculated under selected ground motions. Seismic performance evaluation is carried out in accordance with the recently published Turkish Earthquake Code (2006) [9] (TEC-2006) that has similarities with FEMA-356 [10] guidelines. Reasons for building damage in past

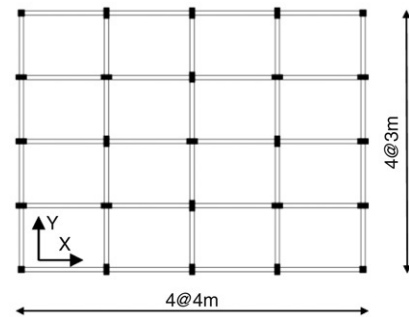


Fig. 1. Plan view of reference 4- and 7-story buildings.

earthquakes are examined using the results of performance assessment of investigated buildings.

## 2. Description of structures

Two RC buildings, 4- and 7-story, are selected to represent reference low- and mid-rise buildings located in the high seismicity region of Turkey. The selected buildings are typical beam–column RC frame buildings with no shear walls. Both buildings have the same plan view as shown in Fig. 1. Since the majority of buildings were constructed according to 1975 Turkish Earthquake Code [11] (TEC-1975), the selected reference buildings are designed according to this code considering both gravity and seismic loads (a design ground acceleration of 0.4g and soil class Z3 that is similar to class C soil of FEMA-356 is assumed [10]).

In design and detailing of model buildings, proper representation of building stock is the primary concern. Besides their academic studies, the authors are also working in seismic evaluation and strengthening projects of many public and private buildings which are in the range of building stock that is trying to be reflected by this study. In the creation of model buildings the authors' observations during these studies are taken into account, as well.

The 4- and 7-story regular frame buildings are 16 m by 12 m in plan. They have 4@4 m bays along X direction and 4@3m bays along Y direction (Fig. 1). Typical floor height is 2.8 m. The column and beam dimensions used in this study are typical frame element proportions in the existing building stock in Turkey. No effort has been made to obtain strong column–weak

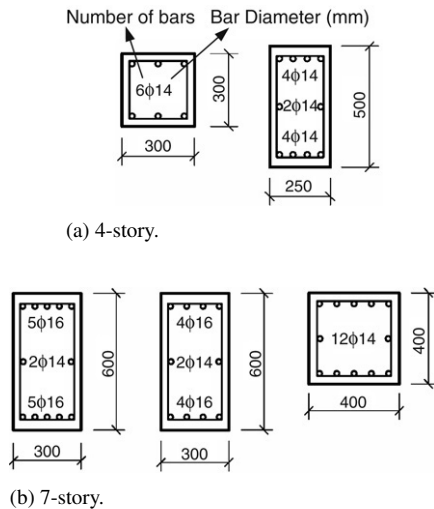


Fig. 2. Typical column sections of 4- and 7-story building models (in mm).

beam system as it is not taken into consideration in the TEC-1975 [11].

The plan of the buildings are symmetrical about both  $X$  and  $Y$  directions to have a building without any irregularity. The 4-story building's ground story consists of  $250 \times 500$  mm and  $300 \times 300$  mm (corner) columns. The longitudinal reinforcement ratio of these columns varies between 1% and 1.5%. Typical column sections are given in Fig. 2. In the figure the number before " $\phi$ " is the number of bars, and after " $\phi$ " is the diameter of bar in mm. All beams in 4-story building have  $200 \times 500$  mm cross section.

The 7-story building's ground story consists of  $300 \times 600$  mm and  $400 \times 400$  mm (corner) columns. The longitudinal reinforcement ratio of these columns varies between 1.1% and 1.3%. Typical column sections are given in Fig. 2. All beams in 7-story building have  $250 \times 600$  mm cross section. Note that the increased beam dimensions in 7-story building are due to increased moment demands. The required amount of reinforcement with  $200 \times 500$  mm beam dimensions is usually beyond practical level. As aforementioned, the column and beam dimensions used in this study are typical frame element proportions in the existing building stock in Turkey.

According to the 1975 Turkish Earthquake Code there should be hooks between middle longitudinal bars on the cross section of the columns in Fig. 2, except the  $300 \times 300$  mm column because of distance limitation between unhooked bars. But due to the authors' observations in their studies about existing buildings it is concluded that in construction practice of the modeled building stock these are not constructed in place. Because of that reason in analyses no hooks are taken into account as transverse reinforcement but peripheral stirrups.

The reference buildings do not have any vertical and plan irregularities (soft story, short columns, heavy overhangs etc.). Material properties are assumed to be 16 MPa for the concrete compressive strength and 220 MPa for the yield strength of both longitudinal and transverse reinforcement. Strain-hardening of longitudinal reinforcement has been taken into account and the ultimate strength of the reinforcement is taken as 330 MPa [12].

The vertical loads consist of live and dead loads of slabs, wall loads on beams and dead loads of columns and beams. Predominant mode periods of 4-story building in  $X$  and  $Y$  directions are 0.57 and 0.47 s, while that of 7-story building are 0.89 and 0.75 s, in  $X$  and  $Y$  directions, respectively, based on cracked section properties. Note that the story weights consist of dead loads and the assumed portion of live loads by code at the time of the earthquake (30% of live load for residential buildings).

Each of the 4- and 7-story buildings is modified to have one or more of the aforementioned structural deficiencies (i.e. soft story, short columns, large and heavy overhangs, both soft story and large and heavy overhangs) observed in the recent earthquakes.

The transverse reinforcement amount may be considered to represent construction and workmanship quality or compliance to the code, since closer spacing of transverse reinforcement shows that the structure has ductile detailing and is code compliant and/or has better construction and workmanship quality. Two different spacings are considered as 100 mm and 200 mm to reflect ductile and non-ductile detailing, respectively.

Soft story most frequently occurs due to lower stiffness of first story of buildings compared to the upper stories. In many cases because of commercial reasons the first story may have a greater height or less amount of infill walls than the upper ones. In this study, both possibilities are considered.

Short columns are formed due to semi-infilled frames, band windows, semi-buried basement or mid-story beams at the stairway shafts in buildings. In this study, 300 mm height band windows are assumed to cause short columns because of partial shear walls located as in Fig. 3(b). As seen in the figure because of two symmetrical semi filled bays, four columns neighboring the walls become short column. Two separate models in  $X$  and  $Y$  direction are analysed for short column case, each having the shear wall along the considered direction only. The plan in Fig. 3(b) is used for  $Y$  direction analysis. In  $X$  direction partial shear walls along  $X$  axis are introduced without the ones in  $Y$  direction.

Heavy overhangs shift the buildings' mass center upwards and take it away from center of rigidity. Thus it has negative effects on seismic behavior. Past earthquakes revealed that buildings with heavy overhangs are more susceptible to damage [3,13]. In this study, two cases are modeled: overhangs at one side and overhangs at two cross sides of a building (Fig. 3(c) and (d)). For this purpose 1.5 m overhangs are attached to the regular building sides. The wall loadings are relocated on the beams surrounding the overhang portion.

A total of 88 buildings is considered including the reference buildings and the ones with soft story, heavy overhangs at one side and two sides, short columns, and soft story and heavy overhangs together. Table 2 lists the ranges of natural periods and seismic weights of 4- and 7-story buildings. The 88 building models successfully reflect low- and mid-rise reinforced concrete building stock as seen in the table.

The model identifiers and definitions are provided in Table 3. Using the models with equal weight would not properly reflect

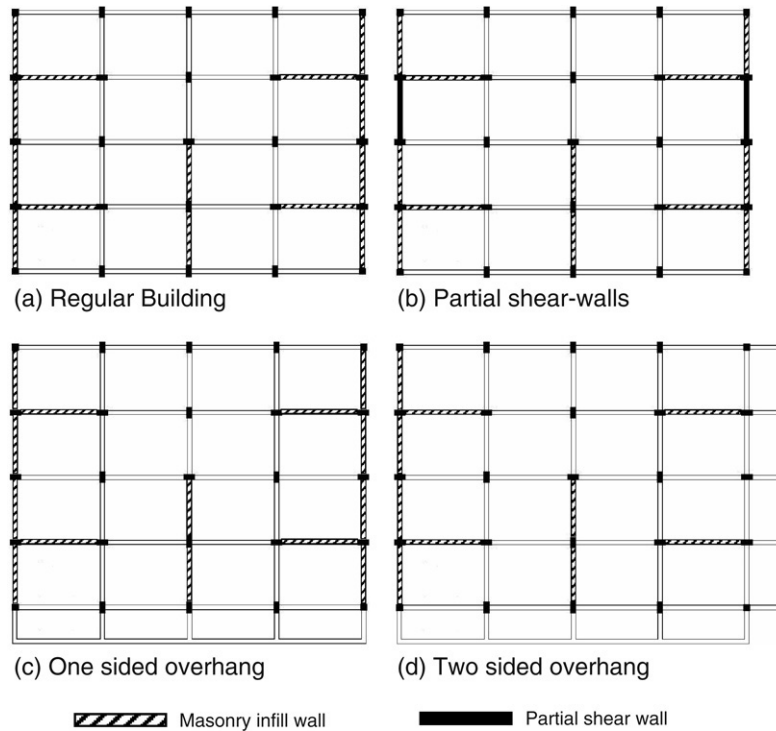


Fig. 3. Plan view of building models.

Table 2  
Natural period, weight and strength coefficient ranges of 4- and 7-story buildings

Building	Period range (s) (Based on cracked section properties)	Seismic weight range (kN)	Yield base shear coefficient ( $V_y/W$ )
4-story	0.47–1.10	8456–10 163	0.11–0.25
7-story	0.74–1.32	2912–20 277	0.11–0.18

Table 3  
Building descriptions considered in the study

Model identifier	Description
REF	Regular frame building in Fig. 3(a). All stories have wall configuration seen in the figure.
HO <sub>1</sub>	One sided overhang building in Fig. 3(c). All stories have wall configuration seen in the figure.
HO <sub>2</sub>	Two sided overhang building in Fig. 3(d). All stories have wall configuration seen in the figure.
SSH	Soft story due to 4 m ground story height (instead of 2.8 m). All stories have wall configuration seen in Fig. 3(a).
SSI	Soft story due to absence of infill wall. Regular frame building has no infill at ground story while other stories have wall configuration seen in Fig. 3(a).
SSHI	Soft story due to both height and infill effect. Regular frame building has 4 m height and no infill at ground story. Other stories have wall configuration seen in Fig. 3(a).
SC	Short column. Building in Fig. 3(b) with partial shear walls at ground story along the considered direction.
SSHHO <sub>1</sub>	Soft story due to height and one sided overhang. One sided overhang building with 4 m ground story height. All stories have wall configuration seen in Fig. 3(c).
SSHHO <sub>2</sub>	Soft story due to height and two sided overhang. Two sided overhang building with 4 m ground story height. All stories have wall configuration seen in Fig. 3(d).
SSHIHO <sub>1</sub>	Soft story due to both height and infill, and one sided overhang. One sided overhang building with 4 m story height and without infill at ground story. Other stories have wall configuration seen in Fig. 3(c).
SSHIHO <sub>2</sub>	Soft story due to both height and infill, and two sided overhang. Two sided overhang building with 4 m story height and without infill at ground story. Other stories have wall configuration seen in Fig. 3(d).

distribution of irregularities in existing building stock and may exaggerate damages in performance evaluation. In addition, soft story and its combinations are governing in the table. The field survey results are used to reflect the weights of

irregularities in typical existing building stock. A building inventory in a selected region of Denizli, a mid-size city in the Aegean part of Turkey, was conducted by Inel et al. [14]. The distribution of building irregularities is listed in Table 4

Table 4  
Assumed distribution of irregularities in existing building stock

Irregularity	Model identifier	Field survey (%)	Assumed distribution (%)
Reference	REF	35	35
Heavy overhang at 1-side	HO <sub>1</sub>	17	17
Heavy overhang at 2-sides	HO <sub>2</sub>	8	8
Soft story	SSH	15	5
	SSI		5
	SSHI		5
Short column	SC	12	12
Soft story with heavy overhangs at 1-side	SSHHO <sub>1</sub>	8	4
	SSHIHO <sub>1</sub>		4
Soft story with heavy overhangs at 2-sides	SSHHO <sub>2</sub>	5	2.5
	SSHIHO <sub>2</sub>		2.5

based on 2510 reinforced concrete buildings. In performance evaluation, the numbers were weighted according to this distribution. Since the field survey does not distinguish the cause of soft story, this study assumes that soft story due to infill wall, ground story height and both are equally weighted as seen in the table.

### 3. Modeling approach

Regular form of 4- and 7-story buildings are designed as per 1975 Turkish Earthquake Code [11] for the loading and dimensions described in the previous section. Then using the outcome member size and reinforcements, structures are modeled for nonlinear analysis. No simplifications are made for the reinforcements of members; like rounding-off or grouping members with close reinforcement amount. All members are modeled as given in the design.

Nonlinear static analyses have been performed using SAP2000 Nonlinear Version 8 that is a general-purpose structural analysis program [15]. A three-dimensional model of each structure is created in SAP2000 to carry out nonlinear static analysis. Beam and column elements are modeled as nonlinear frame elements with lumped plasticity by defining plastic hinges at both ends of beams and columns. SAP2000 provides default or the user-defined hinge properties options to model nonlinear behavior of components. Inel and Ozmen [16] studied possible differences on the results of pushover analysis due to default and user-defined nonlinear component properties. They observed that although the model with default hinge properties seemed to provide reasonable displacement capacity for the well-confined case, the displacement capacity was quite high compared to that of the poorly-confined case. Thus, this study implements user-defined hinge properties.

As shown in Fig. 4, five points labeled A, B, C, D, and E define force–deformation behavior of a plastic hinge. The values assigned to each of these points vary depending on type of element, material properties, longitudinal and transverse steel content, and axial load level on the element. Note that number of plastic hinges to be generated for each building is

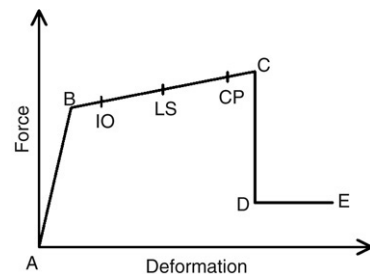


Fig. 4. Force–deformation relationship of a typical plastic hinge.

in the order of 600 and 1300 for the 4- and 7-story buildings, respectively.

The definition of user-defined hinge properties requires moment–curvature analysis of each element. Modified Kent and Park model [17] for unconfined and confined concrete and typical steel stress–strain model with strain hardening [18] for steel are implemented in moment–curvature analyses. The points B and C on Fig. 4 are related to yield and ultimate curvatures.

The point B is obtained from SAP2000 using approximate component initial effective stiffness values as per TEC-2006 [9];  $0.4EI$  for beams and values depending on axial load level for columns:

$$0.4EI \quad \text{for } N/(A_c f_c) \leq 0.1 \quad (1a)$$

$$0.8EI \quad \text{for } N/(A_c f_c) \geq 0.4. \quad (1b)$$

In Eq. (1),  $f_c$  is concrete compressive strength,  $N$  is axial load,  $A_c$  is area of section. For the  $N/(A_c f_c)$  values between 0.1 and 0.4 linear interpolation is made.

Effect of infill walls are modeled through diagonal struts as suggested in TEC-2006 and FEMA-356 [9,10]. Nonlinear behaviors of infill walls are reflected by assigned axial load hinges on diagonal struts whose characteristics are determined as given in FEMA-356. Material properties are taken from TEC-2006 to reflect characteristics of infill walls in Turkey; 1000 MPa, 1 MPa and 0.15 MPa were assumed as modulus of elasticity, compressive strength and shear strength values, respectively.

In this study, the ultimate curvature is defined as the smallest of the curvatures corresponding to (1) a reduced moment equal to 80% of maximum moment, determined from the moment–curvature analysis, (2) the extreme compression fiber reaching the ultimate concrete compressive strain as determined using the simple relation provided by Priestley et al. [20], given in Eq. (2), and (3) the longitudinal steel reaching a tensile strain of 50% of ultimate strain capacity that corresponds to the monotonic fracture strain. Ultimate concrete compressive strain ( $\varepsilon_{cu}$ ) is given as

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2)$$

where  $\varepsilon_{su}$  is the steel strain at maximum tensile stress,  $\rho_s$  is the volumetric ratio of confining steel,  $f_{yh}$  is the yield strength of transverse reinforcement, and  $f_{cc}$  is the peak confined concrete compressive strength.

Moment–curvature analyses are carried out considering section properties and a constant axial load on the structural element. On the beams, axial forces were assumed to be zero and on the columns they were assumed to be equal to the load due to dead load plus 30 percent of live load [12,21]. The input required for SAP2000 is moment–rotation relationship instead of moment–curvature. Also, moment rotation data have been reduced to five-point input that brings some inevitable simplifications. Plastic hinge length is used to obtain ultimate rotation values from the ultimate curvatures. Several plastic hinge lengths have been proposed in the literature [20,22,23]. In this study the plastic hinge length definition given in Eq. (3) which is proposed by Priestley et al. [20] is used:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (3)$$

In Eq. (3),  $L_p$  is the plastic hinge length,  $L$  is the distance from the critical section of the plastic hinge to the point of contraflexure,  $f_{ye}$  and  $d_{bl}$  are the expected yield strength and the diameter of longitudinal reinforcement, respectively.

Following the calculation of the ultimate rotation capacity of an element, acceptance criteria are defined as labeled IO, LS, and CP on Fig. 4. IO, LS, and CP stand for Immediate Occupancy, Life Safety, and Collapse Prevention, respectively. This study defines these three points corresponding to 10%, 60%, and 90% use of plastic hinge deformation capacity.

In existing reinforced concrete buildings, especially with low concrete strength and insufficient amount of transverse steel, shear failures of members should be taken into consideration. For this purpose, shear hinges are introduced for beams and columns. Because of brittle failure of concrete in shear, no ductility is considered for this type of hinge. Shear hinge properties are defined such that when the shear force in the member reaches its shear strength, the member fails immediately. The shear strength of each member ( $V_r$ ) is calculated according to TS-500 [12] that is similar to UBC [21]:

$$V_r = 0.182bd\sqrt{f_c} \left( 1 + 0.07 \frac{N}{A_c} \right) + \frac{A_{sh} f_{yh} d}{s} \quad (4)$$

In Eq. (4),  $b$  is section width,  $d$  is effective section depth,  $f_c$  is concrete compressive strength,  $N$  is compression force on

section,  $A_c$  is area of section,  $A_{sh}$ ,  $f_{yh}$  and  $s$  are area, yield strength and spacing of transverse reinforcement, respectively.

#### 4. Ground motions

In nonlinear response history analyses, the selection of acceleration records is an important step because the use of acceleration records with the same features can exaggerate or underestimate the building response. To overcome this problem, two sets of strong ground motion records were used for seismic performance evaluation of the considered buildings. The first set is selected from FEMA-307 [24] and is considered to present a base line for better understanding of observed damages as it includes records from well-known worldwide earthquakes with different types and attributes. The second set includes records from destructive earthquakes in Turkey over the past two decades. This set provides an opportunity to examine reasons of building damages during past earthquakes in Turkey. Tables 5 and 6 list major attributes of records considered in this study. Since there was no study of categorization for all records from Turkey, the records are not grouped. The use of two sets of earthquakes also provides an opportunity for comparison of earthquake characteristics in Turkey and worldwide.

Records of 1992 Erzincan, 1999 Kocaeli and Duzce earthquakes are available in corrected form. However, records of 1995 Dinar, 1998 Adana–Ceyhan, 2002 Afyon–Sultandag, and 2003 Bingol earthquakes are unprocessed. Thus, a baseline correction is required in order to obtain more reliable data. Linear base line correction and 4th order Butterworth bandpass filtering of raw acceleration records using frequencies of 0.1 and 25 Hz are processed by SeismoSignal software [25].

#### 5. Pushover analysis

The pushover analysis consists of the application of gravity loads and a representative lateral load pattern. Gravity loads were in place during lateral loading. In all cases, lateral forces were applied monotonically in a step-by-step nonlinear static analysis. The applied lateral forces were proportional to the product of mass and the first mode shape amplitude at each story level under consideration.  $P$ – $\Delta$  effects were taken into account. Although the first mode shape is used in this study, a non-modal shape vector such as an inverted triangular or a rectangular shape may be used for the lateral load pattern.

In pushover analysis, the behavior of structure is characterized by a capacity curve that represents the relationship between the base shear force and the displacement of the roof. This is a very convenient representation in practice and can be easily visualized by the engineer. It is recognized that the roof displacement was used for the capacity curve because it is widely accepted in practice. Fig. 5 illustrates typical capacity curves obtained from pushover analyses of the reference 4- and 7-story buildings for 100 and 200 mm transverse reinforcement spacing. The vertical axis plots a shear strength coefficient that is

Table 5  
Ground motion records from FEMA-307

Category	Identifier	Earthquake	Date (dd/mm/yy)	Magnitude	Station	Component (°)	PGA (g)	PGV (m/s)	Epic. dist. (km)
Forward directivity	IV79BRWY.315	Imperial Valley	15.10.1979	$M_L = 6.6$	Brawley	315	0.221	0.316	43
	LN92LUCN.250	Landers	28.06.1982	$M_S = 7.5$	Lucerna	250	0.733	0.945	42
	LP89SARA.360	Loma Prieta	17.10.1989	$M_S = 7.1$	Saratoga	360	0.504	0.456	28
	NR94NWHL.360	Northridge	17.01.1994	$M_W = 6.7$	Newhall	360	0.589	0.866	19
	NR94SYLH.090	Northridge	17.01.1994	$M_W = 6.7$	Sylmar	090	0.604	0.644	15
Long duration	CH85LLEO.010	Central Chile	03.03.1985	$M_S = 7.8$	Llolleo	010	0.711	0.374	60
	CH85VALP.070	Central Chile	03.03.1985	$M_S = 7.8$	Santa Maria	070	0.176	0.171	26
	IV40ELCN.180	Imperial Valley	18.05.1940	$M_L = 6.3$	ElCentro	180	0.348	0.333	12
	LN92JOSH.360	Landers	28.06.1982	$M_S = 7.5$	Joshua Tree	360	0.274	0.261	15
	MX85SCT1.270	Michoacan	19.09.1985	$M_S = 8.1$	SCT1	270	0.171	0.607	376
	TB78TABS.344	Tabas	16.09.1978	$M_L = 7.4$	Tabas	344	0.937	1.072	<3
Short duration	BB92CIVC.360	Big Bear	28.06.1992	$M_S = 6.6$	Civic center	360	0.544	0.285	12
	IV79ARR7.140	Imperial Valley	15.10.1979	$M_L = 6.6$	Array #7–14	140	0.333	0.394	27
	LP89CORR.090	Loma Prieta	17.10.1989	$M_S = 7.1$	Corralitos	90	0.478	0.503	8
	NR94CENT.360	Northridge	17.01.1994	$M_W = 6.7$	Century City	360	0.221	0.277	19
	SP88GUKA.360	Spitak	07.12.1988	$M_S = 6.9$	Gukasyan	360	0.207	0.144	57
	WN87MWLN.090	Whittier Narrows	01.10.1987	$M_L = 6.1$	Mount Wilson	90	0.175	0.044	18

Table 6  
Major ground motion records from destructive earthquakes in Turkey over the past two decades

Identifier	Earthquake	Date (dd/mm/yy)	Magnitude	Station	Component (°)	PGA (g)	PGV (m/s)	Dist. (km)
AF02SULT.360	Afyon–Sultandag	03.02.2002	$M_W = 6.5$	Afyon	North	0.114	0.110	73.9 <sup>a</sup>
AF02SULT.090	Afyon–Sultandag	03.02.2002	$M_W = 6.5$	Afyon	East	0.094	0.086	73.9 <sup>a</sup>
BN03BING.360	Bingol	01.05.2003	$M_W = 6.4$	Bingol	North	0.546	0.449	10.5 <sup>a</sup>
BN03BING.090	Bingol	01.05.2003	$M_W = 6.4$	Bingol	East	0.277	0.199	10.5 <sup>a</sup>
AD98CEYH.090	Adana–Ceyhan	27.06.1998	$M_S = 5.9$	Ceyhan	East	0.274	0.200	32.0 <sup>a</sup>
AD98CEYH.180	Adana–Ceyhan	27.06.1998	$M_S = 5.9$	Ceyhan	South	0.223	0.250	32.0 <sup>a</sup>
DN95DINA.090	Dinar	01.10.1995	$M_S = 5.9$	Dinar	East	0.330	0.360	10.8 <sup>a</sup>
DN95DINA.180	Dinar	01.10.1995	$M_S = 5.9$	Dinar	South	0.282	0.276	10.8 <sup>a</sup>
DZ99BOLU.360	Duzce	12.11.1999	$M_W = 7.2$	Bolu	360°	0.728	0.564	17.6 <sup>b</sup>
DZ99BOLU.090	Duzce	12.11.1999	$M_W = 7.2$	Bolu	090°	0.822	0.621	17.6 <sup>b</sup>
DZ99DUZC.180	Duzce	12.11.1999	$M_W = 7.2$	Duzce	180°	0.348	0.600	8.2 <sup>b</sup>
DZ99DUZC.270	Duzce	12.11.1999	$M_W = 7.2$	Duzce	270°	0.535	0.835	8.2 <sup>b</sup>
ER92ERZN.360	Erzincan	13.03.1992	$M_S = 6.8$	Erzincan	North	0.515	0.840	2.0 <sup>b</sup>
ER92ERZN.090	Erzincan	13.03.1992	$M_S = 6.8$	Erzincan	East	0.496	0.643	2.0 <sup>b</sup>
KC99DUZC.180	Kocaeli	17.08.1999	$M_S = 7.4$	Duzce	180°	0.312	0.589	12.7 <sup>b</sup>
KC99DUZC.270	Kocaeli	17.08.1999	$M_S = 7.4$	Duzce	270°	0.358	0.464	12.7 <sup>b</sup>
KC99GEBZ.180	Kocaeli	17.08.1999	$M_S = 7.4$	Gebze	180°	0.244	0.503	17.0 <sup>b</sup>
KC99IZMT.090	Kocaeli	17.08.1999	$M_S = 7.4$	Izmit	090°	0.220	0.298	4.8 <sup>b</sup>
KC99YARM.060	Kocaeli	17.08.1999	$M_S = 7.4$	Yarimca	060°	0.268	0.657	2.6 <sup>b</sup>
KC99YARM.330	Kocaeli	17.08.1999	$M_S = 7.4$	Yarimca	330°	0.349	0.622	2.6 <sup>b</sup>

<sup>a</sup> Distance to epicenter.

<sup>b</sup> Closest distance to fault rupture.

the base shear normalized by building seismic weight. The horizontal axis plots global displacement drift that is lateral displacement of building at the roof level normalized by building height.

The effect of transverse reinforcement spacing is apparent in displacement drift capacities (see Fig. 5). For the 4-story building, the drift ratios at significant strength loss are 1.80% and 1.37% for  $x$ -direction while these numbers are 0.72%

and 0.69% for  $y$ -direction, for 100 and 200 mm transverse reinforcement spacing, respectively. Note that the ratio of masonry walls placed in  $y$ -direction is higher than that of  $x$ -direction as seen in Fig. 3. The higher lateral load and lower displacement capacities in  $y$ -direction compared to the  $x$ -direction are mainly attributable to the effect of masonry infill walls. As lateral load carried by infill walls increases the effect of reinforced concrete members decreases. Therefore,

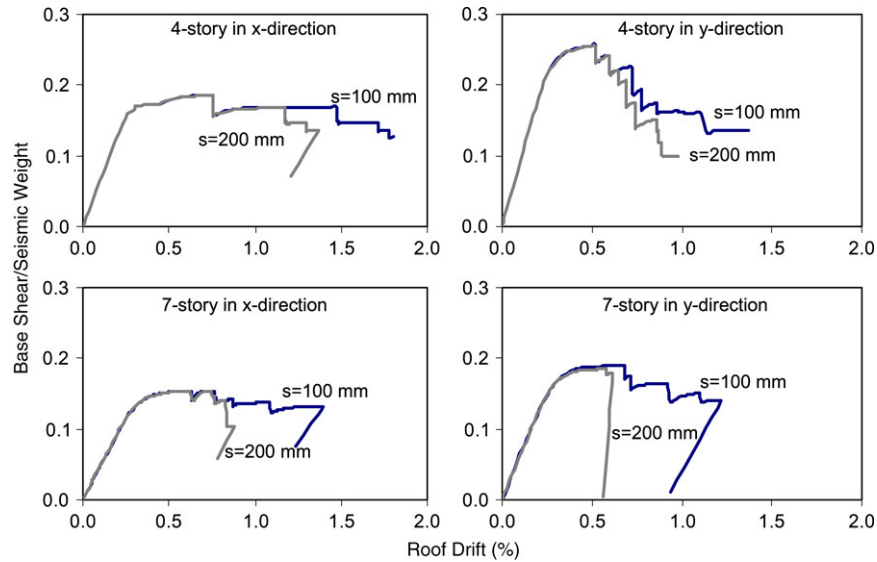


Fig. 5. Capacity curves of regular 4- and 7-story buildings for 100 and 200 mm transverse reinforcement spacing obtained by pushover analysis.

Table 7

Performance levels and criteria provided in Turkish Earthquake Code (2006) [9]

Performance level	Performance criteria
Immediate occupancy (IO)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. There shall not be any column or shear walls beyond IO level.</li> <li>2. The ratio of beams in IO–LS region shall not exceed 10% in any story.</li> <li>3. There shall not be any beams beyond LS.</li> <li>4. Story drift ratio shall not exceed 0.8% in any story.</li> </ol>
Life safety (LS)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. In any story, the shear carried by columns or shear walls in LS–CP region shall not exceed 20% of story shear. This ratio can be taken as 40% for roof story.</li> <li>2. In any story, the shear carried by columns or shear walls yielded at both ends shall not exceed 30% of story shear.</li> <li>3. The ratio of beams in LS–CP region shall not exceed 20% in any story.</li> <li>4. Story drift ratio shall not exceed 2% in any story.</li> </ol>
Collapse prevention (CP)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. In any story, the shear carried by columns or shear walls beyond CP region shall not exceed 20% of story shear. This ratio can be taken as 40% for roof story.</li> <li>2. In any story, the shear carried by columns or shear walls yielded at both ends shall not exceed 30% of story shear.</li> <li>3. The ratio of beams beyond CP region shall not exceed 20% in any story.</li> <li>4. Story drift ratio shall not exceed 3% in any story.</li> </ol>

transverse reinforcement spacing considered in RC members is less pronounced in this direction. For the 7-story building, the drift ratios at significant strength loss are 1.40% and 0.87% for  $x$ -direction while these numbers are 1.22% and 0.61% for  $y$ -direction, for 100 and 200 mm transverse reinforcement spacing, respectively. Although the amount of infill walls is the same for 4- and 7-story buildings, stronger RC members in 7-story building cause more RC dominant and transverse reinforcement dependent behavior. Accordingly, it seems that the effect of infill walls is more critical in low-rise RC buildings composed of weaker members.

## 6. Performance evaluation

Evaluation of the investigated buildings is performed using the recently published Turkish Earthquake Code (2006) [9]. Three performance levels, immediate occupancy (IO), life safety (LS), and collapse prevention (CP) are considered as specified in this code and several other international guidelines

such as FEMA-356, ATC-40, and FEMA-440 [10,19,26]. Criteria given in the code for three performance levels are listed in Table 7.

Pushover analysis data and criteria of Table 7 were used to determine global displacement drift ratio (defined as lateral displacement at roof level divided by building height) of each building corresponding to the performance levels considered. Global displacement drift ratios of each model are listed in Tables 8 and 9 for 4- and 7-story buildings, respectively. The notation s100 and s200 following the model identifier (e.g. Refs100) corresponds to transverse reinforcement spacing of 100 mm and 200 mm, respectively. The variation of yield base shear coefficient and global displacement drift at collapse prevention performance level for the buildings in the database are shown in Fig. 6. There is a clear trend that the yield base shear coefficient and the drift capacity decrease as the number of stories increases. This observation is in agreement with the observed building damage in Duzce following 1999 Kocaeli



Table 8  
Global displacement drift capacities (%) of the investigated 4-story buildings obtained from capacity curves for considered performance levels

# of story	Building	Performance level		
		Immediate occupancy	Life safety	Collapse prevention
4-story (x-direction)	REFs100	0.54	1.10	1.48
	REFs200	0.51	0.69	1.17
	HO <sub>1</sub> s100	0.51	1.08	1.33
	HO <sub>1</sub> s200	0.46	0.65	1.17
	HO <sub>2</sub> s100	0.49	1.51	2.02
	HO <sub>2</sub> s200	0.45	0.86	1.59
	SSIs100	0.28	0.69	1.17
	SSIs200	0.25	0.37	0.84
	SSHs100	0.33	0.81	1.22
	SSHs200	0.30	0.46	0.82
	SSHIs100	0.26	0.55	0.88
	SSHIs200	0.23	0.37	0.61
	SSHHO <sub>1</sub> s100	0.33	0.81	0.88
	SSHHO <sub>1</sub> s200	0.29	0.48	0.82
	SSHHO <sub>1</sub> s100	0.28	0.59	0.92
	SSHHO <sub>1</sub> s200	0.23	0.41	0.62
	SSHHO <sub>2</sub> s100	0.34	0.93	1.10
	SSHHO <sub>2</sub> s200	0.31	0.59	0.78
	SSHHO <sub>2</sub> s100	0.26	0.56	0.87
	SSHHO <sub>2</sub> s200	0.24	0.38	0.61
	SCs100	0.07	0.07	1.36
	SCs200	0.06	0.07	0.84
4-story (y-direction)	REFs100	0.23	0.60	0.86
	REFs200	0.20	0.41	0.65
	HO <sub>1</sub> s100	0.31	0.68	0.77
	HO <sub>1</sub> s200	0.30	0.46	0.65
	HO <sub>2</sub> s100	0.36	0.70	1.03
	HO <sub>2</sub> s200	0.33	0.53	0.78
	SSIs100	0.17	0.38	0.70
	SSIs200	0.14	0.24	0.45
	SSHs100	0.22	0.49	0.69
	SSHs200	0.19	0.37	0.47
	SSHIs100	0.17	0.42	0.65
	SSHIs200	0.15	0.28	0.45
	SSHHO <sub>1</sub> s100	0.23	0.48	0.59
	SSHHO <sub>1</sub> s200	0.20	0.36	0.48
	SSHHO <sub>1</sub> s100	0.18	0.42	0.66
	SSHHO <sub>1</sub> s200	0.15	0.33	0.46
	SSHHO <sub>2</sub> s100	0.22	0.61	0.84
	SSHHO <sub>2</sub> s200	0.19	0.44	0.74
	SSHHO <sub>2</sub> s100	0.28	0.54	0.82
	SSHHO <sub>2</sub> s200	0.25	0.41	0.60
	SCs100	0.06	0.06	1.14
	SCs200	0.06	0.06	0.74

s100: transverse reinforcement spacing of 100 mm, and s200: transverse reinforcement spacing of 200 mm.

and Duzce earthquakes [27] as well as with the study by Akkar et al. [28].

Careful examination of Tables 8 and 9 and Fig. 6 reveals that yield base shear coefficient and global drift capacity especially at the collapse prevention performance level seems to be significantly different compared to those in other studies (i.e. HAZUS, JICA) [29,30]. Akkar et al. [28] also observed significant differences in capacity curves of low- and mid-rise building stock in Turkey. They explained this observation by differences in construction practice and code enforcement and compliance efforts as well as simplifications implemented in modeling. The agreement of building capacities obtained in this study and those reported in Akkar et al. [28] indicates that

sample buildings considered herein and their capacity curves reflect low- and mid-rise building stock construction practice of Turkey or similar countries, reasonably well. The reader should keep in mind that although transverse reinforcement spacing of 100 mm seems as code compliant, only the perimeter of columns has confinement as it is the case in the majority of building stock designed and constructed according to pre-modern codes. This situation results in considerably smaller displacement drift capacity compared to that of modern code compliant buildings. Another reason for low displacement capacity is related with failure mechanism of buildings. As it is not considered in 1975 Turkish Earthquake Code [11], pushover analysis of the sample building set indicates that weak

Table 9  
Global displacement drift capacities (%) of the investigated 7-story buildings obtained from capacity curves for considered performance levels

# of story	Building	Performance Level			
		Immediate occupancy	Life safety	Collapse prevention	
7-story (x-direction)	REFs100	0.43	0.65	1.40	
	REFs200	0.38	0.59	0.83	
	HO <sub>1</sub> s100	0.43	0.63	1.04	
	HO <sub>1</sub> s200	0.38	0.58	0.83	
	HO <sub>2</sub> s100	0.44	0.72	1.13	
	HO <sub>2</sub> s200	0.38	0.59	0.78	
	SSIs100	0.33	0.54	0.66	
	SSIs200	0.30	0.43	0.57	
	SSHs100	0.30	0.48	0.61	
	SSHs200	0.27	0.37	0.49	
	SSHs100	0.25	0.40	0.60	
	SSHs200	0.23	0.32	0.44	
	SSHHO <sub>1</sub> s100	0.35	0.53	0.56	
	SSHHO <sub>1</sub> s200	0.27	0.39	0.49	
	SSHHO <sub>1</sub> s100	0.25	0.41	0.59	
	SSHHO <sub>1</sub> s200	0.23	0.32	0.45	
	SSHHO <sub>2</sub> s100	0.31	0.48	0.63	
	SSHHO <sub>2</sub> s200	0.28	0.38	0.49	
	SSHHO <sub>2</sub> s100	0.25	0.42	0.60	
	SSHHO <sub>2</sub> s200	0.22	0.32	0.43	
	SCs100	0.08	0.08	0.98	
	SCs200	0.08	0.08	0.70	
	7-story (y-direction)	REFs100	0.36	0.48	0.68
		REFs200	0.31	0.46	0.58
HO <sub>1</sub> s100		0.37	0.55	0.73	
HO <sub>1</sub> s200		0.33	0.40	0.53	
HO <sub>2</sub> s100		0.44	0.70	0.86	
HO <sub>2</sub> s200		0.40	0.54	0.62	
SSIs100		0.25	0.38	0.54	
SSIs200		0.22	0.31	0.39	
SSHs100		0.27	0.41	0.60	
SSHs200		0.24	0.36	0.46	
SSHs100		0.19	0.32	0.47	
SSHs200		0.18	0.25	0.36	
SSHHO <sub>1</sub> s100		0.27	0.42	0.56	
SSHHO <sub>1</sub> s200		0.25	0.35	0.44	
SSHHO <sub>1</sub> s100		0.19	0.33	0.44	
SSHHO <sub>1</sub> s200		0.19	0.27	0.35	
SSHHO <sub>2</sub> s100		0.31	0.50	0.63	
SSHHO <sub>2</sub> s200		0.29	0.42	0.49	
SSHHO <sub>2</sub> s100		0.26	0.40	0.54	
SSHHO <sub>2</sub> s200		0.24	0.34	0.41	
SCs100		0.08	0.08	0.95	
SCs200		0.08	0.08	0.55	

s100: transverse reinforcement spacing of 100 mm, and s200: transverse reinforcement spacing of 200 mm.

column–strong beam mechanism is a common problem for the majority of existing building stock.

It should also be noted that considerably small displacement drift capacities for IO and LS performance levels in 8 buildings (last two buildings in each group) are associated with the existence of short columns. These columns fail in shear before global yielding. Because of this behavior these buildings became incapable of satisfying IO and LS performance levels before yielding, but sufficient for CP up to a higher damage level. These kinds of behavior have been encountered in many damaged RC buildings with severely damaged columns due to shear but did not collapse [3,13].

## 7. “Equivalent” SDOF idealization of building response

The capacity curve of each building obtained from pushover analysis was approximated with a bilinear curve using engineering judgment and guidelines given in ATC-40 [19] and FEMA-356 [10]. A typical example of idealized capacity curve is shown in Fig. 7. Yield and ultimate response points represent the idealized capacity curve. Note that there is no consensus on how to idealize capacity curve and exact description of significant yielding. Yield strength coefficient, yield displacement and post-yield stiffness parameters describe “equivalent” SDOF models of buildings.

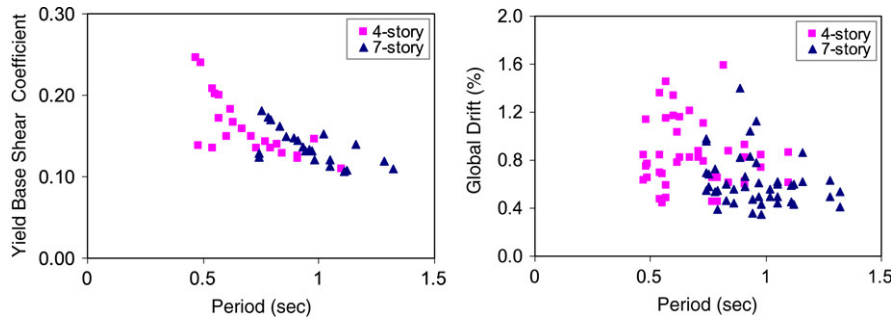


Fig. 6. Variation of yield base shear coefficient and global drift at collapse prevention performance level capacities of sample buildings.

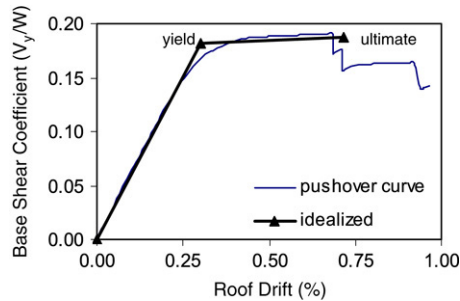


Fig. 7. Typical pushover and idealized capacity curves.

Post-yield stiffness was determined using yield and ultimate points. Since post-yield stiffness of considered buildings was considerably small, the effect of transverse reinforcement spacing only changes the ultimate displacement point. Thus, only 44 models instead of 88 were idealized as “equivalent” SDOF system to determine displacement demands using nonlinear dynamic response history analyses.

FEMA-356 [10] and ATC-40 [19] provides guidance for “equivalent” SDOF representation of building capacity curve. While yield displacement representation of “equivalent” SDOF system is the same for both FEMA-356 and ATC-40 documents, yield strength coefficient representations differ. FEMA-440 [26] compared performance of both “equivalent” SDOF systems and recommends the use of ATC-40 representation. Thus, the capacity curve of each building generated for the first mode vector was converted to an “equivalent” SDOF system using ATC-40 representation in which yield displacement,  $\Delta_y$ , and yield strength coefficients,  $C_y$ , are given by

$$\Delta_y = \frac{\Delta_{y,\text{roof}}}{\Gamma_1} \quad (5)$$

$$C_y = \frac{S_a}{g} = \frac{V_{y,\text{mdof}}/W}{\alpha_1} \quad (6)$$

where  $\Delta_{y,\text{roof}}$  = the roof displacement at yield,  $\Gamma_1$  = the first (predominant) mode participation factor,  $S_a$  = the pseudo-acceleration associated with yield of the “equivalent” SDOF system,  $g$  = the acceleration of gravity,  $V_{y,\text{mdof}}$  = the base shear strength of the multi-degree-of-freedom (MDOF) system or building at global yield,  $W$  = seismic weight of the MDOF system, and  $\alpha_1$  = the modal mass coefficient of the first mode.

## 8. Nonlinear dynamic response history analyses and performance evaluation

The “equivalent” SDOF models of each investigated building were subjected to ground motion listed in Tables 5 and 6 without any scaling to determine displacement demands. A total of 1628 “equivalent” SDOF nonlinear response history analyses were carried out using Utility Software for Earthquake Engineering program (USEE) [31]. The “equivalent” SDOF displacement demands were then converted into building displacement demands at the roof level multiplying by the first mode participation factor,  $\Gamma_1$ .

Average global displacement drift demands of 4- and 7-story buildings obtained from nonlinear response history analyses were plotted against ground motion intensity measures in Fig. 8 to see earthquake intensity and damage correlation of records from Turkey. Peak Ground Acceleration (PGA) and Peak Ground Velocity (PGV) are selected among various intensity measures. Although there is no significant difference between the two measures, PGV provides better correlation of damage (deformation demand) for the ground motion records of Table 6. Fig. 8 also points out that the selected records from Turkey cover a broad range of intensity measures. Examination of the average drift ratios obviously shows that the demands of 4-story buildings are higher than that of 7-story ones.

Following displacement demand estimates, seismic performances of each building (total of 3256) were evaluated using Tables 8 and 9 for ground motions considered in this study. Although displacement demands of both models with 100 and 200 mm transverse reinforcement spacing are the same, displacement capacities differ. Therefore, performance evaluation of low- and mid-rise buildings was carried out for 100 and 200 mm transverse reinforcement spacing, separately. Statistics of performance evaluation is given in Tables 10 and 11 for ground motion records from FEMA-307 and from Turkey, respectively. In the tables, the term “exceedance ratio” refers to the weighted number of building cases as given in Table 4 which do not comply with a given performance level divided by the total number of buildings.

## 9. Discussion of results

Average exceedance ratio of considered performance levels for sample buildings subjected to ground motions from FEMA-307 and from Turkey is summarized in Table 12. As mentioned

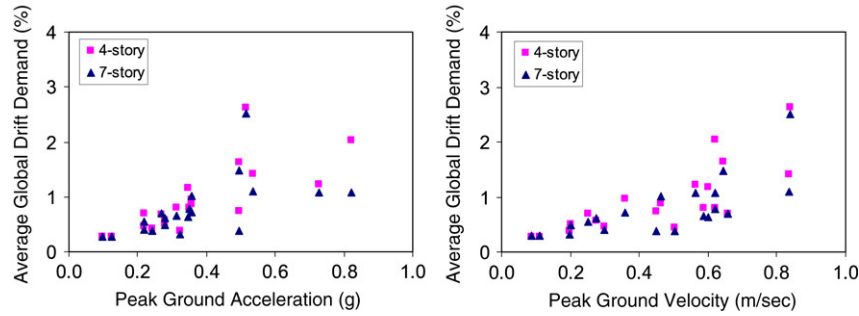


Fig. 8. Global displacement drifts (roof displacement normalized by building height) as functions of PGA and PGV for ground motion records from Turkey.

Table 10  
Exceedance ratio of considered performance levels for sample buildings subjected to ground motions of FEMA-307

Identifier	Immediate occupancy				Life safety				Collapse prevention			
	4-story		7-story		4-story		7-story		4-story		7-story	
	<i>s</i> = 100 mm	<i>s</i> = 200 mm	<i>s</i> = 100 mm	<i>s</i> = 200 mm	<i>s</i> = 100 mm	<i>s</i> = 200 mm	<i>s</i> = 100 mm	<i>s</i> = 200 mm	<i>s</i> = 100 mm	<i>s</i> = 200 mm	<i>s</i> = 100 mm	<i>s</i> = 200 mm
IV79BRWY.315	0.70	0.74	0.48	1.00	0.24	0.32	0.24	0.36	0.00	0.07	0.00	0.07
LN92LUCN.250	1.00	1.00	1.00	1.00	0.83	1.00	1.00	1.00	0.83	0.83	0.57	1.00
LP89SARA.360	1.00	1.00	1.00	1.00	0.79	1.00	1.00	1.00	0.49	0.70	0.56	1.00
NR94NWLH.360	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
NR94SYLH.090	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00
CH85LLEO.010	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00	0.75	0.96	0.71	0.83
CH85VALP.070	0.70	0.70	0.26	0.49	0.15	0.26	0.12	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
IV40ELCN.180	1.00	1.00	1.00	1.00	0.64	0.96	0.58	0.83	0.07	0.49	0.07	0.52
LN92JOSH.360	1.00	1.00	1.00	1.00	0.38	0.70	0.96	1.00	0.05	0.23	0.28	0.68
MX85SCT1.270	0.62	0.62	0.74	1.00	0.31	0.35	0.54	0.57	0.12	0.16	0.17	0.31
TB78TABS.344	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
BB92CIVC.360	0.70	0.70	0.38	0.49	0.17	0.30	0.17	0.26	0.00	0.00	0.00	0.02
IV79ARR7.140	1.00	1.00	1.00	1.00	0.44	1.00	1.00	1.00	0.27	0.32	0.71	1.00
LP89CORR.090	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00	0.55	0.90	0.28	0.64
NR94CENT.360	0.83	0.83	1.00	1.00	0.30	0.40	0.62	0.74	0.00	0.14	0.02	0.51
SP88GUKA.360	0.47	0.55	0.36	0.40	0.12	0.20	0.12	0.23	0.00	0.00	0.00	0.00
WN87MWLN.090	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

earlier, FEMA-307 records were studied and categorized. They cover a wide range in terms of category and characteristics. Although records from Turkey were selected without any special care, similar numbers of both ground motion set in Table 12 illustrates that selected records from Turkey show no peculiarity.

The structures considered in this study reflect the majority of residential building stock. Thus they are not expected to satisfy Immediate Occupancy (IO) performance level. In the majority of records, this performance level is exceeded for almost all buildings. However, residential buildings designed according to the codes shall satisfy Life Safety (LS). For the best case, 54% and 58% of buildings do not meet LS performance level for records from FEMA-307 and from Turkey, respectively (Table 12). Satisfaction of at least Collapse Prevention (CP) performance level is an important criterion for limiting casualties during an earthquake. The ratio of buildings that do not satisfy CP level ranges between 32% and 56% depending on ductility level of the building. The observed damage of investigated building stock in Duzce after 1999 Kocaeli and Duzce earthquakes (40% of 4-story and 68% of 5-story

buildings were heavily damaged or collapsed [32]) supports the findings of this study. The reasons for unsatisfactory performance may be explained by: (1) irregularities in existing building stock and (2) probable high damaging property of the considered ground motions with excessive displacement demands as indicated by other researchers (i.e. 1999 Kocaeli earthquake [33]).

The amount of transverse reinforcement plays an important role in seismic performance of buildings. Although closer spacing considered in this study (*s* = 100 mm) does not fully comply with the code requirements, it considerably improves building performance (Table 12). This observation implies that structures with transverse reinforcement according to modern code requirements definitely have a better seismic performance.

Soft story due to the absence of infill walls at the ground story is found to be more detrimental than soft story due to greater height of ground story considered in this study. As seen in Tables 8 and 9, soft story due to the infill effect has in general lower capacities. Careful examination of performance evaluation for the considered ground motion sets shows that soft

Table 11  
Exceedance ratio of considered performance levels for sample buildings subjected to ground motions from Turkey

Identifier	Immediate occupancy				Life safety				Collapse prevention			
	4-story		7-story		4-story		7-story		4-story		7-story	
	$s =$	$s =$	$s =$	$s =$	$s =$	$s =$	$s =$	$s =$	$s =$	$s =$	$s =$	$s = 200$ mm
	100 mm	200 mm	100 mm	200 mm	100 mm	200 mm	100 mm	200 mm	100 mm	200 mm	100 mm	200 mm
AF02SULT.360	0.47	0.51	0.37	0.40	0.12	0.17	0.12	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
AF02SULT.090	0.47	0.51	0.38	0.40	0.12	0.18	0.12	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
BN03BING.360	1.00	1.00	0.58	0.84	0.59	0.96	0.17	0.31	0.16	0.51	0.00	0.00
BN03BING.090	0.62	0.74	0.33	0.64	0.15	0.32	0.12	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00
AD98CEYH.090	0.74	1.00	1.00	1.00	0.25	0.70	0.33	0.53	0.00	0.10	0.02	0.19
AD98CEYH.180	1.00	1.00	1.00	1.00	0.64	0.96	0.62	1.00	0.07	0.28	0.05	0.32
DN95DINA.090	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00	1.00	0.38	0.64	0.28	0.77
DN95DINA.180	1.00	1.00	1.00	1.00	0.42	0.53	0.66	0.92	0.10	0.23	0.15	0.58
DZ99BOLU.360	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00	0.67	0.96	0.71	1.00
DZ99BOLU.090	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00
DZ99DUZC.180	1.00	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.92	1.00	0.56	0.82	0.26	0.36
DZ99DUZC.270	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00	0.79	0.96	0.71	1.00
ER92ERZN.360	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ER92ERZN.090	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
KC99DUZC.180	1.00	1.00	1.00	1.00	0.67	1.00	0.83	1.00	0.14	0.34	0.21	0.62
KC99DUZC.270	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.83	1.00	1.00	0.25	0.58	0.53	0.94
KC99GEBZ.180	0.70	0.70	0.62	0.84	0.25	0.31	0.15	0.52	0.05	0.12	0.00	0.03
KC99IZMT.090	0.83	0.83	0.65	1.00	0.20	0.62	0.26	0.42	0.00	0.05	0.03	0.12
KC99YARM.060	1.00	1.00	0.98	0.98	0.42	0.62	0.94	0.98	0.16	0.27	0.49	0.62
KC99YARM.330	1.00	1.00	1.00	1.00	0.53	1.00	1.00	1.00	0.26	0.32	0.28	0.83

Table 12  
Average exceedance ratio of considered performance levels for sample buildings

Building	Transverse reinf. spacing	Immediate occupancy		Life safety		Collapse prevention	
		FEMA-307	Turkey	FEMA-307	Turkey	FEMA-307	Turkey
4-story	$s = 100$ mm	0.82	0.89	0.54	0.58	0.36	0.33
	$s = 200$ mm	0.83	0.91	0.68	0.76	0.46	0.46
7-story	$s = 100$ mm	0.78	0.85	0.67	0.66	0.37	0.32
	$s = 200$ mm	0.85	0.90	0.72	0.76	0.56	0.52

Table 13  
Average exceedance ratio of considered performance levels for earthquake categories

Category	4-story				7-story			
	$s = 100$ mm		$s = 200$ mm		$s = 100$ mm		$s = 200$ mm	
	LS	CP	LS	CP	LS	CP	LS	CP
Forward directivity	0.77	0.66	0.86	0.72	0.85	0.62	0.87	0.81
Long duration	0.57	0.33	0.71	0.47	0.70	0.37	0.76	0.56
Short duration	0.33	0.14	0.48	0.22	0.48	0.17	0.54	0.36

story due to the infill effect has poor performance compared to soft story due to the height effect for all cases.

FEMA-307 records illustrated that characteristics and category of earthquakes are important on seismic demands. The records with forward directivity effect impose higher demands compared to the records with long and short duration. This trend is clearly seen in Table 13 that lists average exceedance ratio of considered performance levels for three earthquake categories.

Due to characteristics of earthquakes, some records may impose higher demands on certain structures. For example, BN03BING.360 and DZ99DUZC.180 records are more destructive for the 4-story buildings whereas DN95DINA.180,

KO99DUZC.180, KO99DUZC.270, KC99YARM.060 and KC99YARM.330 records are more damaging for the 7-story buildings.

Performance evaluation of 4- and 7-story buildings at LS and CP levels are provided in Tables 14 and 15 for each ground motion record of Turkey. According to Turkish Earthquake Code, 2006 [9], there shall not be any column or shear walls beyond CP for LS level. Since short columns are collapsed before global yielding, buildings with short columns do not satisfy LS for any record except WN87MWLN.090 record.

Table 14 shows that AF02SULT.090, AF02SULT.360, and BN03BING.090 records are the least destructive among others. For these records, buildings having short column, soft story,

Table 14  
Performance evaluation for life safety level for records from Turkey

Identifier	Performance evaluation of 4-story buildings	Performance evaluation of 7-story buildings
AF02SULT.360	Critical for SC of s100 and SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSI of s200 buildings.	Critical for SC of s100 and SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHI, SSI of s200 buildings.
AF02SULT.090	Critical for SC of s100 and SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSI of s200 buildings.	Critical for SC of s100 and SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHI, SSI of s200 buildings.
BN03BING.360	Critical for all except HO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> of s100 and for all of s200 buildings.	Critical for SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHI of s100 and SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI, SSH, SSI of s200 buildings.
BN03BING.090	Critical for SC, SSI of s100 and SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSI, SSHI of s200 buildings.	Critical for SC of s100 and SC, SSHI of s200 buildings.
AD98CEYH.090	Critical for SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSI, SSHI of s100 and all of s200 buildings.	Critical for SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI, SSI, SSH of s100 and all except Ref of s200 buildings.
AD98CEYH.180	Critical for all buildings.	Critical for all but HO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> of s100 and all of s200 buildings.
DN95DINA.090	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
DN95DINA.180	Critical for all buildings except HO <sub>1</sub> and Ref of s100 and Ref of s200.	Critical for all buildings except HO <sub>2</sub> of s100.
DZ99BOLU.360	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
DZ99BOLU.090	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
DZ99DUZC.180	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
DZ99DUZC.270	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
ER92ERZN.360	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
ER92ERZN.090	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
KC99DUZC.180	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
KC99DUZC.270	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
KC99GEBZ.180	Critical for SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI of s100 and SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI, SSI of s200 buildings.	Critical for SC, SSI of s100 and SC, HO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSH, SSHI, SSI, Ref of s200 buildings.
KC99IZMT.090	Critical for SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI, SSI of s100 and all but HO <sub>2</sub> of s200 buildings.	Critical for SC, SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI, SSI of s100 and all except HO <sub>2</sub> and Ref of s200 buildings.
KC99YARM.060	Critical for all buildings except HO <sub>1</sub> of s100 and s200.	Critical for all buildings.
KC99YARM.330	Critical for all buildings except Ref of s100 and s200.	Critical for all buildings.

s100: transverse reinforcement spacing of 100 mm, and s200: transverse reinforcement spacing of 200 mm.

and soft story with heavy overhangs irregularities do not satisfy LS performance level. ER92ERZN.090, ER92ERZN.360, DZ99BOLU.090, DZ99BOLU.360 and DZ99DUZC.270 records are the most destructive ground motions among the selected earthquakes from Turkey. Short column is the most detrimental irregularity for 4- and 7-story buildings for life safety performance level. Soft story with heavy overhangs, soft story and heavy overhangs follow this irregularity respectively. Irregularity effects are more dominant for the 7-story buildings than the 4-story ones.

Table 15 indicates that 1992 Erzincan and 1999 Duzce records are the most destructive among others for CP level. Soft story with heavy overhangs is the most detrimental irregularity for 4- and 7-story buildings for collapse prevention performance level. Soft story and heavy overhangs follow this irregularity respectively. Similar to LS level, irregularity effects are more dominant for the 7-story buildings than the 4-story ones.

## 10. Summary and conclusions

This study evaluated seismic performance of the major portion of building stock in Turkey considering nonlinear behavior of reinforced concrete components and masonry infill walls using a sample set of buildings. In the current study, the infill walls were modeled using TEC-2006 [9] and FEMA-356 [10]. The selected sample set was subjected to records of

devastating earthquakes in Turkey in the last two decades as well as the records from FEMA-307 to evaluate reasons of building damages in past earthquakes. The observations and findings of the current study are briefly summarized in the following.

1. Amount of transverse reinforcement is a significant parameter in seismic performance of buildings. This study shows that as the amount of transverse reinforcement increases the sustained damage decreases. Average exceedance ratios for collapse prevention performance level are approximately 30% and 50% for transverse reinforcement spacing of 100 and 200 mm, respectively.
2. The effect of transverse reinforcement spacing is apparent in displacement drift capacities when stronger RC members are used with weak infill walls. As lateral load carried by infill walls increases the effect of reinforced concrete members decreases. Consequently, transverse reinforcement spacing considered in RC members is less pronounced in such cases.
3. Although the amount of infill walls is independent, strengths of RC members are strongly correlated to the number of stories. As the number of stories increase, the stronger RC members exist with the same amount of infill. Accordingly, it seems that the effect of infill walls is more critical in low-rise RC buildings composed of weaker members.

Table 15  
Performance evaluation for collapse prevention level for records from Turkey

Identifier	Performance evaluation of 4-story buildings at Collapse Prevention Level	Performance evaluation of 7-story buildings at Collapse Prevention Level
AF02SULT.360	Satisfied for all buildings.	Satisfied for all buildings.
AF02SULT.090	Satisfied for all buildings.	Satisfied for all buildings.
BN03BING.360	Critical for HO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSH, SSI of s100 and HO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSH, SSHI, SSI, Ref of s200 buildings.	Satisfied for all buildings.
BN03BING.090	Satisfied for all buildings.	Satisfied for all buildings.
AD98CEYH.090	Satisfied for all s100 buildings and Critical for SSHHO <sub>1</sub> , SSHI, SSI of s200.	Critical for SSHHO <sub>1</sub> of s100 and SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI, SSI of s200 buildings.
AD98CEYH.180	Critical for SSHHO <sub>1</sub> , SSH, SSI of s100 and all but Ref of s200 buildings.	Critical for SSHHO <sub>1</sub> , SSHI of s100 and all but SSHHO <sub>2</sub> , Ref of s200 buildings.
DN95DINA.090	Critical for all but HO <sub>2</sub> , Ref s100 and all of s200 buildings.	Satisfied for HO <sub>1</sub> , HO <sub>2</sub> , Ref of s100 and critical for all s200 buildings.
DN95DINA.180	Critical for SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI of s100 and all but HO <sub>1</sub> , HO <sub>2</sub> , Ref of s200 buildings.	Critical for SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI, SSI of s100 and all but HO <sub>2</sub> of s200 buildings.
DZ99BOLU.360	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
DZ99BOLU.090	Critical for all buildings.	Critical for all s200 buildings.
DZ99DUZC.180	Critical for all but SSHHO <sub>2</sub> , SSHI of s100 and for all s200 buildings.	Satisfied for HO <sub>1</sub> , HO <sub>2</sub> , Ref of s100 and HO <sub>1</sub> , Ref of s200 buildings.
DZ99DUZC.270	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
ER92ERZN.360	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
ER92ERZN.090	Critical for all buildings.	Critical for all buildings.
KC99DUZC.180	Critical for SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI, SSI of s100 and all but SSHHO <sub>2</sub> , Ref of s200 buildings.	Satisfied for HO <sub>1</sub> , HO <sub>2</sub> , Ref, SSI of s100 and Critical for all s200 buildings.
KC99DUZC.270	Critical for HO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI of s100 and all but HO <sub>2</sub> of s200 buildings.	Satisfied only for Ref of s100 building.
KC99GEBZ.180	Critical for SSHHO <sub>1</sub> , SSHI of s100 and SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI of s200 buildings.	Critical only for SSI of s200 building.
KC99IZMT.090	Satisfied for all s100 buildings and Critical for SSHHO <sub>1</sub> , SSHI of s200.	Critical for SSHHO <sub>2</sub> of s100 and SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSI of s200 buildings.
KC99YARM.060	Critical for SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>1</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHHO <sub>2</sub> , SSHI of s100 and all but HO <sub>1</sub> and Ref of s200 buildings.	Satisfied only for HO <sub>2</sub> of s100 building.
KC99YARM.330	Satisfied for HO <sub>1</sub> , SSH, Ref of both s100 and s200 buildings.	Satisfied for HO <sub>1</sub> , HO <sub>2</sub> , Ref of s100 building.

s100: transverse reinforcement spacing of 100 mm, and s200: transverse reinforcement spacing of 200 mm.

- Pushover analysis of the sample building set indicates that weak column–strong beam mechanism is a common problem for the majority of existing building stock as it is not considered in pre-modern earthquake codes.
- Peak Ground Velocity has better correlation with displacement demands of the earthquakes than Peak Ground Acceleration for the records of Turkey. Therefore PGV is a better indicator of damage potential of the records considered in this study.
- The records with forward directivity effect impose higher demands compared to the records with long and short duration. This observation points out that characteristics and category of earthquakes are important on seismic demands.
- Similar average exceedance ratios of considered performance levels for sample buildings subjected to ground motion sets from FEMA-307 and Turkey point out that the selected record set from Turkey shows no peculiarity.
- Analytical damage evaluation of this study has shown that 1992 Erzincan, 1995 Dinar, 1999 Kocaeli, and 1999 Duzce earthquakes have devastating seismic effects as reported in [2–8].
- Structural irregularities affect seismic performance of buildings. Short column and soft story with heavy overhangs are the most detrimental irregularities for life safety while soft story with heavy overhangs is the most damaging irregularity for collapse prevention performance levels, for both 4- and 7-story buildings. Irregularity effects are more dominant for the 7-story buildings than the 4-story ones.
- Soft story due to the absence of infill walls at the ground story is found to be more detrimental than soft story due to greater height of ground story considered in this study. Soft story due to the infill effect has poorer capacity and performances compared to soft story due to the height effect.
- The average drift ratios obtained in this study obviously show that the demands of 4-story buildings are higher than those of 7-story ones. On the other hand, the displacement capacity of buildings in Turkey or similar countries decreases as the number of stories increase. Therefore, it is difficult to precisely estimate which building group is more vulnerable during a seismic event.
- Seismic events occurred in 1978 Tabas, 1992 Landers, 1992 Erzincan, 1994 Northridge, and 1999 Duzce impose

noticeably higher displacement demands, each having average global displacement drift demands about 2% or greater for either or both of the 4- and 7-story buildings. Moreover, 1978 Tabas and 1992 Erzincan earthquakes impose average global displacement drift demands of about 3%. Since these numbers are average, the imposed displacement demands are evidently higher than the average values for some buildings. Considering 2% and 3% drift ratios for Life Safety and Collapse Prevention performance levels provided in Turkish Earthquake Code (2006) [9], respectively, the abovementioned earthquakes impose excessive displacement demands.

Sample buildings reflecting existing building stock of Turkey and many other developing countries have low lateral strength for an earthquake prone region. This is due to low quality material, poor construction practice, and low requirements of pre-modern earthquake codes which were in use when the major portion of the buildings was constructed. Because of that low strength and rigidity, high displacement demands are required for the buildings to dissipate earthquake energy. Unfortunately the reasons resulting in low strength of the buildings make them non-ductile, as well. Consequently expecting acceptable seismic performance from this kind of building stock is irrational.

### Acknowledgement

The authors acknowledge support provided by Scientific and Technical Research Council of Turkey (TUBITAK) under Project No. 105M024.

### References

- [1] General Directorate of Minister Affairs. Earthquake Research Department. [www.deprem.gov.tr](http://www.deprem.gov.tr).
- [2] Sucuoglu H. The 1999 Kocaeli and Duzce–Turkey earthquakes. Available at: [www.metu.edu.tr/home/wwwweerc/guncel/koca-dzc.pdf](http://www.metu.edu.tr/home/wwwweerc/guncel/koca-dzc.pdf).
- [3] Dogangun A. Performance of reinforced concrete buildings during the May 1 2003 Bingöl earthquake in Turkey. *Engineering Structures* 2004; 26(6):841–56.
- [4] Sezen H, Whittaker AS, Elwood KJ, Mosalam KM. Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practice in Turkey. *Engineering Structures* 2003;25(1):103–14.
- [5] Scawthorn C, Johnson GS. Preliminary report: Kocaeli (Izmit) earthquake of 17 August 1999. *Engineering Structures* 2000;22(7):727–45.
- [6] Adalier K, Aydingun O. Structural engineering aspects of the June 27, 1998 Adana–Ceyhan (Turkey) earthquake. *Engineering Structures* 2001; 23(3):343–55.
- [7] Yakut A, Gulkan P, Bakır BS, Yılmaz MT. Re-examination of damage distribution in Adapazari: Structural considerations. *Engineering Structures* 2005;27(7):990–1001.
- [8] Ozcebe G, Ramirez J, Wasti TS, Yakut A. 1 May 2003 Bingol earthquake. *Engineering report*. At: [http://www.seru.metu.edu.tr/archives/databases/Bingol\\_Database](http://www.seru.metu.edu.tr/archives/databases/Bingol_Database); 2004. Publication no:2004/1.
- [9] Ministry of Public Works and Settlement. Turkish earthquake code (2006). Specifications for buildings to be built in seismic areas. Ankara (Turkey); 2006 [in Turkish].
- [10] Federal Emergency Management Agency, FEMA-356. Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC); 2000.
- [11] Ministry of Public Works and Settlement. Turkish earthquake code (1975). Specifications for structures to be built in disaster areas. Ankara (Turkey); 1975 [in Turkish].
- [12] Turkish Standards Institute. TS500: Requirements for design and construction of reinforced concrete structures. Ankara (Turkey); 2000.
- [13] Santiago P, Ramirez J, Sarria A. Observations on the behaviour of low-rise reinforced concrete buildings, January 25 Colombia earthquake. At: <http://nisee.berkeley.edu/lessons/colombia.pdf>; 2003.
- [14] Inel M, Senel SM, Toprak S, Kayhan AH, Yilmaz S. Building damage assessment of urban areas: A case Study for Denizli. In: ACE 2004 6th international congress on advances in civil engineering; 2004.
- [15] CSI, SAP2000 V-8. Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual; Berkeley (CA, USA); Computers and Structures Inc.
- [16] Inel M, Ozmen HB. Effect of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures* 2006;28(11): 1494–502.
- [17] Scott BD, Park R, Priestley MJN. Stress–strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *ACI Structural Journal* 1982;76(1):13–27.
- [18] Mander JB. Seismic design of bridge piers. Research report 84-2. Christchurch (New Zealand): Department of civil engineering, University of Canterbury; 1984.
- [19] Applied Technology Council, ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings vols. 1–2. California; 1996.
- [20] Priestley MJN, Seible F, Calvi GMS. Seismic design and retrofit of bridges. New York: John Wiley & Sons; 1996.
- [21] International conference of building officials (ICBO). Uniform building codes, California: Whittier; 1988.
- [22] Park R, Paulay T. Reinforced concrete structures. New York: John Wiley & Sons; 1975. p. 769.
- [23] Fardis MN, Biskinis DE. Deformation of RC members, as controlled by flexure or shear. In: Proceedings of the international symposium honoring Shunsuke Otani on performance-based engineering for earthquake resistant reinforced concrete structures. Tokyo (Japan); The University of Tokyo; 2003.
- [24] Federal Emergency Management Agency, FEMA-307; Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings Washington (DC); May 1999.
- [25] Antoniou S, Pinho R. SeismoSignal. Available at: <http://www.seismosoft.com>.
- [26] Federal Emergency Management Agency, FEMA-440. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington (DC); 2005.
- [27] Ozcebe G. Seismic assessment and rehabilitation of existing buildings. Tubitak research report. Report no: ICTAG YMAU I574. Ankara (Turkey); 2004.
- [28] Akkar S, Sucuoglu H, Yakut A. Displacement based fragility functions for low- and mid-rise ordinary concrete buildings. *Earthquake Spectra* 2005; 21(4):901–27.
- [29] Federal Emergency Management Agency (FEMA), HAZUS. Earthquake loss estimation methodology technical manual. National Institute of Building Sciences for FEMA; 1999.
- [30] Japan International Cooperation Agency (JICA) and Istanbul Metropolitan Municipality. The study on a disaster prevention/mitigation basic plan in Istanbul including seismic microzonation in the Republic of Turkey: Final report. Istanbul (Turkey); 2000.
- [31] Inel M, Bretz E, Black E, Aschheim M, Abrams D. USEE 2001-utility software for earthquake engineering: Program, report, and user's manual. CD Release 01-05. University of Illinois (Urbana): Mid-America Earthquake Center. Available for download from: <http://mae.ce.uiuc.edu/>.
- [32] Sucuoglu H, Yilmaz T. Duzce, Turkey: A city hit by two major earthquakes in 1999 within three months. <http://bridge.ecn.purdue.edu/~anatolia/reports/paper01.doc>; 2000.
- [33] Elnashai AS. Analysis of the damage potential of the Kocaeli (Turkey) earthquake of 17 August 1999. *Engineering Structures* 2000;22(7): 746–54.



# Seismic capacity evaluation of school buildings in Turkey

M. Inel PhD, H. Bilgin MS and H. B. Ozmen MS

**This study evaluates the seismic capacity of school buildings with the selected template designs constructed per pre-modern code in Turkey, considering non-linear behaviour of reinforced concrete components. Six school buildings with template designs were selected to represent a major percentage of school buildings in medium-size cities located in a high seismic region of Turkey. The selection of the template-designed buildings and material properties was based on field investigation on government-owned school buildings in several cities in western part of Turkey. Capacity curves of the investigated buildings were determined by pushover analyses conducted in two principal directions. Seismic capacity evaluation was carried out in accordance with recently published Turkish Earthquake Code (2007) that has similarities with FEMA-356 guidelines. Based on capacity curves of school buildings, it was found that the effect of material quality and detailing on seismic capacity is especially apparent for buildings with no or a limited number of shear walls. For such buildings, non-ductile detailing and poor material quality may easily reduce the displacement capacity by 50%. Buildings with a certain number of shear walls are less affected by low material quality and detailing, emphasising the importance of shear walls, especially in countries where construction with poor detailing is a common problem. The most efficient solution for the rehabilitation of these buildings seems to be adding new shear walls to reduce the high deformation demands on the existing non-ductile elements, and then locally strengthening the elements that are still inadequate. The outcome of the study indicates that the existing school buildings constructed per pre-modern code are far from satisfying the expected performance objectives of the recent code requirements, suggesting that urgent planning and response need to be in action.**

## 1. INTRODUCTION

School buildings play a vital role in every society. While they seem to be the places where students learn and teachers teach, school buildings have a key function in responding to and recovering from natural disasters. In the event of an earthquake, flood or hurricane, schools can serve as emergency shelters for lodging, feeding and caring services for local community.

Earthquake-prone countries need earthquake-resistant school buildings. Closure of schools owing to earthquake damage may result in community problems; education is hampered, community life is disrupted and emergency shelters are unavailable. The most important reason for earthquake-resistant schools is, however, the safety of school children and teachers.

Recent devastating earthquakes in Turkey and in other countries such as Algeria, India, Iran and Morocco have emphasised the inadequate seismic performance of school buildings.<sup>1</sup> In literature, there are many studies related to the performance of school buildings in past earthquakes.<sup>2–7</sup> Many school buildings were affected by destructive earthquakes owing to poor quality of construction, poor workmanship and lack of maintenance. Owing to the timing of earthquakes which occurred after school hours or on weekends or holidays, the number of deaths or injuries was fortunately low. There is, however, no guarantee that earthquakes will only occur outside of school hours in future. Detailed information about school buildings damaged during recent earthquakes in Turkey can be found in literature.<sup>1–4</sup>

Seismic safety of public buildings especially schools and hospitals has been questioned in the wake of 1999 Kocaeli and Duzce and 2003 Bingol earthquakes in Turkey because there was a widespread conviction that these buildings experienced considerable damage compared to privately owned properties. Although randomly sampled statistics on the number of damaged structures may not directly support this perception, it is worth noting that a significant number of the reinforced concrete (RC) buildings damaged during the 2003 Bingol earthquake were government buildings such as schools, dormitories and state buildings.<sup>5,8</sup>

In Turkey, template designs developed by the General Directorate of Construction Affairs<sup>9</sup> are used for many of the buildings intended for governmental services (administrative centres, health clinics, hospitals, schools etc.) as common practice to save on architectural fees and ensure quality control. There are therefore standard buildings all over the country for ten-classroom schools, or 120-bed hospitals. The majority of existing public buildings were constructed per 1975 Turkish Earthquake Code<sup>10</sup> (TEC-1975), which was in use until the modern code came in to force in 1998 (TEC-1998).<sup>11</sup> The recently published earthquake code includes small

modifications in the 1998 code and a new chapter for seismic evaluation of existing buildings.<sup>12</sup>

This study aims to evaluate seismic capacity of the existing school buildings constructed per pre-modern seismic code<sup>10</sup> in Turkey considering non-linear behaviour of RC components. Six school buildings with template designs constructed in accordance with Turkish Earthquake Code-1975 (TEC-1975)<sup>10</sup> were selected to represent a major percentage of existing school buildings in medium-size cities located in a high seismic region of Turkey. A selection of template-designed buildings and material properties were based on a field investigation on government-owned school buildings in several cities in the western part of Turkey. Capacity curves of the investigated buildings were determined by pushover analyses conducted in two principal directions. Seismic capacity evaluation is carried out in accordance with recently published Turkish Earthquake Code-2007 (TEC-2007)<sup>12</sup> that has similarities with Federal Emergency Management Agency-356 (FEMA-356)<sup>13</sup> guidelines. Deficiencies and possible solutions to improve the capacity of school buildings are discussed.

## 2. DESCRIPTION OF STRUCTURES

A field survey was carried out in Denizli city to select the most common template designs in school buildings. Being an important industrial, tourism and export centre, Denizli represents a medium-size city in a seismically active part of Turkey. According to a field survey, there were 161 buildings of 108 school complexes. It was observed that the most common templates are TD-10370 (47), TD-10419 (25) and TD-735 (8) as primary school and TD-10816 (4) as high-school buildings (the numbers in parenthesis is the number of school buildings having the aforementioned template design). The TD-10419 template exists in both four- and five-storey forms. The TD-735 comprises three buildings separated with expansion joints and two of them are selected, excluding the building used as entrance and exit with relatively small floor area. Six RC buildings from four template designs were therefore selected to represent major portion of school buildings in a seismically active medium-size city based on the field survey; TD-10370, TD-10419 (four-storey), TD-101419 (five-storey), TD-735.A, TD-735.B and TD-10816 templates. Representative plan views of the two buildings for the ground storey are shown in Figs 1 and 2 among the selected building set (one for having shear walls only in transverse and one for in both directions of building). Typical column and wall dimensions are illustrated in these figures. All dimensions are in mm.

The selected school buildings are RC moment resisting frame with shear walls (RC dual system) structures in both longitudinal and transverse directions except that TD-10419 template is a RC moment-resisting frame structure in longitudinal direction while it is a RC dual system in transverse direction. Table 1 lists summary of the buildings with template design including purpose of use, number of storeys and number of classrooms, structural frame type, shear wall area and typical beam dimensions.

Unlike many residential buildings, school buildings generally have a uniform distribution of mass and stiffness in horizontal and vertical planes because of similar architectural features and purpose of use in all storeys. They are therefore less prone to

structural irregularity effects such as soft storey, heavy overhangs, large eccentricities between mass and stiffness centres and so on. Accordingly there is no aforementioned irregularity in the investigated building set. All buildings have symmetrical or close-to-symmetrical plans in both directions. Shear walls are also symmetrically located in plan. No sudden change has been made in the structural system in the vertical direction.

One of the possible major deficiencies of existing buildings designed per pre-modern Turkish Earthquake Code<sup>10</sup> is the strong beam-weak column behaviour, as it was not given any attention. Owing to high dead and live loads on the slabs, beams with larger depths were used in the school buildings. These deep beams can be framed to columns parallel to their smaller dimension, making strong beam-weak column behaviour more likely to occur. Especially for frames without shear walls, hinging in columns may considerably affect overall behaviour, causing loss of lateral stiffness in a single storey owing to hinging at both ends of columns. Strong beam-weak column seems to be an important possible weakness in the considered school buildings in this study.<sup>14</sup>

Typical reinforcement details for columns and shear walls are given in Fig. 3. In the figure the number before 'ϕ' is the number of bars, and after 'ϕ' is the diameter of bar in mm, the number after '/' refers the spacing between consecutive reinforcements in mm. As Fig. 3 indicates both columns and shear walls have low amount of longitudinal reinforcement, generally around 1% and 0-5% of cross sectional area for columns and shear walls, respectively. In shear walls, a small amount of longitudinal reinforcement is present in the interior region, typically ϕ8/120 mm with 250 mm spaced hooks while larger amount of reinforcement is located at the end regions to increase the flexural strength. No additional confinement is, however, provided for the boundary zones which is very important for the ductile behaviour of the walls. Typical transverse reinforcement given in design drawings is ϕ8 with 150 mm spacing for columns and ϕ8 or ϕ10 with 250 mm spacing for shear walls. The plastic rotation capacity of a typical shear wall with those dimensions and reinforcement are found to be between 0.045-0.070 radians.

## 3. MATERIAL PROPERTIES

For non-linear analysis of the selected school buildings, as-built material properties determined from the field investigation and experiments were taken into account. As aforementioned, many of the buildings intended for governmental services have similar construction procedure supervised by General Directorate of Construction Affairs.

Concrete strength of each building was determined using both non-destructive and destructive methods. The Schmidt hammer was used as a non-destructive method, while core sampling and laboratory testing was carried out as a destructive method. It should be noted that testing was carried out on lateral load resisting components (FEMA-356<sup>13</sup>). The aim for use of non-destructive method was to increase the number of sampling in each building. Randomly selected components for core sampling were identified to meet with minimum requirements of standards or prestandards (FEMA-356) for the number of tests. First, the Schmidt hammer test was applied on the twice

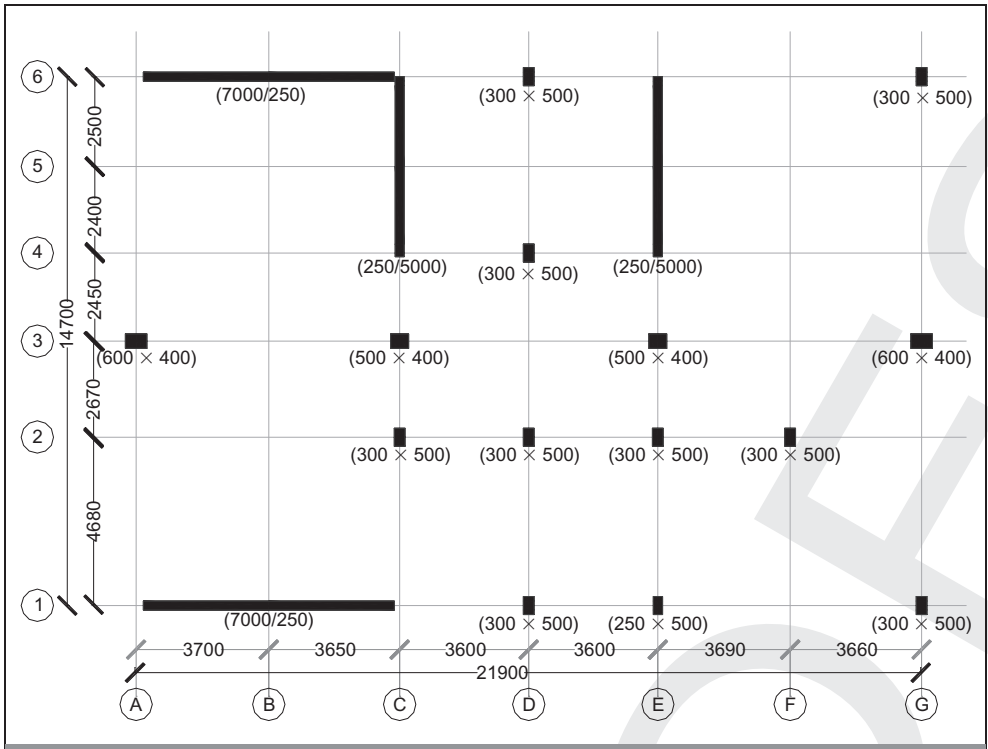


Fig. 1. Structural floor plan view of the TD-10370 building

or three times the selected components for core sampling, including them. Then, cores of 64 mm diameter and different lengths were extracted.

The core samples were subjected to uniaxial compression in laboratory. The results were converted to compressive strength of standard cylinder (150 mm  $\phi$  300 mm) using a correction factor for the effect of length to diameter ratio ( $l/d$ ). The Schmidt hammer rebound readings and standard cylinder compressive strength values of core samples were evaluated to obtain a correlation; a typical linear equation of  $y = ax + b$

was aimed at for simplicity. Using the obtained correlation, the compressive strength of all components in each building was determined. It should be kept in mind that since correlation between rebound readings and core strengths was used only in the related building, the same rebound readings in two different buildings may correspond to a different compressive strength of sample cores.

The aforementioned method for determining compressive strength of a building was applied to 98 buildings of a 44-school complex. A total of 1024 core samples was extracted for the laboratory testing while the Schmidt hammer test was performed on 2937 components. Once standard cylinder compressive strength of each component was determined in each building, the average and coefficient of variation (COV) values were obtained. The COV values range between 0.07 and 0.28. According to FEMA-356, the mean strength is allowed to be used as the expected strength in the analysis if the COV in test results is less than 0.14. If not, the expected strength shall not exceed the mean less one standard deviation. Owing to higher variation in the strength values for most of the schools, the expected compressive concrete strength of all buildings was determined as mean less one standard deviation (equation (1)).

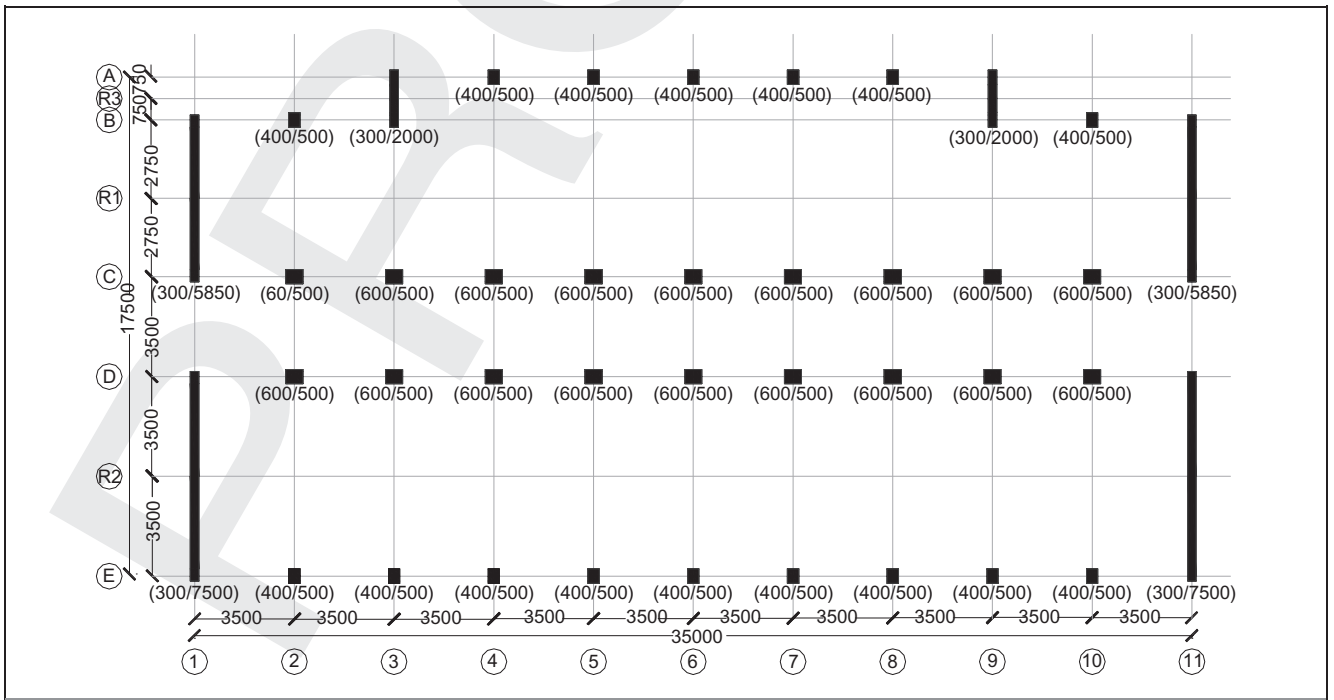


Fig. 2. Structural floor plan view of the TD-10419 building

Properties	Template design ID					
	TD-10370	TD-10419 (4-storey)	TD-10419 (5-storey)	TD-735.A	TD-735.B	TD-10816
Purpose of use	Primary school	Primary and high school	Primary and high school	Primary and high school	Primary and high school	High school
Floor area: m <sup>2</sup>	322	613	613	250	390	890
No. of storeys	3	4	5	4	4	5
No. of classrooms	5	12	18	16	16	24
Structural type	Long. RC dual Trans. RC dual	RC frame RC dual	RC frame RC dual	RC dual RC dual	RC dual RC dual	RC dual RC dual
Shear wall area (% of floor area)	Long. 1.10 Trans. 0.78	— 1.50	— 1.50	0.90 1.46	0.50 1.00	0.50 1.02
Shear wall area (% of building area)	Long. 0.37 Trans. 0.26	— 0.38	— 0.30	0.23 0.37	0.13 0.25	0.10 0.20
Typical beam dimensions: mm	250 × 500 300 × 700	300 × 800 400 × 800	300 × 800 400 × 800	300 × 600	300 × 600	300 × 700

Table I. Summary of the selected template designs

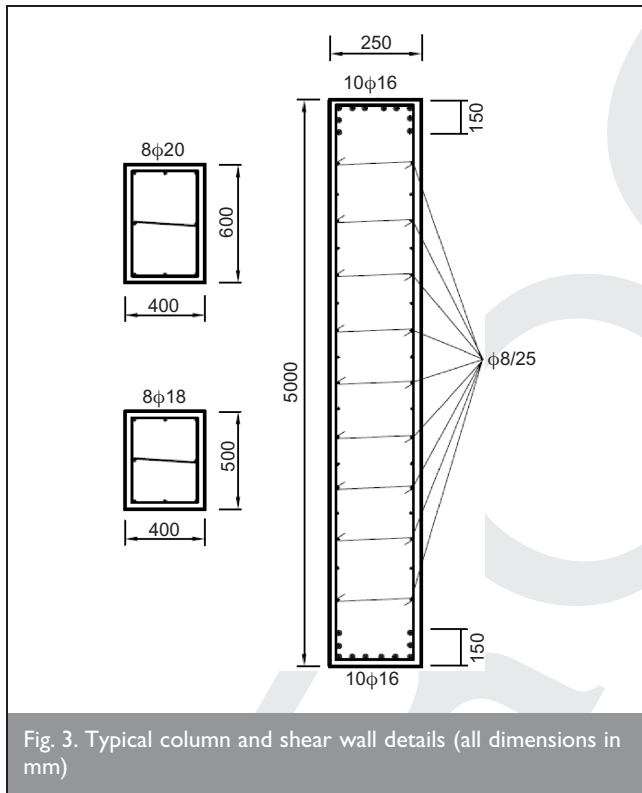


Fig. 3. Typical column and shear wall details (all dimensions in mm)

$$f_{c, \text{expected}} = f_{c, \text{mean}} - \sigma$$

Table 2 lists statistics (i.e. minimum, maximum, average and standard deviation) of average concrete strength values for the concrete testing of the investigated 98 school buildings. The expected concrete strength values ranged between 5.1 and 27.4 MPa. Fig. 4 plots the distribution of the expected concrete strength values. As the figure indicates, the concrete strength of most buildings is within 10 and 16 MPa. Hence, three strength values—10, 13 and 16 MPa—were considered to represent typical concrete strength values of existing school buildings constructed per the pre-modern code.<sup>10</sup> All buildings of this study were constructed per the pre-modern code and their specified concrete strength is either 14 MPa or 18 MPa.

The strength of 16 MPa is therefore important for another reason: being close to the specified strength values.

Field investigation on sampled buildings indicated that the buildings constructed per pre-modern code had grade 220 MPa, undeformed reinforcement for both longitudinal and transverse reinforcement. The yield strength of both longitudinal and transverse reinforcement is taken as 220 MPa. Strain-hardening of longitudinal reinforcement has been taken into account and the ultimate strength of the reinforcement is taken as 330 MPa.<sup>14</sup> Although there were extreme cases where transverse reinforcement spacing was 370 mm, the observed transverse reinforcement spacing ranged between 150 and 250 mm. Hence, two spacing values are considered as 150 and 250 mm to reflect ductile and non-ductile detailing, respectively. In this study, 'poor' construction quality term is used for the buildings with 10 MPa concrete strength and 250 mm transverse reinforcement spacing while 'average' construction quality refers to the buildings with 16 MPa concrete strength and 150 mm transverse reinforcement spacing.

#### 4. MODELLING APPROACH

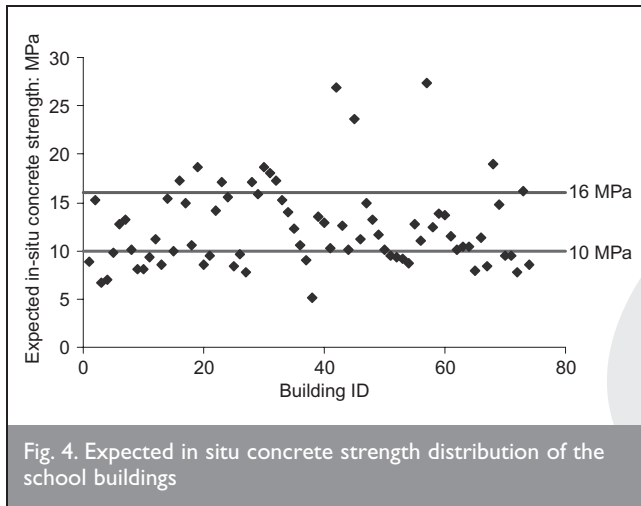
Member sizes and reinforcements in the template design were used to model the selected buildings for non-linear analysis. No simplifications are made for the reinforcements of members; such as rounding-off or grouping members with a similar reinforcement amount. All members are modelled as given in the template design.

Non-linear static analyses have been performed using sap2000 non-linear version 8<sup>15</sup>, that is a general-purpose structural analysis program. Three-dimensional model of each building is created in SAP2000 to carry out non-linear static analysis. Beam and column elements are modelled as non-linear frame elements with lumped plasticity by defining plastic hinges at both ends of beams and columns. SAP2000 provides default or the user-defined hinge properties options to model non-linear behaviour of components. Inel and Ozmen<sup>16</sup> studied possible differences on the results of pushover analysis owing to default and user-defined non-linear component properties. They observed that, although the model with default hinge

	Core samples	Core and Schmidt hammer samples		Building
	$f_{c,mean}$ : MPa	$f_{c,mean}$ : MPa	$\sigma$ : MPa	$f_{c,expected}$ : MPa
Average	14.5	14.8	2.4	12.4
Maximum	29.8	30.5	6.3	27.4
Minimum	6.1	6.5	0.80	5.1
Standard deviation	4.7	4.7	0.95	4.3

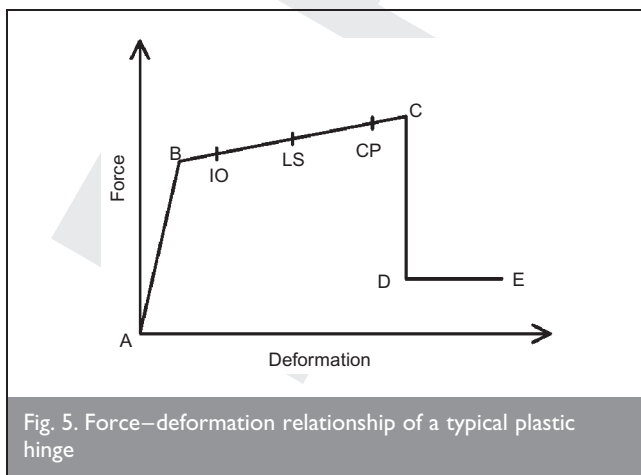
Note: Values are for 1024 core, 2937 Schmidt hammer samples from 98 buildings of 44 school complex.

Table 2. Statistics for the average concrete strength values of the selected buildings



properties seemed to provide reasonable displacement capacity for the well-confined case, the displacement capacity estimate was quite high compared to that of the poorly confined case. Thus, this study implements user-defined hinge properties. Non-linear behaviour of shear walls is modelled using FEMA-356<sup>13</sup> guidelines.

As shown in Fig. 5, five points labelled A, B, C, D and E define the force–deformation behaviour of a plastic hinge. The values assigned to each of these points vary depending on the type of element, material properties, longitudinal and transverse steel content, and axial load level on the element. Note that the number of plastic hinges to be generated for each building is in the order of 250 and 1500.



The definition of user-defined hinge properties requires moment–curvature analysis of each element. The Mander model was used for unconfined and confined concrete, while a typical steel stress–strain model with strain hardening for steel<sup>17</sup> was implemented in moment–curvature analyses. The points B and C on Fig. 5 are related to yield and ultimate curvatures. The point B is obtained from SAP2000 using approximate component initial effective stiffness values as per ATC-40;<sup>18</sup> 0.5EI and 0.70EI for beams and columns, respectively. In this study, the ultimate curvature is defined as the smallest of the curvatures corresponding to (a) a reduced moment equal to 80% of maximum moment, determined from the moment–curvature analysis, (b) the extreme compression fibre reaching the ultimate concrete compressive strain as determined using the simple relation provided by Priestley *et al.*,<sup>19</sup> given in equation (2), and (c) the longitudinal steel reaching a tensile strain of 50% of ultimate strain capacity that corresponds to the monotonic fracture strain. Ultimate concrete compressive strain ( $\epsilon_{cu}$ ) is given as

$$2 \quad \epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}}$$

where  $\epsilon_{su}$  is the steel strain at maximum tensile stress,  $\rho_s$  is the volumetric ratio of confining steel,  $f_{yh}$  is the yield strength of transverse reinforcement and  $f_{cc}$  is the peak confined concrete compressive strength.

Plastic hinge length expected in the RC elements is required in order to obtain ultimate rotation values from the ultimate curvatures. Several plastic hinge lengths have been proposed in the literature.<sup>19–21</sup> In the present study plastic hinge length definition, given in equation (3) which is proposed by Priestley *et al.*,<sup>19</sup> is used.

$$3 \quad L = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.022f_{ye}d_{bl}$$

In equation (3),  $L_p$  is the plastic hinge length,  $L$  is the distance from the critical section of the plastic hinge to the point of contraflexure,  $f_{ye}$  and  $d_{bl}$  are the expected yield strength and the diameter of longitudinal reinforcement, respectively. Following the calculation of the ultimate rotation capacity of an element, acceptance criteria are defined as labelled IO, LS, and CP in Fig. 5. IO, LS, and CP stand for immediate occupancy, life safety and collapse prevention, respectively. This study defines these three points corresponding to 10%, 60% and 90% use of plastic hinge deformation capacity.

In existing RC buildings, especially with low concrete strength and insufficient amount of transverse steel, shear failures of members should be taken into consideration. For this purpose, shear hinges were introduced for beams and columns. Because of brittle failure of concrete in shear, no ductility was considered for this type of hinges. Shear hinge properties were defined such that when the shear force in the member reaches its shear strength, member fails immediately. The shear strength of each member is calculated according to recent Turkish Earthquake Code.<sup>12</sup>

In the current study, perfect bonding between concrete and reinforcement, rigid beam–column connections, adequate lap splice length and transverse reinforcements with proper hooks are assumed. For the buildings where these assumptions are not valid, the real deformation and strength capacities may be lower than the values given in the study.

## 5. PUSHOVER ANALYSIS

The pushover analysis consists of the application of gravity loads and a representative lateral load pattern. Gravity loads were in place during lateral loading. In all cases, lateral forces were applied monotonically in a step-by-step non-linear static analysis. As the loads and displacements increase, the strength and stiffness of the members change owing to imposed deformations. When a member loses all or some of its strength, the member is unloaded consistently, resulting in redistribution of loads or possible loss of global strength. The applied lateral forces were proportional to the product of mass and the first mode shape amplitude at each storey level under consideration. P-Delta effects were taken into account.

In pushover analysis, the behaviour of structure is characterised by a capacity curve that represents the relationship between the base shear force and the displacement of the roof. For capacity curve plots, the vertical axis plots shear strength coefficient, that is the base shear normalised by building seismic weight, while the horizontal axis plots global displacement drift, that is lateral displacement of building at the roof level normalised by building height.

Representative capacity curves for the two of the considered building set are given in Figs 6 and 7 for different concrete strength and transverse reinforcement spacing mentioned in material properties section. The notation in figures corresponds to concrete strength in MPa and transverse reinforcement spacing in mm. For example, the C10-s150 means that the building with 10 MPa concrete strength (C10) and 150 mm transverse reinforcement spacing (s150). The displacement capacities are provided for different performance levels in the next section for all buildings. Fig. 6 illustrates capacity curve of the building with TD-10370. This building has shear walls in both longitudinal (*x*) and transverse (*y*) directions. The area of shear walls is 1.1% and 0.78% of floor area in longitudinal and transverse directions, respectively. As the figure indicates, the concrete strength and transverse reinforcement spacing have negligible effect on both lateral strength and displacement capacities. Significant loss in lateral strength capacity occurs whenever one of shear walls reaches collapse level.

Figure 7 plots the capacity curve of the building with TD-10419 (four-storey). This building has shear walls only in

transverse (*y*) direction. The area of shear wall is 1.5% of floor area. The effect of transverse reinforcement spacing on displacement capacity is obvious in longitudinal direction as seen in Fig. 7. Considerably small displacement capacity for 250 mm transverse reinforcement spacing is attributed to shear failure of the columns. Since the amount of transverse reinforcement is not enough to prevent shear failure and to provide ductile flexural response, such brittle behaviour occurs. For the 150 mm spacing case, the effect of concrete strength is only limited to poor concrete case (10 MPa), having smaller displacement at significant lateral strength loss compared to the other two cases with 13 and 16 MPa concrete strength. The displacement capacity is independent of transverse reinforcement spacing for transverse direction that has a considerable number of shear walls. The increase in concrete strength slightly improves related displacement capacity, while the effect of concrete strength in lateral load capacity is negligible. Since shear walls control the behaviour, once they reach their displacement capacity, the building significantly loses its lateral strength capacity. The behaviour of TD-10419 (five-storey) is similar to that of TD-10419 (four-storey).

## 6. CAPACITY EVALUATION

Capacity evaluation of the investigated school buildings is performed using recently published TEC-2007.<sup>12</sup> Three performance levels—IO, LS, and CP—are considered as specified in this code and several other international guidelines such as FEMA-356, ATC-40, and FEMA-440.<sup>13,18,22</sup> Criteria given in the code for three performance levels are listed in Table 3. Note that IO, LS, CP expressions in the ‘Performance criteria’ column refer to the behaviour in member level as demonstrated in Fig. 5. The same expressions in the ‘Performance level’ column refer to the global behaviour of the building.

Pushover analysis data and criteria of Table 3 were used to determine global displacement drift ratio (defined as lateral displacement at roof level divided by building height) of each building corresponding to the performance levels considered. Table 4 lists global displacement drift ratios of each building. Small displacement capacities at LS and CP performance levels are remarkable for the buildings with poor concrete quality and less transverse reinforcement owing to shear failures in columns.

The displacement capacity values are not meaningful themselves by themselves: they need to be compared with demand values. According to Turkish Earthquake Code<sup>12</sup>, school buildings are expected to satisfy IO and LS performance levels under design and extreme earthquakes, corresponding to 10% and 2% probability of exceedance in 50 years, respectively. The response spectrum for the design and extreme earthquakes is plotted in Fig. 8 for high seismicity region and soil class Z3 that is similar to class C soil of FEMA-356.<sup>13</sup> Displacement demand estimates and capacities corresponding to IO and LS performance levels are compared to see whether the existing school buildings have adequate capacities.

Displacement demand estimates were obtained using the ‘equivalent’ single degree of freedom (SDOF) idealisation of the building response as described in TEC-2007<sup>12</sup> that is similar to ATC-40<sup>18</sup>. The inelastic displacement demands of the ‘equivalent’ SDOF systems were converted into the building

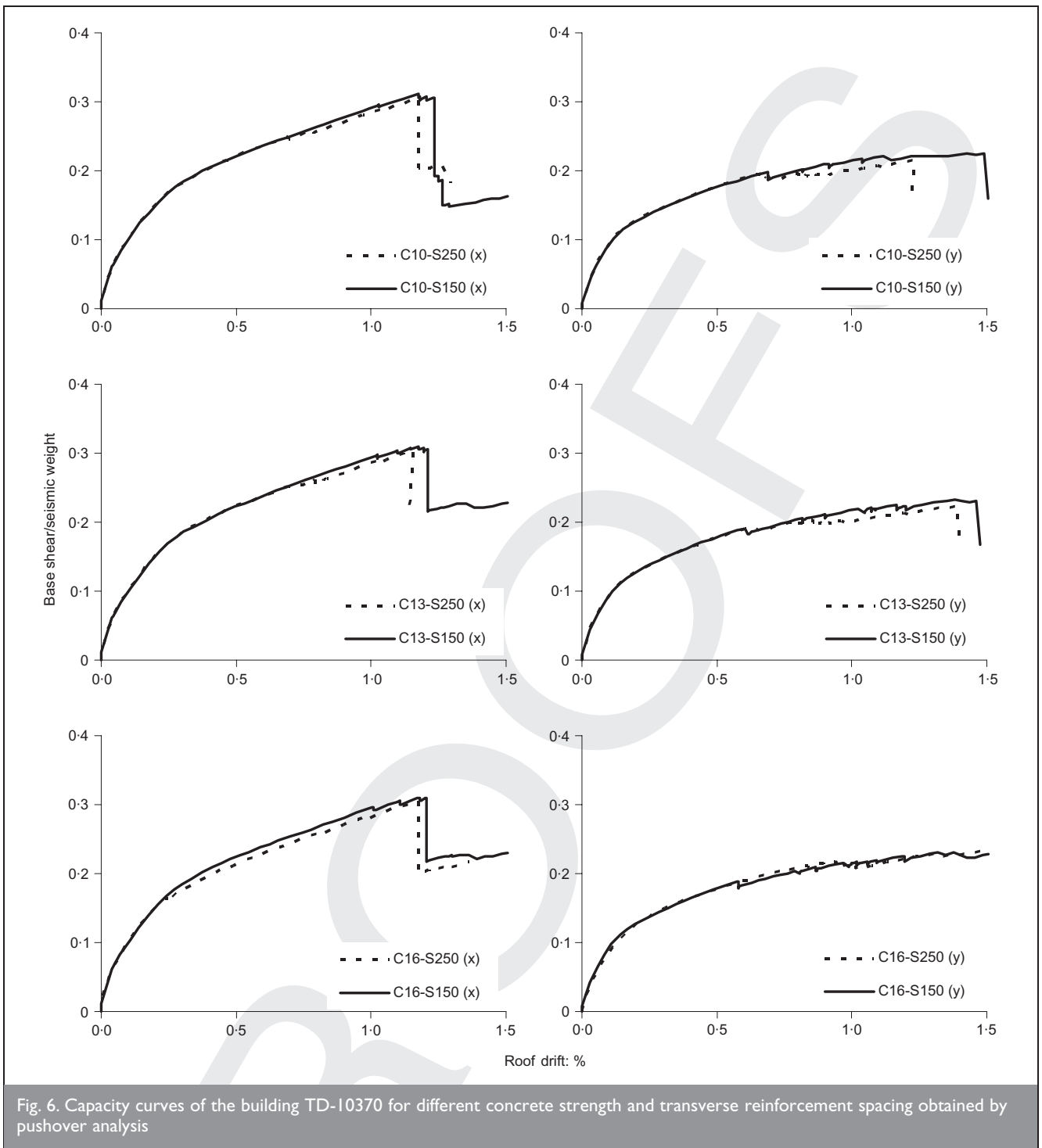


Fig. 6. Capacity curves of the building TD-10370 for different concrete strength and transverse reinforcement spacing obtained by pushover analysis

displacement demands at the roof level by multiplying by the first mode participation factor. Fig. 9 plots the displacement capacity/demand ratio against shear wall amount (% of total floor area of building) for the poor (C10s250) and average (C16s150) conditions at IO and LS levels. This ratio needs to be equal to or greater than 1.0 in order to have an adequate displacement capacity. As seen in Fig. 9, however, the existing school buildings constructed per TEC-1975<sup>10</sup> are far from satisfying the performance requirements of the recently published code; <sup>12</sup> the exception is the building with with a significant number of shear walls. It is also clear that as the amount of shear walls increases, the building performance improves. The obvious trend between poor and average cases supports the enhancement in the building performance as the

concrete quality and transverse reinforcement amount increases.

The template designs evaluated through this study were designed per pre-modern Turkish Earthquake Code<sup>10</sup> and currently applied in a revised form according to new codes. There are, however, a considerable number of schools that were built using the old code. The behaviour and capacity curves are revisited to identify possible deficiencies and their solutions for the strengthening of the existing template designed school buildings. Each pushover curve is carefully examined at LS and CP performance levels. It has been seen that small enhancements to increase ductility of several columns will improve the performance of TD-10370 in transverse direction.

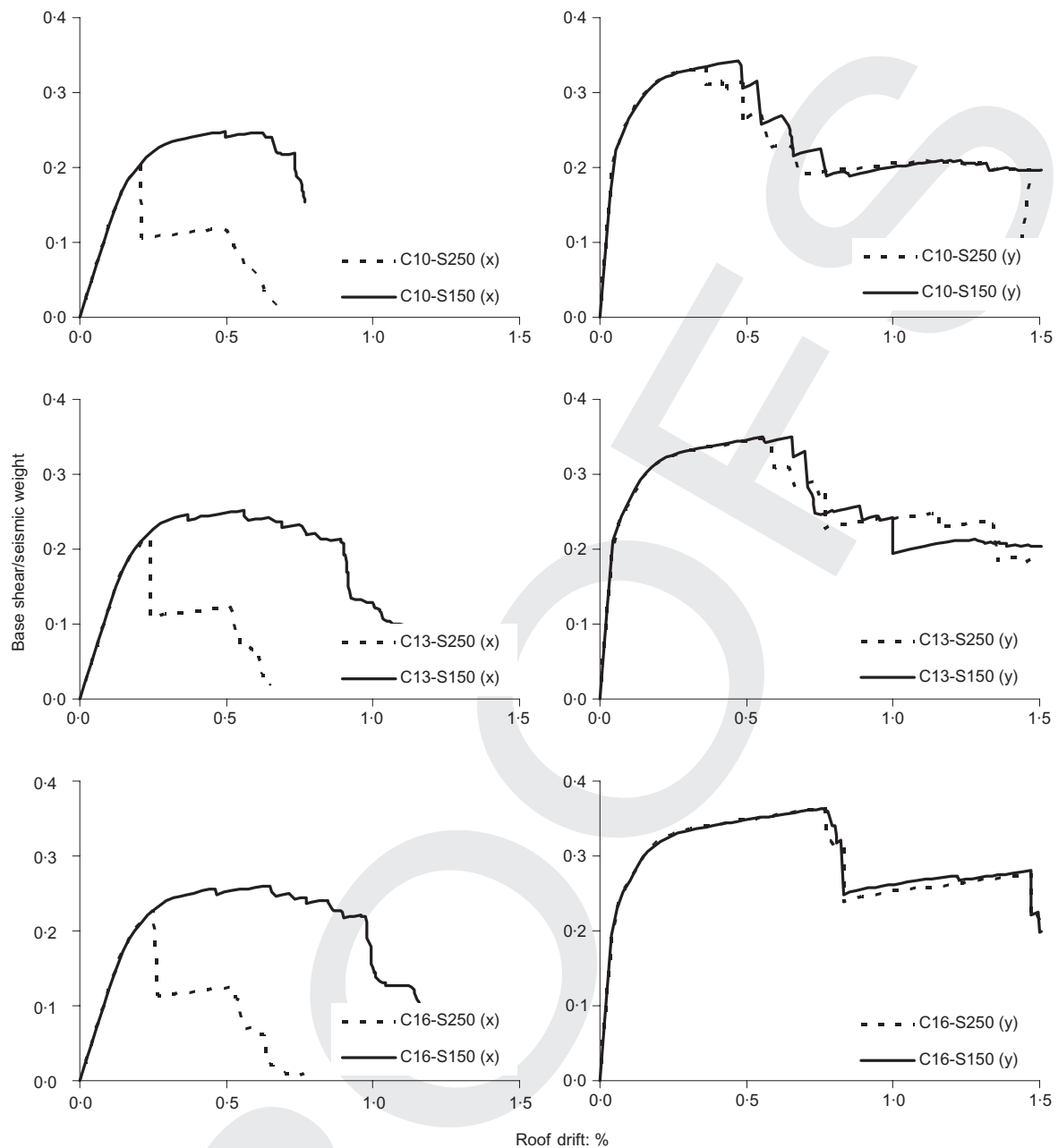


Fig. 7. Capacity curves of the building TD-10419 (4-storey) for different concrete strength and transverse reinforcement spacing obtained by pushover analysis

The longitudinal direction of TD-10419(4) and TD-10419(5) has, however, a considerably small displacement capacity, especially for 250 mm transverse reinforcement spacing. Shear failures in columns were observed. As aforementioned, these template designs have no shear walls in this direction. Additional shear walls definitely take earthquake effects and reduce the burden of columns. Moreover, critical columns need to be enhanced for shear failures. Although the longitudinal direction of TD-735.B has shear walls (0.5% of floor area), they are not sufficient to relieve the columns. Similar observations are valid for both direction of TD-10816. It should be noted that this building has shear walls as 1% of the floor area. A major reason for the lower effectiveness of shear walls is the heavier seismic weight of the building compared to the other buildings. The building has five storeys and 24 classrooms, which causes a significant increase in live loads contributing to the seismic weight. Additional shear walls may be considered

for longitudinal direction of TD-735.B and both directions of TD-10816.

The current authors have prepared many seismic evaluation reports and strengthening projects for the school buildings, some of which have the template designs given in the study. They concluded that buildings designed per the old code (TEC-1975<sup>10</sup>), generally have high displacement demands because of the low seismic forces considered, especially when there is no or a limited number of shear walls. Almost all of the members in the buildings are therefore inadequate for the ductility demand concern. To improve the deformation capacity of all the members in a building is not practical, economical or even possible when the non-ductile detailing generally observed in the old buildings is taken into consideration. Under these circumstances the most practical and economical way seems to be to reduce the deformation demands by increasing lateral



Performance level	Performance criteria
Immediate occupancy (IO) (post-earthquake damage state that remains safe to occupy, essentially retains the pre-earthquake design strength and stiffness of the structure)	There shall not be any beams beyond LS. There shall not be any column or shear walls beyond IO level. The ratio of beams in IO–LS region shall not exceed 10% in any storey. Storey drift ratio shall not exceed 0.8% in any storey.
Life safety (LS) (the post-earthquake damage state that includes damage to structural components but retains a margin against onset of partial or total collapse)	The ratio of beams in the LS–CP region shall not exceed 20% in any storey. In any storey, the shear carried by columns or shear walls in the LS–CP region shall not exceed 20% of storey shear. This ratio can be taken as 40% for roof storey. In any storey, the shear carried by columns or shear walls yielded at both ends shall not exceed 30% of storey shear. Storey drift ratio shall not exceed 2% in any storey. There shall not be any columns or shear walls beyond CP.
Collapse prevention (CP) (post-earthquake damage state that includes damage to structural components such that the structure continues to support gravity loads but retains no margin against collapse)	The ratio of beams beyond CP region shall not exceed 20% in any storey. In any storey, the shear carried by columns or shear walls beyond CP region shall not exceed 20% of storey shear. This ratio can be taken as 40% for roof storey. In any storey, the shear carried by columns or shear walls yielded at both ends shall not exceed 30% of storey shear. Storey drift ratio shall not exceed 3% in any storey.

Table 3. Performance levels and criteria provided in Turkish Earthquake Code-2007<sup>12</sup>

Template design ID	Material quality	X-direction			Y-direction		
		IO $\Delta_{roof}/H_{build}$	LS $\Delta_{roof}/H_{build}$	CP $\Delta_{roof}/H_{build}$	IO $\Delta_{roof}/H_{build}$	LS $\Delta_{roof}/H_{build}$	CP $\Delta_{roof}/H_{build}$
TD-10370	C10-S150	0.15	0.56	1.16	0.20	0.44	1.40
	C10-S250	0.14	0.52	1.11	0.13	0.43	1.16
	C13-S150	0.15	0.56	1.16	0.20	0.45	1.40
	C13-S250	0.14	0.52	1.11	0.14	0.44	1.31
	C16-S150	0.31	0.61	1.16	0.20	0.46	1.77
	C16-S250	0.16	0.57	1.11	0.17	0.45	1.74
TD-10419(4)	C10-S150	0.16	0.40	0.70	0.16	0.47	0.51
	C10-S250	0.16	0.19	0.22	0.14	0.36	0.39
	C13-S150	0.19	0.49	0.73	0.18	0.47	0.70
	C13-S250	0.17	0.23	0.26	0.18	0.37	0.62
	C16-S150	0.19	0.52	0.90	0.23	0.55	0.82
	C16-S250	0.17	0.25	0.27	0.21	0.51	0.82
TD-10419(5)	C10-S150	0.29	0.39	0.43	0.28	0.43	0.52
	C10-S250	0.21	0.23	0.23	0.24	0.38	0.38
	C13-S150	0.29	0.55	0.59	0.28	0.41	0.70
	C13-S250	0.24	0.25	0.26	0.25	0.41	0.61
	C16-S150	0.31	0.73	0.94	0.31	0.45	0.82
	C16-S250	0.29	0.38	0.40	0.28	0.43	0.81
TD-735.A	C10-S150	0.16	0.27	0.41	0.13	0.25	0.75
	C10-S250	0.16	0.25	0.33	0.13	0.22	0.75
	C13-S150	0.25	0.33	0.61	0.13	0.25	0.80
	C13-S250	0.16	0.33	0.49	0.13	0.22	0.80
	C16-S150	0.25	0.50	0.69	0.17	0.30	0.80
	C16-S250	0.25	0.41	0.69	0.13	0.25	0.80
TD-735.B	C10-S150	0.15	0.32	0.38	0.16	0.41	0.74
	C10-S250	0.11	0.11	0.14	0.16	0.27	0.36
	C13-S150	0.19	0.40	0.57	0.20	0.46	0.84
	C13-S250	0.12	0.12	0.15	0.18	0.38	0.76
	C16-S150	0.22	0.42	0.60	0.21	0.50	0.86
	C16-S250	0.12	0.13	0.16	0.20	0.45	0.84
TD-10816	C10-S150	0.21	0.38	0.78	0.13	0.34	0.41
	C10-S250	0.17	0.25	0.31	0.13	0.17	0.38
	C13-S150	0.22	0.43	1.04	0.13	0.35	0.44
	C13-S250	0.18	0.27	0.35	0.13	0.20	0.39
	C16-S150	0.22	0.43	1.14	0.13	0.36	0.52
	C16-S250	0.21	0.30	0.35	0.13	0.20	0.47

Table 4. Global displacement drift capacities (%) of the investigated school buildings obtained from capacity curves for considered performance levels

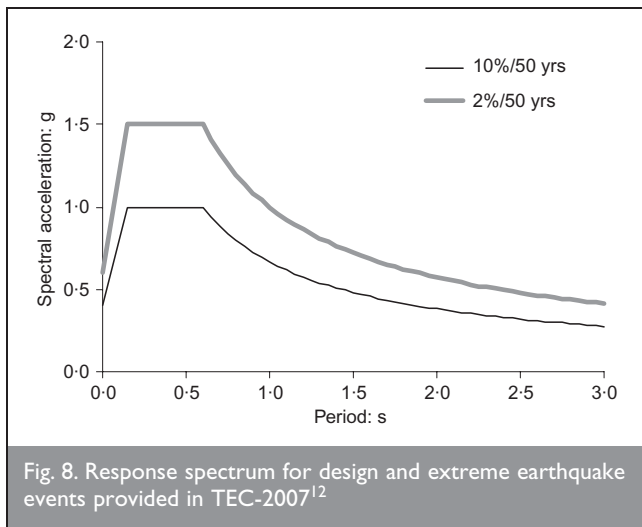


Fig. 8. Response spectrum for design and extreme earthquake events provided in TEC-2007<sup>12</sup>

strength and stiffness of the building. The most efficient way to achieve this for an existing building is, according to the present authors' knowledge, the addition of new shear walls. The addition of shear walls does not necessarily remove all deficiencies such as shear failures owing to a lack of sufficient transverse reinforcement, short column, beams with unforeseen support conditions owing to infill walls and so on. After the addition of shear walls, the elements that are still inadequate can be improved locally by FRP, jacketing and so on. All elements in the building should be checked for local behaviour by capacity design principles.

### 7. OBSERVATIONS ON CAPACITY CURVES

Two extreme cases were considered to better understand the boundaries of behaviour for typical school buildings with the considered template designs. The first case represents the buildings in a poor condition and having poor concrete quality (10 MPa) with non-ductile detailing (250 mm transverse reinforcement spacing). The second case refers to the buildings in an average condition and having average concrete quality (16 MPa) with ductile detailing (150 mm transverse reinforcement spacing). Capacity curves corresponding to poor and average conditions are illustrated in Fig. 10 for longitudinal direction.

In the direction with no or a relatively small area of shear

walls, evaluation of the behaviour of the investigated buildings points out the following.

- (a) Concrete quality and detailing has a significant role in both displacement and lateral strength capacity of buildings.
- (b) Although the difference of poor (C10 and s250) and average (C16 and s150) conditions on lateral strength capacity is limited, the difference in displacement capacity is noteworthy. The displacement capacity for the average condition is more than twice of that for the poor condition
- (c) The effect of concrete strength is limited. The observations from the evaluation of all capacity curves indicated that although there may be differences, especially in displacement capacity between 10 and 13 MPa concrete, the differences are limited between 13 and 16 MPa concrete. This underlines that transverse reinforcement spacing is more critical for the buildings with concrete strength lower than 13 MPa when structural system has no shear wall or small area of shear walls.

In direction with a significant amount shear walls, the capacity curves suggest that the concrete strength and transverse reinforcement have a limited effect on both lateral strength and displacement capacity. In the present study, the displacement capacity of some buildings with a significant number of shear walls is seem to be somewhat below the expected value.

There are two major reasons for this.

- (a) The shear walls in these buildings are designed and detailed per pre-modern building codes and have no confined boundary elements, as suggested in the modern codes. Lack of confined boundary elements can decrease the plastic rotation capacity of shear walls more than 50% (FEMA-356<sup>13</sup>). The low concrete strength and small transverse reinforcement assumed in some cases accompany poor detailing results in very brittle behaviour of shear walls that control the building behaviour.
- (b) The school buildings have higher dead and live loads compared to residential buildings with the same amount of shear walls, resulting in inferior seismic capacity.

For some cases, the five-storey building has a slightly more ductile mechanism in the longitudinal direction compared to

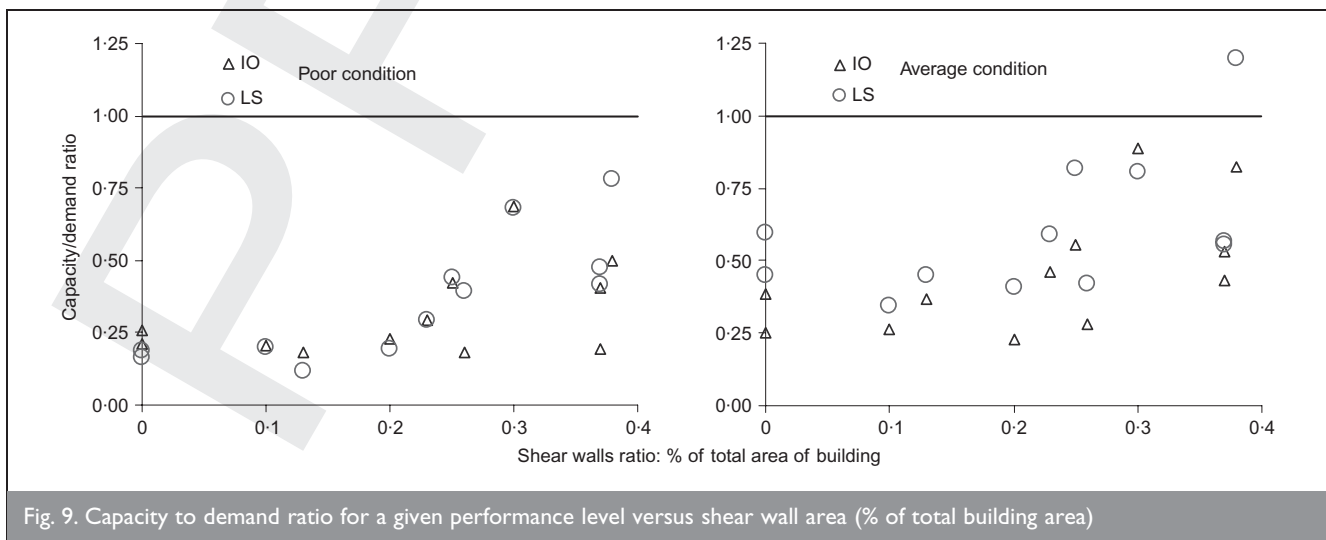


Fig. 9. Capacity to demand ratio for a given performance level versus shear wall area (% of total building area)

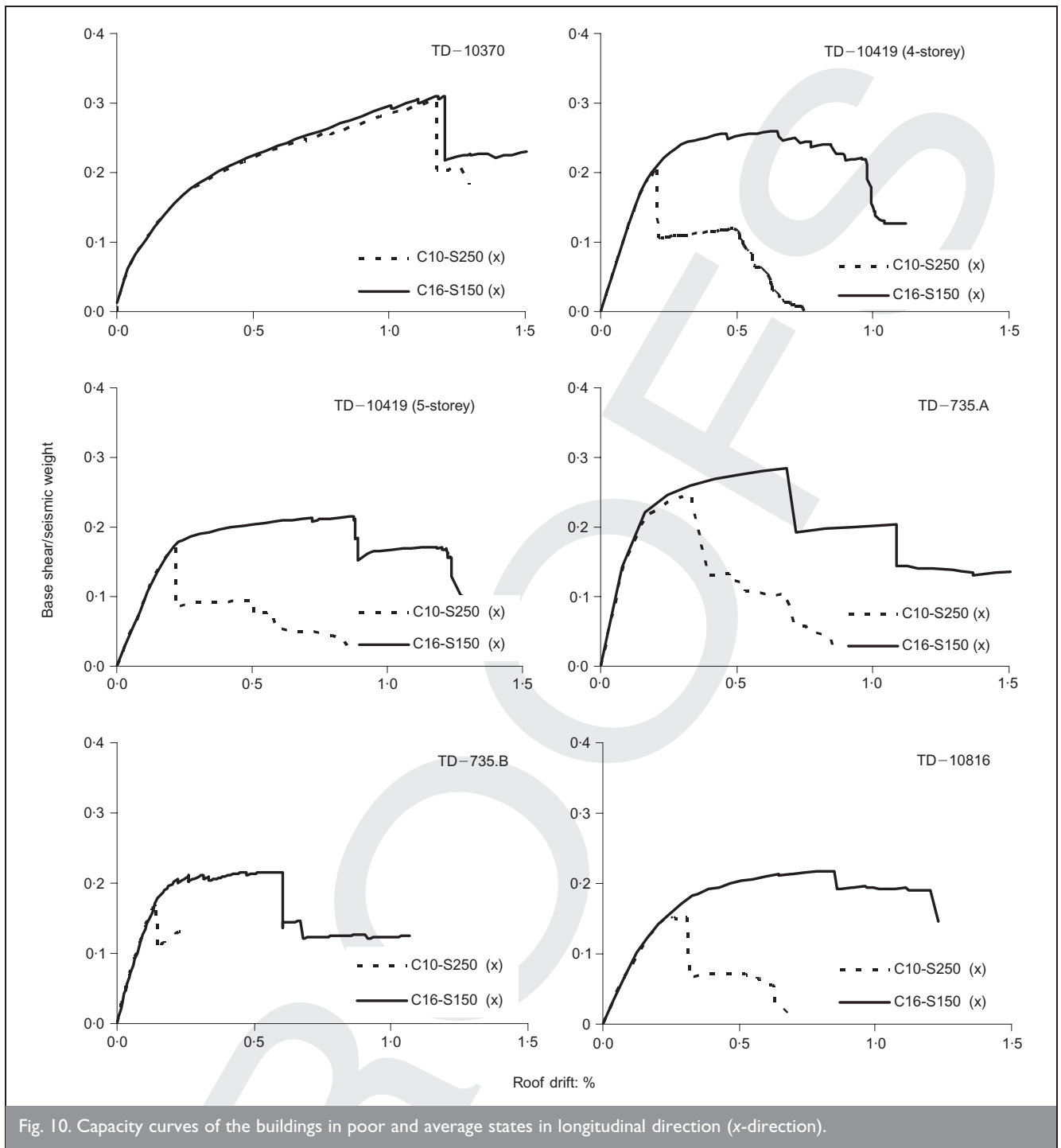


Fig. 10. Capacity curves of the buildings in poor and average states in longitudinal direction (x-direction).

the four-storey building as seen in Table 4. Since the higher axial load level on the five-storey building results in a higher flexural capacity of columns, reducing the effects of strong beam–weak column mechanism, the five-storey building may have a higher displacement capacity than the four-storey one, contrary to expectations.

Buildings with shear walls are expected to have a higher base shear capacity and lower displacement capacity than the bare frame buildings. In this study the buildings or directions with shear walls may have higher displacement capacities. This is related to the failure mechanism of the bare frame buildings. Since the pre-modern codes by which the investigated buildings are designed did not enforce strong column–weak beam behaviour, there has been no focus on detailing to

prevent yielding of columns before beams. This may cause non-ductile behaviour of frame systems when compared to the systems with shear walls.

## 8. SUMMARY AND CONCLUSIONS

This study evaluated the seismic capacity of the school buildings with the selected template designs constructed per pre-modern code in Turkey considering the non-linear behaviour of RC components. Six school buildings with template designs were selected to represent a major percentage of school buildings in medium-size cities located in a high seismic region of Turkey. The selection of template-designed buildings and material properties were based on a field investigation on government-owned school buildings in several cities in western part of Turkey. Capacity curves of the

investigated buildings were determined by pushover analyses conducted in two principal directions. Seismic performance evaluation was carried out in accordance with recently published Turkish Earthquake Code (2007) that has similarities with FEMA-356 guidelines. Deficiencies and possible solutions to improve the capacity of existing school buildings are discussed. The observations and findings of the current study are briefly summarised in the following.

- (a) Evaluation of laboratory and Schmidt hammer test results obtained from 98 buildings in 44 school complexes identifies that the expected concrete strength values range between 5.1 and 27.4 MPa while the concrete strength of most buildings is between 10 and 16 MPa. Hence, three strength values, 10, 13 and 16 MPa—were considered to represent typical concrete strength values of existing school buildings constructed per pre-modern code.
- (b) Field investigation on sampled buildings indicated that the buildings constructed before the modern code have grade 220 MPa undeformed reinforcement for both longitudinal and transverse reinforcement. Although there were extreme cases where transverse reinforcement spacing was 370 mm, the observed transverse reinforcement spacing ranged between 150 and 250 mm.
- (c) Evaluation of the capacity curves points out that concrete quality and detailing plays a significant role in both displacement and lateral strength capacity of buildings with no shear walls or a relatively small area of shear walls. Although the difference of poor (C10 and s250) and average (C16 and s150) conditions on lateral strength capacity is limited, the difference in displacement capacity is noteworthy. The displacement capacity for the average condition is more than twice of that for the poor condition. When there is a significant amount shear walls, the capacity curves suggest that the concrete strength and detailing have a limited effect on both lateral strength and displacement capacity.
- (d) The observations indicated that, although there may be differences especially in displacement capacity between 10 and 13 MPa concrete, the differences are limited between 13 and 16 MPa concrete. This underlines the fact that transverse reinforcement spacing is more critical for the buildings with a concrete strength lower than 13 MPa when the structural system has no shear wall or a small area of shear walls.
- (e) Shear failures of columns are a common problem related to poor concrete and a low amount of transverse reinforcement, resulting in a brittle failure for existing school buildings.
- (f) According to the recent Turkish Earthquake Code, school buildings are expected to satisfy IO and LS performance levels under design and extreme earthquakes, corresponding to 10% and 2% probability of exceedance in 50 years, respectively. The existing school buildings constructed per pre-modern code far from satisfy the expected performance levels, suggesting the need for urgent planning and response.
- (g) The displacement capacities obtained for different performance levels evidently indicate that concrete quality and transverse reinforcement spacing have a limited effect on IO level, while the amount of transverse reinforcement

plays an important role in the seismic performance of buildings for LS and CP levels.

- (h) Performance of school buildings improves as the amount of shear walls increases, emphasising its importance, especially in countries where construction with poor detailing is a common problem.

## ACKNOWLEDGEMENTS

The authors acknowledge support provided by Scientific and Technical Research Council of Turkey (TUBITAK) under Project No: 105M024 and thank to Dr Hayri UN for his valuable contribution for the evaluation of the concrete strength of the existing school buildings.

## REFERENCES

1. ORGANISATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT. Keeping schools safe in earthquakes. *Proceedings of the Ad Hoc Experts' Group Meeting on Earthquake Safety in Schools*. Paris. OECD report 9–11 February, 2004.
2. OZCEBE G., RAMIREZ J., WASTI T. S. and YAKUT A. *1 May 2003 Bingol Earthquake*. Engineering report, 2004. Available online at [http://www.seru.metu.edu.tr/archives/databases/Bingol\\_Database](http://www.seru.metu.edu.tr/archives/databases/Bingol_Database), 2004, Publication No: 2004/1.
3. ERZINCAN OFFICE OF GOVERNORSHIP. *Erzincan after 1992 Erzincan, Turkey earthquake*. Erzincan Office of Governorship, Turkey. In Turkish.
4. HASSAN A. F. and SOZEN M. A. Seismic vulnerability assessment of low-rise buildings in regions with infrequent earthquakes. *ACI Structural Journal*, 1997, **94**, No. 1, 31–39.
5. EERI. *Preliminary Observation on the May 1, 2003 Bingol, Turkey Earthquake*. EERI Special Earthquake Report, July 2003.
6. ESHGHI S. and NASERASADI K. Performance of essential buildings in the 2003 Bam, Iran earthquake. *EERI Earthquake Spectra*, 2005, **21**, No. S1, S375–S393.
7. YEH Y. K., CHUNG L. L., CHIU T. C. and CHOW T. K. Seismic performance of retrofitted school buildings. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland*, 3–8 September, 2006, Paper No.167.
8. DOGANGUN A. Performance of reinforced concrete buildings during the May 1 2003 Bingol earthquake in Turkey. *Engineering Structures*, 2004, **26**, No. 6, 841–856.
9. General Directorate of Minister Affairs, Earthquake Research Department. Available online at [www.deprem.gov.tr](http://www.deprem.gov.tr).
10. MINISTRY OF PUBLIC WORKS AND SETTLEMENT. *Turkish Earthquake Code-1975. Specifications for Structures to be Built in Disaster Areas*. Ankara, Turkey, 1975. In Turkish.
11. MINISTRY OF PUBLIC WORKS AND SETTLEMENT. *Turkish Earthquake Code-1998. Specifications for Structures to be Built in Disaster Areas*. Ankara, Turkey, 1998. In Turkish.
12. MINISTRY OF PUBLIC WORKS AND SETTLEMENT. *Turkish Earthquake Code-2007. Specifications for Buildings to be Built in Seismic Areas*. Ankara, Turkey, 2007. In Turkish.
13. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. *FEMA-356. Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA, Washington (D.C), 2000.
14. TURKISH STANDARDS INSTITUTE. *TS500: Requirements for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures*. Ankara, Turkey, 2000.
15. COMPUTERS AND STRUCTURES INC. *CSI, SAP2000 V-8*.

- Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual*. CSI, Berkeley, California, USA.
16. INEL M. and OZMEN H. B. Effect of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, 2006, 28, No. 11, 1494–1502.
  17. MANDER J. B. *Seismic Design of Bridge Piers*. February 1984. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. Research Report 84-2
  18. APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. *ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Vols 1 and 2. ATC, California, 1996.
  19. PRIESTLEY M. J. N., SEIBLE F. and CALVI G. M. S. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Wiley, New York, 1996.
  20. PARK R. and PAULAY T. *Reinforced Concrete Structures*. Wiley, New York, 1975.
  21. FARDIS M. N. and BISKINIS D. E. Deformation of RC members, as controlled by flexure or shear. In: *Proceedings of the International Symposium Honoring Shunsuke Otani on Performance-Based Engineering for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Structures*. The University of Tokyo, Tokyo, Japan, 8–9 September 2003.
  22. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. *FEMA-440. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA, Washington (D.C), 2005.
  23. BILGIN H. *Seismic Performance Evaluation of Public Buildings Using Non-Linear Analysis Procedures and Solution Methods*. PhD Thesis, Pamukkale University, Denizli, Turkey, 2007.

**What do you think?**

To comment on this paper, please email up to 500 words to the editor at [journals@ice.org.uk](mailto:journals@ice.org.uk)

*Proceedings* journals rely entirely on contributions sent in by civil engineers and related professionals, academics and students. Papers should be 2000–5000 words long, with adequate illustrations and references. Please visit [www.thomastelford.com/journals](http://www.thomastelford.com/journals) for author guidelines and further details.