İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME YAPI SİSTEMLERİNDE YAPISAL PERFORMANS DÜZEYİNİ BELİRLEYEN BİR BİLGİSAYAR PROGRAMI GELİŞTİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İbrahim Keykan SÖNMEZ

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

OCAK 2010

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME YAPI SİSTEMLERİNDE YAPISAL PERFORMANS DÜZEYİNİ BELİRLEYEN BİR BİLGİSAYAR PROGRAMI GELİŞTİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İbrahim Keykan SÖNMEZ
501071052

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25 Aralık 2009
Tezin Savunulduğu Tarih : 28 Ocak 2010

Tez Danışmanı : Yrd. Doç.Dr. Ercan YÜKSEL (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN (İTÜ)
Doç. Dr. Oğuz Cem ÇELİK (İTÜ)

OCAK 2010

ÖNSÖZ

Yüksek lisans öğrenimim ve tez çalışmam süresince bana her zaman yardımcı olan ve bilgilerini paylaşan tez danışmanı hocam Yrd.Doç. Dr. Ercan Yüksel'e ve tüm öğrenim hayatım boyunca bana maddi ve manevi destek olan, her konuda beni destekleyen ve inanan aileme sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Ocak 2010 **İbrahim Keykan SÖNMEZ**

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ... **iii**
İÇİNDEKİLER ... **v**
KISALTMALAR ... **vii**
ÇİZELGE LİSTESİ ... **ix**
ŞEKİL LİSTESİ ... **xi**
ÖZET ... **xiii**
SUMMARY ... **xv**
1. GİRİŞ ... **1**
1.1 Tezin Amacı ... 1
2. KAPASİTE EĞRİSİNİN BELİRLENMESİ ... **3**
2.1 Kapasite Eğrisinin Tanımı ... 3
2.2 Kullanılan Mevcut Yöntemler ... 3
2.2.1 Plastik mafsal (plastikleşmiş kesit) yaklaşımı ... 4
2.2.2 Yayılı şekildeğiştirme durumu ... 5
2.3 DOC2B, Doğrusal Olmayan Statik Hesap Yapan Bir Program ... 5
2.3.1 Programın genel yapısı ... 7
2.3.1.1 Düzlem çubuklarda iç kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi 7
2.3.1.2 Betonarme düzlem çubuklarda kuramsal moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesi 9
2.3.1.3 Betonarme düzlem çubuklarda moment-eğrilik ilişkisini belirleyen bir bilgisayar programı, M-KAPA 10
2.3.1.4 Bünye bağıntısında doğrusallaştırma 11
2.3.1.5 Birinci düzey alt sistemler 12
2.3.1.6 Mesnetlenmiş eleman 15
3. DERPREM İSTEMİNİN BELİRLENMESİ ... **19**
3.1 Deprem İstemi ve Talep Spektrumu ... 19
4. YAPISAL PERFORMANSIN BELİRLENMESİ ... **23**
4.1 Performans Kavramı ... 23
4.2 DBYBHY ve Performans Değerlendirmesi ... 23
4.2.1 Yapı elemanlarında hasar sınırları ve bölgeleri ... 23
4.2.2 Depremde bina performansının belirlenmesinde kullanılan yöntemler ... 24
4.2.3 Deprem performansının belirlenmesinde doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri ... 25
4.2.4 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi ... 25
4.3 FEMA 440'a Göre Performans Noktasının Belirlenmesi ... 30
4.4 Performans Noktasının Belirlenmesi İçin Geliştirilen Bir Yazılım ... 34
5. SAYISAL ÖRNEKLER ... **41**
5.1 DOC2B Sonuçlarının Doğrulanmasına Yönelik Bir Örnek ... 41
5.1.1 Betonarme çerçeveye ait bilgiler ... 41
5.2 Performans Noktasının Belirlenmesine Yönelik Parametrik Bir Çalışma ... 45

5.2.1 İncelenen Yapı Sisteminin Özellikleri 46
5.2.2 Yük analizi 47
5.2.3 Kiriş moment-eğrilik ilişkileri..... 52
5.2.4 Kolon moment-normal kuvvet ilişkileri..... 53
5.2.5 Kolon kapasite eğrileri ve plastik şekildeğiştirme dağılımları..... 55
5.2.6 DBYBHY 2007 ve FEMA440'a göre performans noktası araştırması 61
6. SONUÇ VE ÖNERİLER..... 65
KAYNAKLAR..... 67
ÖZGEÇMİŞ..... 69

KISALTMALAR

χ : Birim dönme (eğrilik)
ε : Birim boy değişimi
γ : Birim kayma
$\mathbf{d_\varphi}$: Kesit dönmesi
Δ_t : Kesite etkiyen sıcaklık değişim miktarı
$\mathbf{F_i}$: Kesit tesirlerine bağlı fonksiyonlar
GF' : Kesit kayma rijitliği
ε_y : Donatıda akma şekildeğiştirmesi
[S] : Sistem rijitlik matrisi
$\mathbf{[P_0]}$: Yükleme matrisi
Msağ : Sağ uçtaki moment
Msol : Sol uçtaki moment
Mbas : Çubuk üzerinde yükten oluşan basit kiriş eğilme momenti
L : Çubuk boyu
$\overline{f_{ii}}$: Uç yerdeğiştirmesi
EF : Çubuk eksenel rijitliği
$\overline{k_{ii}}$: Birim yerdeğiştirme sabiti
A(T) : Spektral ivme katsayısı
S(T) : Spektrum katsayısı
T : Bina doğal periyodu
MN : Minimum hasar sınırı
GV : Güvenlik sınırı
GÇ : Göçme sınırı
ATC : Applied Technology Council
FEMA : Federal Emergency Management Agency
DBYBHY : Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
$\mathbf{a_1}$: Birinci (hakim) moda ait modal ivme
$\mathbf{M_{x1}}$: x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlana birinci moda ait etkin kütle
$\mathbf{V^{(i)}_{x1}}$: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim) ait taban kesme kuvveti
$\mathbf{d_1^{(i)}}$: (i). itme adımı sonundaki birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$\mathbf{u^{(i)}_{xN1}}$: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$\mathbf{S_{di1}}$: Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
$\mathbf{\Phi_{xN1}}$: Binanın en üst katında (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği

$\mathbf{\Gamma_{x1}}$: x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
$\mathbf{d_1^{(p)}}$: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
$\mathbf{C_{R1}}$: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı

$S^{(1)}_{ae1}$: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme

$S^{(1)}_{de1}$: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme

$\omega_1^{(1)}$: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans

ε_{cu} : Kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi

T_{eff} : Efektif periyot

β_{eff} : Efektif sönüm

a_y : Akma ivmesi

d_y : Akma yerdeğiştirmesi

A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısı

ε_{cg} : Etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi

ADRS : Spektral ivme – spektral yerdeğiştirme spektrumu

T_0 : Başlangıç periyodu

α : Rijitlik değeri

μ : Düktilite değeri

B : Küçültme oranı

w_i : i. kat ağırlığı

g_i : i. kata ait ölü yük değeri

q_i : i. kata ait hareketli yük değeri

[S] : Sistem rijitlik matrisi

[P] : Dış yük matrisi

[Q] : Düğüm noktası yük matrisi

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 : Deprem etkisi parametleri.....19
Çizelge 3.2 : Etkin yer ivme katsayısı.....20
Çizelge 3.3 : Spektrum karakteristik periyotları..... 21
Çizelge 5.1 : İncelenen düzlem çerçeveye aktarılan yükler.....49
Çizelge 5.2 : Düzlem çerçeve için kat ağırlıkları ve karşı gelen kütleler.....50
Çizelge 5.3 : Kolonların zayıf eks. eğildiği durumda Sd spektral yerdeğiş.....63
Çizelge 5.4 : Kolonların kuvvetli eks. eğildiği durumda Sd spektral yerdeğiş.....63

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Tepe Yerdeğiştirmesi – Taban Kesme Kuvveti Diyagramı..... 3
Şekil 2.2 : Kesit tesirleri ve şekildeğiştirmeler..... 7
Şekil 2.3 : ds uzunluğundaki sonlu parçada eğrilik hesabı..... 8
Şekil 2.4 : Tek yönlü yükler etkisinde betonarme kesitte moment-eğrilik ilişkisi.....8
Şekil 2.5 : Genel bir kesitte moment-eğrilik ilişkisinin oluşturuması.....9
Şekil 2.6 : Kullanılan malzeme modelleri.....11
Şekil 2.7 : Başlangıç kirişi yönteminin uygulanması 12
Şekil 2.8 : Doğrusal olamayan malzeme davranışının hesaba katılması. 13
Şekil 2.9 : Çubuk alt dilimlerinde ortalama iç kuvvetlerin hesabı..... 14
Şekil 2.10 : Mesnetlenmiş elemanda bağımsız uç yerdeğiştirmesi ve uç kuvvetleri. 15
Şekil 2.11 : İkinci düzey alt sistemde kullanılan çubuk sonlu eleman.....16
Şekil 2.12 : Mesnetlenmiş elemanda bağımsız uç kuvvetleri ve dış yük.....17
Şekil 3.1 : Spektrum katsayısı S(T). 20
Şekil 4.1 : Kesit hasar bölgeleri..... 24
Şekil 4.2 : Deprem performansının belirlenmesine ait yöntemler..... 24
Şekil 4.3 : Modal kapasite diyagramı 26
Şekil 4.4 : Elastik spekt. eğrisinin azaltılarak elasto-plastik spekt. elde edilmesi..... 27
Şekil 4.5 : $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun T_B karak. periyodundan büyük olması 28
Şekil 4.6 : $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun T_B karak. periyodundan küçük olması..... 29
Şekil 4.7 : ADRS eğrisinin oluşturulması ve kapasite eğrisi..... 31
Şekil 4.8 : Kapasite eğrisinin iki doğru parçalı hale getirilmesi..... 32
Şekil 4.9 : FEMA 440'ta tanımlanan Prosedür A yöntemi kullanılarak maksimum yerdeğiştirme ve ivmenin belirlenmesi. 33
Şekil 4.10 : Farklı yönetmelikler ile efektif sönüm katsayısı β_{eff}'in elde edilmesi ... 34
Şekil 4.11 : Deprem talep spektrumunun oluşturulması..... 35
Şekil 4.12 : Kapasite spektrumunun oluşturulması 36
Şekil 4.13 : Kritik peryot değerlerinin hesabı..... 37
Şekil 4.14 : Ardaşık yaklaşımın ilk adımında belirlenen performans noktası..... 37
Şekil 4.15 : Kapasite eğrisinin iki doğrulu forma dönüştürülmesi..... 38
Şekil 4.16 : Prosedür A için birinci çerimde yapılan işlemler..... 39
Şekil 4.17 : Performans noktasının belirlenmesi için yapılan ardışık yaklaşım..... 40
Şekil 5.1 : Betonarme çerçeveye ait özellikler 41
Şekil 5.2 : İki farklı yaklaşımla elde edilen taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkileri..... 42
Şekil 5.3 : Plastik mafsal teorisi ile yayılı şekildeğiştirme durumu için sonuçların karşılaştırılması 43
Şekil 5.4 : İncelenen düzlem çerçevenin üç boyutlu yapıdaki konumu 46
Şekil 5.5 : Kesit geometri ve donatı özellikleri 48
Şekil 5.6 : Döşemelerden kirişlere yük aktarımı 49
Şekil 5.7 : Düzlem çerçeveye etkiyen düşey ve yatay yükler..... 50

Şekil 5.8 : Düzlem çerçeve geometri, düğüm noktası ve çubuk numaraları 51
Şekil 5.9 : Düzlem çerçeve çubuk tipleri 51
Şekil 5.10 : Kiriş moment – eğrilik ilişkileri 52
Şekil 5.11 : Kolon zay. eksen durumu için hesaplanan moment–eğrilik ilişkileri 53
Şekil 5.12 : Kolon kuv. eksen durumu için hesaplanan moment–eğrilik ilişkileri 54
Şekil 5.13 : Kolonlar zayıf eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 0.8 55
Şekil 5.14 : Kolonlar zayıf eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 1.6 56
Şekil 5.15 : Kolonlar zayıf eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 2.4 57
Şekil 5.16 : Kolonlar kuvvetli eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 0.8 58
Şekil 5.17 : Kolonlar kuvvetli eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 1.6 59
Şekil 5.18 : Kolonlar kuvvetli eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 2.4 60
Şekil 5.19 : Kolonların zayıf eksen etrafında eğildiği durumda DBYBHY ve FEMA 440 a göre performans noktası araştırması 61
Şekil 5.20 : Kolonların kuvvetli eksen etrafında eğildiği durumda DBYBHY ve FEMA 440 a göre performans noktası araştırması 62

BETONARME YAPI SİSTEMLERİNDE YAPISAL PERFORMANS DÜZEYİNİ BELİRLEYEN BİR BİLGİSAYAR PROGRAMI GELİŞTİRİLMESİ

ÖZET

Betonarme yapı sistemlerinin malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan analizi için geliştirilmiş bir bilgisayar programı, DOC2B, bazı ilave özelliklerin katılımı ile performans esaslı tasarımda kullanılmak üzere güncelleştirilmiştir.

DOC2B programında plastik şekil değiştirmeler çubuklar üzerinde yayılı olarak dikkate alınmaktadır. Çubuk elemanlar üzerinde, tanımlanmış dilimlerdeki beton ve çelik şekildeğiştirme durumları artan yükler için dışarı basılmaktadır. İlave edilen bir grafik arayüz ile DOC2B programının artan yük parametreleri için üretmiş olduğu iç kuvvet diyagramları ile plastik şekildeğiştirme durumları grafik olarak izlenebilmektedir.

Plastik mafsal teorisi kullanılarak ayrıntılı olarak incelenmiş olan bir betonarme çerçeve, DOC2B programı ile çözümlenerek, elde edilen kapasite eğrisi, eğilme momenti dağılımı ile plastik kesit sırası ve dağılımı karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma neticesinde, plastik mafsal teorisi ve yayılı şekildeğiştirme durumları için elde edilen sonuçların birbirlerine yeter düzeyde yakın olduğu görülmüştür.

Kapasite spektrumu yönteminin uygulanması için FEMA 440'da tanımlanmış olan ve en büyük spektral ivme – spektral yerdeğiştirme çiftini (performans noktası) belirlemeye yönelik bir hesap yöntemi EXCEL tablosu olarak programlanmıştır. DOC2B programı ile hesaplanan kapasite eğrisi ve deprem istemini tanımlamaya yönelik bigiler bu programa giriş bilgisi olarak verilmektedir. Program giriş bilgilerini spektral ivme ve spektral yerdeğiştirme formuna dönüştürdükten sonra, bir ardışık yaklaşım yöntemi izleyerek performans noktasına belirlemektedir.

Deprem Yönetmeliğine göre kapasite spektrumu yönteminin uygulanmasında, elastik ve inelastik yerdeğiştirmelerin eşitliği yaklaşımı ile belirlenen performans noktasının, FEMA 440 da tanımlanan yöntemlerden biri ile belirlenmesi durumunda elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bu kapsamda, mevcut bir betonarme yapıdan çıkarılmış üç katlı düzlem çerçevenin farklı durumlar için DOC2B programı ile kapasite eğrisi elde edilmiş, ardında da tanımlanmış bir deprem istemi için performans noktası bulunmuştur. Seçilen değişkenler, kolon boyuna donatı oranı ve kolon kuvvetli ekseninin doğrultusu olmuştur. Farklı değişkenler için yapılan analizlerde, FEMA 440 da tanımlanan yöntem ile belirlenen S_d spektral yerdeğiştirmesinin yaklaşık olarak %10 ile %50 arasında değişen oranlarda büyük olabildiği görülmüştür.

DEVELOPMENT OF A COMPUTER PROGRAM TO DETERMINE STRUCTURAL PERFORMANCE LEVEL FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

SUMMARY

DOC2B, a computer program developed for the analysis of reinforced concrete systems regarding the material and geometric non-linearities, has been upgraded with some additional features that will enable its usage during performance-based design.

In DOC2B, plastic deformations distribute on the frame members. The concrete and steel strains in the fibers of the frame members are printed out for the increasing lateral loads. The addition of a graphical interface to the program enables the graphical printing of the internal force diagrams and plastic deformation distribution throughout the system.

A method defined in the content of Capacity Spectrum Method of FEMA 440 to determine the greatest spectral acceleration and spectral displacement couple (performance point) was programmed as an EXCEL table. The capacity curve determined by DOC2B and data related with the earthquake demand are provided to the program. The program converts the capacity curve and acceleration spectrum to the spactral displacement versus spectral acceleration curve and then an iterative process is used to find out the performance point.

The non-linear analysis results of a reinforced concrete frame existing in the literature, which was originally analyzed by plastic hinge theory, is compared with the results of DOC2B. The capacity curve, bending moment diagrams and the distribution of plastic deformation are compared for two different solutions. The assessment showed that the results of the plastic hinge theory and the distributed plasticity conditions are sufficiently close to each other.

It is aimed to compare the spectral displacements obtain from Turkish Earthquake Code in which equality of the elastic and inelastic displacement are used, and FEMA440 in the application of Capacity Spectrum Method. Within this context, the capacity curve of a three-storey frame taken from an existing 3D reinforced concrete structure was determined with DOC2B for various conditions, and then its performance point is determined for a distinct earthquake demand. The variables of the problem are column longitudinal reinforcement ratio and the orientation of column strong axis. It is observed that S_d spectral displacement determined by the method described in FEMA440 is 10 to 50% greater than the values obtained from Turkish Earthquake Code.

.

1. GİRİŞ

Yapı taşıyıcı sisteminin doğrusal sınır ötesindeki kapasitesinin de dikkate alındığı hesap yöntemleri son yıllarda yaygınlaşmıştır. Yapının dayanım ve yerdeğiştirme kapasitelerini ortaya çıkaran, göçme aşamasına kadar oluşacak hasarların adım adım izlenebildiği doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılarak, yapı davranışı daha iyi anlaşılabilmektedir.

Yapısal ve yapısal olmayan elemanlar, yapı sisteminin dayanım ve şekildeğiştirme kapasitelerine katkıda bulunmaktadır. Yapı performansı, amaçlanan deprem istemi etkisinde yapıda oluşması beklenen hasar durumu ile ilişkilidir. Sağlanan kapasite ile deprem istemine ait veriler yapının tasarım ve güçlendirmesine yönelik performans düzeyinin belirlenmesinde kullanılmaktadır.

Bu amaç doğrultusunda, betonarme düzlem çerçevelerin kapasite spektrumu yöntemi kullanılarak tasarım veya mevcut kapasitelerinin belirlenmesine yönelik bir yazılım geliştirilmesi amaçlanmıştır.

1.1 Tezin Amacı

Çalışmanın ana amaçları şunlardır:

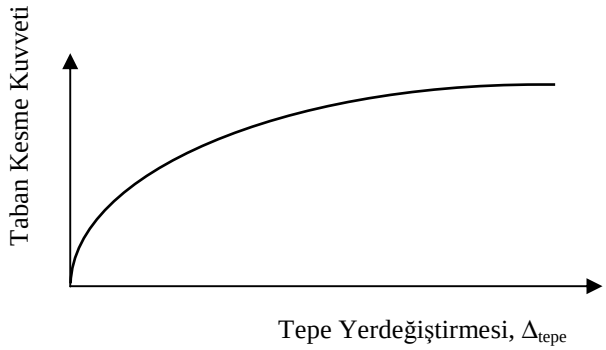
1. DOC2B [1,2] isimli mevcut bir bilgisayar programına bazı ilave özellikler katarak, düzlem betonarme sistemlerde kapasite eğrisinin elde edilmesi için kullanılır hale getirilmesi.
2. FEMA440 [3] da, kapasite spektrumu yöntemi kapsamında tanımlanan ve spektral ivme ve spektral yerdeğiştirme eğrisi üzerinde performans noktasının belirlenmesine yönelik bir yöntemin EXCEL [4] hesap tablosu formatında programlanması.
3. Seçilen bir örnek yapı üzerinde, DOC2B programının ürettiği sonuçlar ile plastik mafsal teorisi kullanılarak elde edilmiş sonuçların karşılaştırılması.

Performans noktasının belirlenmesine yönelik olarak, DBYBHY [5] de tanımlanan yöntem ile FEMA440 da tanımlanan ardışık yaklaşım yöntemi sonuçlarının parametrik bir örnek üzerinde karşılaştırılması.

2. KAPASİTE EĞRİSİNİN BELİRLENMESİ

2.1 Kapasite Eğrisinin Tanımı

Yapının yatay dayanım ve yerdeğiştirme kapasitesi itme eğrisi ile ifade edilebilir. Kuvvet veya yerdeğiştirme esaslı olarak gerçekleştirilebilen itme analizinin her adımı için yapı tabanında oluşan kesme kuvveti ile tepe yatay yerdeğiştirmesi değerleri çiftleri grafik ortamında işaretlendiğinde bu eğri elde edilir, (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 : Tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti diyagramı.

Tepe yerdeğiştirmesi; binanın en üst katındaki kütle merkezinde, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her itme adımında hesaplanan yerdeğiştirmeyi,

Taban kesme kuvveti; her adımda eşdeğer deprem yüklerinin deprem doğrultusundaki toplamını ifade etmektedir.

2.2 Kullanılan Mevcut Yöntemler

DBYBHY 2007'ye göre artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde *sabit* kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) doğal titreşim mod şekli genliği ile ilgili kütlenin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanacaktır.

Yukarıda tanımlanan sabit yük dağılımına göre yapılan itme analizi ile, koordinatları "tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti" olan itme eğrisi elde edilmektedir. İtme analizi için aşağıdaki kabuller yapılmaktadır.

a. Plastik şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığı kabul edilerek, plastik mafsal kabülü yapılır.
b. Plastik mafsal boyu kesit yüksekliğinin yarısı olarak kabul edilir.
c. Plastik mafsalların kolon ve kiriş uçlarında, perdelerde ise her katta kat seviyesinde oluştuğu kabul edilir.
d. Betonarme elemanlarda daha gerçekçi olması sebebiyle çatlamış kesit eğilme rijitlikleri kabul edilir.
e. Kolonlarda plastik mafsal kesitlerinin güç tükenmesi çizgileri mevcut malzeme dayanımları kullanılarak belirlenir.
f. Tablalı kiriş kesitlerinde, tabladaki beton ve donatının kesit kapasitesine katkısı dikkate alınır.

Bu tez çalışmasında, incelenen yapı sisteminin kapasite eğrisi yayılı plastik şekildeğiştirme durumu esas alınarak belirlendiği için, yukarıda yapılan a, b, c ve d maddelerinde yapılan varsayımlara gerek kalmamaktadır.

2.2.1 Plastik mafsal (plastikleşmiş kesit) yaklaşımı

Plastik şekildeğiştirmelerin *plastik kesit* adı verilen belirli bölgelerde toplandığı bunun dışındaki bölgelerde davranışın doğrusal elastik olduğu varsayılır. Plastik kesitler arasındaki bölgeler için çatlamış kesit eğilme rijitlikleri kullanılır.

Girgin K., [6], doğrusal olmayan şekildeğiştirmeleri plastik kesit adı verilen ve sınırlı plastik şekildeğiştirme yeteneği olan belirli kesitlerde toplamakta, bu kesitlerin dışında sistemin doğrusal elastik olarak davrandığı kabul etmektedir. Bileşik eğik eğilme etkisindeki betonarme çubuklar için idealleştirilmiş akma yüzeyleri önerilmiştir. Bu yolla malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme sistemlerde, akma koşullarının lineer denklemlere dönüştürülmesi sağlanmaktadır.

2.2.2 Yayılı şekildeğiştirme durumu

Bu yaklaşımda plastik şekildeğiştirmelerin bazı kesitlerde yığılı olarak dikkate alınması yerine çubuk eleman üzerindeki dağılım göz önüne alınır. Eleman üzerinde tanımlı dilimlerde kesit bünye bağıntılarına bağlı olarak rijitlik hesapları yapılır. Dolayısıyla her dilimde iç kuvvet durumuna uygun rijitlik kullanılmış olur. Kirişlerde sadece eğilme momenti kolonlarda ise eğilme momenti ile normal kuvvet etkileşimi dikkate alınır. Özer [7], doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığını gözönüne alarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan elastik sistemlerin ikinci mertebe hesabı ve göçme yüklerinin bulunması için bir ardışık yaklaşım hesap yöntemi önermiştir. Girgin C., [8], çubuk elemanlarda mekanik özelliklerin hesabından yola çıkarak; geometri değişimi, malzeme ve sınır koşulları bakımından doğrusal olmayan düzlem sistemlerin artan dış yükler etkisinde hesabı için bir algoritma geliştirmiştir. Eleman mekanik özelliklerinin belirlenmesi aşamasında Mohr Yöntemi etkin olarak kullanılmıştır.

2.3 DOC2B, Doğrusal Olmayan Statik Hesap Yapan Bir Program

Malzeme ve/veya geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan düzlem yapı sistemlerinin hesabı için geliştirilen DOC2B programı, DOC2B-1.FOR ve DOC2B-2.FOR isimli iki bağımsız programdan oluşmaktadır. DOC2B-1.FOR programı, düzlem sistemlerin doğrusal hesabı için oluşturulan bir programın, bazı ilaveler ile geliştirilmesiyle elde edilmiştir. Hesabın ilk adımında, IADIM=0, çubuk rijitlik ve yükleme matrisleri ile yayılı yük etkisindeki çubukların basit kiriş kesit zorları hesaplanır. İkinci hesap adımından itibaren DOC2B-2.FOR programı tarafından hesaplanmış ve sistem eksenlerine dönüştürülmüş olan çubuk rijitlik ve yükleme matrisleri hazır olarak okunur. Hesabın ilk adımından sonra DOC2B-1.FOR programının ana görevi [S] sistem rijitlik, [P] dış yük ve [Q] düğüm noktası yük matrislerinin kurulması, sınır şartlarının ve yay bilgilerinin uygulanması, denklem takımının çözümü, süperpozisyon ve çubuk uç kuvvetlerinin belirlenmesidir.

Bilgisayar bellek kapasitesinin daha etkin kullanımı amacıyla [S] sistem rijitlik matrisi tek boyutlu bir dizi olarak oluşturularak, esas köşegen üzerinde yarım bant genişliğindeki bölgenin terimleri saklanmaktadır.

DOC2B-2.FOR programı, önceki adıma ait çubuk uç kuvvetlerini kullanarak, her çubuk için tanımlanmış sayıdaki dilimde ortalama iç kuvvetleri hesaplar. Bu büyüklükler alt dilim rijitliklerinin belirlenmesinde kullanılmaktadır. DOC2B-2.FOR programında üç farklı tipte çubuk bünye bağıntısı kullanılabilir. Bunlar:

i. Ardışık yaklaşımın bir önceki adımında belirlenen eksenel kuvvet ile moment-eğrilik ilişkisi hesaplanması (IMKPK=0). Bu özellik kolon elemanlar için kullanılmaktadır.

ii. Hazır olarak girilen moment-eğrilik ilişkisi (IMKPK=1). Bu özellik kiriş elemanlar için kullanılmaktadır.

iii. Hazır olarak girilen kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi (IMKPK=2). Bu özellik deneysel olarak elde edilmiş duvar tipi elemanların programa tanımlanması için kullanılmaktadır.

Üç farklı biçimde girilebilen bünye bağıntıları, çubuk alt dilimlerindeki ortalama iç kuvvet seviyelerinde doğrusallaştırılarak dilim sanal rijitliklerine geçilir. Değişken rijitlikli çubuğa dönüşen mesnetlenmiş elemanda, birim yerdeğiştirme ve yükleme matrisleri hesaplandıktan sonra sistem eksenlerine dönüştürülüp, saklanır.

Yeni rijitlik ve yükleme matrisleri kullanılarak yapı sistemi tekrar çözülür. Bu kapalı hesap çevrimi, teorik olarak esas alınan ve elde edilen rijitlikler aynı oluncaya kadar tekrarlanmalıdır. Programda giriş bilgisi olarak verilen ε yakınsama değerine ulaşıldığında hesap durdurulur.

Bu tez kapsamında programa yapılan bir ilave ile çubuk eleman üzerinde tanımlanmış bir genişlikte gerçekleşen ortalama rijitlik ardışık hesap adımlarında kontrol edilebilmektedir.

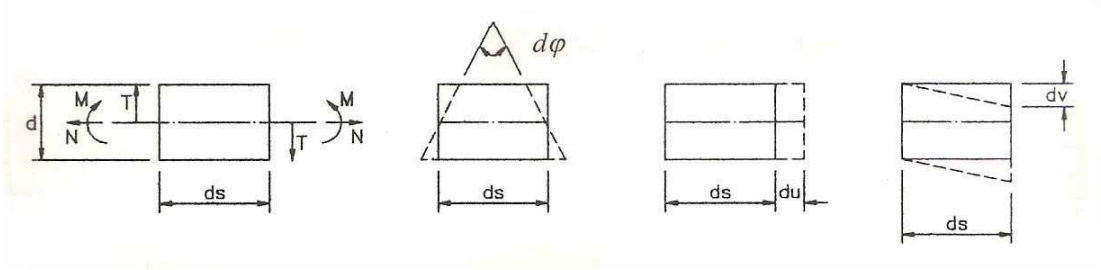
Hesap sonucunda çubuk dilimlerindeki iç kuvvet, eğrilik, başlangıç kirişi rijitliği, akma eğriliğine oran χ/χ_y ve en büyük eğriliğe oran χ/χ_u gibi büyüklükler dış ortama basılmaktadır. Yine bu tez kapsamında geliştirilen bir grafik arayüz, bu büyüklükleri dış ortama grafik olarak da verebilmektedir.

2.3.1 Programın genel yapısı

2.3.1.1 Düzlem çubuklarda iç kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi

Düzlemi içerisindeki dış etkilere maruz bir çubuk elemanda oluşan kesit tesirleri; eğilme momenti M, normal kuvvet N ve kesme kuvveti T dir. ds uzunluğundaki bir sonlu parçanın iki yüzünün birbirine göre olan göreli hareketlerinin iç kuvvetler doğrultusundaki bileşenleri; dφ kesit dönmesi, du eksen ve dv eksene dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerdir, (Şekil 2.2).

dφ/ds=χ birim dönme (eğrilik), du/ds=ε birim boy değişimi, dv/ds=γ birim kayma isimlerini almaktadır.



Şekil 2.2 : Kesit tesirleri ve şekildeğiştirmeler.

Düzlem çubuklarda kesit tesirleriyle şekildeğiştirmeler arasındaki ilişkinin genel formu **(2.1)** bağıntısında verilmiştir. Bu bağıntılardaki F_1, F_2, F_3 kesit tesirlerine bağlı fonksiyonları, t ve Δt kesite etkiyen üniform ve farklı sıcaklık değişimi miktarlarını, d kesit yüksekliğini, α_t ise genleşme katsayısını göstermektedir.

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = F_1(M, N, T) + \frac{\alpha_t \Delta_t}{d}$$

$$\frac{du}{ds} = \varepsilon = F_2(M, N, T) + \alpha_t t \qquad \textbf{(2.1)}$$

$$\frac{dv}{ds} = \gamma = F_3(M, N, T)$$

Doğrusal olmayan kayma şekildeğiştirmeleri ve kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değişimine olan etkileri ihmal edilip, üniform ve farklı sıcaklık değişimi etkileri de dışarda bırakıldığında; kesit tesiri-şekildeğiştirme bağıntıları;

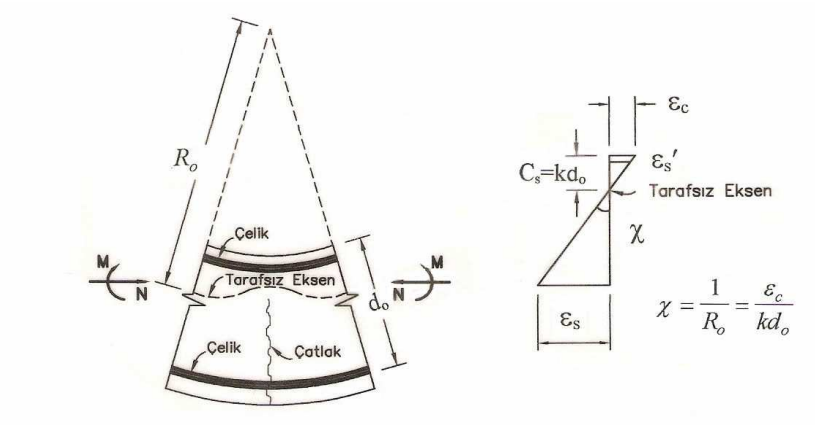
$$\frac{\mathrm{d}\varphi}{\mathrm{ds}} = \chi = \mathrm{F}_1(\mathrm{M}, \mathrm{N})$$

$$\frac{du}{ds} = F_2(M, N) \qquad \textbf{(2.2)}$$

$$\frac{dv}{ds} = \gamma = \frac{T}{GF'}$$

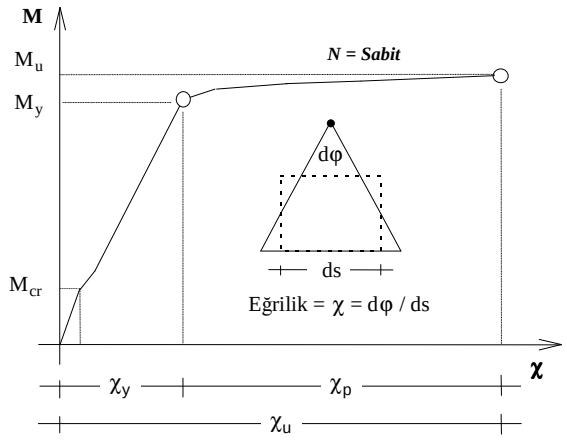
şekline dönüşmektedir. GF', kesit kayma rijitliğini göstermektedir.

F_1 fonksiyonuna eğilme momenti-normal kuvvet eğrilik (birim dönme) ilişkisi ya da çubuk enkesit bünye bağıntısı adı verilmektedir. ds uzunluğundaki bir sonlu parçada eğriliğin tanımı Şekil 2.3'te yapılmıştır.



Şekil 2.3 : ds uzunluğundaki sonlu parçada eğrilik hesabı.

Eğilme momenti ve sabit eksenel kuvvet veya yanlızca eğilme momenti etkisindeki bir betonarme kesitte, deneysel ya da kuramsal olarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisi kullanılarak; dayanım, rijitlik, kesit dönme sünekliği, yutulan enerji miktarı, dayanım ve rijitlik kaybı gibi önemli büyüklüklere ulaşılabilmektedir (Şekil 2.4).



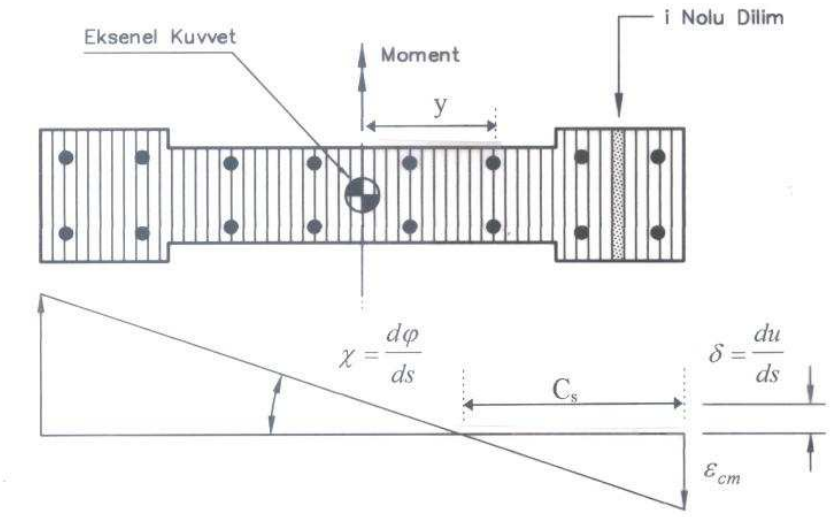
Şekil 2.4 : Tek yönlü yükler etkisinde betonarme kesitte moment-eğrilik ilişkisi.

2.3.1.2 Betonarme düzlem çubuklarda kuramsal moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesi

M eğilme momenti ve N normal kuvveti etkisindeki betonarme bir kesitte moment-eğrilik ilişkisinin oluşturulması aşamasında yapılan varsayımlar şunlardır:

1. Şekildeğiştirme öncesinde düzlem olan kesit, şekildeğiştirme sonrasında da düzlemdir. Kesitteki her noktanın şekildeğiştirmesi tarafsız eksene olan uzaklıkla orantılıdır.
2. Kesit çatlama dayanımına erişildikten sonra betonun çekme dayanımı terkedilmektedir.
3. Beton ve donatı arasındaki kenetlenme tamdır.
4. Tüm beton basınç bölgesi için sarılmış betona ait malzeme modeli geçerlidir.

Betonarme kesitte yükseklik boyunca şekildeğiştirme yayılışı biliniyorsa, ilgili beton ve çelik malzeme modelleri kullanılarak kesit boyunca oluşan gerilmelere, oradan da denge denklemleri yardımıyla iç kuvvetlere geçilebilir (Şekil 2.5).



Şekil 2.5 : Genel bir kesitte moment-eğrilik ilişkisinin oluşturulması.

Betonarme kesitte moment-eğrilik ilişkisinin oluşturulması için, kesit ince dilimlere bölünür. Bu hesabın en önemli üstünlüğü integral hesaba veya eşdeğer gerilme bloku tanımına gerek kalmaması, kesit geometrisiyle ilgili sınırlama getirmemesidir.

Hesabın ana adımları şöyle sıralanabilir:

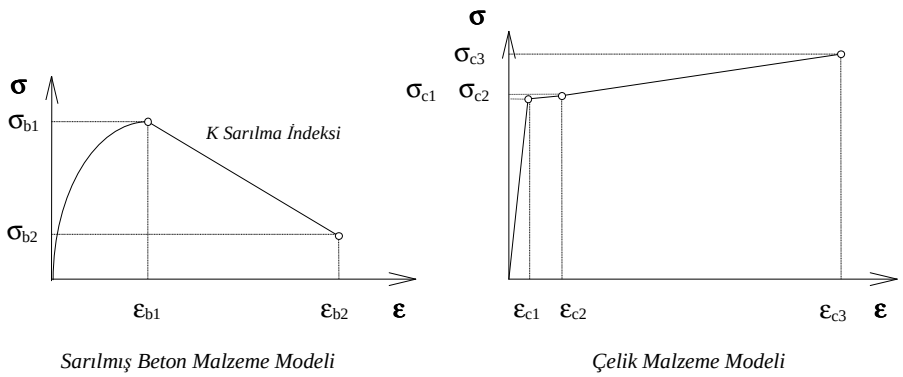
1. Betonarme kesit ince dilimlere ayrılır.
2. En uç basınç lifinde bir şekildeğiştirme miktarı seçilir. Amaç, bu şekildeğiştirme miktarı için kesitte denge denklemlerini sağlayacak tarafsız eksen pozisyonunu bulmaktır.
3. Seçilen bir tarafsız eksen derinliği için, tüm beton dilimleri ve donatı merkezleri hizasındaki şekildeğiştirme miktarları hesaplanır.
4. İlgili malzeme modellerine gidilerek bu şekildeğiştirmelere karşı gelen gerilmeler belirlenir. Gerilme değerleri ilgili elemanların alanlarıyla çarpılarak kuvvetlere geçilir.
5. Kesitte oluşan basınç ve çekme kuvvetlerinin farkıyla, dış normal kuvvetin dengesi aranır. Denge öngörülen doğrulukta sağlanana kadar (3-5) arası adımlar tekrarlanır.
6. Çekme ve basınç kuvvetlerinin kesit ağırlık merkezine göre momentleri alınarak, verilmiş normal kuvvet ve şekildeğiştirme etkisinde kesitte oluşan moment belirlenir. En dış beton basınç lifindeki şekildeğiştirme miktarı bulunan tarafsız eksen derinliğine bölünerek eğrilik hesaplanır.
7. Madde 2 ye gidilerek başka bir şekildeğiştirme durumu için hesap yinelenir.

Bu şekilde, sabit bir N eksenel kuvveti için moment-eğrilik ilişkisini oluşturan noktalar belirlenir.

2.3.1.3 Betonarme düzlem çubuklarda moment-eğrilik ilişkisini belirleyen bir bilgisayar programı, M-KAPA

Bölüm 2.3.1.2 de sıralanan varsayımlar ve hesap düzeni kullanılarak, tek eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitte moment-eğrilik ilişkisini belirleyen **M-KAPA** alt programı DOC2B içine yerleştirilmiştir.

Doğrusal olmayan hesapta kullanılacak moment-eğrilik ilişkisinin oluşturulmasında uygun malzeme modeli seçimi önemlidir. Betonda sarılma etkisi, donatıda ise pekleşmenin dikkate alınması ile; moment-eğrilik ilişkisinin özellikle akmadan sonraki bölgesinde gerçek davranışa daha fazla yaklaşması mümkündür. Malzeme modelleri ise Şekil 2.6 da gösterilen büyüklüklerin programa girilmesi ile tanımlanır.



Şekil 2.6 : Kullanılan malzeme modelleri.

Kesit çatlama dayanımına eriştikten sonra betonun aldığı çekme kuvveti terkedilmektedir. Beton elastisite modülü, çelik elastisite modülü ve beton çekme dayanımı için deneysel veri olmaması durumunda TS500 [9] de önerilen büyüklükler kullanılmaktadır.

M-KAPA programı ile yapılan analizde, dilim sayısının artmasıyla doğruluk ve icra süresi artmaktadır. Dikdörtgen kesitlerde dilim sayısının 100 civarında seçilmesi yeterli olmaktadır. Kesit dönme sünekliğinin hesabı için, akmaya ilk ulaşan boyuna donatı tesbit etmektedir. ε_y boyuna donatıdaki akma şekildeğiştirmesi olmak üzere, boyuna donatılardan birinde $\varepsilon=\varepsilon_y$ olması durumunda kesitteki eğrilik χ_y ve moment M_y değerleri de belirlenir. Bu büyüklüklerden hareketle kesit sünekliği χ_u / χ_y tayin edilir.

2.3.1.4 Bünye bağıntısında doğrusallaştırma

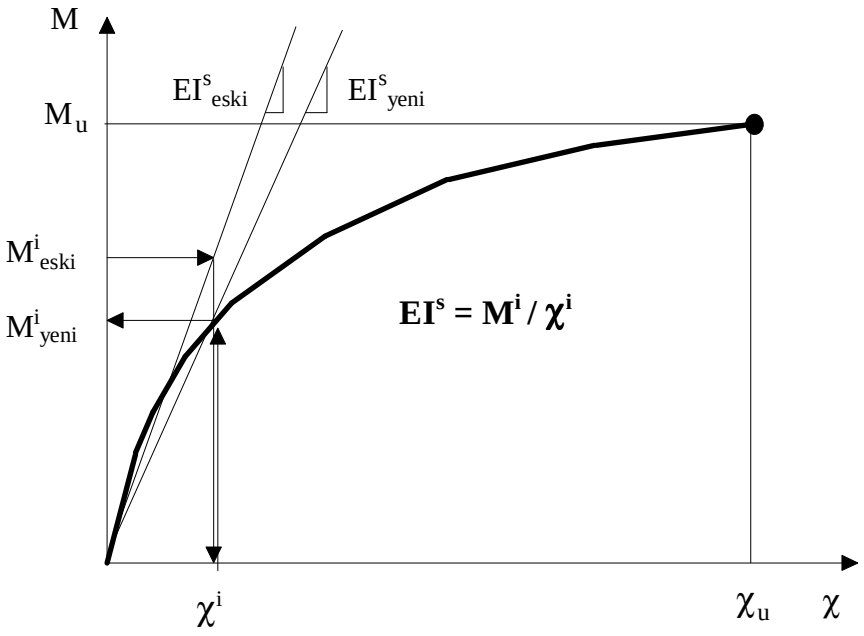
Doğrusal olmayan davranış sergileyen yapı sistemlerinin çözümlenmesinde ardışık yaklaşım esaslı yöntemlerin kullanılması hesabı kolaylaştırmaktadır. Bu tür yöntemlerin malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerine uygulanmasında, yapı sistemi her yük düzeyi için doğrusallaştırılmaktadır. Bir başka değişle çubuklara ait bünye bağıntıları, çalışılan iç kuvvet düzeyi için doğrusal alınmaktadır.

DOC2B programında doğrusallaştırma işlemi başlangıç kirişi yöntemi kullanılarak yapılmaktadır. Yöntem uygulanırken, **(2.3)** da verilen statik denge denkleminde

$$[S][d]+[P_0]=[Q] \qquad \textbf{(2.3)}$$

[S] sistem rijitlik ve [P_0] yükleme matrisleri ardışık yaklaşımın her adımında değiştirilmektedir. Başlangıç kirişi yönteminin ardışık yaklaşım hızı düşük olmakla beraber bünye bağıntısının yatıklaştığı ve azaldığı bölgede yakınsamanın kararlı olması dolayısıyla tercih edilmiştir.

Başlangıç kirişi yönteminin uygulanmasında, eleman üzerindeki iç kuvvet düzeyi ve ardışık yaklaşımın bir önceki adımında kullanılmış sanal rijitlikten yararlanılır. Yöntemin uygulanması Şekil 2.7 de gösterilmiştir.



Şekil 2.7 : Başlangıç kirişi yönteminin uygulanması.

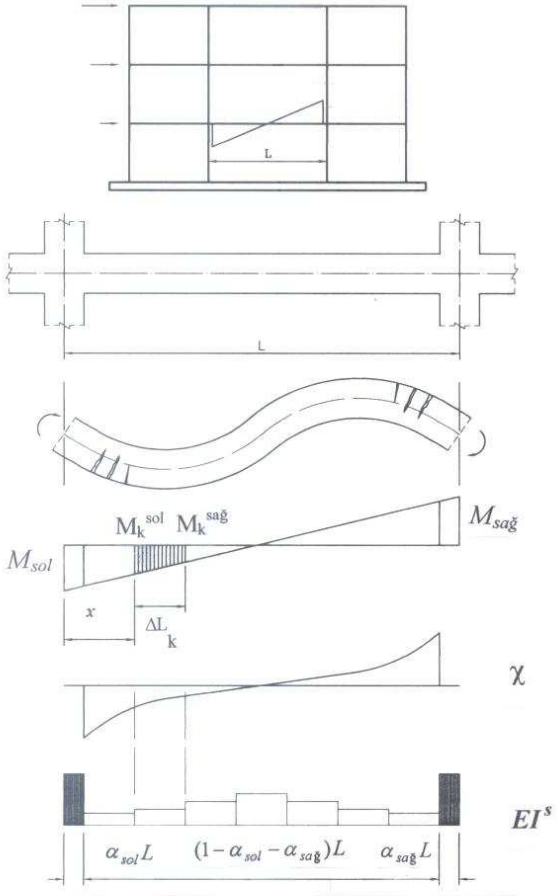
2.3.1.5 Birinci düzey alt sistemler

Malzemenin doğrusal davranış göstermemesi, büyük şekildeğiştirme durumu, değişken kesitli çubuk kullanımı, kayma şekildeğiştirmelerinin etkili olması gibi düzensizlikler çubuk eleman düzeyinde hesaba katılmaktadır. Hesapta kullanılan çubuk elemana birinci düzey alt sistem adı verilmiştir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde yoğunlaşmayıp, iç kuvvet dağılımıyla uyumlu olarak çubuk üzerinde yayılması durumu gözönüne alınmaktadır.

Uygulanan hesap yönteminde, birinci düzey alt sistem sonlu sayıda parçaya bölünmektedir. Her türlü düzensizlik alt parçalar düzeyinde doğrusallaştırılmakta ve alt parça üzerinde özelliklerin sabit kaldığı varsayılmaktadır. Bu yaklaşımla, birinci düzey alt sistem değişken özellikli çubuk haline dönüşmektedir. Geliştirilen ardışık başvuru bağıntıları ile değişken rijitlikli çubuğun rijitlik ve yükleme matrisleri kolayca kurulmakta ve ikinci düzey alt sistem hesabında kullanılmaktadır.

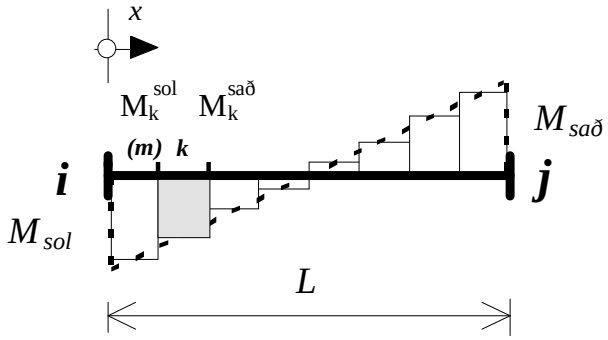
Birinci düzey alt sistemlerde, malzeme bakımından doğrusal olmayan davranış aşağıda adımları sıralanan bir hesap düzeniyle gözönüne alınmaktadır:

1. Yapı sistemini oluşturan tüm çubuk elemanlar, kendileri için tanımlanmış sayıda **NDELTA** adet sanal alt parçaya bölünür. Bölümlendirme işlemi sırasında sistemin genel bilinmeyen sayısı etkilenmediği için '*sanal alt parça*' isimlendirmesi yapılmıştır, (Şekil 2.8).



Şekil 2.8 : Doğrusal olmayan malzeme davranışının hesaba katılması.

2. Her sanal parçadaki ortalama iç kuvvet, sanal parça uç kuvvetlerine bağlı olarak hesaplanır, (Şekil 2.9).



Şekil 2.9 : Çubuk alt dilimlerinde ortalama iç kuvvetlerin hesabı.

Bir i-j çubuğunun uç momentleri M_{sol} ve $M_{sağ}$ ise, sol uçtan x mesafede bulunan bir (m) kesitindeki eğilme momenti **(2.4)** bağıntısıyla belirlenir.

$$M_m = M_{sol} - \frac{M_{sol} - M_{sağ}}{L} * x + M_{bas} \qquad \textbf{(2.4)}$$

(2.4) bağıntısında; L çubuk boyunu, M_{bas} ise ilgili kesitte çubuk üzerindeki yükten oluşan basit kiriş eğilme momentini göstermekte olup, yüksüz çubukta M_{bas} sıfır olmaktadır.

k nolu sanal alt parça üzerindeki ortalama iç kuvvet ise parçanın sol ve sağ uçlarında hesaplanan iç kuvvetlerden hareketle **(2.5)** bağıntısıyla belirlenir.

$$M_{ort} = \frac{M_k^{sol} + M_k^{sağ}}{2} \qquad \textbf{(2.5)}$$

NDELTA değişkenine büyük değerler verilerek, sürekli formdaki moment diyagramına daha yakın bir çokgen elde edilebilir.

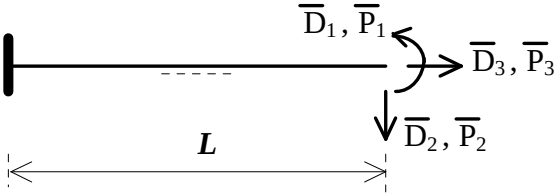
3. Her sanal alt parçada, hesaplanan ortalama iç kuvvetle ilgili bünye bağıntısına gidilerek başlangıç kirişi rijitliği belirlenir.

4. Sistemdeki tüm çubuklar, NDELTA adet sanal rijitliği içeren değişken kesitli çubuk haline dönüşmüş olmaktadır.

5. Değişken kesitli çubuklar için birim yerdeğiştirme ve yükleme matrisleri oluşturulup, ikinci düzey alt sistem hesabında kullanılır.

2.3.1.6 Mesnetlenmiş eleman

Değişken eğilme rijitlikli düzlem çubukta mekanik özelliklerin hesaplanması için özel bir mesnetlenmiş eleman kullanılmaktadır, (Şekil 2.10). Mesnetlenmiş eleman bir konsol çubuk olup; bağımsız uç yerdeğiştirmeleri, sağ uçtaki dönme ile çubuk eksenine dik ve çubuk ekseni doğrultusundaki doğrusal yerdeğiştirmelerdir.



Şekil 2.10 : Mesnetlenmiş elemanda bağımsız uç yerdeğiştirmesi ve uç kuvvetleri.

Kullanılan mesnetlenmiş elemanda, bağımsız uç kuvvetlerinin birim değerlerinden meydana gelen uç yerdeğiştirmeleri $\overline{f_{11}}, \overline{f_{12}}, \overline{f_{22}}, \overline{f_{33}}$ olarak isimlendirilir. $\overline{f_{33}}$ terimi diğer uç yerdeğiştirmelerinden lineer bağımsız olduğu için doğrudan **(2.6)** denklemiyle hesaplanır. Bu bağıntıda L çubuk boyunu, EF ise çubuk eksenel rijitliğini göstermektedir.

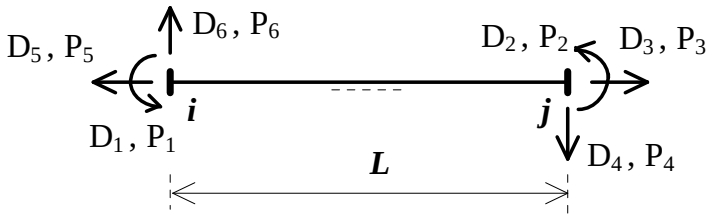
$$\overline{f_{33}} = \frac{L}{EF}, \overline{k_{33}} = \frac{1}{\overline{f_{33}}} \qquad \textbf{(2.6)}$$

Mesnetlenmiş elemanın diğer birim yerdeğiştirme sabitleri ise **(2.7)** bağıntısıyla hesaplanır.

$$\overline{k_{11}} = \frac{\overline{f_{22}}}{\overline{f_{11}}\,\overline{f_{22}} - \overline{f_{12}}^{\,2}}, \quad \overline{k_{12}} = \frac{\overline{-f_{12}}}{\overline{f_{11}}\,\overline{f_{22}} - \overline{f_{12}}^{\,2}}, \quad \overline{k_{22}} = \frac{\overline{f_{11}}}{\overline{f_{11}}\,\overline{f_{22}} - \overline{f_{12}}^{\,2}} \qquad \textbf{(2.7)}$$

İkinci düzey alt sistemlerin hesabı için geliştirilen bilgisayar programında, [10]'da verilen çubuk sonlu eleman formülasyonu kullanılmaktadır. Dolayısıyla **(2.7)** bağıntısıyla hesaplanan birim yerdeğiştirme sabitlerinin yeniden isimlendirilmesi gerekmektedir.

Doğru eksenli prizmatik çubuk eleman, uç yerdeğiştirmeleri ve uç kuvvetleriyle birlikte Şekil 2.11 de gösterilmiştir.



Şekil 2.11 : İkinci düzey alt sistemde kullanılan çubuk sonlu eleman.

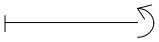
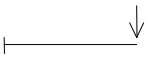
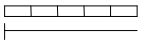
Şekil 2.10 da verilen mesnetlenmiş konsol elemanda hesaplanan $\overline{k_{11}}, \overline{k_{12}}, \overline{k_{22}}, \overline{k_{33}}$ terimlerinin, Şekil 2.11 deki çubuk elemanda sırasıyla $k_{22}, k_{44}, k_{24}, k_{33}$ terimlerine karşı geldiği görülmektedir. Verilen çubuk birim yerdeğiştirme matrisine ulaşmak için, **(2.8)**'de sıralanan birim yerdeğiştirme sabitlerinin bilinmesi yeterli olmaktadır.

$$
\begin{aligned}
k_{22} &= \overline{k_{11}} \\
k_{44} &= \overline{k_{22}} \\
k_{24} &= \overline{k_{12}} \\
k_{12} &= k_{24} * L - k_{22} \\
k_{11} &= k_{44} * L^2 - 2 * k_{12} - k_{22} \\
k_{14} &= (k_{11} + k_{12}) / L \\
k_{13} &= 0 \\
k_{23} &= 0 \\
k_{34} &= (k_{13} + k_{23}) / L \\
k_{33} &= k_{55} = k_{53} = EF / L
\end{aligned}
\qquad \textbf{(2.8)}
$$

Birim yerdeğiştirme sabitlerinin hesabına benzer olarak, mesnetlenmiş elemanda düzgün yayılı yük etkisinde oluşan uç yerdeğiştirmeleri $\overline{f_{10}}$ ve $\overline{f_{20}}$ dan hareketle verilen çubuk yükleme matrisine geçilir. P_{02}, P_{04} terimlerinin hesabından sonra diğer terimler denge denklemleriyle belirlenir, **(2.9).**

$$
\begin{aligned}
P_{02} &= -(k_{22} * \overline{f_{10}} + k_{24} * \overline{f_{20}}) \\
P_{04} &= -(k_{24} * \overline{f_{10}} + k_{44} * \overline{f_{20}})
\end{aligned}
\qquad \textbf{(2.9)}
$$

Değişken rijitlikli çubukta, Şekil 2.12 de gösterilen birim kuvvet durumlarına karşı gelen uç yerdeğiştirmelerinin hesabı için ardışık başvuru bağıntıları [EY Tez] geliştirilmiştir.

$P_1 = 1$	$P_2 = 1$	Dış Yük
		

Şekil 2.12 : Mesnetlenmiş elemanda bağımsız uç kuvvetleri ve dış yük.

3. DEPREM İSTEMİNİN BELİRLENMESİ

3.1 Deprem İstemi ve Talep Spektrumu

Yapıların performansa dayalı tasarımı yapılırken talep edilen bina performans seviyesinin hangi büyüklükteki deprem etkisi altında elde edilmesi gerektiğinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu yüzden, performans analizinde kullanmak üzere farklı seviyelerde tanımlanan yer hareketi belirlenmeli ve bu etki altında yapı belirli kriterleri sağlamalıdır. Deprem etki seviyesi spektrum eğrisinin tanımlanması ile belirlenir. Bu tanım, deprem hareketlerinin yapı ömrü içerisindeki 50 yıllık zaman dilimindeki aşılma olasılığı ve dönüş periyodu ile tanımlanmaktadır, (Çizelge 3.1).

Çizelge 3.1 : Deprem etkisi parametleri

Deprem Türü	Maksimum Deprem Etkisi (g)	50 Yılda Aşılma Olasılığı	Ortalama Dönüş Periyodu
Kullanım Depremi	0.2	%50	72 Yıl
Tasarım Depremi	0.4	%10	475 Yıl
En Büyük Deprem	0.6	%2	2475 Yıl

DBYBHY 2007'de [4] tanımlanan üç ana deprem etkisi aşağıda incelenmiştir.

- **Kullanım Depremi:** 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan yer hareketidir. Ortalama dönüş periyodu yaklaşık 72 yıl olan bu depremin binanın ömründe en az bir kere ortaya çıkması olasıdır. Maksimum deprem etkisi tasarım depreminin yarısı ($0.5\times A_0 g$) olarak kabul edilir.

- **Tasarım Depremi:** 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan yer hareketidir. Ortalama dönüş periyodu 475 yıl olan bu deprem bina önem katsayısı 1 olan yeni konut binaları için göz önüne alınan deprem etkisine karşı gelmektedir. Maksimum deprem ivmesi ($1.0\times A_0 g$) olarak kabul edilir.

- **En Büyük Deprem:** 50 yılda meydana gelme olasılığı %2 olan yer hareketidir. 2475 yıllık dönüş periyodu ile bölgede jeolojik bilgiler göz önüne alınarak oluşabilecek en büyük deprem olarak kabul edilir. Maksimum depremin etkisi

tasarım depreminin 1.5 katı (1.5×A_0g) büyüklüğündedir. DBYBHY de bina önem katsayısının 1 den büyük seçilmesi ile oluşur.

Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak Spektral İvme Katsayısı, A(T) (3.1) de verilmiştir.

$$A(T) = A_0.I.S(T) \quad \textbf{(3.1)}$$

$$S_{ae}(T) = A.(T).g \quad \textbf{(3.2)}$$

Bu denklemde tanımlanan Etkin Yer İvme Katsayısı Ao, Çizelge 3.2 de tanımlanmıştır

Çizelge 3.2 : Etkin yer ivme katsayısı

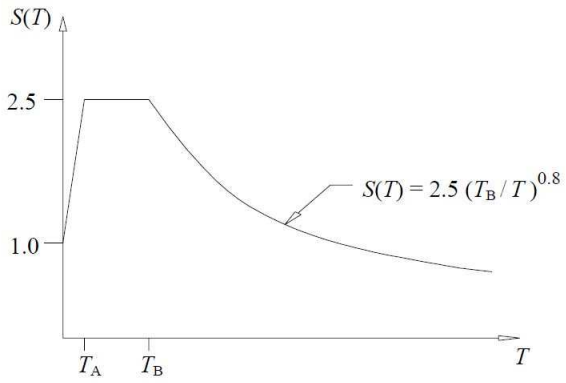
Deprem Bölgesi	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Spektrum Katsayısı S(T), yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu (T)'ye bağlı olarak hesaplanır. Spektrum katsayısı S(T) nin değişimi Şekil 3.1 de verilmiştir.

$$S(T) = 1 + 1.5\frac{T}{T_A} \qquad 0 \le T \le T_A \quad \textbf{(3.3)}$$

$$S(T) = 2.5 \qquad T_A \le T \le T_B \quad \textbf{(3.4)}$$

$$S(T) = 2.5\left[\frac{T_B}{T}\right]^{0.8} \qquad T_B \le T \quad \textbf{(3.5)}$$



Şekil 3.1 : Spektrum katsayısı S(T).

Spektrum karakteristik periyotları, T_A ve T_B ilgili yerel zemin sınıfına göre belirlenir, (Çizelge 3.3).

Çizelge 3.3 : Spektrum karakteristik periyotları

DBYBHY'e Göre Yerel Zemin Sınıfı	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

4. YAPISAL PERFORMANSIN BELİRLENMESİ

4.1 Performans Kavramı

DBYBHY de performans kavramı “Herhangi bir deprem etkisi altında binada oluşması muhtemel hasarların düzeyine ve bina içerisindeki dağılımına bağlı olarak belirlenen yapı güvenliği” olarak tanımlanmaktadır. Performans esaslı tasarımda yapı elemanlarının elastik ötesi davranış gösterdiği durum gözönüne alınarak hesap yapılmaktadır.

4.2 DBYBHY ve Performans Değerlendirmesi

Mevcut binaların performans değerlendirilmesi konusu 2007 yılında yürürlüğe giren *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY)* içinde Bölüm 7 de yer almaktadır.

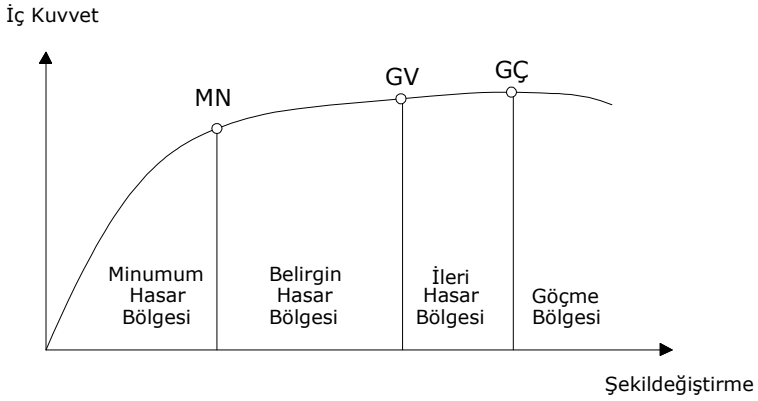
Burada belirtilen hesap kuralları ve tasarım ilkeleri; deprem bölgelerinde bulunan çelik ve yığma binalar haricindeki mevcut ya da güçlendirilecek binalar için geçerlidir. Yapıda hasar oluşturan bir deprem sonrasında hasarlı binanın güçlendirilmesi ve güçlendirilmiş yapının performansının belirlenmesinin kapsam dahilinde olduğu ancak hasarlı binanın deprem performansının bu yöntemler ile belirlenemeyeceği ifade edilmiştir.

4.2.1 Yapı elemanlarında hasar sınırları ve bölgeleri

DBYBHY de sünek eleman kesitleri için *minimum hasar sınırı* (MN), *güvenlik sınırı* (GV) ve *göçme sınırı* (GÇ) olarak 3 adet sınır durum tanımlanmıştır. Minimum hasar sınırı; kesitte elastik ötesi davranış başlangıcını, güvenlik sınırı; kesit dayanımının güvenli şekilde sağlandığı elastik ötesi davranış sınırını, göçme sınırı ise kesite ait göçme öncesi davranışın sınırını belirtmektedir.

DBYBHY de tanımlanan yöntemler ile belirlenen iç kuvvet ve şekildeğiştirmelerin yukarıda belirtilen kesit hasar sınırlarına karşı gelen sayısal değerlerle karşılaştırılması ile kesitlerin hangi hasar bölgesinde bulunduğu kararı verilir. Eleman hasarı ise elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenecektir.

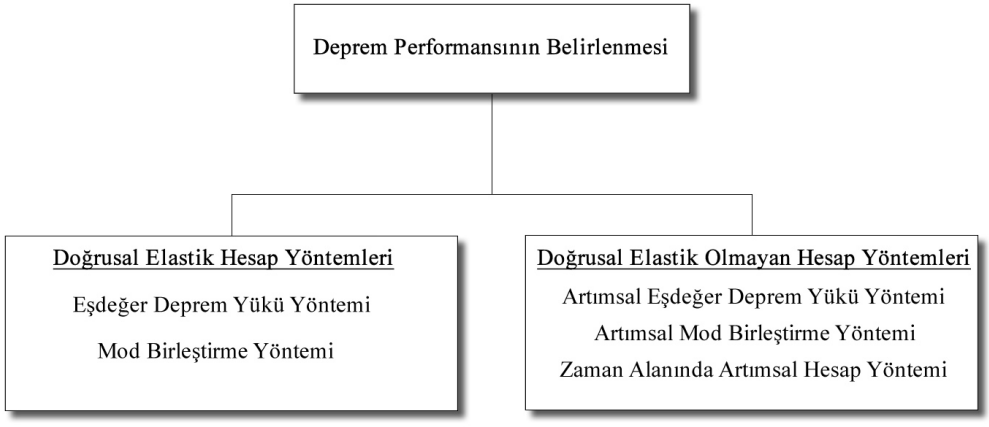
Kritik kesitlerinin hasarı MN'ye ulaşmayan elemanlar *minimum hasar bölgesi*nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar *belirgin hasar bölgesi*nde, GV ile GÇ arasında kalan elemanlar ileri hasar bölgesi'nde, GÇ'yi aşan elemanlar ise *göçme bölgesi*nde yer almaktadır, (Şekil 4.1).



Şekil 4.1 : Kesit hasar bölgeleri.

4.2.2 Depremde bina performansının belirlenmesinde kullanılan yöntemler

Performans değerlendirmesi için geliştirilen yöntemler; doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri olmak üzere iki bölüme ayrılmaktadır, (Şekil 4.2).



Şekil 4.2 : Deprem performansının belirlenmesine ait yöntemler.

4.2.3 Deprem performansının belirlenmesinde doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri

Yapısal performansın yerdeğiştirmeye bağlı olarak belirlenmesine yönelik ilk çalışmalar, ABD de 1989 yılındaki Loma Prieta ve 1994 yılındaki Northridge depremlerinde oluşan önemli hasarları daha gerçekçi yaklaşımlarla değerlendiren performans değerlendirmeleri ile ortaya çıkmıştır [11]. Bu çalışmalar neticesinde; ATC-40 [12], FEMA 276 [13], FEMA 356 [14], FEMA 440 [3] yönetmelikleri ortaya çıkmıştır.

DBYBHY de tanımlanan doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi, artımsal mod birleştirme yöntemi ve zaman alanında artımsal yapılan dinamik hesabı kapsamaktadır.

4.2.4 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi

Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde, hakim titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisinde doğrusal olmayan statik analiz yapılmaktadır. Yöntemin uygulanabilme şartları aşağıda sıralanmıştır.

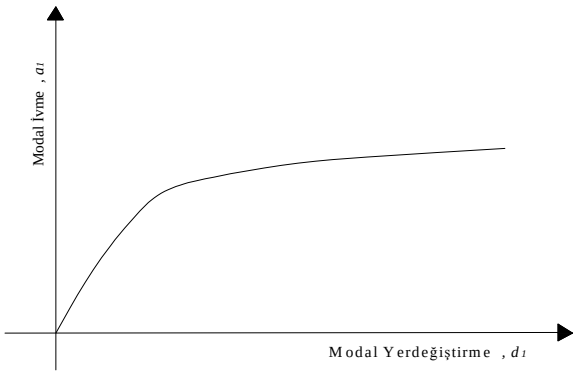
- Bina kat adedi bodrum kat hariç 8'i aşmamalıdır.
- Herhangi bir katta ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağlamalıdır.
- Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlenin toplam bina kütlesine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olmalıdır.

Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi aşağıdaki adım sırası ile uygulanır.

- Kapasite eğrisi belirlenir. Spektral ivme ve spekral yerdeğiştirme boyutuna dönüştürülür.
- Deprem etkisinin talep spektrumu belirlenir.
- İki eğri uygun bir yöntemle kesiştirilerek performans noktası belirlenir.

- Performans durumunda iç kuvvetler ve şekildeğiştirme durumu incelenerek sağlanan performans durumunun hedeflere uygun olup olmadığı tespit edilir.

Taşıyıcı sistemin elastik ötesi davranışı, kesit ve malzeme özellikleri ve sistem geometrisi gözönüne alınarak statik itme analizi ile belirlenir. Yapı genel davranışını ifade eden *tepe yerdeğiştirmesi–taban kesme kuvveti ilişkisinden* koordinatları modal yerdeğiştirme–modal ivme olan *modal kapasite diyagramına* geçilir, (Şekil 4.3).



Şekil 4.3 : Modal kapasite diyagramı.

Modal kapasite diyagramının elde edilmesi için, (*i*)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ aşağıdaki gibi belirlenir.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \qquad \textbf{(4.1)}$$

$a_1^{(i)}$: Birinci moda ait modal ivme

$V_{x1}^{(i)}$: x deprem doğrultusunda (i). itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait taban kesme kuvveti

M_{x1}: x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci moda ait etkin kütle değerlerini göstermektedir.

(*i*)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$ 'nin hesabı işe şöyle yapılır.

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1}\,\Gamma_{x1}} \qquad \textbf{(4.2)}$$

$d_1^{(i)}$: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme

$u^{(i)}_{xN1}$: Bina tepesinde (n. katında) deprem doğrultusunda (i). itme adımı sonunda elde edilen yerdeğiştirme

Φ_{xN1}: Binanın tepesinde (n. katında) deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği

Γ_{x1}: x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı

Birinci moda ait modal katkı çarpanı:

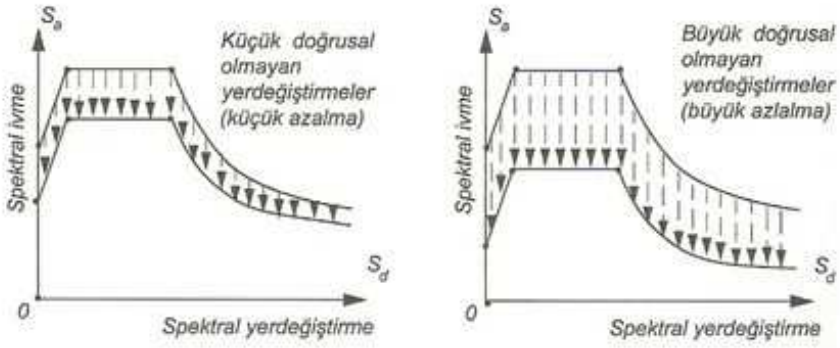
$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \qquad \textbf{(4.3)}$$

denklemi ile belirlenmektedir.

Deprem talebini ifade eden S_a-T formundaki spektral eğrinin S_a-S_d eksenlerinde ifade edilmesi için de aşağıdaki dönüşüm uygulanır.

$$S_a = \frac{S_d}{\omega_1^{\,2}} = S_d \frac{T^2}{(2\pi)^2} \qquad \textbf{(4.4)}$$

Kapasite ve talep eğrilerinin kesiştirilmesi ile deprem talebi için performans noktası belirlenir. ATC40 da önerildiği gibi, depremin elastik talep eğrisi sistemin doğrusal olmayan davranışı gözününe alınarak azaltıldıktan sonra kesişme noktası bulunabilir. Büyük elasto-plastik yerdeğiştirmeler büyük eşdeğer sönüme sebep olacağı için, elastik spektrum eğrisinin uygun oranda azaltılması gerekmektedir, (Şekil 4.4).



Şekil 4.4 : Elastik spektrum eğrisinin azaltılarak elasto-plastik spektrumun elde edilmesi.

Talep eğrisinin bu biçimde azaltılması değişik parametlere bağlı olduğu için, seçilecek basit bir azaltma katsayısı ile bu işlemin yapılması mümkün değildir. DBYBHY de kapasite eğrisinin talep eğrisi gibi elastik duruma çevrilmesi önerilmektedir. Bunun için kapasite eğrisinin başlangıç teğeti çizilir. Bu teğetle elastik talep (spektrum) eğrisinin kesim noktası hem gözönüne alınan deprem talebini hemde sistemin yatay yerdeğiştirme talebini vermektedir. Ancak, her iki eğri

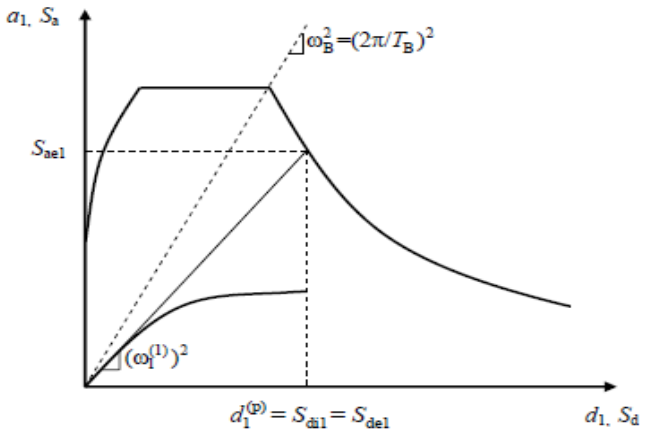
de elastik tabanlı olduğu için bulunan nokta sistemin elastik davranışı ile, yani taşıyıcı sistemin hasarsız olarak depremi karşılaması ile ilgilidir. Eşit yerdeğiştirme kuralı kullanılarak elastik sistem için elde edilen d^{e}_{max} elastik yerdeğiştirmeden d^{ep}_{max} elasto-plastik olana geçilir. Buna göre periyodu büyük yapılarda elastik ve elasto-plastik yerdeğiştirmelerin yaklaşık olarak eşit olduğu kabul edilirken, periyodu küçük yapılarda elasto-plastik yerdeğiştirme elastik yerdeğiştirmenin bir katsayı ile büyütülmesi ile elde edilir:

$$d^{ep}_{max} = C_{R1}\, d^{e}_{max} \qquad \textbf{(4.5)}$$

Burada belirtilen spektral ivme yerdeğiştirme oranı C_{R1}, $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun ivme spektrumunda bulunduğu konuma göre farklı yaklaşımlar ile hesaplanmaktadır. Buna göre:

- $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B'ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1^{(1)} \geq T_B$); elastik yerdeğiştirmenin elasto-plastik yerdeğiştirmeye eşit olacağı kabulü yapılmıştır. Bu nedenle C_{R1} katsayısı 1'e eşittir, (Şekil 4.5).

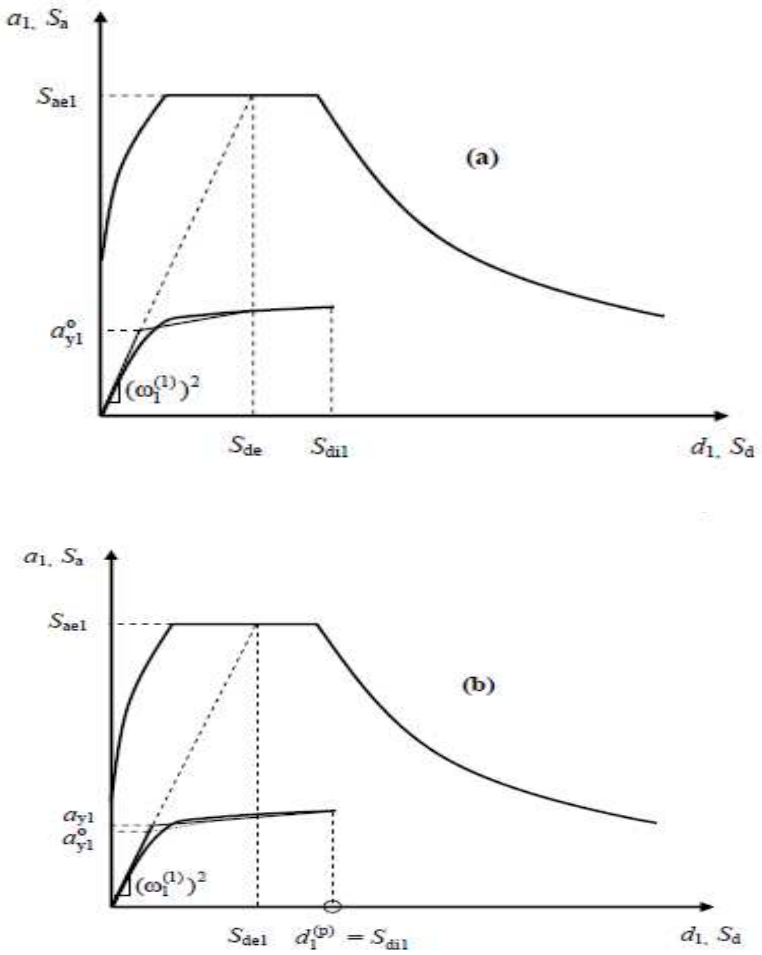
$$C_{R1} = 1 \qquad \textbf{(4.6)}$$



Şekil 4.5 : $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun T_B karakteristik periyodundan büyük olması.

- $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B'den daha kısa olması durumunda ($T_1^{(1)} < T_B$); C_{R1} ardışık yaklaşım yapılmak suretiyle **(4.7)** de belirtildiği gibi belirlenir. Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1}=1$ kabulü yapılır. Şekil 4.6 da hedef performans noktası

bulunduktan sonra bu eğrinin *eşit alanlar kuralı* ile doğrusallaştırılarak a_{y1}, R_{y1}, C_{R1} değerleri belirlenir.



Şekil 4.6 : $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun T_B karakteristik periyodundan küçük olması.

$$S_{di1} = C_{R1}\ S_{del} \tag{4.7}$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \tag{4.8}$$

$$C_{R1} = \frac{1+(R_{y1}-1)T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \tag{4.9}$$

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \tag{4.10}$$

R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını belirtmektedir.

Burada belirlenen hedef spektral deplasman değeri $d_1^{(p)}$ ile hedef deplasman değeri hesaplanır. Bu deplasman değeri üst sınır alınmak suretiyle itme analizinin yenilenmesi sonucu eleman kesitlerinde oluşan hasar tipleri belirlenir.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1}\, \Gamma_{x1}\, d_1^{(p)} \qquad \textbf{(4.11)}$$

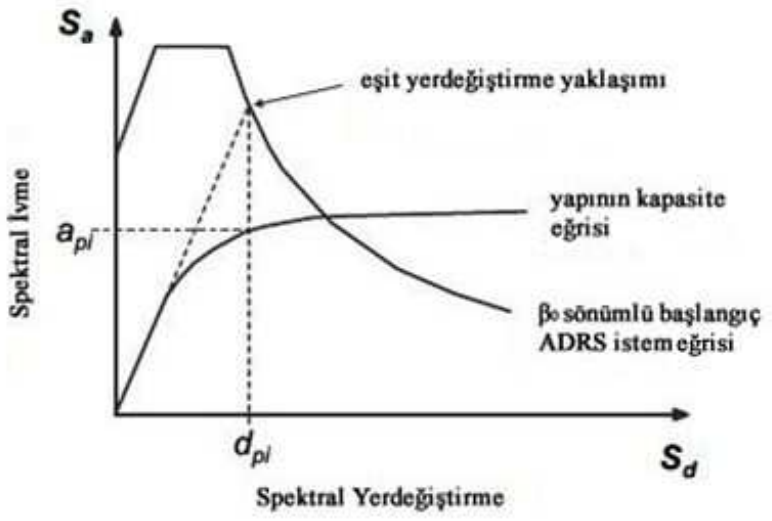
Hesaplanan bu değere karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekildeğiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilecek veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılan yeni bir itme analizi ile hesaplanacaktır.

4.3 FEMA 440'a Göre Performans Noktasının Belirlenmesi

Efektif periyot T_{eff} ve efektif sönüm β_{eff} deprem isteminin fonksiyonlarıdır. Eşdeğer doğrusallaştırma ile bulunan maksimum yerdeğiştirme (performans noktası) tek adımda belirlenemez, grafik yöntemlerle veya ardışık yaklaşım yöntemi ile belirlenir. Bu amaçla üç çözüm yöntemi önerilmiştir.

Bu üç çözüm yönteminden biri 1-7 arası işlemler tamamlandıktan sonra uygulanabilecektir.

1. İstenen zemin hareketine ait spekral eğrinin oluşturulması. Bu aşamada β_i=5% sönüm oranı kullanılabilir. Bu amaçla ATC-40 veya FEMA 356'dan alınmış bir tasarım spektrumu ya da belirli bir bölge için oluşturulmuş bir ivme spektrumu kullanılabilir.
2. Zemin yapı etkileşimini dikkate almak üzere, FEMA 440 Bölüm 9 da verilen prosedüre uygun olarak spektral eğri revize edilebilir. Bu işlem spektral eğri ordinatlarının küçültülmesi ve temelde meydana gelen sönümü dikkate almak üzere sönüm katsayısının β_i den β_o'a dönüştürülmesini kapsamaktadır. Eğer temelde oluşacak sönüm dikkate alınmayacak ise $\beta_o = \beta_i$ alınır.
3. ATC 40'ta tanımlanan yöntem ile ivme spektrumu spektral ivme-spektral yerdeğiştirme formatına (ADRS) dönüştürülür, (Şekil 4.7).

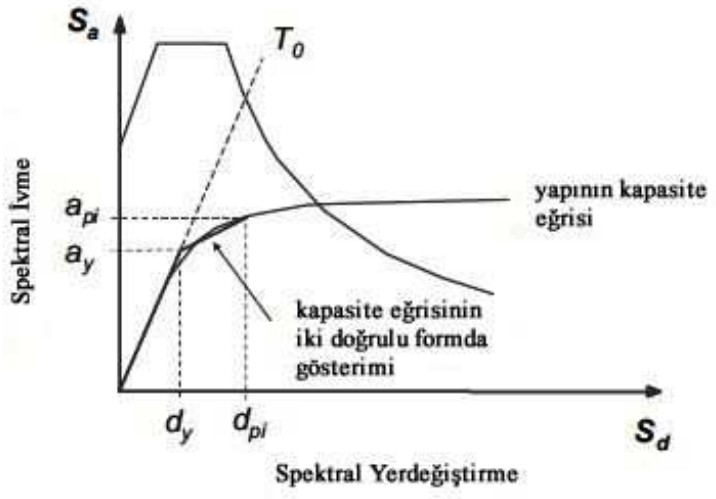


Şekil 4.7 : ADRS eğrisinin oluşturulması ve kapasite eğrisi.

4. İncelenen yapı sistemi için kapasite eğrisi elde edilir. Bu, yapının tek dinamik serbestlik dereceli modeli için (SDOF) spektral ivme ile spektral yerdeğiştirme arasında oluşturulan bir ilişkidir. FEMA356 [14] de tanımlanan yöntem binaya ait taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi arasındaki ilkişkiye dayanmaktadır. Taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi spektral ivme-spektral yerdeğiştirme formatına dönüştürülür.
5. Bir başlangıç performans noktası (max a_{pi} ve max d_{pi}) seçilir. Bu seçimde eşit yerdeğiştirme kuralı ya da genel mühendislik ön sezisi kullanılabilir.
6. ATC 40 da tanımlanan yola uygun olarak kapasite eğrisi iki doğrulu formata dönüştürülür. Bu dönüşümde başlangıç periyotu T_0, akma yerdeğiştirmesi d_y ve akma ivmesi a_y belirlenir. Bu parametreler a_{pi} ve d_{pi} için farklı varsayımlar yapıldığında değişmektedir, (Şekil 4.8).
7. Altıncı maddede yapılan iki doğrulu dönüşüm sonrasında akma sonrası rijitlik ve süneklik oranı hesaplanır.

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \qquad \textbf{(4.12)}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \qquad \textbf{(4.13)}$$



Şekil 4.8 : Kapasite eğrisinin iki doğru parçalı hale getirilmesi.

8. Hesaplanan α ve μ değerleri kullanılarak, efektif periyot T_{eff} ve efektif sönüm β_{eff} hesaplanır.

For $\mu < 4.0$: **(4.14)**

$$T_{eff} = \left\{ 0.20\left(\mu - 1\right)^2 - 0.038\left(\mu - 1\right)^3 + 1 \right\} T_0$$

For $4.0 \le \mu \le 6.5$: **(4.15)**

$$T_{eff} = \left[0.28 + 0.13\left(\mu - 1\right) + 1 \right] T_0$$

For $\mu > 6.5$: **(4.16)**

$$T_{eff} = \left\{ 0.89\left[\frac{\left(\mu - 1\right)}{1 + 0.05\left(\mu - 2\right)} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

For $\mu < 4.0$: **(4.17)**

$$\beta_{eff} = 4.9\left(\mu - 1\right)^2 - 1.1\left(\mu - 1\right)^3 + \beta_0$$

For $4.0 \le \mu \le 6.5$: **(4.18)**

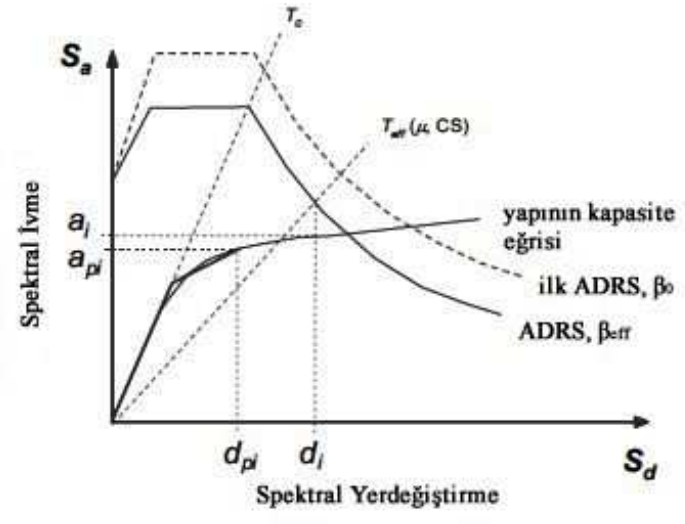
$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32\left(\mu - 1\right) + \beta_0$$

For $\mu > 6.5$: **(4.19)**

$$\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64\left(\mu - 1\right) - 1}{\left[0.64\left(\mu - 1\right)^2\right]} \right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

Bu aşamadan sonra FEMA440 da üç farklı yöntem tanımlanmaktadır. Bu tez çalışması kapsamında *Prosedür A* kullanılmıştır. Bu yöntemde ardışık yaklaşım doğrudan performans noktasına (max a_{pi} ve max d_{pi}) ulaşmayı amaçlamaktadır.

9. Belirlenen β_{eff} değeri kullanarak spekral ivme-spekral yerdeğiştirme eğrisi değiştirilir.
10. β_{eff} için çizilen spekral ivme-spekral yerdeğiştirme eğrisi ile radyal T_{eff} doğrusunun kesişim yeri (tahmini spektral yerdeğiştirme d_i) belirlenir. Tahmin edilen max spektral ivme a_i kapasite eğrisi üzerindeki noktaya karşı gelmektedir.



Şekil 4.9 : FEMA440 de tanımlanan Prosedür A ya göre maksimum yerdeğiştirme ve ivmenin belirlenmesi.

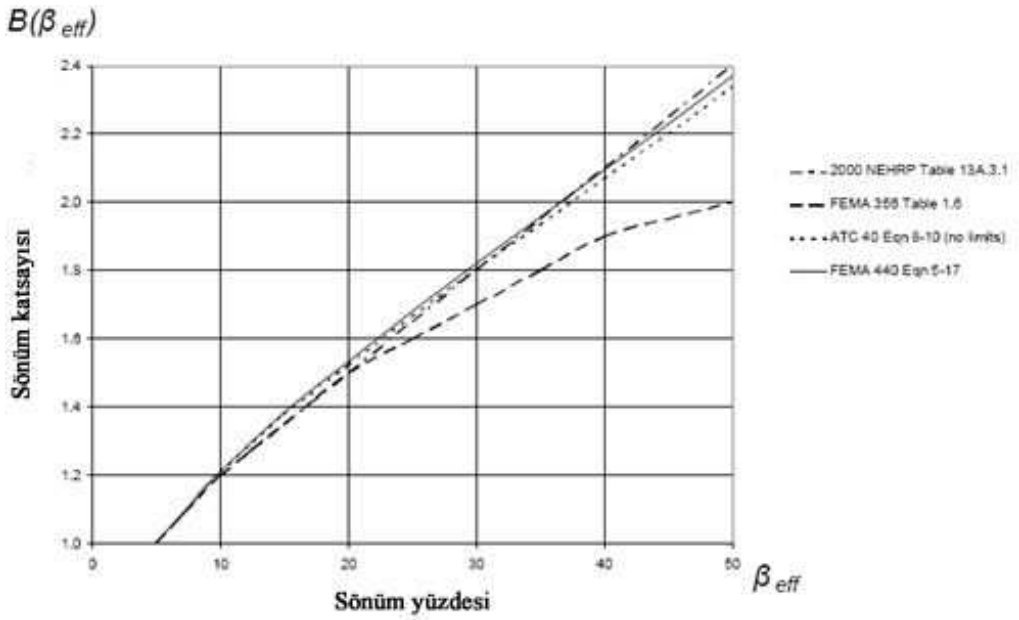
11. Belirlenen max spektral yerdeğiştirme d_i değeri ardışık yaklaşımın bir önceki adımındaki değer ile karşılaştırılır. Fark kabul edilen sınırlar içinde ise performans noktası a_{pi} ve d_{pi} olarak belirlenir. Aksi durumda beşinci hesap adımına geri dönülerek hesap tekrarlanır.

Uygulanan hesap sırasında, seçilen ilk spektral eğrinin hesaplanan β_{eff} ekektif sönüm oranları için küçültülmesini gerekmektedir. Aynı durum temel sönümünün dikkate alındığı durumda da geçerlidir. Spektral ivme değerleri aşağıdaki ifade kullanılarak küçültülür.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{5\%}}{B(\beta_{eff})} \qquad \textbf{(4.20)}$$

β_{eff} in belirlenmesi için farklı yöntemler mevcut olup, bunlar Şekil 4.10 da topluca verilmiştir. Aynı şekil üzerinde ayrıca aşağıda verilen denklemden elde edilen sonuçlarda gösterilmiştir. Şekilden anlaşıldığı gibi, bu denklem diğer iki yönteme oldukça yakın sonuçlar üretmektedir.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}\,(in\ \%)} \qquad \textbf{(4.21)}$$



Şekil 4.10 : Farklı yönetmelikler ile efektif sönüm katsayısı β_{eff} in elde edilmesi.

4.4 Performans Noktasının Belirlenmesi İçin Geliştirilen Bir Yazılım

Ayrıntıları yukarıda verilen performans noktası bulma yönteminin kolay uygulanabilmesi için bir yazılım geliştirilmiştir. Söz konusu yazılım, EXCEL de birbirine bağlanmış hücrelerden oluşan hesap tablolarını kapsamaktadır. Deprem talep spektrumunun oluşturulması ile ilgili hesap tablosu Şekil 4.11 de verilmiştir. Bu hesap tablosuna DBYBHY de tanımlanmış tasarım ivme spektrumunu oluşturmaya yönelik bilgilerin girilmesi gerekmektedir. Bu bilgiler; deprem bölge katsayısı, deprem türü, yerel zemin sınıfını kapsamaktadır. Peryot–spektral ivme ilişkisinden spektral ivme-spektral yerdeğiştirme formatına otomatik olarak geçilmektedir.

Deprem Istemi Ile Ilgili Büyüklükler

Deprem Bölge Katsayısı	Ao (0.4, 0.30, 0.20, 0.10)		0.30	
Yerçekim İvmesi	g		9.81	
Kullanım Depremi	0.50		1.00	
Tasarım Depremi	1.00			
En Büyük Deprem	1.50			
	Ta	Tb		
Yerel Zemin Sınıfı A	0.10	0.30	0.10	0.30
Yerel Zemin Sınıfı B	0.15	0.40		
Yerel Zemin Sınıfı C	0.15	0.60		
Yerel Zemin Sınıfı D	0.20	0.90		
En Büyük Peryot Değeri	Tmax		0.80	
Spektrum Sönüm Oranı	β %		5	

RENK ANLAMLARI
Giriş Bilgisi
Hesaplanan Büyüklük
Başka Bir Hücreye Bağlı Değer
İvme Spektrumunun Tepe Noktaları
İçinde Formül Olan Hücre
Grafikten Okunacak Değerler

TEC - 2007

T	S(T)	S_d	S_e	
0.000	2.943	0.000	2.943	
0.100	7.358	0.018	7.358	
0.300	7.358	0.165	7.358	1
0.310	7.167	0.171	7.167	
0.320	6.987	0.178	6.987	
0.330	6.817	0.184	6.817	
0.340	6.656	0.191	6.656	
0.350	6.504	0.198	6.504	
0.360	6.359	0.205	6.359	
0.370	6.221	0.212	6.221	
0.380	6.090	0.219	6.090	
0.390	5.965	0.225	5.965	
0.400	5.845	0.232	5.845	
0.410	5.731	0.239	5.731	
0.420	5.621	0.246	5.621	
0.430	5.516	0.253	5.516	
0.440	5.416	0.261	5.416	
0.450	5.319	0.268	5.319	
0.460	5.227	0.275	5.227	
0.470	5.137	0.282	5.137	
0.480	5.052	0.289	5.052	
0.490	4.969	0.296	4.969	
0.500	4.889	0.304	4.889	
0.510	4.813	0.311	4.813	
0.550	4.530	0.341	4.530	
0.600	4.226	0.378	4.226	
0.650	3.964	0.416	3.964	
0.790	3.391	0.526	3.391	
0.750	3.535	0.494	3.535	
0.800	3.357	0.534	3.357	2

Şekil 4.11 : Deprem talep spektrumunun oluşturulması.

İkinci hesap tablosunun giriş bilgileri; DOC2B programı tarafından üretilmiş olan tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti ilişki, DOC2B programının hesapladığı modal etkin kütle, birinci mod katılım faktörü ve birinci mod tepe yerdeğiştirmesi değerleridir. Bu giriş bilgilerinden hareketle spektral ivme-spektral yerdeğiştirme formatına otomatik olarak dönüşüm yapılır, Şekil 4.12.

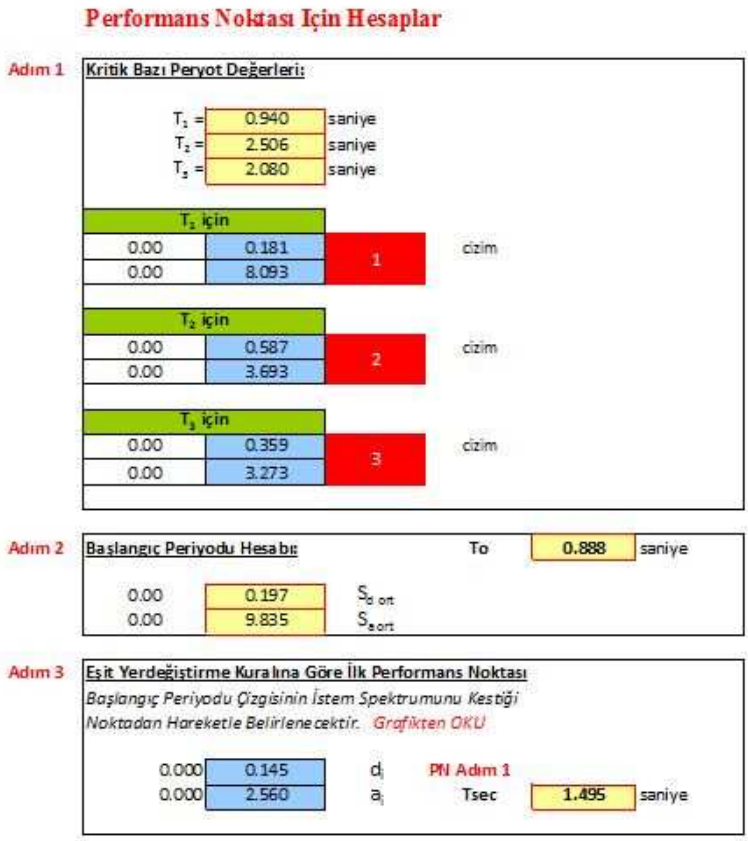
Kapasite Eğrisi Ile Ilgili Büyüklükler

Pi	π	3.141593
W=G+nq Sismik Yapı Ağırlığı		
Modal Etkin Kütle	M^*_1	19.566
1. Mod Katılım Faktörü	Γ_1	4.424
1. Mod Tepe Yerdeğiştirmesi	$\phi_{mod,1}$	0.295

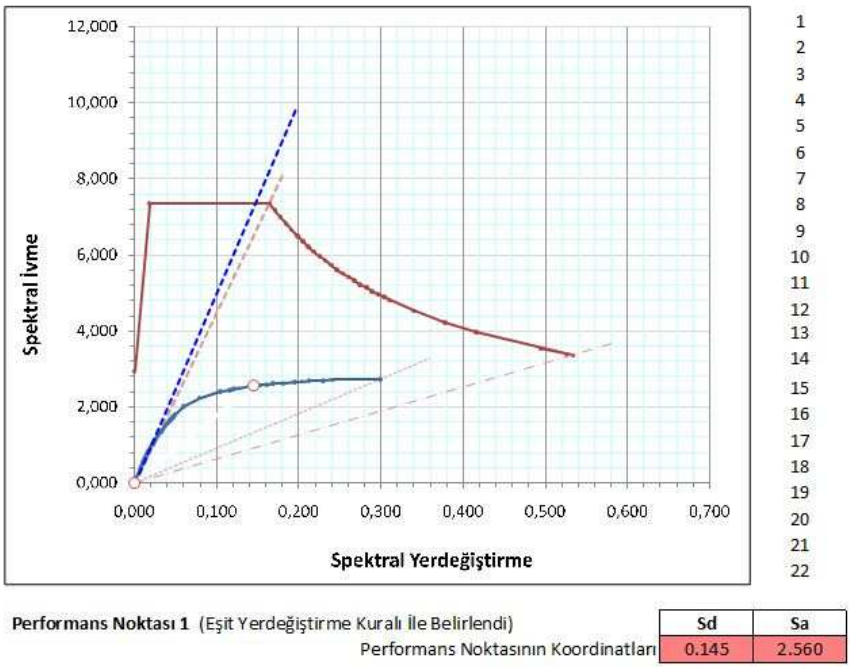
d_{tepe}	F_{teban}	S_d	S_a
0.000	0.000	0.000	0.000
0.002	1.540	0.002	0.079
0.004	3.079	0.003	0.157
0.006	4.619	0.005	0.236
0.008	6.158	0.006	0.315
0.010	7.698	0.008	0.393
0.012	9.237	0.009	0.472
0.014	10.777	0.011	0.551
0.016	12.316	0.012	0.629
0.018	13.856	0.014	0.708
0.021	15.395	0.016	0.787
0.023	16.935	0.018	0.866
0.025	18.474	0.020	0.944
0.028	20.014	0.022	1.023
0.031	21.553	0.024	1.102
0.035	23.093	0.026	1.180
0.038	24.632	0.029	1.259
0.042	26.172	0.032	1.338
0.045	27.711	0.035	1.416
0.049	29.251	0.038	1.495
0.053	30.790	0.040	1.574
0.055	31.560	0.042	1.613
0.057	32.330	0.043	1.652
0.059	33.099	0.045	1.692
0.061	33.869	0.046	1.731
0.063	34.639	0.048	1.770
0.065	35.409	0.050	1.810
0.078	39.257	0.060	2.006
0.103	43.876	0.079	2.242
0.136	47.109	0.104	2.408
0.152	48.032	0.116	2.455
0.157	48.310	0.121	2.469
0.165	48.802	0.127	2.494
0.185	49.726	0.142	2.541
0.199	50.280	0.153	2.570
0.211	50.711	0.162	2.592
0.221	51.081	0.169	2.611
0.237	51.389	0.181	2.626
0.254	51.881	0.195	2.652
0.267	52.251	0.204	2.670
0.277	52.559	0.212	2.686
0.300	52.866	0.230	2.702
0.315	53.113	0.241	2.715
0.390	53.359	0.299	2.727

Şekil 4.12 : Kapasite spektrumunun oluşturulması.

Deprem talep spektrumu ve kapasite spektrumu üst üste çizilir. Ardışık yaklaşımın ilk adımını oluşturmak üzere başlangıç rijitliğini ifade eden doğru talep spektrumu ile kesiştirilir. Bu hesap için belirlenen yardımcı değerler ve oluşturulan grafikler Şekil 4.13 ve Şekil 4.14 de verilmiştir.



Şekil 4.13 : Kritik peryot değerlerinin hesabı.

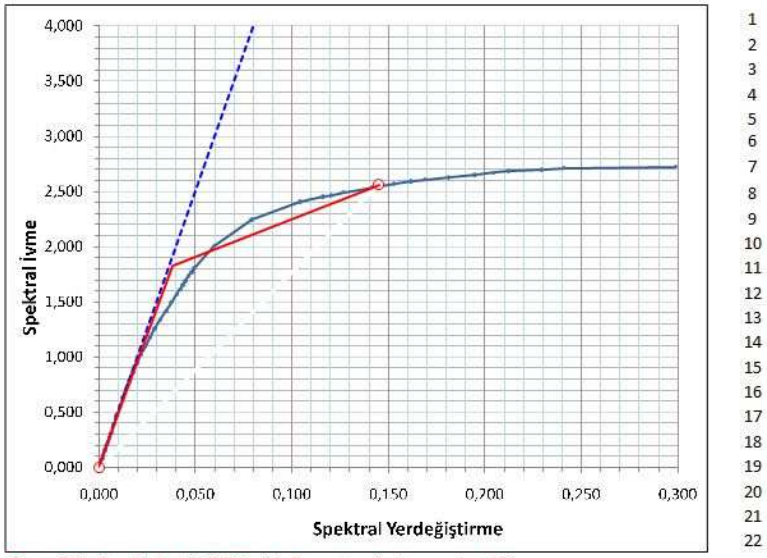


Performans Noktası 1 (Eşit Yerdeğiştirme Kuralı İle Belirlendi)

	Sd	Sa
Performans Noktasının Koordinatları	0.145	2.560

Şekil 4.14 : Ardışık yaklaşımın ilk adımında belirlenen performans noktası.

Eşit alan kuralı uygulanarak, kapasite spektrumunun iki doğru parçalı forma getirilmesi işlemi Şekil 4.15 de gösterilmiştir. Şekildeki sarı renkli hücreye farklı değerler verilerek, kırmızı renkle çizilmiş iki doğrulu kapasite formu elde edilir.



Bu grafiğin X ve Y aks büyüklükleri kullanıcı tarafından ayarlanabilir.

Sd	Sa	
0.000	0.000	
0.038	1.830	Bu satır değiştirerek en uygun form bulunur.
0.145	2.560	

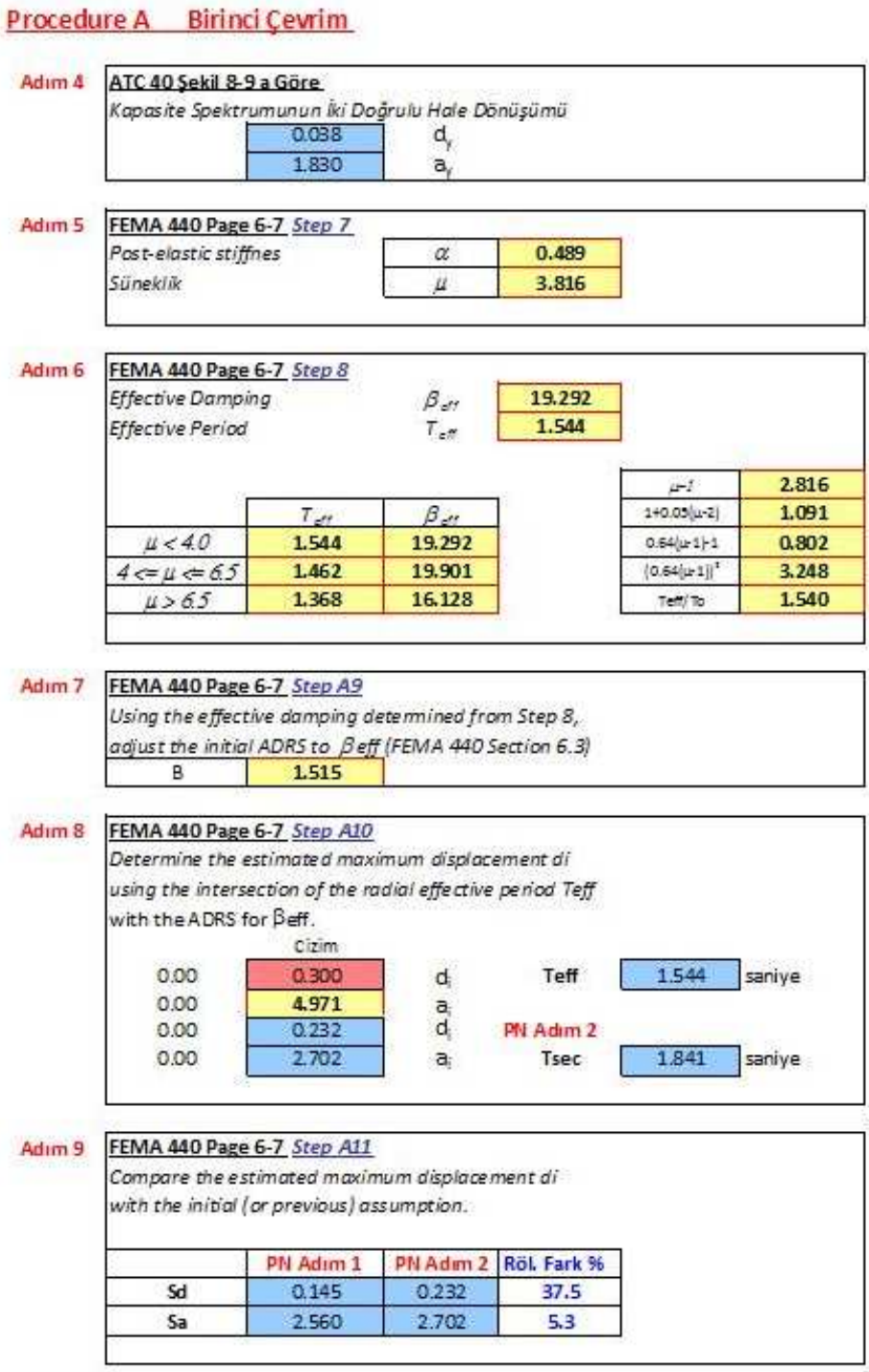
Performans Noktası 1 İçin Hesaplanan Akma Koordinatları

dy	0.038
ay	1.830

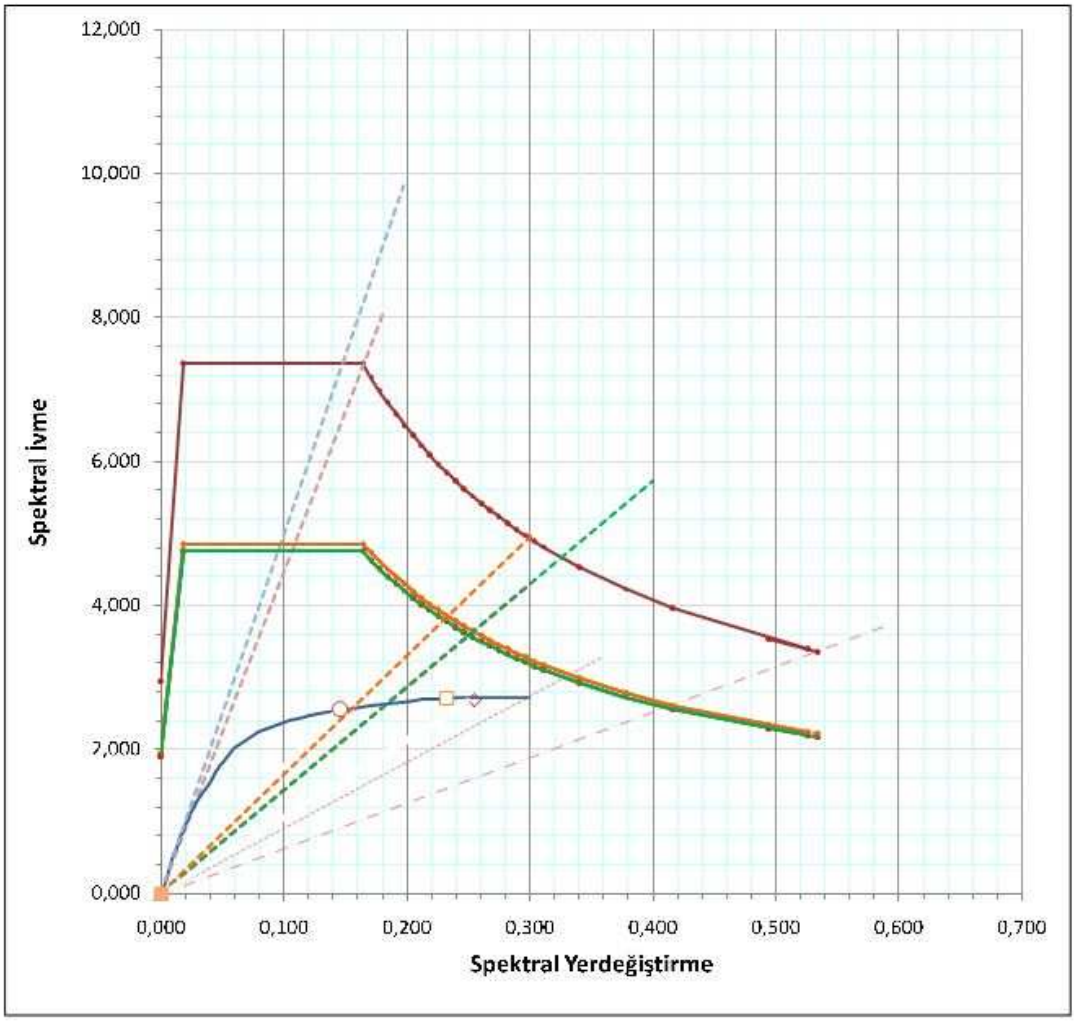
Şekil 4.15 : Kapasite eğrisinin iki doğrulu forma dönüştürülmesi.

Hesaplanan α ve μ değerlerine bağlı olarak efektif sönüm β_{eff} ve efektif peryot T_{eff} değerleri hesaplanır. β_{eff} değeri için spektral ivme-spektral yerdeğiştirme eğrisi revize edilir. Revize edilmiş eğri ile T_{eff} doğrusu kesiştirilerek yeni performans noktası belirlenir. Şekil 4.16 da bir hesap adımı için hesaplanmış büyüklükler görülmektedir.

Ardışık yaklaşım neticesinde ulaşılan performans noktaları ve yakınsama biçimi Şekil 4.17 de gösterilmiştir.



Şekil 4.16 : Prosedür A için birinci çevrimde yapılan işlemler.



Şekil 4.17 : Performans noktasının belirlenmesi için yapılan ardışık yaklaşım.

5. SAYISAL ÖRNEKLER

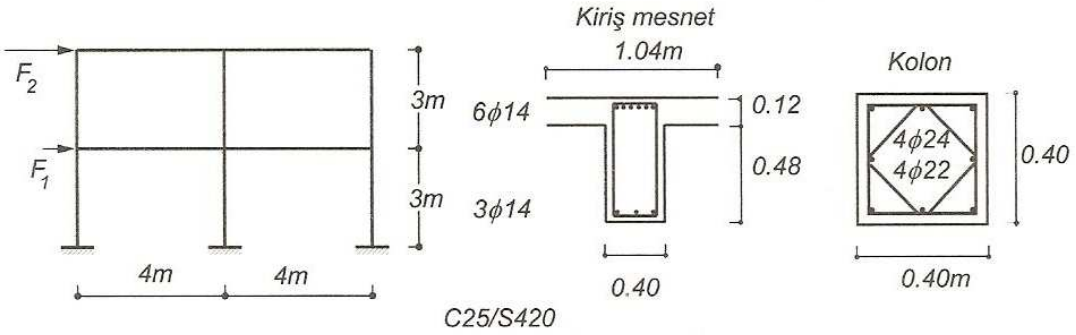
5.1 DOC2B Sonuçlarının Doğrulanmasına Yönelik Bir Örnek

Çalışmanın bu bölümünde, iki katlı ve iki açıklıklı bir betonarme düzlem çerçeve, Celep [15], üzerinde kapasite eğrisi ve plastik şekildeğiştirme dağılımları bakımlarından karşılaştırmalar yapılmıştır. Söz konusu örnek, [15] de sabit düşey ve artan yatay yükler etkisinde plastik mafsal teorisi kullanılarak çözülmüştür. Her plastik mafsal oluşum adımı için eğilme momenti diyagramı, karşı gelen yatay yük parametresi ve yerdeğiştirme durumu verilmiştir.

DOC2B programı ile yapılan çözümde, plastik şekildeğiştirmelerin çubuk elemanlar üzerinde yayılı olması hali söz konusudur.

5.1.1 Betonarme çerçeveye ait bilgiler

Çerçevenin malzeme kalitesi C25 ve S420 olarak belirtilmiştir. Bu durumda f_{ck}=25 MPa ve f_{yk}=420 MPa dır. Çerçeve 1. derece deprem bölgesinde bulunmaktadır. Tüm kolon kesitleri ve tüm kiriş kesitleri aynı olup, kesit ve donatı bilgileri Şekil 5.1 de verilmektedir.



Şekil 5.1 : Betonarme çerçeveye ait özellikler

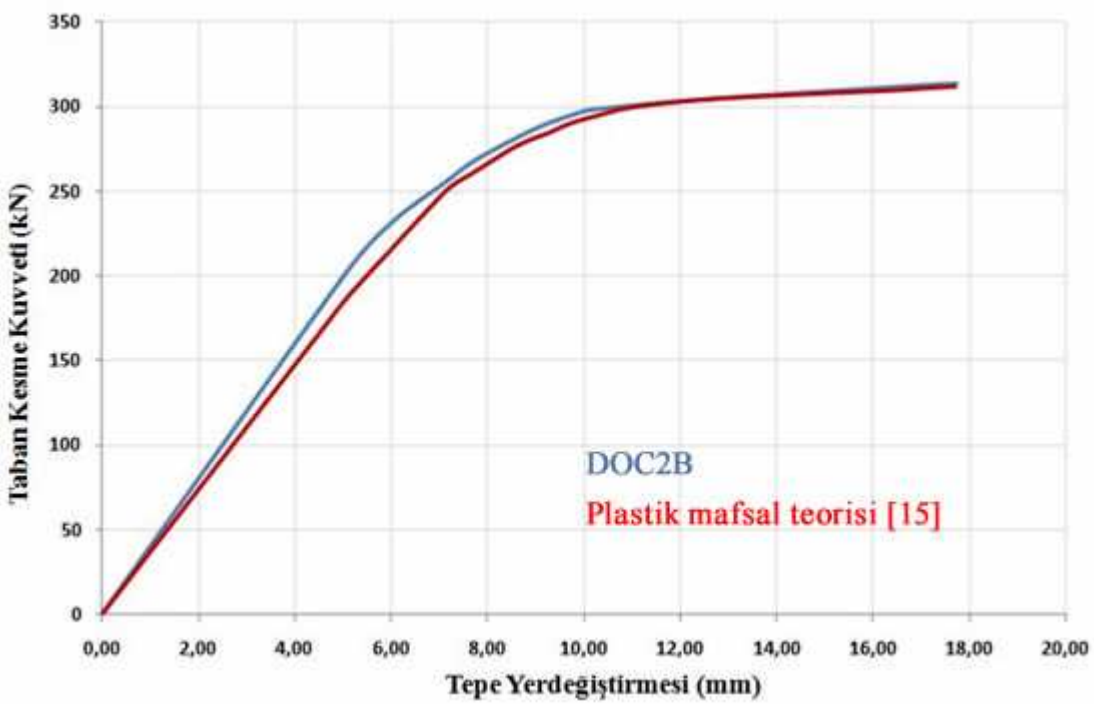
C25 ve S420 malzeme kalitelerinin yerinde tespit edildiği varsayılarak, kiriş ve kolon kesitlerinin taşıyabilecekleri eğilme momenti kapasiteleri hesaplanmıştır. Kiriş mesnet kesitinde; negatif moment kapasitesi 210 kNm, pozitif moment kapasitesi ise

100 kNm dir. Kolon kesitinde normal kuvvetin küçük olduğu varsayılarak, moment kapasitesi 170 kNm olarak hesaplanmıştır.

DOC2B programı ile yapılan çözümde, kiriş mesnet kesiti için tanımlanan moment kapasitelerinin çubuk boyunca geçerli olduğu kabul edilmiş, bu sebeple çözümlerde açıklıkta düşey yükler etkisinde plastikleşmeler görülmüştür.

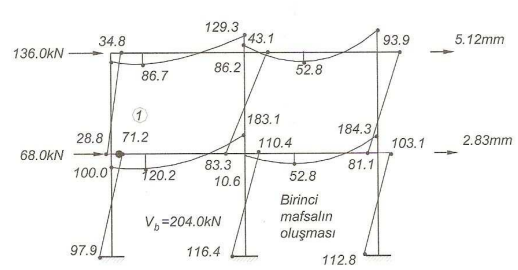
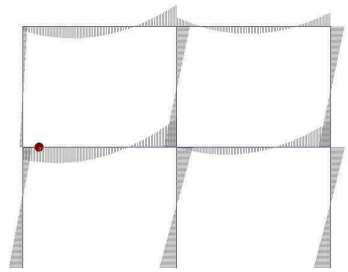
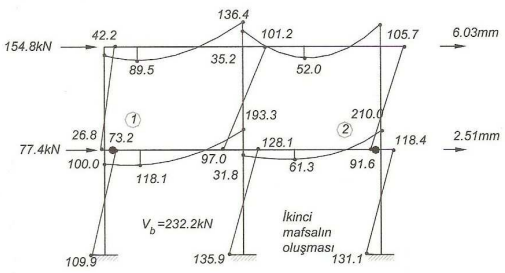
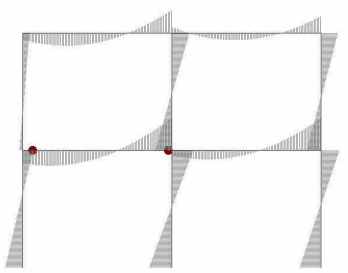
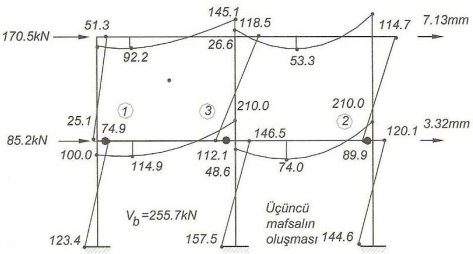
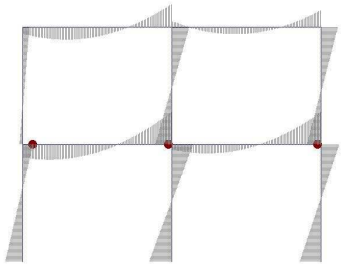
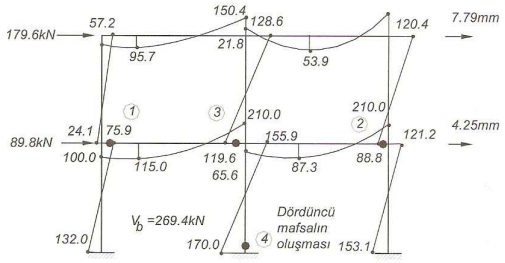
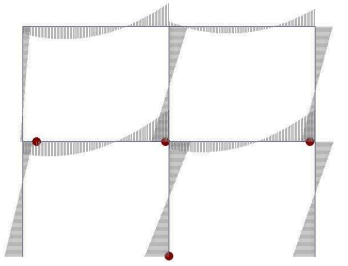
Deprem etkisi durumunda, kirişlerde G+Q yüklemesine karşı gelen 60 kN/m lik düzgün yayılı yük bulunduğu varsayılmıştır. Katlar arasındaki üçgen yatay yük dağılımı, ikinci kata 0.67F, birinci kata da 0.33F etkitilerek sağlanmıştır.

Her iki yaklaşım ile belirlenen taban kesme kuvveti tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi Şekil 5.2'de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere, DOC2B programı ile elde edilen sonuç [15]'de verilen ile başlangıç rijitliği, en büyük dayanım ve yerdeğiştirme kapasitesi bakımlarından uyumludur.



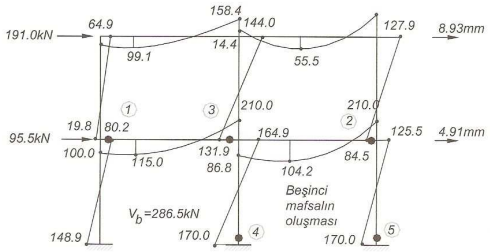
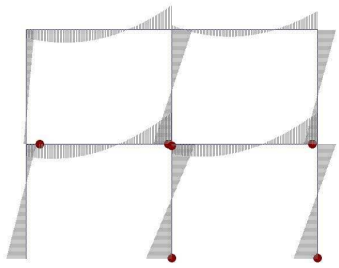
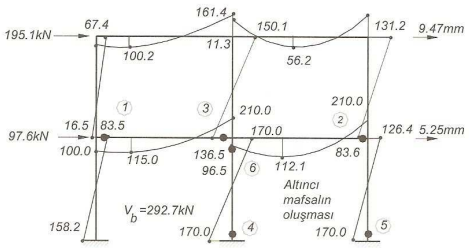
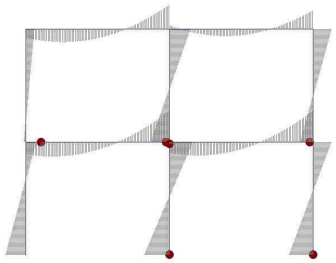
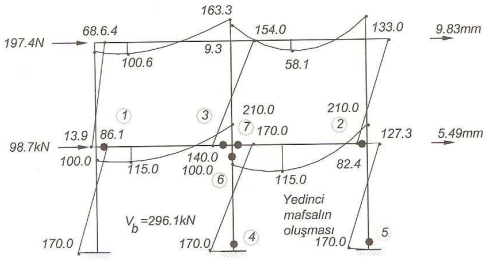
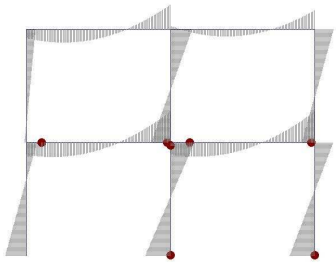
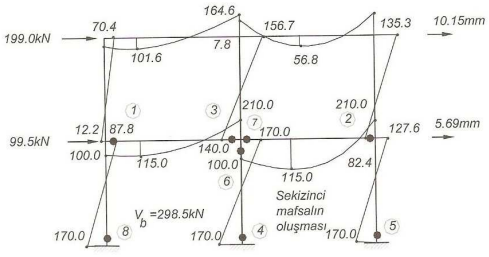
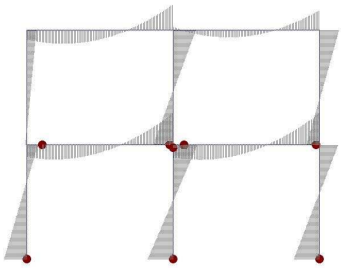
Şekil 5.2 : İki farklı yaklaşımla elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkileri.

[15] de her yeni plastik mafsalın oluştuğu aşamadaki moment diyagramı ve karşı gelen kat yerdeğiştirmeleri verilmiştir. DOC2B ile yapılan çözümde, aynı yerdeğiştirme durumları için plastik şekildeğiştirmelerinin dağılımı ve eğilme momenti diyagramının değişimi Şekil 5.3 de karşılaştırılmıştır.

Adım	Plastik Mafsal Teorisi İle Çözüm [15]	Yayılı Şekildeğiştirme Durumu İçin Çözüm DOC2B
1		
2		
3		
4		

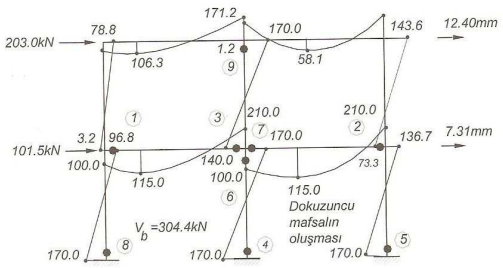
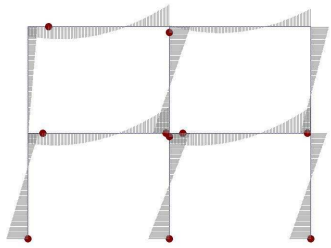
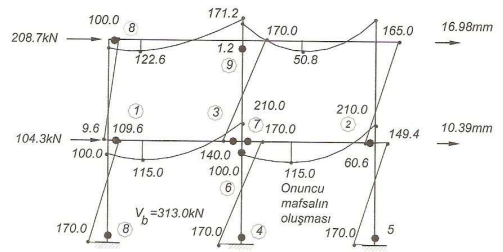
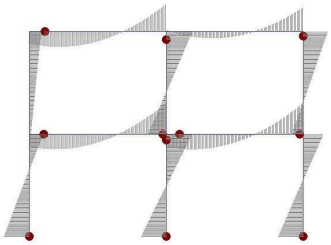
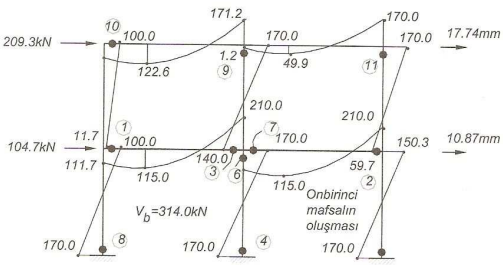
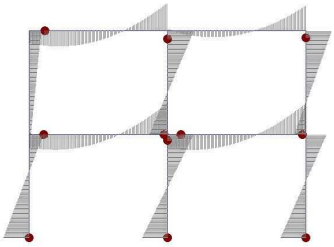
Şekil 5.3 : Plastik mafsal teorisi ile yayılı şekildeğiştirme durumu için çözümlerin karşılaştırılması.

1-4 arasındaki adımların her iki durum için karşılaştırılması şekilde görülmektedir.

Adım	Plastik Mafsal Teorisi İle Çözüm [15]	Yayılı Şekildeğiştirme Durumu İçin Çözüm DOC2B
5		
6		
7		
8		

Şekil 5.3 (devam): Plastik mafsal teorisi ile yayılı şekildeğiştirme durumu için çözümlerin karşılaştırılması.

5-8 arasındaki adımların her iki durum için karşılaştırılması şekilde görülmektedir.

Adım	Plastik Mafsal Teorisi İle Çözüm [15]	Yayılı Şekildeğiştirme Durumu İçin Çözüm DOC2B
9		
10		
11		

Şekil 5.3 (devam): Plastik mafsal teorisi ile yayılı şekildeğiştirme durumu için çözümlerin karşılaştırılması.

9-11 arasındaki adımların her iki durum için karşılaştırılması şekilde görülmektedir.

Aynı yerdeğiştirme aşamalarında [15] de oluşan plastik mafsallar ile DOC2B de belirlenen plastik şekildeğiştirme yığılmalarının benzer sıra ve eleman bölgelerinde olduğu görülmektedir. Her iki çözümde gerçekleşen eğilme moment diyagramları da benzerdir.

5.2 Performans Noktasının Belirlenmesine Yönelik Parametrik Bir Çalışma

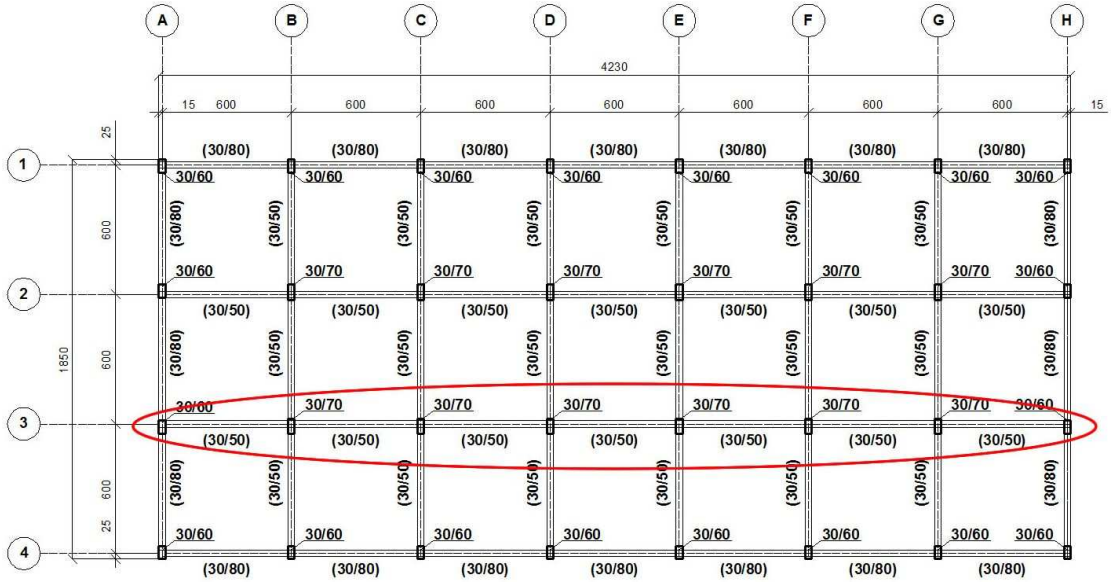
Bu bölümde, pratikten alınmış olan bir yapı çerçevesinde oluşturulan farklı durumlar için kapasite spektrumu yöntemi ile DBYBHY [5] ve FEMA440 [3] e göre

performans noktalarının belirlenmesi ve birbiriyle karşılaştırılması amaçlanmıştır. DBYBHY de, eşit yerdeğiştirme kuralı kullanılarak bir performans noktası yani en büyük spektral ivme S_a ve spektral yerdeğiştirme S_d çifti belirlenmektedir. FEMA440 da ise ardışık yaklaşıma dayalı bir hesap yöntemi uygulanmaktadır.

Seçilen örnek çerçeve üzerinde farklı boyuna donatı oranları ve kolon kuvvetli ekseni yerleşim durumları için, kapasite eğrileri DOC2B programı ile elde edilmiş ve geliştirilen EXCEL hesap tabloları ile de FEMA440 a göre performans noktası belirlenmiştir. Ardışık yaklaşımın ilk adımında, spektral formata dönüştürülmüş kapasite eğrisinin başlangıç eğimi %5 sönüm oranı için hazırlanmış istem spektral eğrisi ile kesiştirilmiştir. Dolayısı ile bu adımda belirlenen büyüklük DYBHY de önerilen çözüme karşı gelmektedir. DBYBHY ve FEMA440 da tanımlanan yöntemlere göre hesaplanan S_d spektral yerdeğiştirmeleri karşılaştırılmıştır.

5.2.1 İncelenen Yapı Sisteminin Özellikleri

Tipik kat planı Şekil 5.4 de verilen betonarme yapı sistemi üç katlıdır. Bina taşıyıcı sistemi düzlem betonarme çerçevelerden oluşmaktadır. Bu tez çalışması kapsamında yapının 3 numaralı aksını oluşturan düzlem çerçeve incelenecektir. Uzun doğrultuda yerleşik tüm çerçevelerde kolonlar zayıf eksenleri etrafında eğilmektedir.



Şekil 5.4 : İncelenen düzlem çerçevenin üç boyutlu yapıdaki konumu.

Binanın tüm katları 4.20 m yüksekliğinde olup, toplam yapı yüksekliği 12.6 metredir. İki ana doğrultuda kolon aksları arasındaki mesafeler 6 metredir. Yapı yüksekliği boyunca kolon ve kiriş kesitleri sabit olup, iki tip kolon ve kiriş mevcuttur. Dış kolonlar 30×60 cm, iç kolonlar ise 30×70 cm kesit boyutlarına sahiptir. Dış kirişler 30×60 cm, iç kirişler ise 30×70 cm boyutlarındadır. Kolon ve kiriş kesitlerine ait geometri ve mevcut donatı yerleşim düzeni Şekil 5.5 de verilmektedir. Enine ve boyuna donatı kalitesi S220, gerçekleşen beton dayanımı da C14 tür. Enine donatı sıklaştırması mevcut olmadığı için betonda sargı etkisi dikkate alınmamıştır.

Yapı 2.derece deprem bölgesinde ve Z1 türü zemin üzerinde bulunmaktadır. DBYBHY de tanımlanan Z1 türü zemin için T_a=0.10 sn, T_b=0.30 sn olarak tanımlanmaktadır. Performans noktasının belirlenmesinde 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan *servis depremi* kullanılacaktır.

Parametrik çalışma iki ana bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde, kolon boyuna donatı oranı %0.8 den %1.6 ve %2.4 e çıkarılmıştır. İkinci bölümde ise bu boyuna donatı oranları için, kolonların kuvvetli eksen etrafında eğilme durumları çalışılmıştır.

5.2.2 Yük analizi

Ayrıntılı yük analizi aşağıda verilmiştir:

Çatı döşemesi (h_f = 15cm)

Plak öz ağırlığı= 0.15 x 2.50 = 0.375 t/m^2 = 3.75 kN/m^2
Sıva=0.02 x 2.00 = 0.040 t/m^2 = 0.40 kN/m^2

Ahşap çatı = 0.120 t/m^2 = 1.20 kN/m^2
g = 0.535 t/m^2 = 5.35 kN/m^2 , q = 0.100 t/m^2 = 1.00 kN/m^2

Normal Kat Döşemesi (h_f = 15cm)

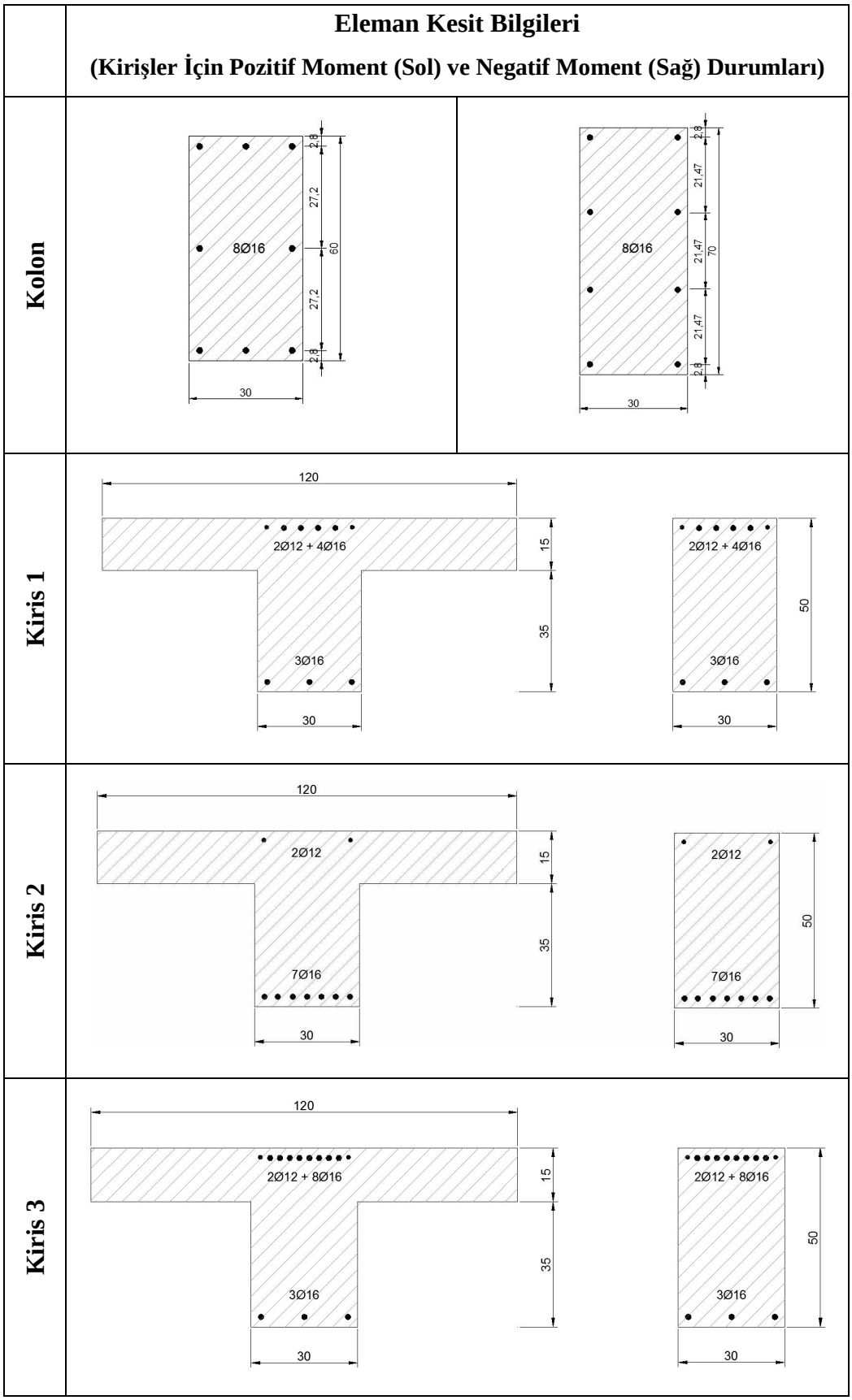
Plak zati ağırlığı = 0.15 x 2.50 = 0.375 t/m^2 = 3.75 kN/m^2
Sıva = 0.02 x 2.00 = 0.040 t/m^2 = 0.40 kN/m^2

Kaplama = 0.145 t/m^2 = 14.5 kN/m^2

g = 0.560 t/m^2 = 5.60 kN/m^2
Ara bölme duvarları 0.150 t/m^2 = 1.50 kN/m^2

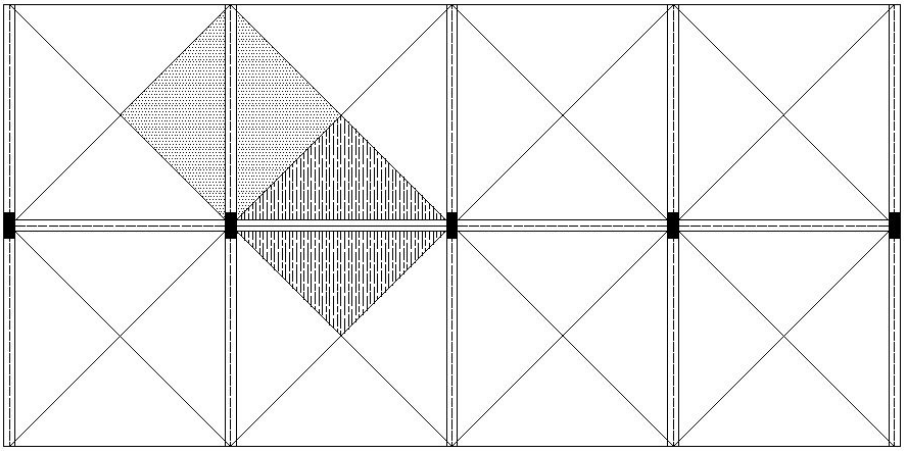
İlave Yük 0.200 t/m^2 = 2.00 kN/m^2

q = 0.350 t/m^2 = 3.50 kN/m^2



Şekil 5.5 : Kesit geometri ve donatı özellikleri.

İncelenen düzlem çerçeveye aktarılan düşey yükler Şekil 5.6 da tanımlandığı biçimde hesaplanmıştır. Düzgün yayılı yük dönüşümleri ve diğer doğrultudaki kirişlerden incelenen düzlem çerçevenin kolonlarına aktarılan tekil yükler (G ve Q) Çizelge 5.1 de hesaplanmıştır. Döşemeden aktarılan yüklere girmeyen kirişlerin sarkan bölümlerinin birim ağırlığı da 0.30×0.35×2.50=0.263 t/m=2.63 kN/m olarak hesaplanmıştır.



Şekil 5.6 : Döşemelerden kirişlere yük aktarımı.

Çizelge 5.1 : İncelenen düzlem çerçeveye aktarılan yükler.

Çatı Katı	Normal Katlar
g_{esd} = 0.535 x 6/3 = 1.07 t/m x 2 = 2.14 t/m = 21.4 kN/m	g_{esd} = 0.560 x 6/3 = 1.12 t/m x 2 = 2.24 t/m = 22.4 kN/m
q_{esd} = 0.100 x 6/3 = 0.20 t/m x 2 = 0.40 t/m = 4.0 kN/m	q_{esd} = 0.350 x 6/3 = 0.70 t/m x 2 = 1.40 t/m = 14.0 kN/m
G = 2.14 x 6/2 x 2 = 12.84 ton = 128.4 kN	G = 2.24 x 6/2 x 2 = 13.44 ton = 134.4 kN
Q = 0.40 x 6/2 x 2 = 2.40 ton = 24 kN	Q = 1.40 x 6/2 x 2 = 8.40 ton = 84 kN

İtme analizinde G+0.3Q düşey yükleri esas alınmıştır. Hesaplanan düşey yükler düzlem çerçeve üzerinde gösterilmiştir, (Şekil 5.7). Yatay yüklerin katlar arasındaki dağılımı için de üçgen dağılım esas alınmıştır.

Çatı katında w = 2.14 + 0.12 + 0.263 = 2.52 t/m = 25.2 kN/m

W = 12.84 + 0.72 + 0.263x6 = 15.14 ton = 151.4 kN

Normal katlarda w = 2.24 + 0.42 + 0.263 = 2.92 t/m = 29.2 kN/m

W = 13.44 + 2.52 + 0.263x6 = 17.54 ton = 175.4 kN

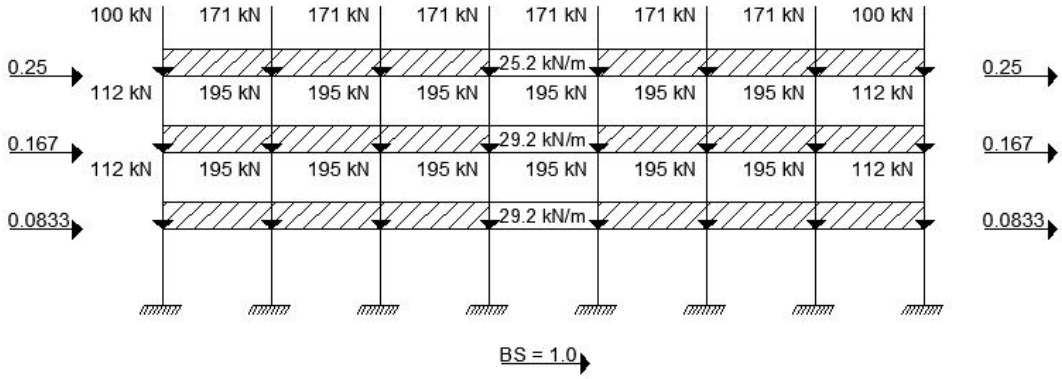
Dış kolonlar $W_{çatı}$ = 6.42 + 0.36 + 0.263x6 = 10.00 ton = 100.0 kN

W_{normal} = 6.72 + 1.26 + 0.263x6 = 11.20 ton = 112 kN

Kolon öz ağırlıkları

Dış kolonlar 30x600.30 x 0.60 x 2.50 x 3.70 = 1.67 ton = 16.7 kN

İç kolonlar 30x700.30 x 0.70 x 2.50 x 3.70 = 1.95 ton = 19.5 kN

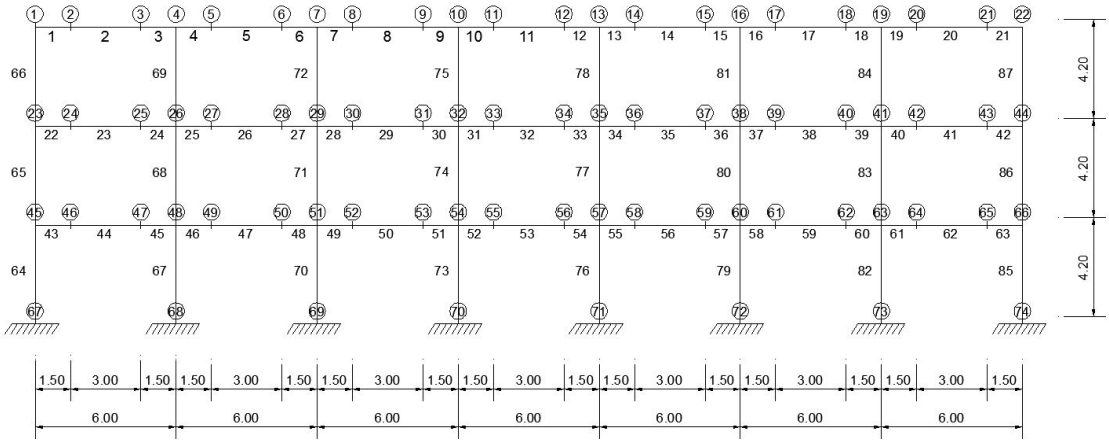


Şekil 5.7 : Düzlem çerçeveye etkiyen düşey ve yatay yükler.

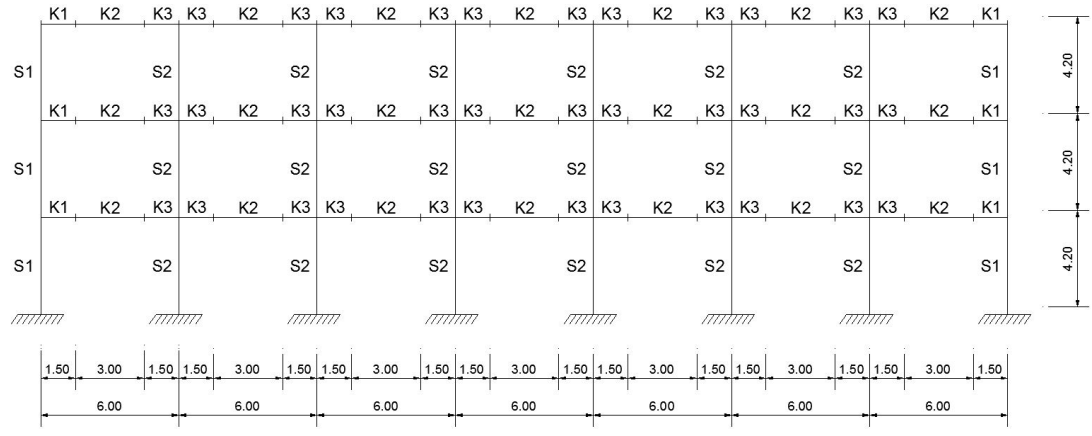
İncelenen çerçeveye ait kat ağırlıkları ve karşı gelen kütleler de Çizelge 5.2'te verilmiştir. DOC2B programı ile yapılan çözüm için oluşturulan matematik model Şekil 5.8 de, kiriş ve kolon tip numaraları da Şekil 5.9 da verilmiştir.

Çizelge 5.2 : Düzlem çerçeve için kat ağırlıkları ve karşı gelen kütleler

Kat	Kat Ağırlığı	Kütle
3	174 ton = 1740 kN	177.37 kNs^2/m
2	207 ton = 2070 kN	211.00 kNs^2/m
1	207 ton = 2070 kN	211.00 kNs^2/m
Toplam	588 ton = 5880 kN	599.37 kNs^2/m



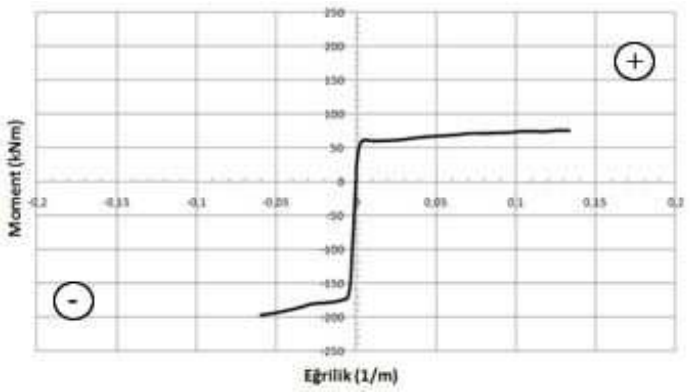
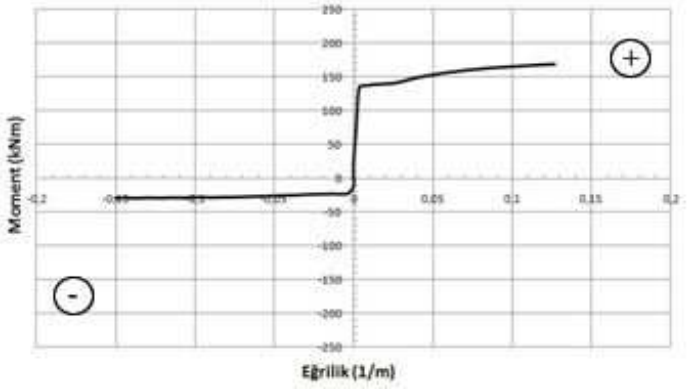
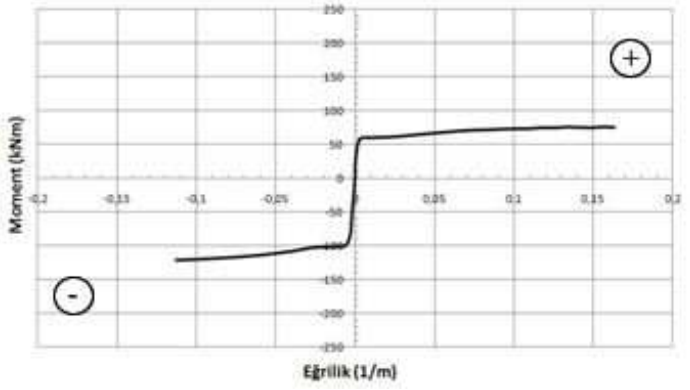
Şekil 5.8 : Düzlem çerçeve geometri, düğüm noktası ve çubuk numaraları.



Şekil 5.9 : Düzlem çerçeve çubuk tipleri.

Kirişler için DOC2B programı ile hesaplanan moment-eğrilik ilişkileri Şekil 5.10 da verilmiştir.

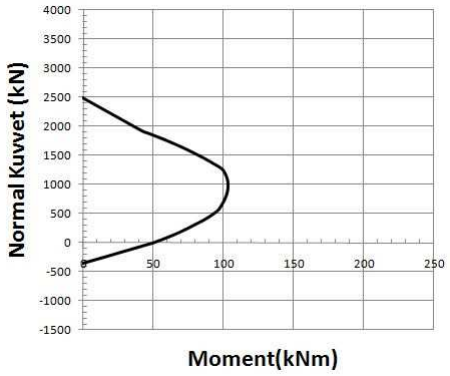
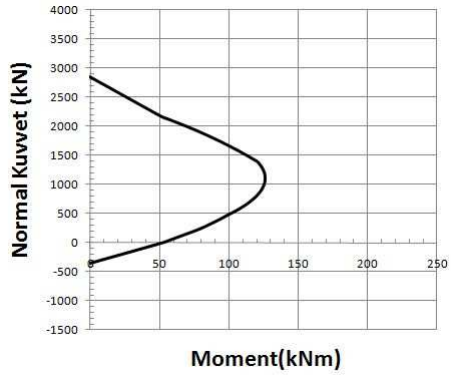
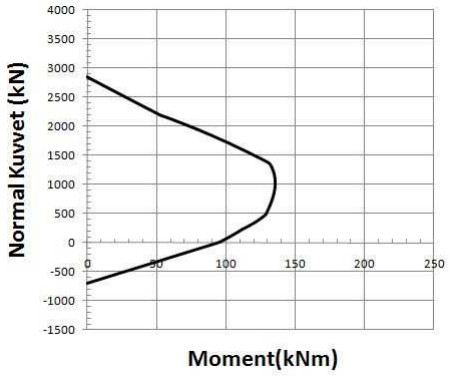
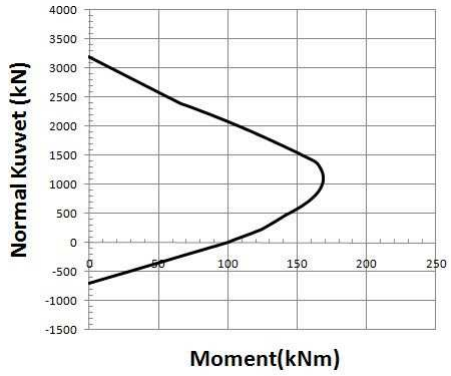
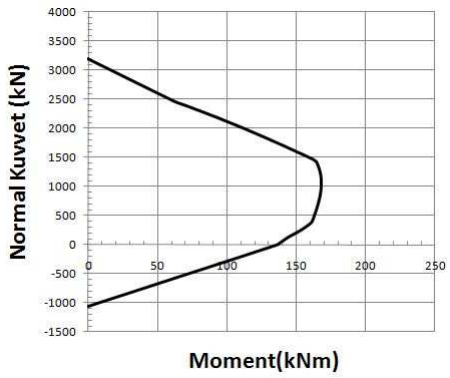
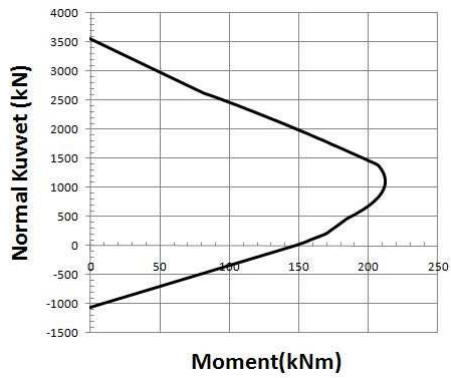
5.2.3 Kiriş moment-eğrilik ilişkileri

Tip	Moment-Eğrilik İlişkileri
K1 kirişi (+ , -)	
K2 kirişi (+ , -)	
K3 kirişi (+ , -)	

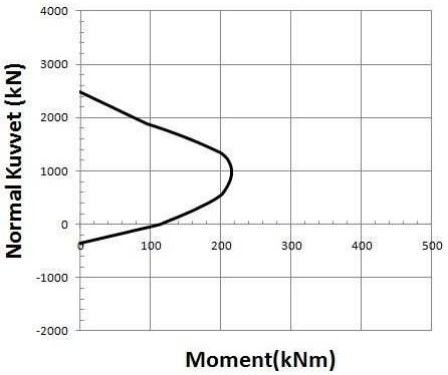
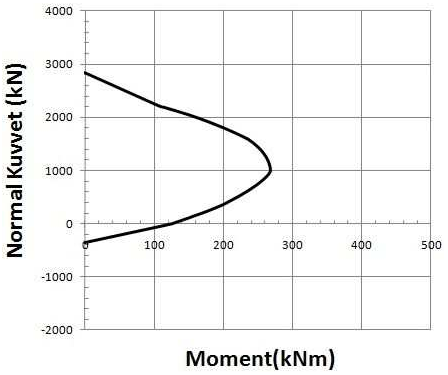
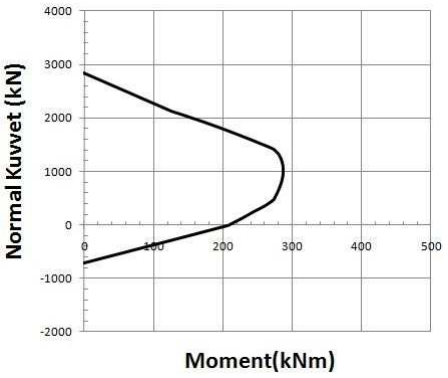
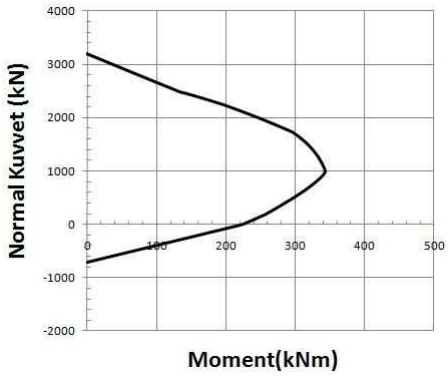
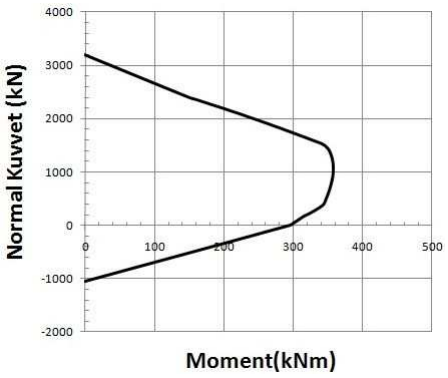
Şekil 5.10 : Kiriş moment-eğrilik ilişkileri.

Farklı kolon durumları için DOC2B programı ile oluşturulan moment-normal kuvvet etkileşim diyagramları, kolonların zayıf eksen etrafında eğilmeleri durumu için Şekil 5.11 de, kuvvetli eksen etrafında eğilmeleri durumu için de Şekil 5.12 de verilmiştir.

5.2.4 Kolon moment-normal kuvvet ilişkileri

Donatı Oranı	KOLON (30x60) Zayıf Eksen	KOLON (30x70) Zayıf Eksen
% 0.8		
% 1.6		
% 2.4		

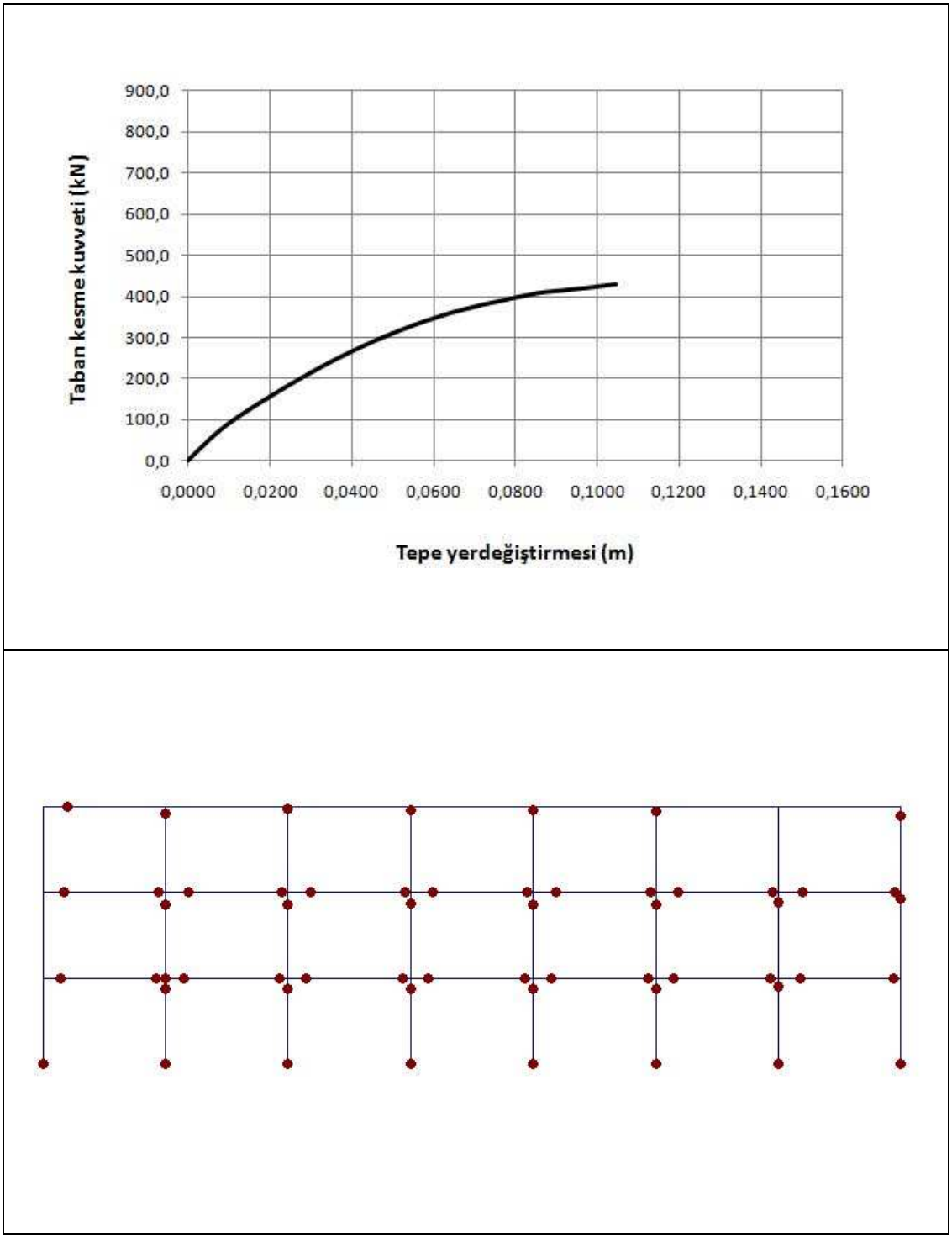
Şekil 5.11 : Kolon zayıf eksen durumu için hesaplanan moment-normal kuvvet ilişkileri.

Donatı Oranı	KOLON (30x60) Kuvvetli Eksen	KOLON (30x70) Kuvvetli Eksen
% 0.8		
% 1.6		
% 2.4		

Şekil 5.12 : Kolon kuvvetli eksen durumu için hesaplanan moment-normal kuvvet ilişkileri.

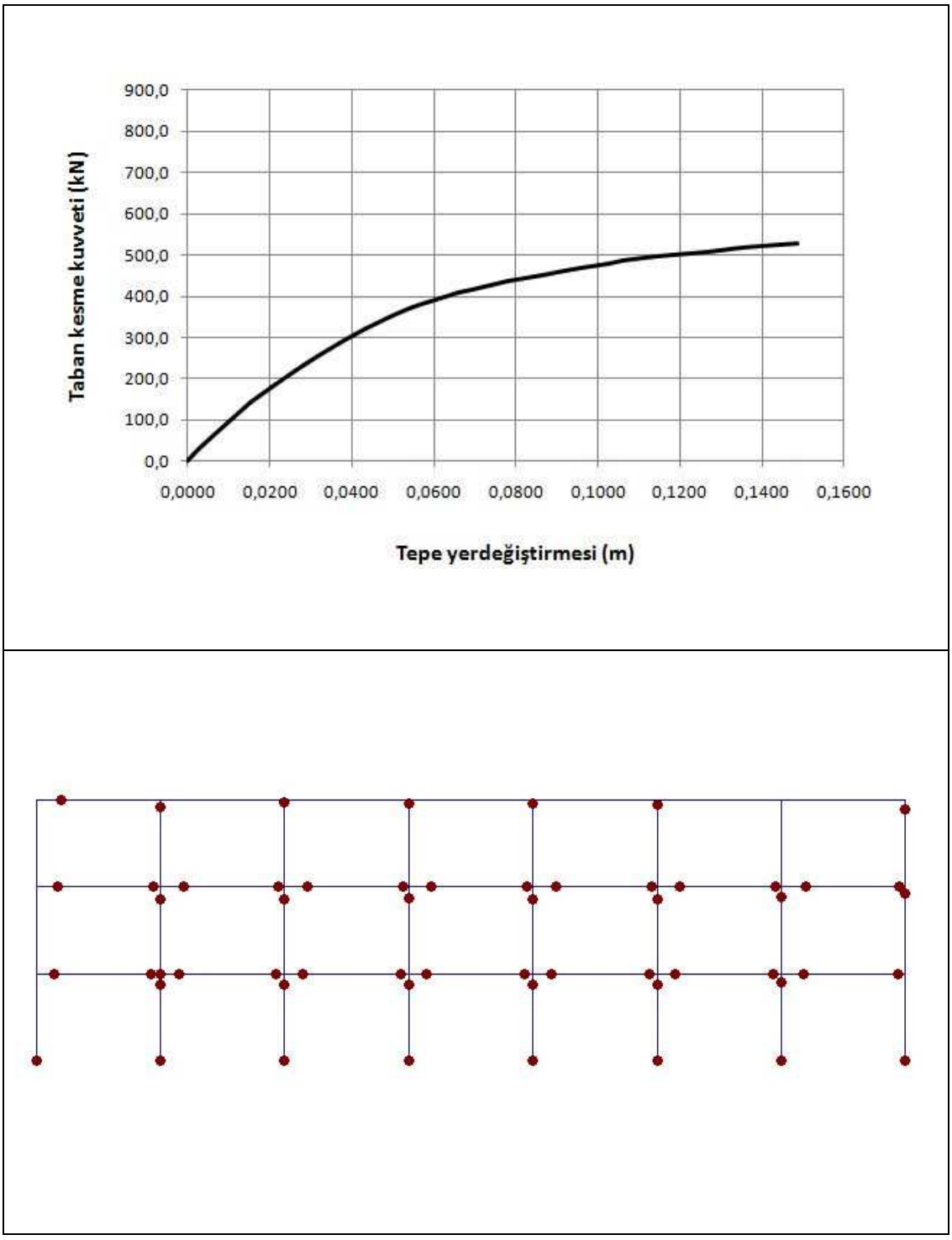
Farklı değişkenler için elde edilen kapasite eğrileri ve plastik şekildeğiştirme dağılımları Şekil 5.13, 5.14, 5.15, 5.16, 5.17 ve 5.18 de verilmiştir.

5.2.5 Kolon kapasite eğrileri ve plastik şekildeğiştirme dağılımları



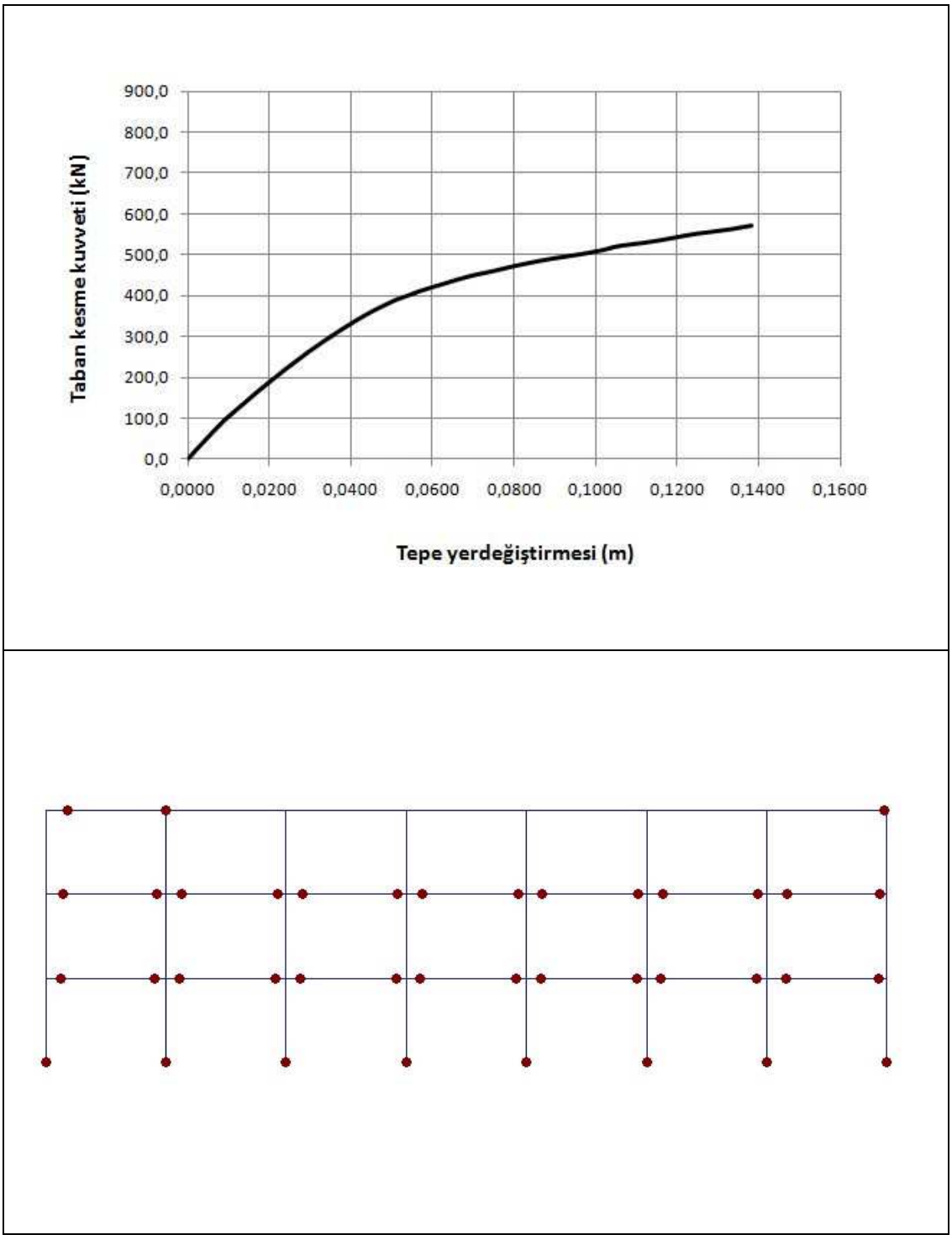
Şekil 5.13 : Kolonlar zayıf eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 0.8.

Boyuna donatı oranı %0.8 ve kolonlar zayıf eksende yerleşik durumda iken maksimum tepe yerdeğiştirmesi 0.105 m olarak hesaplanmıştır.



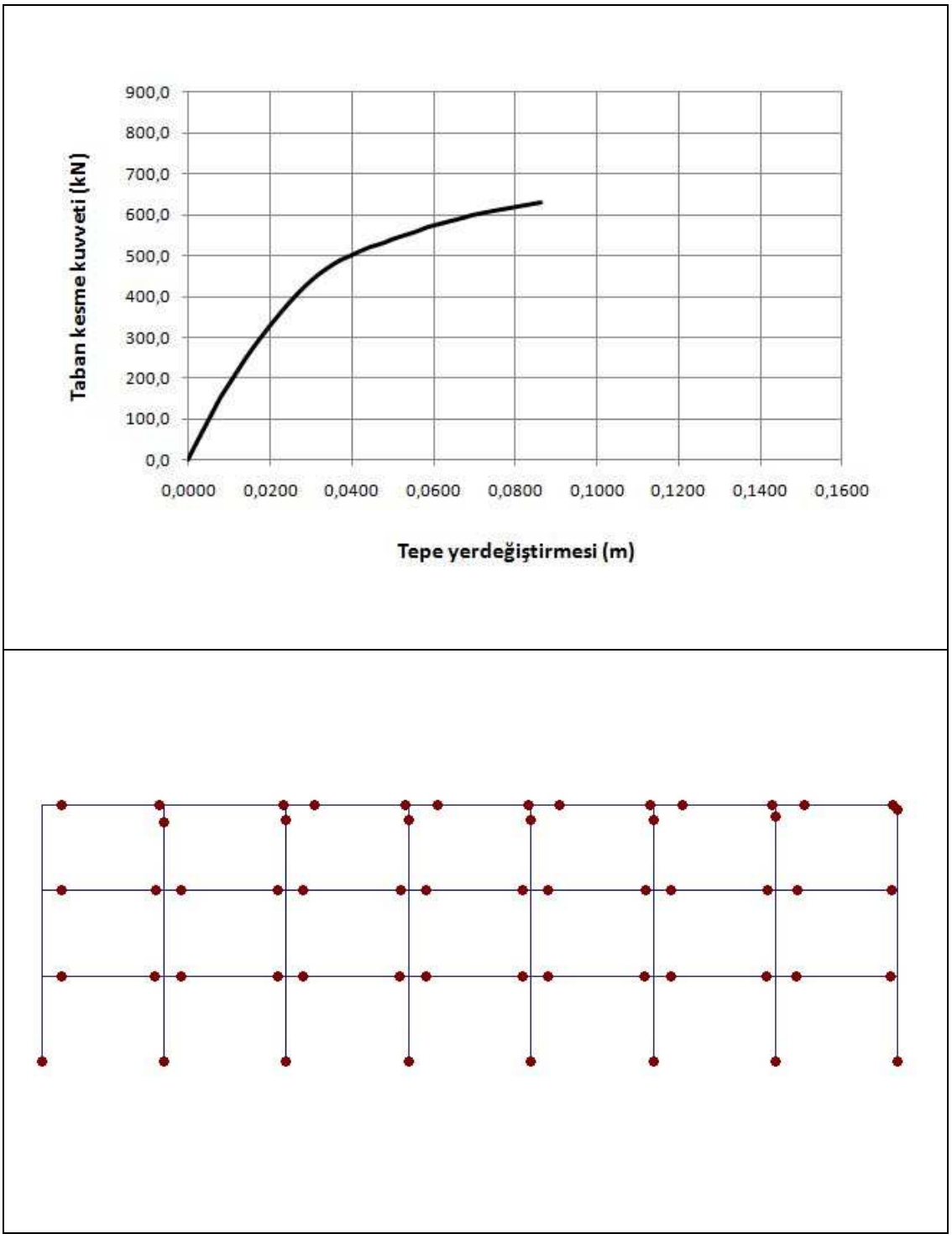
Şekil 5.14 : Kolonlar zayıf eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 1.6.

Boyuna donatı oranı %1.6 ve kolonlar zayıf eksende yerleşik durumda iken maksimum tepe yerdeğiştirmesi 0.148 m olarak hesaplanmıştır.



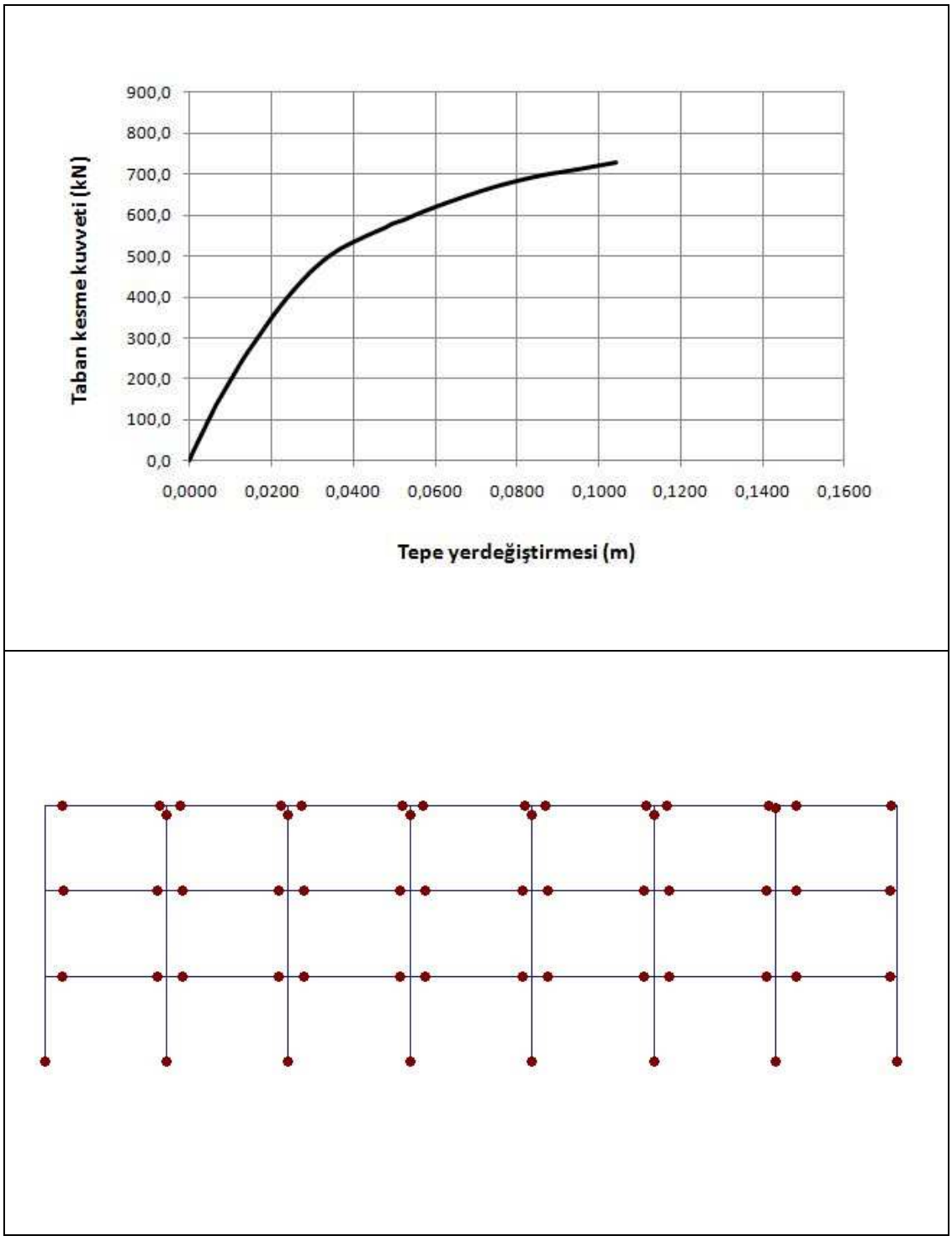
Şekil 5.15 : Kolonlar zayıf eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 2.4.

Boyuna donatı oranı %2.4 ve kolonlar zayıf eksende yerleşik durumda iken maksimum tepe yerdeğiştirmesi 0.138 m olarak hesaplanmıştır.



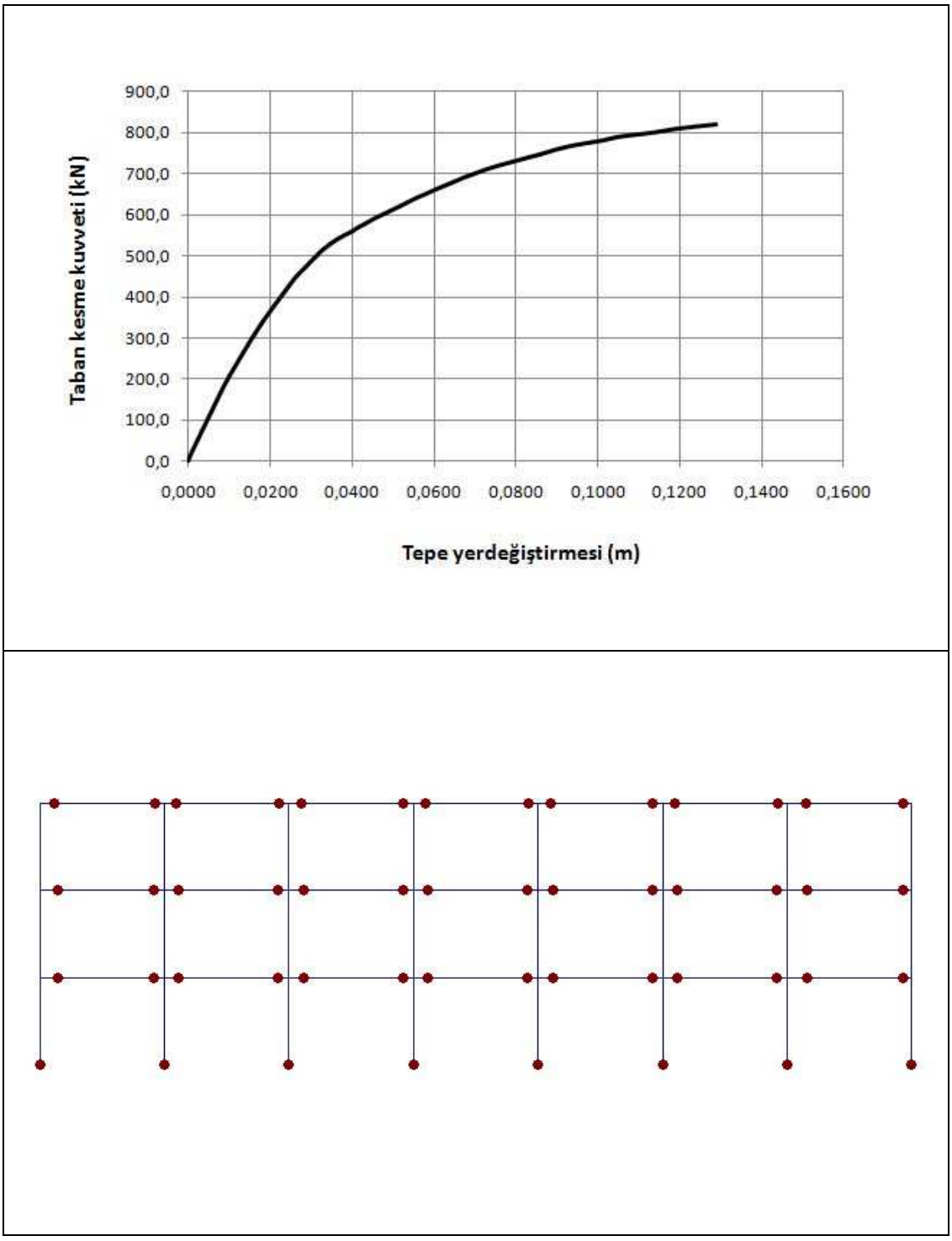
Şekil 5.16 : Kolonlar kuvvetli eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 0.8.

Boyuna donatı oranı %0.8 ve kolonlar kuvvetli eksende yerleşik durumda iken maksimum tepe yerdeğiştirmesi 0.086 m olarak hesaplanmıştır.



Şekil 5.17 : Kolonlar kuvvetli eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 1.6.

Boyuna donatı oranı %1.6 ve kolonlar kuvvetli eksende yerleşik durumda iken maksimum tepe yerdeğiştirmesi 0.104 m olarak hesaplanmıştır.

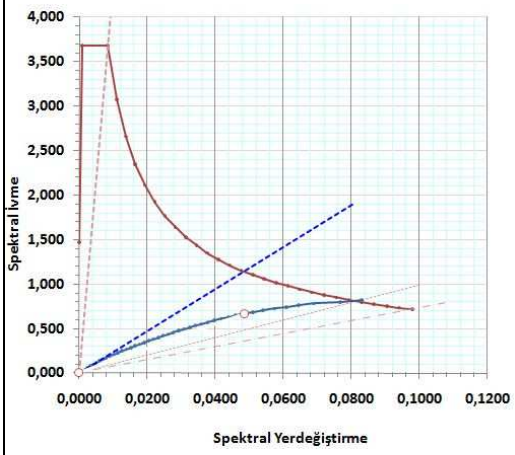
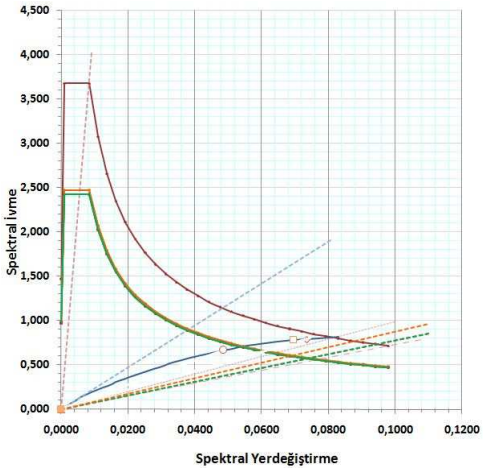
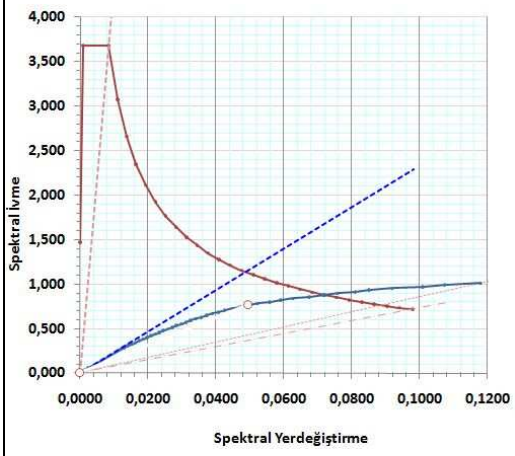
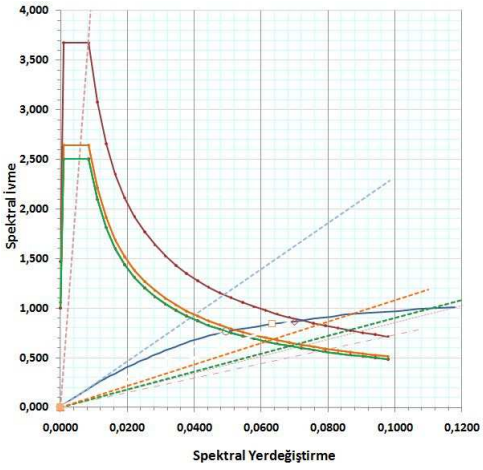
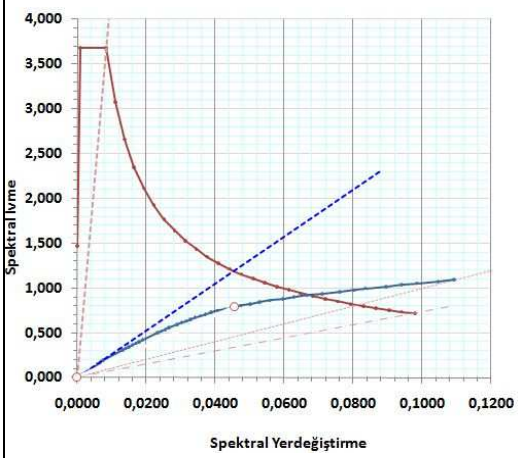
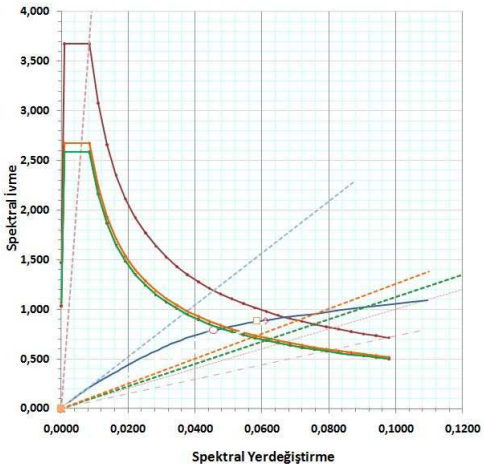


Şekil 5.18 : Kolonlar kuvvetli eksende yerleşik ve boyuna donatı oranı % 2.4.

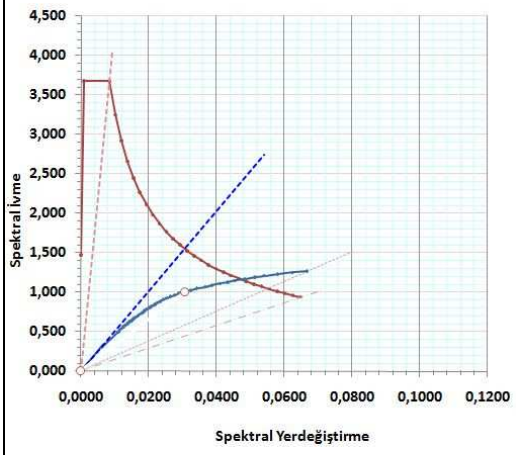
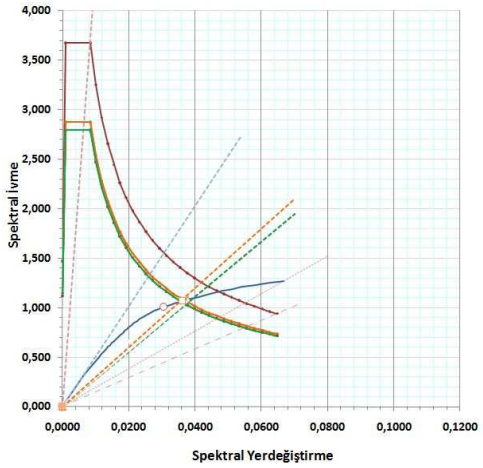
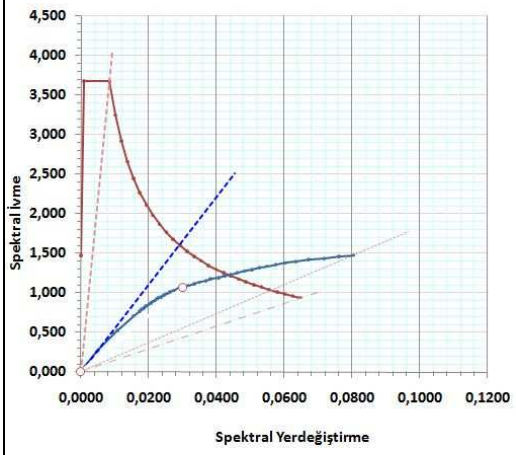
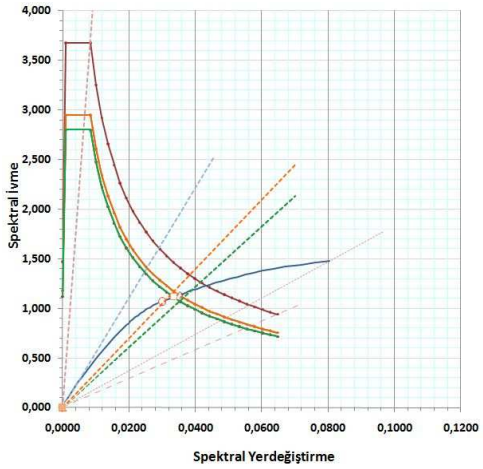
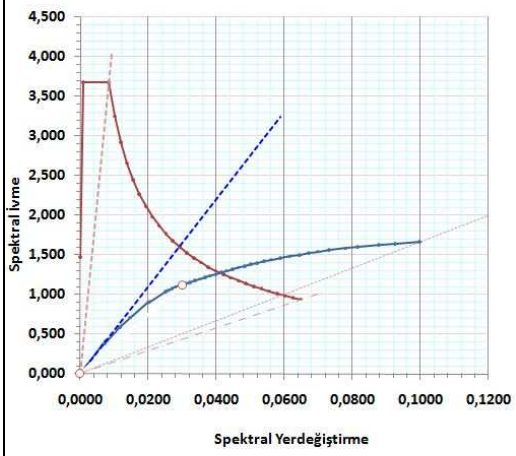
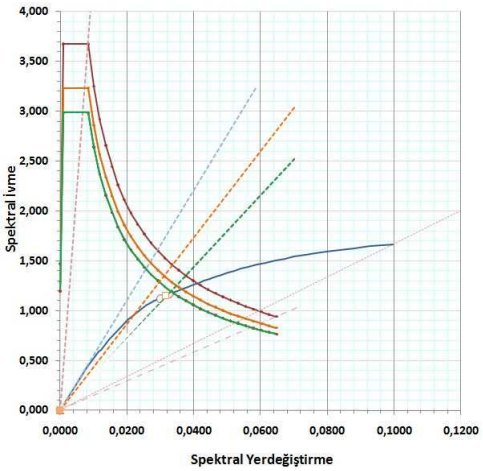
Boyuna donatı oranı %2.4 ve kolonlar kuvvetli eksende yerleşik durumda iken maksimum tepe yerdeğiştirmesi 0.129 m olarak hesaplanmıştır.

Kolonların zayıf ve kuvvetli eksen etrafında eğildiği durumda DBYBHY ve FEMA 440 a göre performans noktası araştırması Şekil 5.19 ve Şekil 5.20 de yapılmıştır.

5.2.6 DBYBHY 2007 ve FEMA440'a göre performans noktası araştırması

Boyuna Donatı Oranı	DBYBHY	FEMA 440
% 0.8		
% 1.6		
% 2.4		

Şekil 5.19 : Kolonların zayıf eksen etrafında eğildiği durumda DBYBHY ve FEMA440'a göre performans noktası araştırması.

Boyuna Donatı Oranı	DBYBHY	FEMA 440
% 0.8		
% 1.6		
% 2.4		

Şekil 5.20 : Kolonların kuvvetli eksen etrafında eğildiği durumda DBYBHY ve FEMA440'a göre performans noktası araştırması.

DBYBHY ve FEMA 440 da tanımlanan yöntemler ile belirlenmiş performans noktaları Çizelge 5.3 ve Çizelge 5.4 de topluca verilmiştir. İki farklı yol ile bulunan S_d spektral yerdeğiştirmeler büyüklükleri arasındaki rölatif farklar da verilmiştir.

Çizelge 5.3 : Kolonlar zayıf eksen etrafında eğildiği durumda S_d spektral yerdeğiştirmeleri.

Boyuna Donatı Oranı	DBYBHY	FEMA 440	Sd Rölatif Fark
% 0.8	$S_a = 0.670$ $S_d = 0.049$	$S_a = 0.790$ $S_d = 0.740$	% 51.0
% 1.6	$S_a = 0.765$ $S_d = 0.050$	$S_a = 0.860$ $S_d = 0.070$	% 40.0
% 2.4	$S_a = 0.790$ $S_d = 0.046$	$S_a = 0.881$ $S_d = 0.061$	% 32.6

Çizelge 5.4 : Kolonların kuvvetli eksen etrafında eğildiği durumda S_d spektral yerdeğiştirmeleri.

Boyuna Donatı Oranı	DBYBHY	FEMA 440	Sd Rölatif Fark
% 0.8	$S_a = 1.010$ $S_d = 0.031$	$S_a = 1.080$ $S_d = 0.038$	% 22.5
% 1.6	$S_a = 1.070$ $S_d = 0.030$	$S_a = 1.135$ $S_d = 0.035$	% 16.6
% 2.4	$S_a = 1.120$ $S_d = 0.030$	$S_a = 1.160$ $S_d = 0.033$	% 10.0

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Betonarme düzlem çerçevelerin kapasite spektrumu yöntemi kullanılarak tasarım veya mevcut kapasitelerinin belirlenmesine yönelik olarak, mevcut bir yazılım bazı ilave özelliklerin katılımı ile geliştirilmiştir. Artan yükler etkisinde çubuk elemanlar üzerinde tanımlanmış dilimlerdeki beton ve çelik şekildeğiştirme izlenebilmektedir. İlave edilen bir grafik arayüz ile artan yük parametreleri için oluşan iç kuvvet diyagramları ve plastik şekildeğiştirme dağılımıları grafik olarak izlenebilmektedir.

Literatürde yer alan ve plastik mafsal teorisi ile doğrusal olmayan hesabı yapılmış olan bir betonarme çerçeve DOC2B programı ile de çözülerek, elde edilen kapasite eğrisi, eğilme momenti ve plastik şekildeğiştirme dağılımları karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma ile DOC2B programı kullanılarak elde edilen sonuçların plastik mafsal teorisi ile elde edilenlere yeter düzeyde yakın olduğu görülmüştür.

Kapasite spektrumu yönteminin uygulanması amacıyla FEMA440 da tanımlanmış olan ve performans noktasını belirlemeye yönelik bir hesap yöntemi EXCEL de hesap tablosu formatında programlanmıştır. DOC2B programı ile belirlenen kapasite eğrisi ve deprem istemini tanımlamaya yönelik bigiler bu yazılıma giriş bilgisi olarak verilmektedir. Yazılım giriş bilgilerini spektral ivme-spektral yerdeğiştirme formatına dönüştürdükten sonra ardışık yaklaşım ile performans noktasına ulaşmaktadır.

Kapasite spektrumu yönteminin uygulamasında performans noktası, DBYBHYe göre elastik ve inelastik yerdeğiştirmelerin eşitliği prensibi ile elastik spektral yerdeğiştirmenin belirlenmesi ile elde edilmektedir. FEMA440 da ise tanımlanan etkin peryod ve sönüm oranları kullanılarak bir ardışık yaklaşım yöntemi uygulanmaktadır. Mevcut bir betonarme düzlem çerçeve farklı değişkenler için incelenmiş ve her iki yöntemle S_d spektral yerdeğiştirme büyüklükleri belirlenmiştir. İncelenen örneklerde, FEMA440 da tanımlanmış yöntemle belirlenen S_d spektral yerdeğiştirmesinin yaklaşık olarak %10 ile %50 arasında değişen oranlarda daha büyük olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

[1] **Yüksel, E.**, 1998. Bazı Düzensizlikleri İçeren Üç Boyutlu Büyük Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Çözümlemesi. Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü

[2] **Yüksel, E., Karadoğan, F.,** 2009. Simplified Calculation Approach of Load-Deformation Relationships of Beam-Column Element", *G.U. Journal of Science*, Vol 22(4), 341-350.

[3] **FEMA 440**, 2005**.** Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

[4] **Microsoft Excel**, 2007**.**

[5] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 2007. Bayındırlık Bakanlığı, Ankara.

[6] **Girgin, K.,** 1996. Betonarme Yapı Sistemlerinde İkinci Mertebe Limit Yükün ve Göçme Güvenliğinin Belirlenmesi İçin Bir Yük Artımı Yöntemi, Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü

[7] **Özer, E.,** 1969. Lineer Olmayan Sistemlerin Hesabı İçin Bir Metod, Doktora Tezi, İTÜ İnşaat Fakültesi

[8] **Girgin, Z. C.,** 1996. Bazı Düzensizlikler İçeren Büyük Yapı Sistemlerinin Yatay Yüklere Göre Hesabı İçin Bir Yöntem, Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü

[9] **TS 500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

[10] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.,** 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metodları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt 1-2, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası

[11] **Özer, E.,** 2008. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları., İstanbul.

[12] **ATC-40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, California.

[13] **FEMA 276**, 1999. Example Applications of the NHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

[14] **FEMA 356**, 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

[15] **Celep, Z.,** 2007. Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: İbrahim Keykan Sönmez

Doğum Yeri ve Tarihi: Kırklareli, 19.07.1980

Adres: Nispetiye Caddesi, Belediye Sitesi, D-3 Blok, No:56, Etiler/İstanbul

Lisans Üniversite: Yıldız Teknik Üniversitesi