

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME BİR YAPININ LİNEER OLMAYAN
STATİK VE DİNAMİK ANALİZ İLE
PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Ali Kemal AYAN**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2003

**BETONARME BİR YAPININ LİNEER OLMAYAN
STATİK VE DİNAMİK ANALİZ İLE
PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Ali Kemal AYAN
(501001208)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 29 Mayıs 2003**

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Hasan BODUROĞLU (İ.T.Ü.)

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Faruk YÜKSELER (Y.T.Ü.)

Yrd.Doç.Dr. Alper İLKİ (İ.T.Ü.)

MAYIS 2003

ÖNSÖZ

Gerek tez çalışmam sırasında gerekse yüksek lisans öğrenimim boyunca bilgi ve deneyimlerini paylaşarak çalışmalarında beni teşvik eden danışman hocam Sayın Prof.Dr.Hasan BODUROĞLU ' na teşekkür etmek isterim. Tez çalışmam boyunca engin bilgisayar bilgisinden istifade ettiğim yakın arkadaşım İbrahim DEMİR ve Autocad ile gerekli çizimlerin yapılmasında yardımcı olan arkadaşım Ramazan KÖKSAL'a teşekkür ederim.

Yüksek lisans öğrenimim sırasında desteklerini hiçbir zaman eksik etmeyen aileme şükranlarımı sunmaktan kıvanç duyarım.

Mayıs 2003

Ali Kemal AYAN

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	V
ŞEKİL LİSTESİ	VI
SEMBOL LİSTESİ	VIII
ÖZET	IX
SUMMARY	X
1. GİRİŞ	1
1.1 Performans Hedefleri	5
2. LİNEER OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ	8
2.1. Kapasite Spektrumu Yöntemi	10
2.1.1. Kapasite eğrisinin kapasite spektrumuna dönüştürülmesi	10
2.1.2. Kapasite spektrumunun iki doğru parçası ile temsili	13
2.1.3. Sönüm ve indirgenmiş talep spektrumu	14
2.2 Lineer Olmayan Dinamik Analiz Metodu	19
3. ÖRNEK BİR YAPININ LİNEER OLMAYAN STATİK ANALİZİ	20
3.1. Mevcut Yapı Bilgileri	20
3.1.1. Yapının tanımı	20
3.1.2. Kütle ve ağırlıkların hesabı	20
3.1.3. Modal analiz	21
3.1.4. Eşdeğer deprem yükü analizi	22
3.1.4.1. 1975 Yönetmeliğine göre deprem hesabı	22
3.1.4.2. 1998 Yönetmeliğine göre deprem hesabı	23
3.2. Mevcut Bina İçin Lineer Olmayan Statik Analiz	26
3.2.1. SAP2000 bilgisayar programının tanıtımı	26
3.2.2. Binanın modellenmesi	28
3.2.3. Yükleme durumları	30
3.2.3.1. 1. Mod yükleme dağılımı	30
3.2.3.2. Birim yükleme dağılımı	31
3.2.3.3. Üçgen yükleme dağılımı	32

3.2.3.4. Birim ivme yükleme dağılımı	33
3.2.4. Birim ivme yüklemesine ait plastik mafsall oluşumları	34
3.2.5. Kapasite eğrilerinin karşılaştırılması	36
3.2.6. Binanın performansının belirlenmesi	38
3.3. Güçlendirilmiş Bina için Lineer Olmayan Statik Analiz	40
3.3.1. Yükleme durumları	42
3.3.1.1. Birim yükleme	42
3.3.1.2. Üçgen yükleme	43
3.3.1.3. Birim ivme yüklemesi	43
3.3.2. Birim ivme yükleme dağılımına ait plastik mafsall oluşumları	44
3.3.3. Kapasite eğrileri	49
3.3.4. Binanın performansının belirlenmesi	50
3.4. 2 Boyutlu Lineer Olmayan Statik Analiz	52
3.4.1. Yükleme durumları	53
3.4.2. Yapının performansının belirlenmesi	54
4. GÜÇLENDİRİLEN BİNANIN LİNEER OLMAYAN DİNAMİK ANALİZİ	56
4.1. Kullanılan Bilgisayar Programlarının İçeriği	57
4.2. Güçlendirilen Binanın Performansının Belirlenmesi	64
4.3. Yakın Fay Etkisinin İncelenmesi	69
5. SONUÇLAR	76
KAYNAKLAR	78
EKLER	80
ÖZGEÇMİŞ	88

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1 : Çok seviyeli performans hedefinin tanımlanması	7
Tablo 2.1 : Yapı davranış tipleri	18
Tablo 3.1 : Kat ağırlıkları	21
Tablo 3.2 : Kat kütleleri	21
Tablo 3.3 : Serbest titreşim modları ve kütle katılım oranları	22
Tablo 3.4 : X doğrultusunda rölatif kat ötelemeleri	24
Tablo 3.5 : Y doğrultusunda rölatif kat ötelemeleri	24
Tablo 3.6 : Kolon plastik mafsallık özellikleri	29
Tablo 3.7 : Kiriş plastik mafsallık özellikleri	29
Tablo 3.8 : 1. Mod yüklemesine ait kapasite eğrisi sonuçları	30
Tablo 3.9 : Birim yüklemeye ait kapasite eğrisi sonuçları	31
Tablo 3.10 : Üçgen yüklemeye ait kapasite eğrisi sonuçları	32
Tablo 3.11 : Birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi sonuçları	33
Tablo 3.12 : Güçlendirilen bina için kat kütleleri	40
Tablo 3.13 : Güçlendirilen bina için rölatif kat ötelemeleri	40
Tablo 3.14 : Serbest titreşim modları ve kütle katılım oranları	41
Tablo 3.15 : Kolon plastik mafsallık özellikleri	41
Tablo 3.16 : Birim yüklemeye ait kapasite eğrisi sonuçları	42
Tablo 3.17 : Üçgen yüklemeye ait kapasite eğrisi sonuçları	43
Tablo 3.18 : Birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi sonuçları	44
Tablo 3.19 : Serbest titreşim modları ve kütle katılım oranları	52
Tablo 3.20 : Birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi sonuçları	53
Tablo 3.21 : Performans noktasının 2B ve 3B için karşılaştırılması	55
Tablo 4.1 : Kullanılan deprem ivme kayıtlarının özellikleri	56
Tablo 4.2 : Ölçekli deprem ivme kayıtlarına göre analiz sonuçları	67
Tablo 4.3 : Binada oluşan plastik mafsallık durumları	69
Tablo 4.4 : Yakın fay etkisi altında elde edilen sonuçlar	73
Tablo 4.5 : Yakın fay etkisinde plastik mafsallık oluşumları	74

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 1.1 : Sismik tasarım değerlendirmesi	4
Şekil 2.1 : Geleneksel ve ADRS formatında mukabele spektrumları	11
Şekil 2.2 : Geleneksel ve ADRS formatında kapasite eğrileri	12
Şekil 2.3 : Kapasite spektrumunun geleneksel ve ADRS formatı	12
Şekil 2.4 : ADRS formatında periyot artmasıyla elastik ötesi davranış	13
Şekil 2.5 : Kapasite spektrumunun iki doğru parçası ile temsili	14
Şekil 2.6 : Histeretik sönüme eşdeğer viskoz sönümün belirlenmesi	15
Şekil 2.7 : Sönümle yutulan E_D enerjisinin belirlenmesi	15
Şekil 2.8 : κ katsayısının değişimi	16
Şekil 2.9 : Efektif sönümün β_0 değeri ile değişimi	16
Şekil 2.10 : İndirgenmiş talep spektrumunun elde edilmesi	17
Şekil 3.1 : Üç boyutlu yapının matematik modeli	25
Şekil 3.2 : Kat planının üç boyutlu matematik modeli	25
Şekil 3.3 : Gerçek kuvvet – deformasyon eğrisi	26
Şekil 3.4 : Kuvvet – deformasyon ilişkisi	27
Şekil 3.5 : Perdenin eşdeğer kolon olarak modellenmesi	28
Şekil 3.6 : Moment plastik mafsallık tipi	28
Şekil 3.7 : 1.mod yüklemesine ait kapasite eğrisi	31
Şekil 3.8 : Birim yükleme için kapasite eğrisi	32
Şekil 3.9 : Üçgen yükleme için kapasite eğrisi	33
Şekil 3.10 : Birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi	34
Şekil 3.11 : Birim yükleme için 1. ve 2. adım mafsallık oluşumları	34
Şekil 3.12 : Birim yükleme için 3. ve 4. adım mafsallık oluşumları	35
Şekil 3.13 : Birim yükleme için 5. ve 6. adım mafsallık oluşumları	35
Şekil 3.14 : Birim yükleme için 1. ve 2. adım mafsallık oluşumları	35
Şekil 3.15 : Birim yükleme için 3. ve 4. adım mafsallık oluşumları	36
Şekil 3.16 : Birim yükleme için 5. ve 6. adım mafsallık oluşumları	36
Şekil 3.17 : Mevcut yapı için X yönünde kapasite eğrileri	37
Şekil 3.18 : Mevcut yapı için X yönünde modifiye edilmiş kapasite eğrileri	37
Şekil 3.19 : Mevcut yapı için Y yönünde kapasite eğrileri	38
Şekil 3.20 : Mevcut yapı için Y yönünde modifiye edilmiş kapasite eğrileri	38
Şekil 3.21 : Mevcut yapının X yönünde performans kontrolü	39
Şekil 3.22 : Birim yükleme için kapasite eğrisi	42
Şekil 3.23 : Üçgen yükleme için kapasite eğrisi	43
Şekil 3.24 : Birim ivme yükleme için kapasite eğrisi	44
Şekil 3.25 : Birim yükleme için 1. adım mafsallık oluşumları	45
Şekil 3.26 : Birim yükleme için 2. adım mafsallık oluşumları	45
Şekil 3.27 : Birim yükleme için 3. adım mafsallık oluşumları	46
Şekil 3.28 : Birim yükleme için 4. adım mafsallık oluşumları	46
Şekil 3.29 : Birim yükleme için 5. adım mafsallık oluşumları	46
Şekil 3.30 : Birim yükleme için 6. adım mafsallık oluşumları	47
Şekil 3.31 : Birim yükleme için 7. adım mafsallık oluşumları	47

Şekil 3.32	: Birim yükleme için 1. ve 2. adım mafsall oluşumları	47
Şekil 3.33	: Birim yükleme için 3. ve 4. adım mafsall oluşumları	48
Şekil 3.34	: Birim yükleme için 5. ve 6. adım mafsall oluşumları	48
Şekil 3.35	: Birim ivme yüklemesi için 7. adım mafsall oluşumları	48
Şekil 3.36	: Güçlendirilen yapının X yönündeki kapasite eğrileri	49
Şekil 3.37	: Güçlendirilen yapının X yönünde modifiye edilmiş kapasite eğrileri	49
Şekil 3.38	: Güçlendirilen yapıda B tipi yapı davranışı için X yönünde performans kontrolü	51
Şekil 3.39	: Güçlendirilen yapıda A tipi yapı davranışı için X yönünde performans kontrolü	51
Şekil 3.40	: Güçlendirilen yapının 2 boyutlu matematik modeli	52
Şekil 3.41	: Birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi	53
Şekil 3.42	: 2 Boyutlu modellemeye ait kapasite eğrileri	54
Şekil 3.43	: 2 ve 3 Boyutlu sonuçların karşılaştırılması	54
Şekil 3.44	: 2 Boyutlu modelleme için performans kontrolü	55
Şekil 4.1	: Nlink elemanı için şekil değiştirme durumları	58
Şekil 4.2	: Nlink elemanında altı bağımsız yaydan üçü	59
Şekil 4.3	: Tek eksenli şekil değiştirme İçin Wen Plasticity bağlantı elemanı	61
Şekil 4.4	: Wen Plasticity özelliğine ait parametrelerin tanımı	62
Şekil 4.5	: Mevcut beton davranışı için gerilme-şekil değiştirme bağıntısı ..	63
Şekil 4.6	: İlave edilen beton için gerilme-şekil değiştirme bağıntısı	63
Şekil 4.7	: Donatı çeliği için gerilme - şekil değiştirme bağıntısı	64
Şekil 4.8	: $M - \chi$ bağıntısının idealleştirilmesi	64
Şekil 4.9	: Güçlendirilen binanın lineer olmayan dinamik analizde kullanılan matematik modeli	65
Şekil 4.10	: Düzce depremi Düzce ivme kaydı	66
Şekil 4.11	: Düzce depremi Bolu ivme kaydı	67
Şekil 4.12	: Kocaeli depremi Düzce ivme kaydı	67
Şekil 4.13	: P1 Perdesinin zemin kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi ...	68
Şekil 4.14	: P1 Perdesinin 1. kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi	68
Şekil 4.15	: Erzincan depremine ait doğu-batı bileşeni	69
Şekil 4.16	: Kocaeli depremi Sakarya ivme kaydı	69
Şekil 4.16	: Erzincan depremi etkisinde tepe deplasmanının zamanla değişimi	70
Şekil 4.18	: Erzincan depremi etkisinde taban kesme kuvvetinin zamanla değişimi	70
Şekil 4.19	: P1 Perdesinin zemin kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi ..	70
Şekil 4.20	: P1 Perdesinin 1. kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi	71
Şekil 4.21	: Düzce depremi Bolu kaydı için epe deplasmanının zamanla değişimi	71
Şekil 4.22	: Düzce depremi Bolu kaydı için taban k. k. zamanla değişimi ...	72
Şekil 4.23	: P1 Perdesinin zemin kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi ..	72
Şekil 4.24	: P1 Perdesinin 1. kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi	72
Şekil 4.25	: Kat seviyelerinde maksimum kat deplasmanları	74
Şekil 4.26	: Rölatif kat ötelemeleri	75

SEMBOL LİSTESİ

$A(T_1)$	:Spektral ivme katsayısı
C_o	:Deprem bölge katsayısı
E_D	:Sönümle yutulan enerji
E_{so}	:Maksimum şekil değiştirme enerjisi
F	:Statik eşdeğer yatay yüklerin toplamı
I	:Yapı önem katsayısı
K	:Yapı tipi katsayısı
PF_1	:1.mod için modal katılım çarpanı
R	:Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_a	:Deprem yükü azaltma katsayısı
S	:Yapı dinamik katsayısı
S_a	:Spektral ivme
S_d	:Spektral deplasman
$S(T)$	:Spektrum katsayısı
T	:Periyot
V_t	:Toplam eşdeğer deprem yükü(taban kesme kuvveti)
W	:Bina ağırlığı
Δ_{tepe}	:Tepe deplasmanı
α_1	:1.mod için modal kütle katsayısı
ϕ_{i1}	:1.modun i. Kattaki genliği
β_0	:Eşdeğer sönümle temsil edilen histeretik sönüm
β_{ef}	:Efektif sönüm
$\beta_{eşdeğer}$	:Eşdeğer sönüm

BETONARME BİR YAPININ LİNEER OLMAYAN STATİK VE DİNAMİK ANALİZ İLE PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Lineer olmayan analiz yöntemleriyle yapıların deprem etkisi altındaki davranışları çok daha gerçekçi bir şekilde değerlendirilebilmekte ve daha ekonomik tasarım yapmak mümkün olabilmektedir. Bu yöntemlerden yararlanılarak yapıların olası bir deprem etkisi altında performansları belirlenebilmektedir.

Bu çalışmada taşıyıcı sistemi perde ve çerçevelerden oluşan altı katlı betonarme bir yapının mevcut ve güçlendirilmiş durumlarının performansı incelenmiştir. Performansın değerlendirilmesi hem lineer olmayan statik analiz ile hem de lineer olmayan dinamik analiz ile gerçekleştirilmiştir. Her iki analizde de lineer olmayan durum tanımlaması malzeme ve geometri değişimleri bakımından birlikte ele alınmıştır.

Kullanılan bilgisayar programının kısıtlayıcı özelliklerinden dolayı perdeler eşdeğer kolon olarak modellenmiştir. Binanın matematik modelindeki bütün kiriş ve kolonlarda eğilmeden dolayı plastik mafsall oluşacağı varsayılarak lineer olmayan statik analiz yapılmıştır. Plastik mafsallara ait maksimum dönme değerleri ile performans seviyelerinin sınır dönme değerleri, ATC-40 esas alınarak belirlenmiştir.

Lineer olmayan dinamik analiz, yapıdaki kolon ve kirişlerin uçlarında kolon ve kiriş elemanlarının lineer olmayan bağlantı elemanı olarak tanımlanması ile gerçekleştirilmiştir. Bu nedenle bağlantı elemanlarından oluşan farklı bir model oluşturulmuştur. Bağlantı elemanında sadece eğilmeden dolayı lineer olmayan özellik tanımlanmıştır. Her bağlantı elemanına ait $M-\chi$ ilişkisi, kirişlerde sadece moment dikkate alınarak, kolonlarda ise eksenel kuvvetin etkisi de hesaba katılarak Section Builder bilgisayar programıyla elde edilmiştir.

Üç boyutlu olarak modellenen mevcut binanın performansı kapasite spektrumu metodu ile belirlenmiş ve performansının tasarım seviyesindeki bir depremde yeterli olmadığı ortaya çıkmıştır. Bina dış çerçevelerinde bina yüksekliği boyunca sürekli olan perdelerle ve mantolanan kolonlarla güçlendirilen yapının performansının ise yeterli güvenlikte olduğu görülmüştür. Güçlendirilen binanın iki boyutlu modeli oluşturularak üç boyutlu modele ait lineer olmayan davranışı yeter derecede temsil edebildiği gösterilmiştir.

Güçlendirilen binanın iki boyutlu modeli üzerinde, Erzincan, Kocaeli ve Düzce depremlerine ait ivme kayıtları ölçeklendirilerek lineer olmayan dinamik analiz yapılmış ve binanın performansının yeterli güvenlikte olduğu görülmüştür. Yakın fay etkisini incelemek amacıyla lineer olmayan dinamik analiz, ölçeklendirilmeyen ivme kayıtları esas alınarak uygulanmıştır. Sonuçta Bolu kaydının etkisinin hem yerdeğiştirmeler hem de taban kesme kuvveti açısından diğerlerinden çok daha fazla olduğu saptanmıştır.

PERFORMANCE ASSESSMENT OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING WITH NONLINEAR STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS

SUMMARY

Nonlinear analysis procedures can estimate more accurately the actual behaviour of structures during a specific ground motion and provide more economical solutions. Using this procedures, performance of structures during an expected earthquake can be determined.

This study evaluates the performance of existing and retrofitted cases of a six – storey reinforced concrete building. Performance evaluation was performed with both nonlinear static analysis and nonlinear dynamic analysis. Geometric and material nonlinearity were taken into account for each analysis.

Shear walls were modeled as equivalent column due to software limitations. For nonlinear static analysis, nonlinear behavior was simulated by assigning plastic hinges to the ends of column and beam elements. In these elements, nonlinear behavior was assumed due to flexural deformations. Maximum rotation values and limits of performance levels for plastic hinges were determined depending on ATC-40.

In case of nonlinear time history analysis, nonlinear behavior was performed by representing beams and columns with “Nlink” elements. Hence another model consisting of Nlink elements was constructed. For Nlink elements, nonlinear behavior was assumed due to flexural deformations. In order to obtain required flexural characteristics of beams and columns, moment-cuvature relationships of these members were evaluated by Section Builder software.

Performance of existing building which is modeled as three dimensional frame was determined through capacity spectrum method. The results of the analysis indicated that the existing building is unable to resist design earthquake demands. However, performance of building retrofitted with shear walls and column strengthening was found satisfactorily under design earthquake. Besides, analysis results indicated that two dimensional model was able to represent nonlinear behavior of the building.

In the nonlinear time history analysis, selected acceleration records from Erzincan, Kocaeli and Düzce erthquakes were used as scaled on two dimensional model, and results showed that performance of the building is able to resist specified earthquakes. In order to investigate near-fault effects, nonlinear time history analysis was performed using normal values of acceleration records. Base shear and displacement demands caused by Bolu record were found much more than the others.

1. GİRİŞ

Yönetmeliklerde yer alan yöntemler genel olarak yapıların depreme karşı elastik davranış göstereceği esası üzerine dayanmaktadır. Ancak gerçekte depremler yapıların enerji absorbe etmesini sağlayan elastik ötesi davranışa sebep olarak yapının ağır hasarlara uğramasına sebep olmaktadır.Yapı davranışının elastik kalacağı varsayımı ile yapılan analizler mühendisin yapacağı işi kolaylaştırmasına karşın yapının gerçek performansının anlaşılmasını da engellemektedir. Uygulanan yöntemlerin mevcut binaların güçlendirilmesinde kullanımı mevcut yapıdaki yetersizliklerin belirlenmesinde hataya sebep olabileceği gibi, yüksek maliyetle güçlendirmelere de sebebiyet verebilir.

Son zamanlarda geliştirilen analiz yöntemleriyle yapının elastik ötesi davranışının belirlenmesi mümkün olmaktadır. Bu yöntemlerle belirli bir deprem hareketi için yapının gerçek davranışı çok daha gerçekçi bir şekilde değerlendirilebilir. Bu analiz yöntemleriyle yapının zayıf bölümleri ve hangi kısmının ilk önce göçeceği belirlenebilmektedir.

Lineer olmayan analiz yöntemlerinde yük ve deplasman arttıkça yapıdaki elemanların bir kısmında elastik ötesi davranışlar açığa çıkmaktadır. Bu işlemin sonucunda elde edilen eğriyle yapının kapasitesi kolaylıkla görülebilmektedir. Geliştirilen tekniklerle belirli bir deprem hareketi için talep belirlenebilmekte ve bu talebin kapasite eğrisiyle birlikte kullanılmasıyla kapasite ve talebin birbirine eşit olduğu bir noktaya varılabilmektedir . Performans noktası olarak adlandırılan bu nokta yapının belirtilen deprem hareketi için gerçek deplasmanının bir tahminidir. Bu performans noktasını kullanarak yapı için hasar seviyesi tanımlanabilir ve istenilen performans seviyesiyle karşılaştırılabilir. Bu da yapının her bir kısmındaki yetersizliklerin tespit edilmesini ve sadece gerekli olan yerlerde güçlendirmelerin yapılmasını mümkün kılmaktadır. Kısaca, bu metotla yapının sismik performans karakteristikleri çok daha iyi anlaşılmakta ve çok daha etkili, maliyet açısından da daha ekonomik sonuçlara ulaşılabilmektedir.

İlgili yönetmeliklerle yapılan güçlendirmelerde eşdeğer statik deprem yöntemi veya spektrum analizi kullanılmaktadır. Bu yöntemler deprem hareketiyle yapıda oluşacak gerçek kuvvetleri ve deformasyonları direkt olarak belirleyemezler . Bunun yanında yapılar deprem hareketine elastik ötesi davranış yaparak karşılık vereceğinden , lineer analiz metotları yapıda oluşacak maksimum deplasmanın doğru belirlenmesini sağlayamazlar. Mevcut lineer analiz yöntemleriyle yapıların gerçekçi olmayan değerlendirilmesi yapının gerçek göçme modunun yanlış tespitine, güvenli olmayan güçlendirme tasarımlarına veya gerekli olmayan güçlendirme yapılarak ekonomik olmayan güçlendirme tasarımlarına sebebiyet verebilir. Bu nedenle yapının gerçek davranışının göz önünde bulunduran daha hassas yöntemlere ihtiyaç duyulmaktadır.

Bu amaçla hazırlanan ATC- 40 performansa dayalı bir metodoloji sunulmaktadır. Bu metodolojide değerlendirme ve güçlendirme tasarım kriterleri, yapı belirtilen deprem hareketine maruz kaldığında istenilen sismik performans seviyesini tanımlayan performans hedefleri olarak açıklanır. Kabul edilebilir performans deprem sarsıntısından beklenen yapısal ve yapısal olmayan hasar seviyeleriyle ölçülür. Hasar betonarme yapıda bulunan çeşitli yapısal elemanlar için elastik ötesi deformasyon açısından değerlendirilmektedir. Metodolojideki analitik yöntem lineer olmayan statik analiz metodu kullanarak yapının elastik ötesi deformasyonlarını dikkate alır. Burada tanımlanan analitik prosedür kullanılmakta olan kuvvet bazlı yöntemlerden çok daha kompleksdir.

Yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesinde karşılaşılan diğer bir husus belirsizliklerin olmasıdır. Temel belirsizlikler yer sarsıntısının karakterize edilmesinde, malzeme özelliklerinin ve mevcut yapısal ve geoteknik unsurların kapasitesinin belirlenmesinde, yapısal davranışın performansının değerlendirilmesinde ve sınır değerlerin tayininde karşımıza çıkmaktadır. Bu belirsizlikler sismik değerlendirme ve güçlendirme için uygulanan bütün analitik yöntemleri ve prosedürleri etkilemektedir. ATC – 40 da tanımlanan performansa dayalı metodoloji bu belirsizlikleri ihmal etmemektedir. Bununla beraber lineer olmayan statik analiz sayesinde lineer analiz yöntemlerinden çok daha hassas bir şekilde bu belirsizlikler ele alınabilmektedir. Örneğin; her bir yapı elemanının elastik ötesi davranışının gözönünde bulundurulması, elemanların rijitlik ve dayanımlarındaki azalmanın dikkate alınması, sismik yer hareketi nedeniyle yapı davranışında oluşacak gerçek deformasyonların belirlenmesinde daha gerçekçi ve

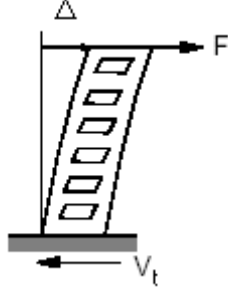
genelde konservatif yaklaşım sağlamaktadır. Sonuç olarak lineer olmayan analiz önerilen güçlendirme tasarımlarının doğrulanmasında ve beklenen yapı davranışının değerlendirilmesinde yararlı ve güvenilir bir tasarım aracı olmaktadır.

Esasen bütün sismik değerlendirme prosedürlerinin esası yapının direncinin bir ölçümü olan ‘kapasite’ ile depremlerin yapı üzerindeki etkisinin bir ölçümü olan ‘talep’ arasında bir karşılaştırmadır. Günümüzde kullanılan yönetmeliklerdeki tasarım prosedürleri talep ve kapasiteyi kuvvet olarak karakterize eder. Taban kesme kuvveti bu amaç için kullanılan temel parametredir. Bu amaçla belirli bir deprem şiddeti için hesaplanan taban kesme kuvveti yapının taban kesme kuvveti kapasitesiyle karşılaştırılır. Yapının kapasitesi kabuledilebilir bir taban keme kuvvetinin değeridir. Eğer yapı taban kesme kuvveti kapasitesine eşit bir kuvvete maruz kalırsa bazı yapı elemanlarında deformasyonlar ve akmalar oluşabilir, fakat bina göçmeyecek veya istenilmeyen hasar seviyelerine ulaşacaktır. Eğer deprem tarafından üretilen talep yapının kapasitesinden küçükse tasarımın kabuledilebilir olduğu varsayılır.

İlk resmi sismik tasarım prosedürleri deprem ivmelerinin binanın ağırlığıyla orantılı kuvvetler üreteceğini öngörür. Aradan geçen yıllar boyunca yapıların depremlerde gerçek davranışları daha iyi anlaşılmış ve yapı dinamiğinin teorik bilgisi daha da ilerlemiştir. Sonuç olarak temel prosedür deprem ivmeleri tarafından üretilen talep üzerinde yapının rijitliğinin de bir fonksiyonu olduğu gerçeğini yansıtacak şekilde düzeltilmiştir. Bütün bunların etkisiyle sismik talep temel yapı malzemesinin ve sisteminin karakteristiklerine dayalı duruma gelmiştir.

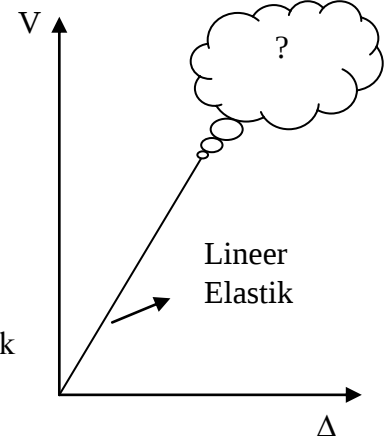
Yapının kapasitesinin sismik talebe karşı koymasında önemli bir faktör sünekliktir. Süneklik ilk akmadan sonra dayanımında ani bir göçme olmaksızın şekil değiştirebilme yeteneği olarak tarif edilir. Bu özellik yapı kapasitesinin çok önemli bir parçasını oluşturmaktadır.

Lineer olmayan statik yöntemler yapının kapasitesiyle sismik talebi karşılaştırırken kuvvetler yerine deplasmanları kullanırlar. Bu yaklaşım yapının sünekliğinin yapıdaki bütün elemanlar bazında göz önünde bulundurulmasını içerir. Bu durumda yapının elastik ötesi kapasitesi deprem enerjisini yutabilme yeteneğinin bir ölçüsüdür.



İLK YAKLAŞIMLAR

- Deprem kuvvetleri bina ağırlığıyla orantılı
- $V_t = \text{Yapı ağırlığının } \% 5 - 10 \text{ ' u}$
- Bina kapasitesindeki ve deprem talebindeki belirsizlikleri hesaba katmak amacıyla güvenlik katsayılarıyla lineer hesap

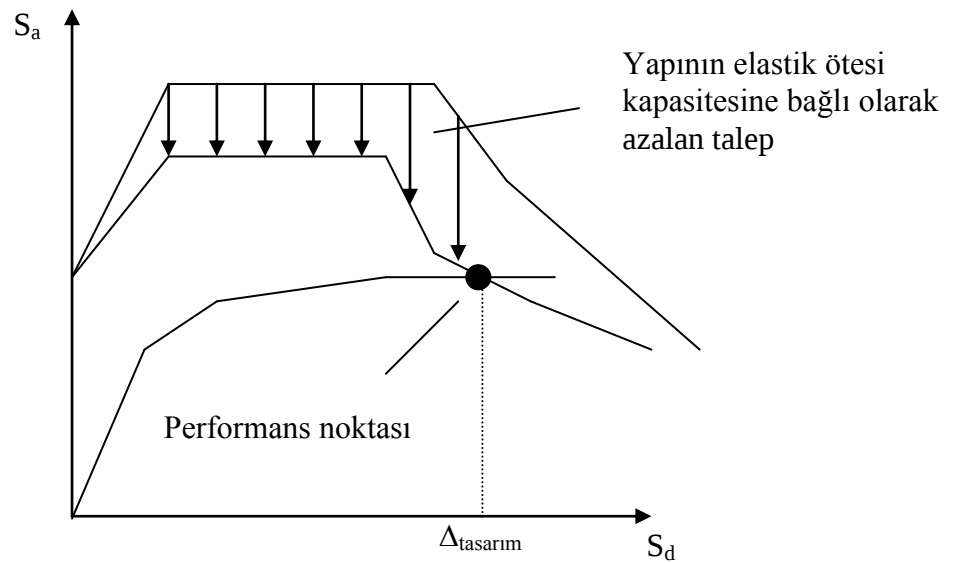


YÖNETMELİKLER

- Elastik deprem kuvvetleri lineer tasarım için azaltılır.
 $V_t = V_{\max} / R$
- R değeri yapının elastik ötesi davranışına göre değişir.
- Bu azaltma tahmin edilen süneklilikle sağlanır. $\longrightarrow \Delta_{\max} / \Delta_{\text{elastik}}$

YENİ EĞİLİM

- Yapının elastik ötesi kapasitesine dayalı elastik ötesi talep
- Kapasite ve talep performans noktasını belirler
- Tasarım $\Delta_{\text{tasarım}}$ deplasmanına dayalıdır



Şekil 1.1. Sismik tasarım değerlendirmesi

1.1. Performans Hedefleri

Performans hedefi yapının istenilen sismik performansını belirtir. Sismik performans tanımlanan bir sismik tehlike için (deprem yer hareketi) maksimum izin verilen hasar durumunun (performans seviyesi) belirtilmesiyle tanımlanır. Bir performans hedefi bir çok seviyeyi kapsayan yer hareketi için hasar durumlarının gözönünde bulundurulmasını kapsayabilir ve o zaman çok seçenekli performans hedefi olarak isimlendirilir.

Yapı sahibi performans hedefini seçtikten sonra mühendis analizde kullanılacak sismik talebi ve yapının yapısal ve yapısal olmayan sistemlerinin değerlendirilmesi ve tasarımı için kullanılacak performans seviyelerinin sınır değerlerini ifade eden kabuledilebilirlik kriterlerini tanımlayabilir.

Bir performans seviyesi gözönünde bulundurulan deprem hareketi ve yapı için uygun bulunan sınırlı bir hasar durumunu belirtir. Bu sınırlı durum yapıdaki fiziksel hasar ile yapı sakinlerinin can güvenliğine tehdit ve yapının deprem sonrası işlerliğini sürdürmesi ile tanımlanır.

Yapısal ve yapısal olmayan sistemlerin hedef performans seviyeleri ayrı ayrı tanımlanır. Yapısal ve yapısal olmayan performans seviyelerinin kombinasyonu, bir yapı için hasar durumunu tanımlamak amacıyla Bina Performans Seviyesini oluştururlar. En yaygın olarak kullanılan bina performans seviyeleri ve tanımları aşağıda verilmektedir:

Kullanıma Devam Yapısal Performans Seviyesi : Bu performans seviyesi fonksiyonellikle ilgilidir. Yapı deprem öncesi dayanım, rijitlik ve sünekliğini aynen korumaktadır.Yapıdaki hasar seviyesi yapı sakinlerinin güvenliklerini endişe ettirecek seviyede bile değildir. Gerekli olan herhangi bir onarım çok küçüktür ve yapı sakinlerini rahatsız etmeden gerçekleştirilebilir. Benzer şekilde yapısal olmayan sistemlerdeki ve elemanlardaki hasar da çok küçüktür.

Heman Kullanım Performans Seviyesi : Önemli hizmetler veren kuruluşlar için kullanılan en yaygın performans seviyesidir. Oldukça az yapısal hasar vardır. Yapı orijinal dayanım ve rijitliğini önemli ölçüde korumaktadır. Yapısal olmayan elemanlar güvenlidir ve genellikle çalışabilir durumdadır. Deprem sırasında yaralanma riski oldukça düşüktür.

Can Güvenliği Performans Seviyesi : Yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda belirli ölçülerde hasar mevcuttur. Yapı deprem öncesi dayanım ve rijitliğinin bir bölümünü kaybetmiş durumdadır. Ancak yapısal ve yapısal olmayan elemanların can güvenliğini tehdit etmesi söz konusu değildir. Yapı onarılmaya muhtaçtır ve onarılmadan kullanılması uygun değildir.

Yapısal Stabilit  Performans Seviyesi : Yapı taşıyıcı sistemi ancak düşey yükler altında stabilitesini korumaktadır. Yapının artçı depremlere karşı dayanımı kalmamıştır. Yapının kullanılmaması gerekir. Onarılması da çok kere pratik veya ekonomik bakımdan uygun değildir.

Deprem yer hareketi performans hedefinin oluşturulması için istenilen performans seviyesi ile birleştirilir. Deprem yer hareketi belli bir zaman aralığında oluşma olasılığı ile açıklanabileceği gibi sadece belirli bir fay veya olay için beklenen maksimum sarsıntı açısından da açıklanabilir. Yer hareketinin seviyesi tasarımda kullanım için mühendislik karakteristikleri açısından ifade edilir. Bu amaçla mukabele spektrumu veya deprem hareketlerini temsil edecek kayıtlar kullanılır. ATC – 40 da 3 farklı seviye tanımlanır.

- Servis (Kullanım) Depremi : 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 75 yıldır. Bu depremin etkisi, aşağıda tanımlanan tasarım depreminin yarısı kadardır.
- Tasarım Depremi : 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 500 yıldır. 1998 deprem yönetmeliğinde de esas alınan depremdir.
- En Büyük Deprem : Belirli bir bölgede, jeolojik veriler çerçevesinde, meydana gelebilecek en büyük deprem hareketidir. 50 yılda aşılma olasılığı % 5, dönüş periyodu ise yaklaşık 1000 yıldır. Bu depremin etkisi tasarım depreminin 1,25 – 1,50 katı dolaylarındadır.

Sismik performans hedefi, belirlenen bir deprem hareketi için istenilen bina performans seviyesinin seçilmesiyle tanımlanır. Farklı yer hareketi seviyeleri için farklı performanslar oluşturulabilir. Örneğin , servis deprem seviyesi için kullanıma devam performans seviyesinde bir hedef belirlenirken tasarım depremi için de can güvenliği performans seviyesi seçilebilir. Tablo 1.1. de temsili olarak gösterilmiştir.

Tablo 1.1.Çok seviyeli performans hedefinin tanımlanması

	Bina Performans Seviyesi			
Deprem yer hareketi seviyesi	Kullanıma Devam	Hemen kullanım	Can güvenliği	Yapısal stabilite
Servis (SE)	+			
Tasarım (DE)			+	
En Büyük (ME)				

2. LİNEER OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ

Mevcut betonarme yapıların analizi hem lineer hem de lineer olmayan analiz metodları ile yapılabilmektedir. Kullanılmakta olan elastik analiz metotları eşdeğer statik deprem yöntemi ve tasarım spektrumu kullanılarak yapılan dinamik analizdir. En temel elastik olmayan analiz metodu ise zaman tanım aralığında yapılan analizdir. Ancak bu yöntem genel kullanım için oldukça komplekstir ve pratik de değildir. Mevcut basitleştirilmiş lineer olmayan analiz metotları kapasite spektrumu metodu ve deplasman katsayısı metodunu içermektedir. Kapasite spektrumu metodunda yapının kapasite eğrisinin ve indirgenmiş mukabele spektrumunun maksimum deplasmanı gösteren bir noktada kesişmesi esas alınır. Kapasite spektrumu metodu esas olarak artan deplasman için sismik talepteki azalma esasına dayanır. Deplasman katsayısı metodu ise kapasite spektrumu yöntemine benzer olarak, kapasite ve talebin birbirine bağlı olduğu esasına dayanmaktadır. Ancak bu yöntemde yerdeğiştirme talebi grafik olarak değil, sayısal bir biçimde belirlenmektedir. Bu durumda kapasite eğrisinin kapasite spektrumuna dönüştürülmesine de gerek kalmamaktadır.

Elastik analiz metotları yapının elastik kapasitesinin iyi bir temsilini vermesine ve ilk elastik ötesi davranışın nerelerde oluşabileceğini göstermesine karşın , yapının göçme mekanizmasını belirleyemez. Ayrıca elastik ötesi davranışlar sonucunda oluşan kuvvet dağılımlarını da dikkate almaz. Elastik olmayan analiz yöntemleri ise yapının nerelerinde zayıflıkların olduğunu ve yapının nasıl göçebileceğinin anlaşılmasına yardımcı olmaktadır. Tasarım ve değerlendirme için bu prosedürlerin kullanımı yapıların depreme maruz kaldığında nasıl davranacağını anlaşılmasına ve yapının elastik kapasitesinin aşılabileceğini varsaydığı bölgeleri anlamamıza yardımcı olmaktadır. Böylece elastik yöntemlerle alakalı olan bir kısım belirsizliklerin ortadan kaldırılması mümkün olmaktadır.

Performansa dayalı tasarımda kapasite ve talep iki önemli anahtar özellik durumundadır. Talep deprem yer hareketinin bir temsilidir. Kapasite yapının sismik

talebe karşı koyabilme yeteneğinin temsilidir. Performans ise kapasitenin talebi karşılayabilmesine bağlıdır. Başka bir deyişle yapı depremin talebine karşı koyabilecek kapasitede olmalıdır ki , yapının performansı tasarımın hedefleri ile uyumlu olsun.

Lineer olmayan analiz prosedürleri 3 ana özelliğın belirlenmesini gerektirir. Bunlar kapasite, talep(deplasman) ve performanstır. Bunların herbiri kısaca aşağıda tanımlanmıştır.

- **Kapasite** : Yapının kapasitesi yapının her bir elemanının dayanım ve deformasyon kapasitelerine bağlıdır. Elastik ötesi kapasiteleri belirlemek amacıyla statik itme (pushover) analizi formunda lineer olmayan analiz yapılması gerekmektedir. Bu analiz yöntemi bütün yapının kuvvet-deplasman kapasite diyagramını elde edebilmek için bir dizi elastik analiz ve bunların süperpoze edilmesinden yararlanmaktadır. Yapının matematik modeli elastik ötesi davranış gösteren elemanların azalan rijitliklerini hesaba katmak için değiştirilir. Modifiye edilen yapı yatay yükler altında başka elemanlarda akmalar meydana gelene kadar tekrar yüklenir. Bu işlem yapı stabilitesi bozulana kadar veya daha önce belirtilen bir sınır değere ulaşana kadar devam eder. Analiz sonunda elde edilen kapasite eğrisi yapının elastik sınırı aşıldıktan sonra nasıl davranacağını değerlendirilmesine imkan sağlamaktadır.
- **Talep** : Bir deprem sırasında yer hareketleri yapıda zamanla değişen kompleks yatay deplasmanlar meydana getirmektedir. Bu hareketi izleyerek her zaman adımında yapısal tasarım gereksinimlerini belirlemek pek pratik değildir. Kullanılmakta olan lineer analiz yöntemleri tasarım aracı olarak yatay kuvvetler kullanılır. Lineer olmayan yöntemler için ise tasarım aracı olarak bir takım yatay deplasmanlar kullanmak daha kolay ve daha elverişlidir. Yer hareketi altında yapıdaki deplasman talebi yapının yer hareketi sırasında yapacağı maksimum deplasmanı göstermektedir.
- **Performans** : Kapasite eğrisi ve deplasman talebi belirlendiğinde performans kontrolü yapılabilir. Performans, kapasite eğrisi ve talep eğrisinin kesişmesiyle oluşan performans noktası ile tayin edilir. Performans kontrolü yapısal ve yapısal olmayan elemanların performans hedefinin izin verilen sınırlarının ötesinde hasara uğrayıp uğramadığını belirler.

2.1. Kapasite Spektrumu Yöntemi

Performans noktasının yeri iki özelliği sağlamalıdır: 1) Bu nokta belirli bir deplasman yapmış durumda olan yapıyı temsilen kapasite spektrumunun üzerinde olmalıdır. 2) Bu nokta aynı zamanda yapının yapmış olduğu deplasman seviyesindeki lineer olmayan talebi temsilen indirgenmiş tasarım spektrumu üzerinde bulunmalıdır. Bu yöntemde spektral azaltma çarpanları efektif sönüm baz alınarak verilir. Efektif sönüm kapasite eğrisinin şekline , tahmin edilen deplasman talebine ve bunun sonunda oluşan histerezis döngüye dayalı olarak hesaplanır.

Genel olarak performans noktasının belirlenmesi yukarıda açıklanan iki kriterin sağlanması için bir deneme ve yanılma işlemini gerektirir. Bu amaçla ATC – 40 da 3 farklı prosedür tanımlanmıştır. Bu prosedürler temel olarak aynı konseptte ve matematiksel ilişkilere dayalı olmasına karşın bir kısmında grafik teknikler bir kısmında da analitik teknikler ağır basmaktadır.

2.1.1. Kapasite Eğrisinin Kapasite Spektrumuna Dönüştürülmesi

Kapasite spektrumu metodunun kullanılabilmesi için taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı formatındaki kapasite eğrisinin ivme – deplasman mukabele spektrumu formatındaki kapasite spektrumuna dönüştürülmesi gerekir. Bunun için gerekli olan matematiksel ifadeler aşağıda verilmektedir. Kapasite spektrumu yönteminde yapının davranışında birinci doğal titreşim modunun etkin olduğu varsayıldığından ifadelerde 1. modun esas alındığı görülebilir.

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (2.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2.2)$$

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad (2.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{tepe}}{PF_1 \phi_{tepe,1}} \quad (2.4)$$

Burada;

PF_1 = 1. mod için modal katılım çarpanı

α_1 = 1. mod için modal kütle katsayısı

w_i / g = i. kattaki kütle

ϕ_{i1} = 1. modun i. kattaki genliği

N = yapıdaki kat sayısı

V = taban kesme kuvveti

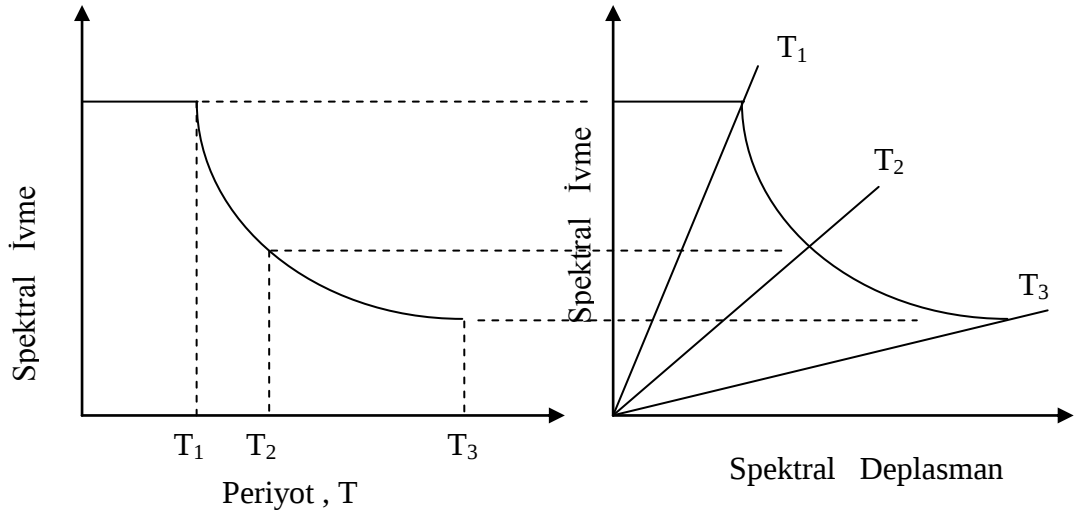
W = binanın ölü ve hareketli yükü toplamı

Δ_{tepe} = tepe deplasmanı

S_a = spektral ivme

S_d = spektral deplasman

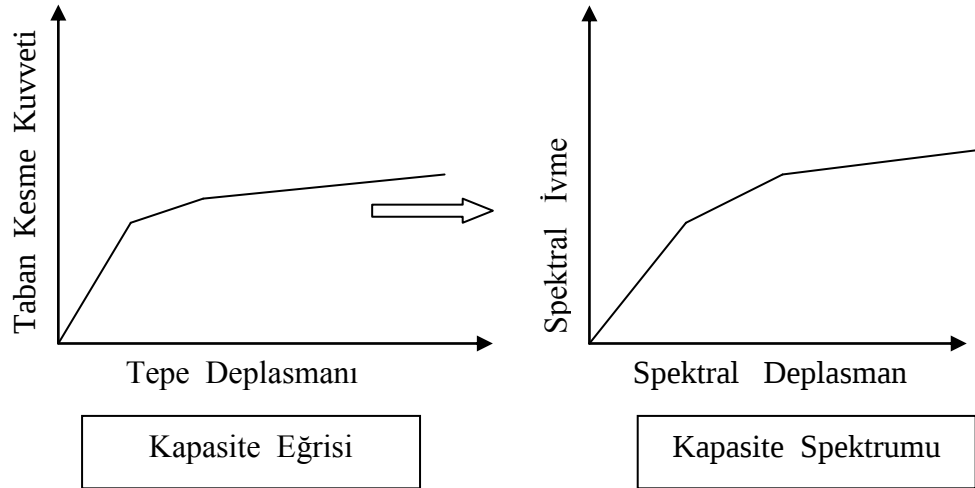
Kapasite eğrisini kapasite spektrumuna dönüştürürken yapılan işlem ilk önce PF_1 ve α_1 değerlerinin hesaplanmasıdır. Bundan sonra kapasite eğrisi üzerindeki herbir nokta için yani V ve Δ_{tepe} için kapasite spektrumu üzerinde karşılık gelecek S_a ve S_d değerlerinin belirlenmesi gelir.



$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2$$

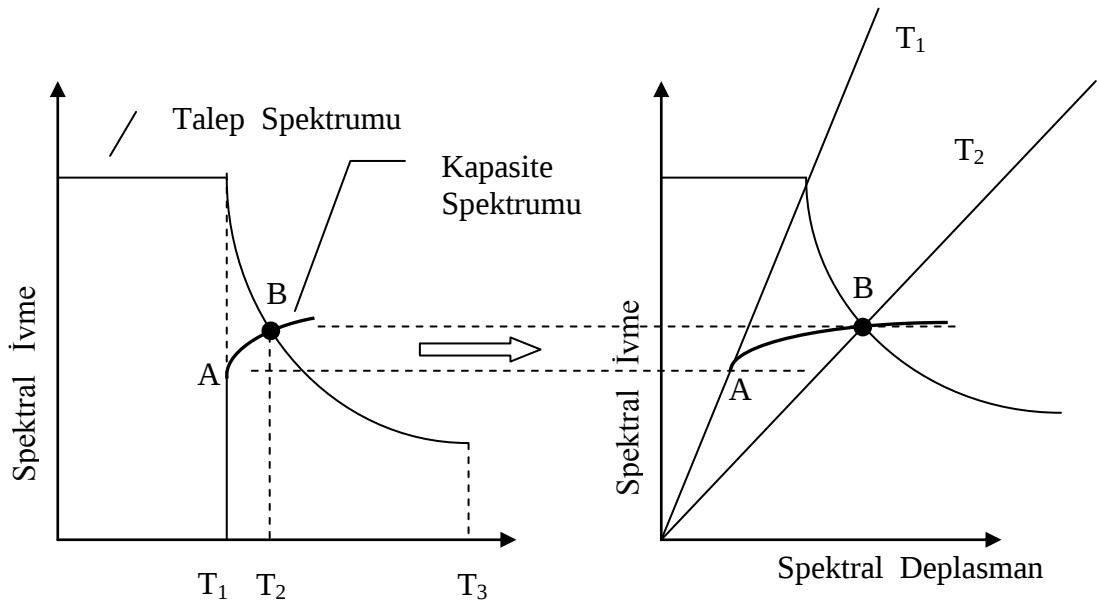
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Şekil 2.1. Geleneksel ve ADRS formatında mukabele spektrumları



Şekil 2.2. Geleneksel ve ADRS formatında kapasite eğrileri

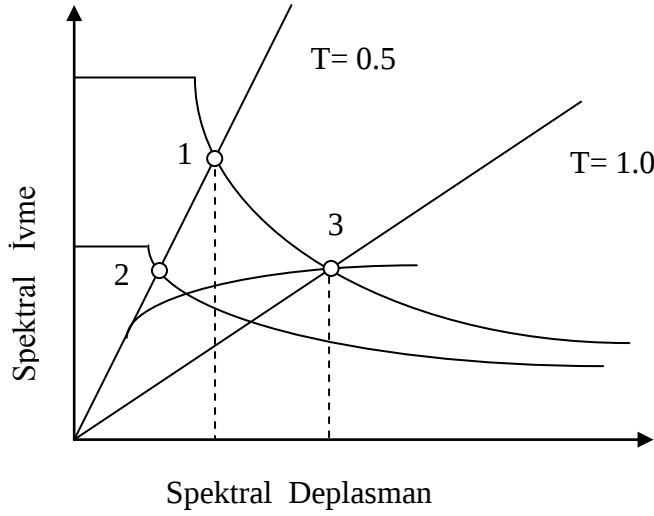
ADRS formatında başlangıç noktasından geçen doğrular sabit periyotları temsil etmektedir. ADRS spektrumundaki herhangi bir nokta için periyot $T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$ formülü ile hesaplanabilir. Aynı şekilde geleneksel spektrum üzerindeki herhangi bir nokta için de spektral deplasman $S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2$ formülü ile hesaplanabilir.



Şekil 2.3. Kapasite spektrumunun geleneksel ve ADRS formatında kullanımı

Şekil 2.3 te kapasite spektrumunun geleneksel ve ADRS formatlarıyla birlikte kullanımı görülmektedir. Kapasite spektrumu izlendiğinde A noktasına kadar periyodun sabit olduğu görülür. B noktasına ulaşıldığında periyot uzayarak T_2

değerini almaktadır. Bu ise yapının elastik ötesi davranış yaptığını ifade eder. Periyodun uzaması her iki formatta da açıkça görülebilmektedir.

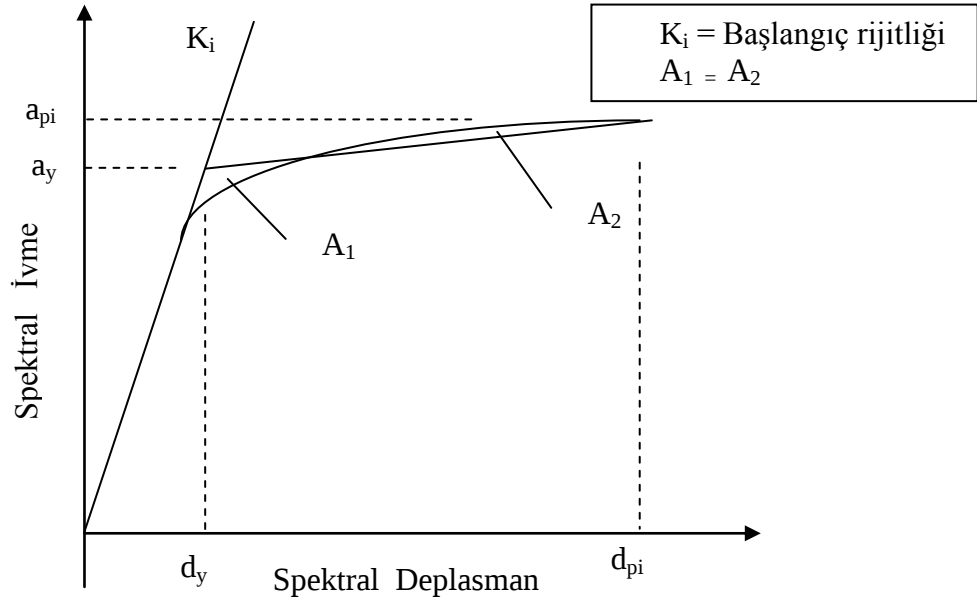


Şekil 2.4. ADRS formatında periyot artmasıyla elastik ötesi davranış

Şekil 2.4. yapı elastik ötesi davranış gösterirken periyodun uzamasını ve aynı zamanda talepteki azalmayı da göstermektedir. Grafikteki 1 ve 2 noktaları aynı periyodu gösterirler ama farklı sönümde mukabele spektrumlarına ait noktalardır. Kapasite eğrisi izlendiğinde 2 noktasının yapının elastik periyodunu verdiği anlaşılır. Çünkü bu noktadan sonra elastik davranış aşılmakta ve yapının periyodu uzamaktadır.

2.1.2. Kapasite Spektrumunun İki Doğru Parçası ile Temsili

Kapasite spektrumunun iki doğru parçası ile temsili spektral talebin uygun şekilde azaltılması ve efektif sönümün belirlenebilmesi için gereklidir. Bilineer temsili oluşturulabilmesi için a_{pi} ve d_{pi} noktalarının tanımlanması gerekir. Bu nokta indirgenmiş talep spektrumunu üretmek için önceden tahmin edilen performans noktasıdır. Eğer indirgenmiş talep spektrumu kapasite eğrisini tahmin edilen bu noktada keserse bu nokta performans noktasına karşı gelir.



Şekil 2.5. Kapasite spektrumunun iki doğru parçası ile temsili

2.1.3. Sönüm ve İndirgenmiş Talep Spektrumu

Deprem yer hareketi yapıyı elastik ötesi bölgede davranışa doğru sürüklediğinde oluşan sönüm yapıda var olan viskoz sönüm ile histeretik sönümün bir kombinasyonu olarak düşünülebilir. Histeretik sönüm taban kesme kuvveti – yapı deplasmanı diyagramının çizilmesi sırasında oluşan çevrimlerin içinde kalan alan ile ilgili bir değerdir. Histeretik sönüm eşdeğer viskoz sönüm ile temsil edilebilir. Eşdeğer viskoz sönüm, $\beta_{\text{eşdeğer}}$, d_{pi} değerlerinin maksimumu ile ilgilidir ve aşağıdaki eşitlikle ifade edilebilir:

$$\beta_{\text{eşdeğer}} = \beta_0 + 0.05 \quad (2.5)$$

Burada,

β_0 = eşdeğer sönümle temsil edilen histeretik sönüm

0.05 = yapıda var olduğu düşünülen viskoz sönüm

β_0 değeri aşağıdaki eşitlikle hesaplanabilir:

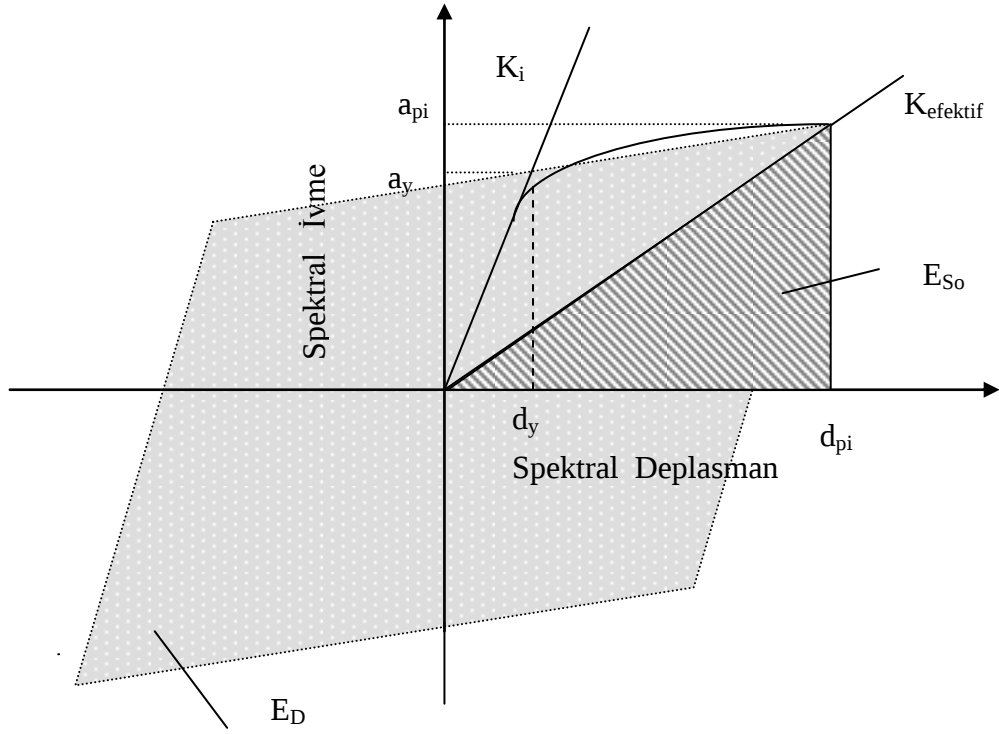
$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} \quad (2.6)$$

Burada,

E_D = sönümle yutulan enerji

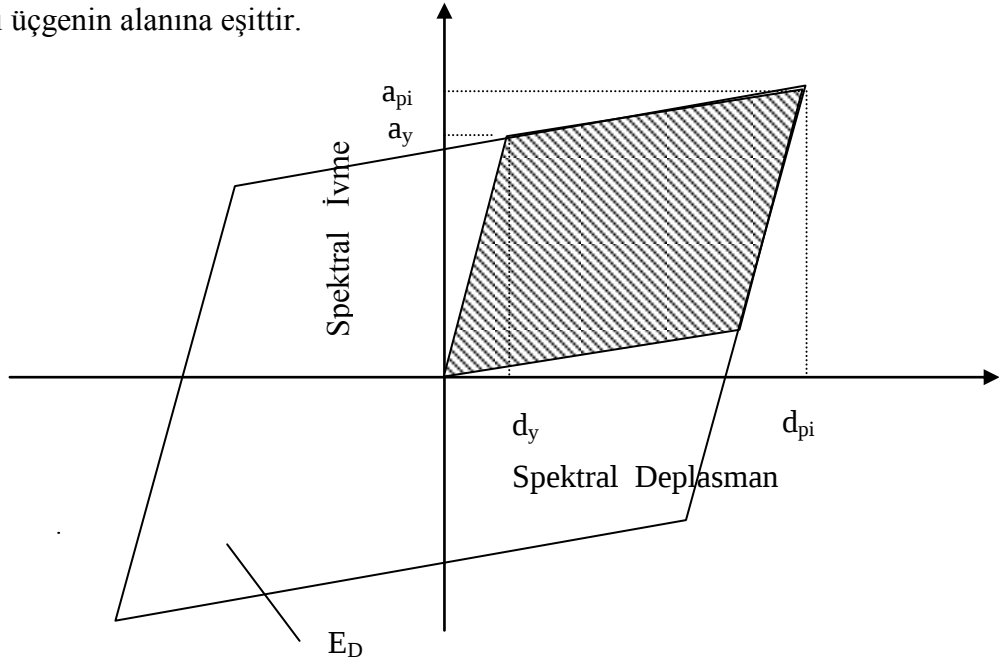
E_{So} = maksimum şekildeğiştirme enerjisidir.

E_D ve E_{S_0} 'ın fiziksel önemi şekil 6 ta gösterilmektedir.



Şekil 2.6. Histeretik sönüme eşdeğer viskoz sönümün belirlenmesi

E_D bir çevrimde yapı tarafından yutulan enerjidir yada diğer bir deyimle Şekil 2.6 da görüldüğü gibi tek bir histerezis çevrimde kapalı alanla temsil edilir. E_{S_0} bu döngüyle ilgili olarak maksimum şekil değiştirme enerjisidir ve Şekil 2.6 da görüldüğü gibi taralı üçgenin alanına eşittir.



Şekil 2.7. Sönümle yutulan E_D enerjisinin belirlenmesi

E_D = Histerezis çevrim altında kalan alan
 = Büyük paralelkenarın alanı
 = taralı alanın 4 katı

Birkaç matematiksel işlem yapıldıktan sonra E_D nin taralı alanın 4 katına eşit olduğu kolayca hesaplanabilir ve aşağıda verilen eşitlikle ifade edilebilir:

$$E_D = 4 (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi}) \quad (2.7)$$

Budurumda eşdeğer viskoz sönüm;

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi} / 2} = \frac{2}{\pi} \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (2.8)$$

$$\beta_{\text{eşdeğer}} = \beta_0 + 0.05 = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (2.9)$$

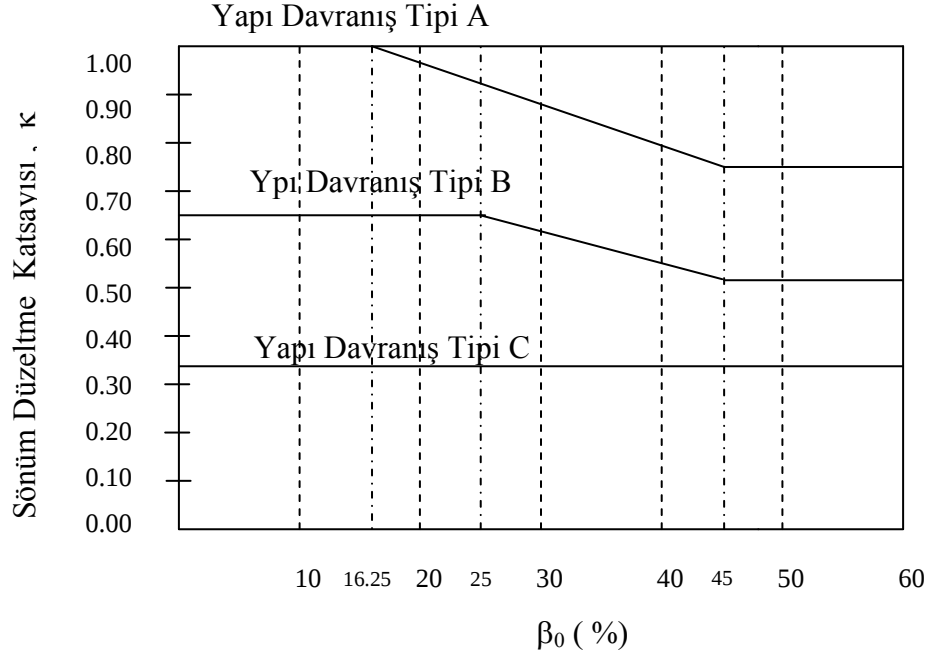
İdealize edilmiş histeresiz çevrim, kısmen kısa süreli sarsıntılara maruz, sünek olarak tasarımı yapılmış binalar için ve yaklaşık %30 dan daha az eşdeğer viskoz sönüm için makul bir yaklaşımdır. Diğer durumlarda idealize edilen bu çevrim eşdeğer viskoz sönüme gerçek değerinden daha fazla değer biçebilir. Çünkü gerçek histerezis çevrim bu kadar düzgün değildir, diğer bir deyişle çevrim içindeki alan daha azdır.

Yeterli süneklikte olmayan yapılar için daha önceki formülle verilen eşdeğer viskoz sönüm κ katsayısıyla modifiye edilerek efektif viskoz sönüm tanımlanabilir. Buna göre;

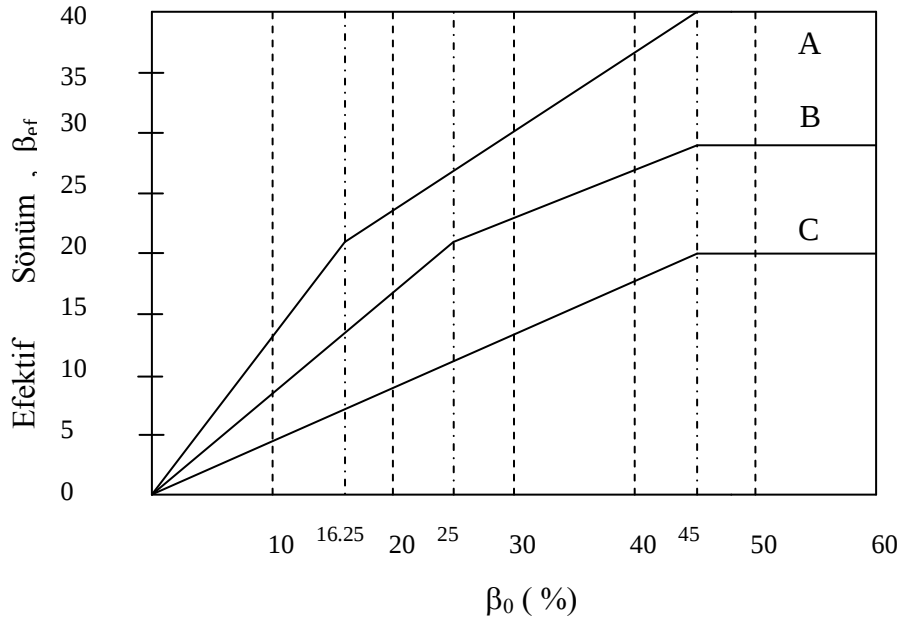
$$\beta_{\text{efektif}} = \kappa \beta_0 + 0.05 = \frac{0.637\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (2.10)$$

formülü ile tanımlanabilir. κ faktörü yapının taşıyıcı sistemine ve yer sarsıntısının süresine diğer bir deyimle binanın yapısal davranışına bağlıdır. ATC- 40 da 3 yapı tipi tanımlanır. Yapı tipi A idealize edilmiş histerezis çevrimi tam olarak temsil edebilen yani κ katsayısının 1.0 olduğu davranış tipidir. Yapı tipi B için κ katsayısına 2/3 değeri verilirken β_{efektif} in yüksek değerler alması durumunda bu sayı azaltılır. Yapı tipi C daha yetersiz bir histerezis davranışı gösterir ve κ katsayısı için

1/3 değeri kullanılır. Yapı davranış tiplerine göre belirlenen κ katsayılarının β_0 değerine bağlı olarak değişimi Şekil 2.8 ve 2.9 de gösterilmektedir.

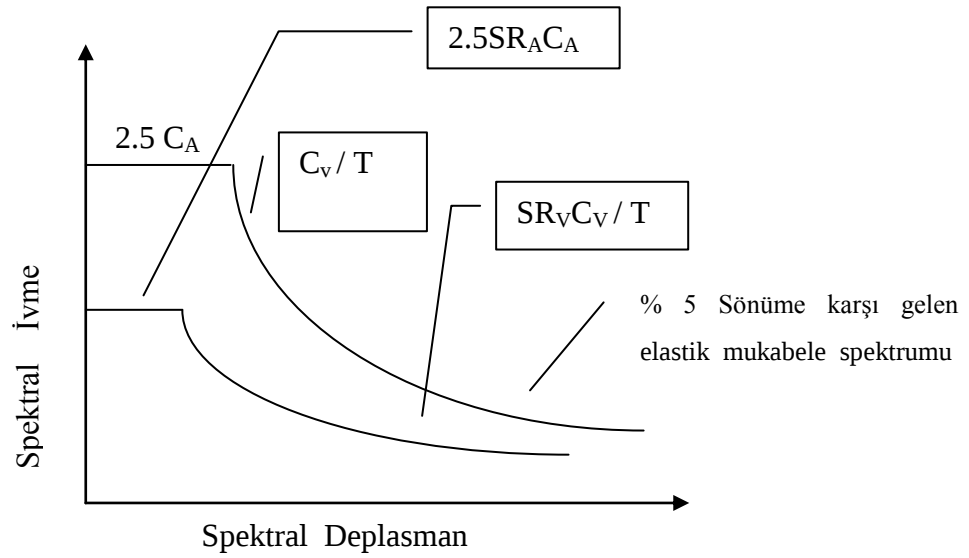


Şekil 2.8. κ katsayısının değişimi



Şekil 2.9. Etkatif sönümün β_0 değeri ile değişimi

Eşdeğer viskoz sönüm değerleri spektral azaltma çarpanlarını elde etmek için kullanılabilirler. Şekil 2.10 da görüldüğü gibi spektral azaltma katsayıları % 5 sönümlü elastik mukabele spektrumunu bu sönüm değerinden daha büyük değerlere karşılık gelen indirgenmiş mukabele spektrumuna dönüştürmek için kullanılır.



Şekil 2.10. İndirgenmiş talep spektrumunun elde edilmesi

S_{R_A} spektrumun sabit ivme bölgesindeki spektral azaltma değerini, S_{R_V} ise sabit hız bölgesindeki spektral azaltma değerini ifade eder. C_A ve C_V değerleri deprem bölgesi, zemin türü, faya olan mesafe ve esas alınan deprem seviyesi gibi birçok etkene bağlıdır.

Yapı davranış tipinin seçimi yapı taşıyıcı sisteminin esas elemanlarına ve yer sarsıntısının süresine bağlı olarak Tablo 2.1 de gösterilmektedir.

Tablo 2.1. Yapı davranış tipleri

Deprem Süresi	Yeni Bina	Orta Derecede Mevcut Bina	Yetersiz Mevcut Bina
Kısa	A	B	C
Uzun	B	C	C

Yeni Bina mevcut yönetmeliklere uyarak detaylandırılan, yatay yüklere karşı yeni taşıyıcı sistemler içeren ve yapıda bulunan yönetmeliklere uymayan elemanların dayanım ve rijitliklerinin de katkısının az olduğu binaları temsil etmektedir. *Yetersiz Mevcut Bina* güvenilir histeretik davranış göstermeyen yatay taşıyıcı sistemi bulunan binaları temsil eder. *Orta Derecede Mevcut Bina* diğer durumlardaki yapılar için kullanılmalıdır. Bu davranış tipi mevcut güçlendirme binalarının çoğu için uygun olabilir.

2.2. Lineer Olmayan Dinamik Analiz Metodu

Lineer olmayan dinamik analiz metodu, belirli bir yer hareketinin zaman tanım alanındaki kaydı tarafından yapıda meydana gelen elastik ötesi davranışı elde etmek amacıyla uygulanır. Lineer olmayan statik analizin aksine bu metotta deprem tarafından üretilen yerdeğiştirme talepleri direkt olarak elde edilebilmektedir. Analiz sonunda elde edilen sonuçlardan yapının performans seviyesi bulunabilmektedir. Depremin tersinir etkisini temsil edebildiğinden lineer olmayan statik analize göre daha doğru sonuçlar vermesine karşın, daha komplekstir.

3. ÖRNEK BİR BİNANIN LİNEER OLMAYAN STATİK ANALİZİ

Bu bölümde betonarme bir binanın mevcut ve güçlendirilmiş halinin performansı lineer olmayan statik analiz yöntemi ile incelenecektir. Binanın matematik modelinin oluşturulmasında izlenen yol, statik itme (pushover) analizinde kullanılan SAP2000 bilgisayar programının analizle ilgili kısımları ve analiz sonuçları açıklanacaktır.

3.1. Mevcut Yapı Bilgileri

3.1.1. Yapının Tanımı

İncelenen yapı betonarme bir bina olup bir bodrum ve 6 normal kata sahip bir iş yeridir. Binanın zemin kat alanı 597 m^2 , 1. normal kat alanı 555 m^2 , diğer kat alanları ise 497 m^2 den oluşmaktadır. Zemin kat yüksekliği $3,65 \text{ m}$, 1. kat yüksekliği $3,60 \text{ m}$, diğer kat yükseklikleri ise $2,85 \text{ m}$ dir. Bina taşıyıcı sistemi çerçeve ve sadece kısa doğrultuda bir perdeden meydana gelmektedir. Bodrum kat tamamen perdelerle çevrilidir. Yapının döşeme sistemi yassı kirişler ve asmolen dolgulu nervürlü döşemeden oluşmaktadır. Yapının kısa doğrultusunda 9 aksında bina yüksekliği boyunca derin kirişler mevcuttur. Yine uzun doğrultuda D aksında da 5. kat seviyesine kadar derin kirişler mevcuttur. Döşeme sistemini oluşturan yassı kirişlerin ve nervürlü kirişlerin yüksekliği 32 cm dir. Binada sadece giriş katında bölme duvarlar bulunmaktadır. Binada kullanılan beton sınıfı BS 25 , donatı ise BÇ I dir. Yapıya ait normal kat planı Ek A da verilmiştir.

3.1.2. Kütle ve Ağırlıkların Hesabı

Yük hesabı TS500'e dayalı olarak yapılmıştır. Sisteme etkiyen düşey yükler ölü ve hareketli yüklerden oluşmaktadır. Ölü yük olarak bütün elemanların kendi ağırlıkları ve üzerindeki kaplamalardan gelen yükler dikkate alınmıştır. Düşey yükler nervürlü kirişlerin çalışma doğrultusunda ana kirişlere aktarılmıştır. Yapı bir işyeri olduğundan hareketli yük olarak da 0.2 ton/m^2 alınmıştır. Her kata ait yük durumu Tablo 3.1. de verilmiştir.

Dinamik analizde atalet kuvvetlerinin hesaplanması için yapının kütlesi kullanılmaktadır. Yapının bütün elemanlarının kütleleri malzeme yoğunlukları ve eleman hacimleri kullanarak hesaplanmıştır. Yapının davranışının daha iyi anlaşılabilmesi ve hesaplamanın verimliliği açısından eleman kütlelerini tek bir noktada toplamak yararlı olmaktadır.

Bu nedenle kütleler her katta kat ağırlık merkezinde toplanmıştır. Kat içinde yayılı olan kütleleri kat ağırlık merkezinde topladığımız için ayrıca kütle atalet momentlerini de kat ağırlık merkezinde ifade etmemiz gerekir. Aksi durumda sistemin gerçek davranışı temsil edilmemiş olur. Bunun için kat planında dikdörtgen kesit olarak kabul edilen kütleler $(b^2 + d^2) / 12$ eylemsizlik momenti ile çarpılarak bu etki dikkate alınmıştır. Elde edilen sonuçlar Tablo 3.2. de verilmiştir.

Tablo 3.1. Kat ağırlıkları (ton)

Kat	Döşeme	Kiriş	Kolon + Perde	0.3*Hareketli Yük	Toplam
1.Kat	258.56	203.50	47.30	35.82	545.18
2.Kat	257.92	177.00	36.00	33.30	504.22
3.Kat	234.08	172.80	29.65	29.82	466.35
4.Kat	234.08	172.80	25.78	29.82	462.48
5.Kat	234.08	172.80	21.90	29.82	458.50
6.Kat	234.08	172.80	21.90	29.82	458.50
Çatı Katı	234.08	172.80	10.95	-	417.83
Tüm Yapı					3313.06

Tablo 3.2. Kat kütleleri

Kat	$M_i (W_i / g) (\text{ton.sn}^2/\text{m})$	$M_r = M_i * (b^2 + d^2) / 12$
1. Kat	55.57	6168
2. Kat	51.40	5755
3. Kat	47.54	4635
4. Kat	47.14	4596
5. Kat	46.74	4557
6. Kat	46.74	4557
Çatı Katı	42.49	4152

3.1.3. Modal Analiz

Yapının modal analizi öz vektör analizi baz alınarak yapılmıştır. Yapının matematik modelinde yapı bodrum katın üzerinden ankastre olarak modellenmiştir. Bodrum kat

tamamen perdelerle çevrili olduğundan 1998 Deprem Yönetmeliği uyarınca bu yaklaşım dikkate alınmıştır.Yapının 3 boyutlu matematik modeli ve normal kat modeli Şekil 3.2. ve Şekil 3.3 de verilmiştir.. Zemin etkisi ise dikkate alınmamıştır. Elde edilen sonuçlar Tablo 3.3. de gösterilmektedir.

Tablo 3.3. Serbest titreşim modları ve kütle katılım oranları

Mod	Periyot	Her Mod İçin (%)		Kümülatif Toplam (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	1.248273	69.3412	6.0341	69.3412	6.0341
2	1.000159	12.2281	56.3328	81.5693	62.3669
3	0.567661	2.6361	18.1975	84.2054	80.5644
4	0.440497	7.2268	0.0452	91.4323	80.6096
5	0.334193	0.6199	7.9803	92.0522	88.5900
6	0.243636	3.0904	0.0799	95.1426	88.6698
7	0.182453	0.3296	0.4113	95.4722	89.0811
8	0.173301	1.0736	4.0252	96.5458	93.1063
9	0.167503	1.3528	1.7244	97.8985	94.8307
10	0.132648	1.6023	0.0039	99.5008	94.8346
11	0.121571	0.0798	1.4815	99.5807	96.3161

3.1.4. Eşdeğer Deprem Yüğü Analizi

3.1.4.1 1975 Yönetmeliğine Göre Deprem Hesabı

Statik itme analizi ile binaya ait elde edilecek kapasite eğrilerinde 1998 deprem yönetmeliği ile kıyaslama yapabilmek için 1975 yönetmeliğine göre yapıya etki eden taban kesme kuvveti hesaplanacaktır. Bu yönetmeliğe göre yapıların depreme dayanıklı olarak boyutlandırılmasında kullanılacak statik eşdeğer yatay yüklerin toplamı

$$F = CW \quad (3.1)$$

denklemleri ile verilmektedir. Burada C deprem katsayısıdır ve

$$C = C_0 * K * S * I \quad (3.2)$$

denklemleri ile belirlenir. Buradaki C_0 = Deprem bölge katsayısı, K = Yapı tipi katsayısı, S = Yapı dinamik katsayısı, I = Yapı önem katsayısıdır.

C_0 , 1. derece deprem bölgesi için 0,10 olarak tanımlanmıştır. K, yapı sadece tek yönde çalışan bir perdeye ve sünek olmayan çerçevelere sahip olduğundan ve önemli derecede dolgu duvar içermediğinden 1,50 olarak seçilmiştir. Yapı dinamik katsayısı S, aşağıda verilen denklemlerle tanımlanır.

$$S = \frac{1}{(0,8 + T - T_0)} \quad (3.3)$$

Burada T saniye cinsinden binanın birinci normal moduna ait doğal periyodu, T_0 ise zeminin hakim periyodunu göstermektedir. Bina bulundugu zemin 3.sınıf zemin cinsine karşılık gelmekte olup zemin hakim periyodu için ortalama değer olarak 0,60 verilmektedir. Yapı önem katsayısı I ise işyerleri için 1,00 olarak tanımlanmıştır.

Sonuç olarak, 1975 yönetmeliğine göre statik eşdeğer yatay yüklerin toplamı X yönünde 343 ton, Y yönünde 414 ton değerindedir. Deprem katsayısı C ise sırasıyla 0,10 ve 0,125 değerini almaktadır.

3.1.4.2 1998 Yönetmeliğine Göre Deprem Hesabı

1998 Deprem yönetmeliğine göre toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)

$$V_t = W * A(T_1) / R_a(T_1) \geq 0,10 * A_0 * I * W \quad (3.4)$$

denklemleri ile tanımlanır. Buradaki $A(T_1)$, spektral ivme katsayısı olup aşağıdaki denklem ile belirlenir.

$$A(T) = A_0 * I * S(T) \quad (3.5)$$

Bu denklemde yer alan etkin yer ivmesi katsayısı, A_0 , deprem bölgesine bağlıdır. İncelenen yapı birinci derece deprem bölgesinde yer aldığından bu katsayı 0,40 değerine karşılık gelir. Bina önem katsayısı, I, işyerleri için 1,00 olarak verilmiştir. Spektrum katsayısı, $S(T)$ ise yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak aşağıda verilen denklem ile hesaplanır.

$$S(T) = 1 + 1,5 * T / T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (3.6)$$

$$S(T) = 2,5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (3.7)$$

$$S(T) = 2,5 * (T_B / T)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (3.8)$$

Buradaki T_A ve T_B , yerel zemin sınıflarına bağlı olup binanın bulunduğu zemin sınıfı olan Z3 için sırasıyla 0,15 ve 0,60 değerini almaktadır. Yapının doğal periyodu, T_B değerinden büyük olduğu için spektrum katsayısı (3.8) denklemi ile belirlenecektir.

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal olmayan elastik davranışını gözönüne almak üzere 3.4'te verilen spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri deprem yükü azaltma katsayısına bölünecektir.

Deprem yükü azaltma katsayısı, $R_a(T)$, çeşitli taşıyıcı sistemler için tanımlanan taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R 'ye ve doğal titreşim periyodu, T 'ye bağlı olarak denklem (3.9) ve (3.10) ile belirlenecektir.

$$R_a(T) = 1,5 + (R-1,5)T/T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (3.9)$$

$$R_a(T) = R \quad (T > T_A) \quad (3.8)$$

Yapı kısa doğrultuda bir perdeye sahip olmasına karşın uzun doğrultuda sadece çerçevelerle yatay yüklere karşı taşıyıcı sistem içerdiğinden eşdeğer deprem yükü yönteminde yapı davranış katsayısı, $R = 4$ alınmıştır.

1998 Deprem yönetmeliğine göre, binaya uygulanacak taban kesme kuvveti X yönünde 461 ton, Y yönünde ise 550 ton değerindedir. Bu değerler yapı ağırlığının sırasıyla % 14 ve % 17 sine karşı gelmektedir.

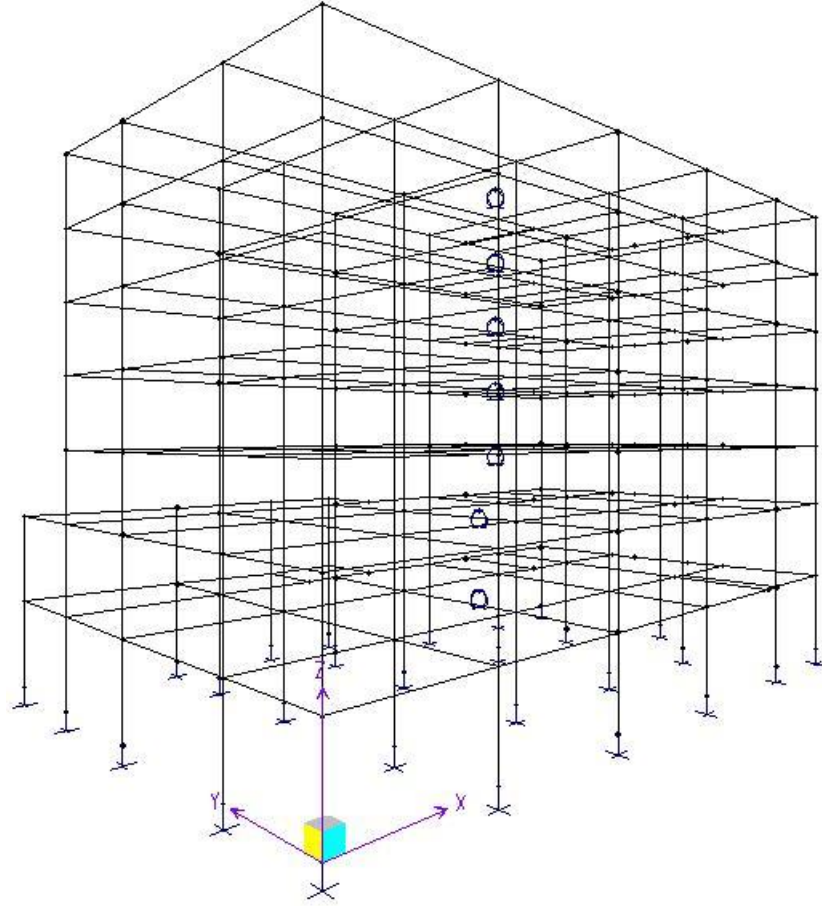
1998 Deprem yönetmeliğine göre yapıya kat kütle merkezlerinde etkittirilen yatay kuvvetler sonucu yine kütle merkezleri baz alınarak hesaplanan rölatif kat ötemeleri Tablo 3.4. ve 3.5 te verilmektedir. Tabloda koyu olarak gösterilen değerler maksimum rölatif kat ötelemesi $(\Delta_i)_{\max} / h_i = 0.0035$ değerinin aşıldığını belirtmektedir.

Tablo 3.4. X doğrultusunda rölatif kat ötelemeleri

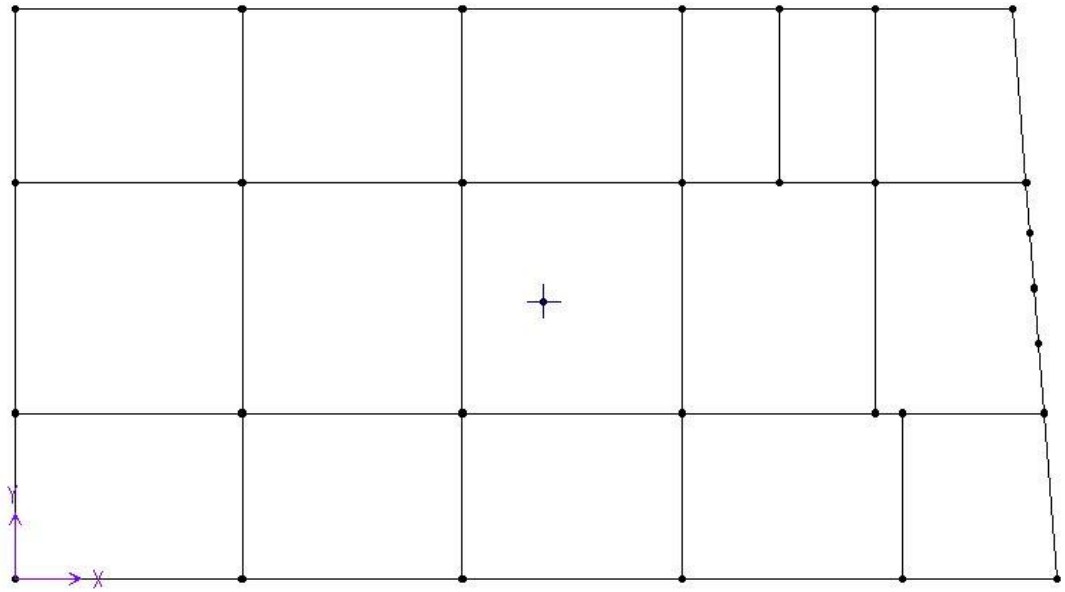
Yükleme	$(\delta_1 - \delta_0)/h$	$(\delta_2 - \delta_1)/h$	$(\delta_3 - \delta_2)/h$	$(\delta_4 - \delta_3)/h$	$(\delta_5 - \delta_4)/h$	$(\delta_6 - \delta_5)/h$	$(\delta_7 - \delta_6)/h$
1.4DL+1.6LL+EQX	0.00342	0.00544	0.00431	0.00361	0.00389	0.00347	0.00242
1.4DL+1.6LL-EQX	-0.00342	-0.00544	-0.00431	-0.00361	0.00389	-0.00347	-0.00242
0.9DL + EQX	0.00342	0.00544	0.00431	0.00361	0.00389	0.00347	0.00242
0.9DL – EQX	-0.00342	-0.00544	-0.00431	-0.00361	0.00389	-0.00347	-0.00242

Tablo 3.5. Y doğrultusunda rölatif kat ötelemeleri

Yükleme	$(\delta_1 - \delta_0)/h$	$(\delta_2 - \delta_1)/h$	$(\delta_3 - \delta_2)/h$	$(\delta_4 - \delta_3)/h$	$(\delta_5 - \delta_4)/h$	$(\delta_6 - \delta_5)/h$	$(\delta_7 - \delta_6)/h$
1.4DL+1.6LL+EQY	0.00195	0.00302	0.00281	0.00256	0.00249	0.0196	0.00130
1.4DL+1.6LL-EQY	-0.00195	-0.00302	-0.00281	-0.00256	-0.00249	-0.0196	-0.00130
0.9DL + EQY	0.00195	0.00302	0.00281	0.00256	0.00249	0.0196	0.00130
0.9DL – EQY	-0.00195	-0.00302	-0.00281	-0.00256	-0.00249	-0.0196	-0.00130



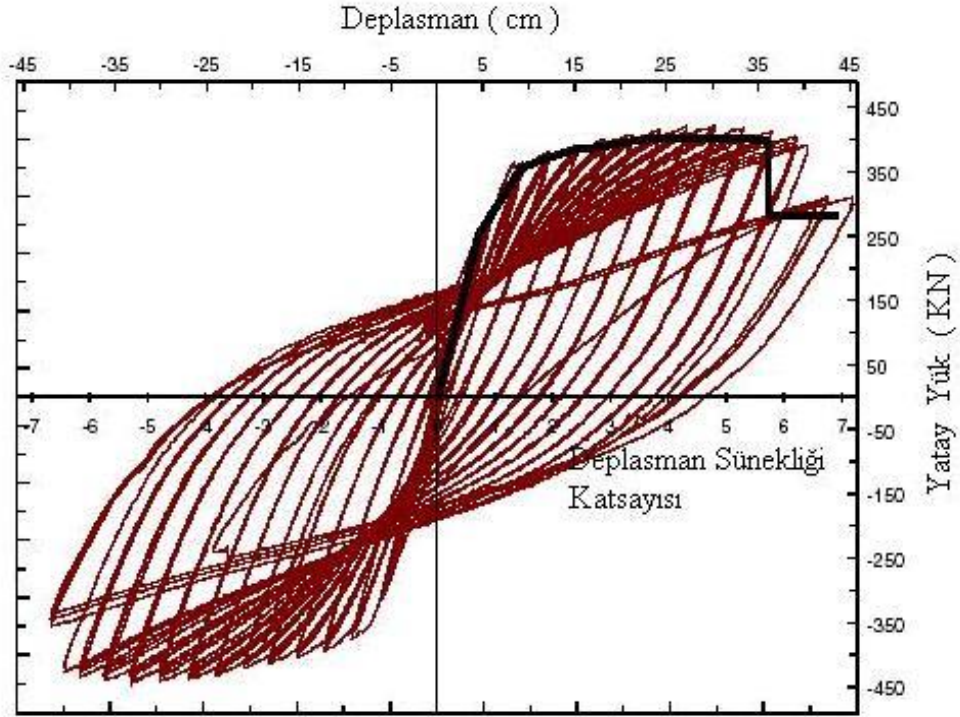
Şekil 3. 1. Binanın üç boyutlu matematik modeli



Şekil 3.2. Kat planının üç boyutlu matematik modeli

3.2. Mevcut Bina İçin Lineer Olmayan Statik Analiz

Lineer olmayan analiz yapılırken yapı sistemini oluşturan elemanların lineer olmayan davranışlarının tanımlanması gerekir. Yapı elemanlarının bu davranışı kuvvet ve deplasman arasındaki ilişkiye bağlı olarak tanımlanır. Bu ilişki yapı elemanı üzerinde etkiyen yük altında elemanın nasıl deplasman yapacağını göstermektedir. Yapı elemanları deprem sırasında genellikle Şekil 3.3.de görüldüğü gibi bir davranış sergilerler.



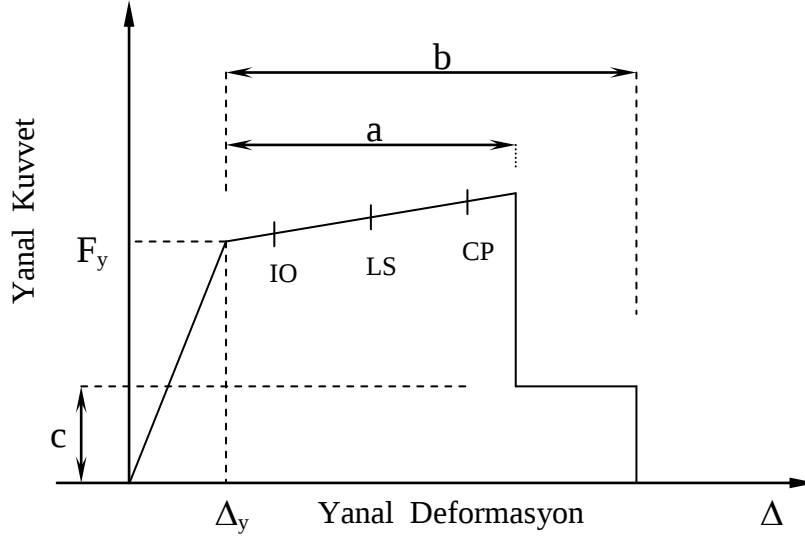
Şekil 3.3. Gerçek kuvvet – deformasyon eğrisi

Analiz ve modelleme amacıyla bu ilişki deneysel çalışmalara ve teorik bilgilere dayalı olarak ATC – 40 da Şekil 3.4. de görüldüğü gibi idealize edilmiştir. Yapı elemanları için tanımlanan bu ilişkiyi ve elemanlar arasındaki geometrik ilişkileri kullanarak bütün yapıya etkiyen toplam kuvvet ile yapının yanal deplasman ilişkisini ifade eden kapasite eğrisi elde edilebilmektedir.

3.2.1. SAP2000 Bilgisayar Programının Tanıtımı

Lineer olmayan statik analiz SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir. Programda lineer olmayan davranış sadece kullanıcı tarafından plastik mafsalları atan yerlerde

oluşur. Programda sadece çubuk elemanlarda mafsalsal tanımlanabilmektedir. Çubuk elemanın üzerinde istenilen ve istenildiği kadar yerde mafsalsal tanımlanabilmektedir.

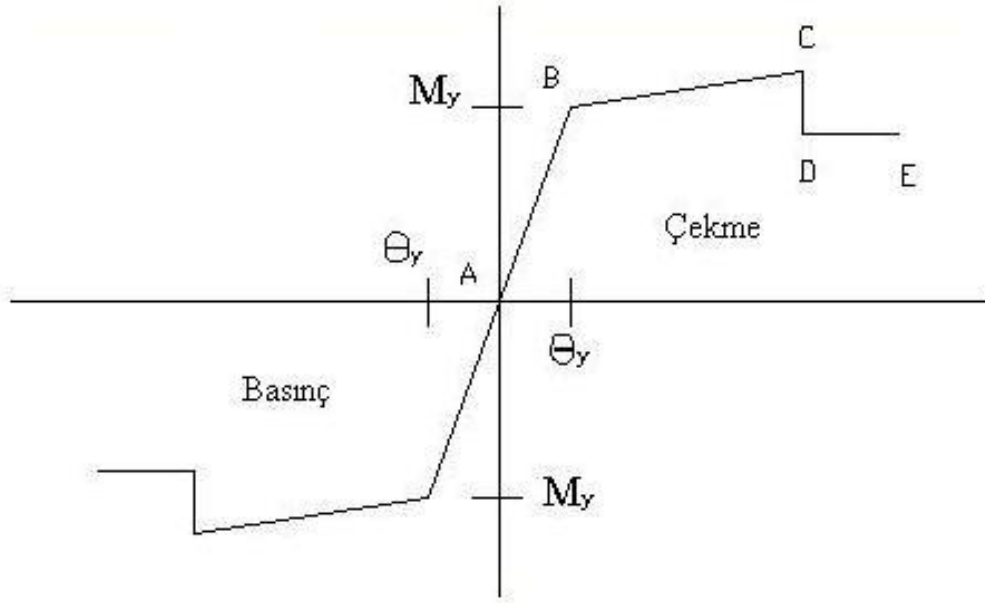


Şekil 3.4. İdealleştirilmiş kuvvet – deformasyon ilişkisi

Moment, normal kuvvet, burulma ve kesme kuvvetinden dolayı oluşan mafsalsal tanımlanabileceği gibi aynı zamanda normal kuvvet ve momentin birlikte bulunduğu durum için de mafsalsal tanımlanabilmektedir. Normal kuvvet ve eğilme momentinin birlikte bulunduğu mafsalsal tipi için karşılıklı etki yüzeyi program tarafından oluşturulmakta ve buna dayanarak mafsalsal değerleri belirlenmektedir. Bütün mafsalsal tipleri Şekil 3.5. te moment tipi için verilen diyagrama benzer şekilde kendilerine ait eğriyi artan yükler altında izlerler. Bir noktada birden fazla mafsalsal tipi bulunabilir.

Programda hazır olarak tanımlı bulunan sadece moment, sadece kesme kuvveti ve sadece normal kuvvet mafsalsal tipleri ile normal kuvvet ve momentin birlikte bulunduğu durum için kullanılan mafsalsal tipi ATC – 40 ve FEMA – 273 baz alınarak oluşturulmuştur. Kullanıcı isterse hazır olarak tanımlı mafsalsal tiplerinin değerlerini değiştirerek farklı değerlere sahip mafsalsal da tanımlayabilir.

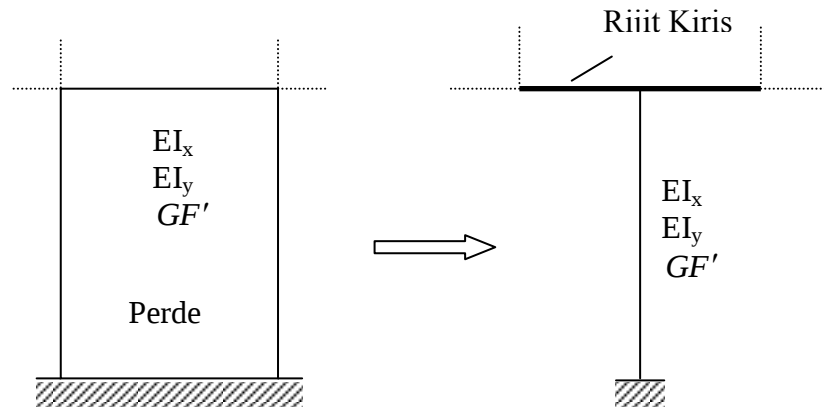
Programda yapıdaki bütün elemanlarda gözönünde bulundurulacak şekilde üç tip geometri bakımından lineer olmama seçeneği vardır. Bunlar bu etkinin hesaba katılmadığı durum, P-delta seçeneği ve P-delta ile büyük yerdeğiştirmelerin birlikte bulunduğu seçenektir. P-delta seçeneğinde denge denklemleri yapının şekil değiştirmiş durumunu kısmen dikkate alır. P-delta ve büyük şekildeğiştirmeler seçeneğinde ise denge denklemleri yapının şekil değiştirmiş eksenini üzerinde yazılır.



Şekil 3.5. Moment mafsal tipi

3.2.2. Binanın Modellenmesi

Daha öncede belirtildiği gibi lineer olmayan davranış, kullanılan programda sadece çubuk elemanlarda tanımlanabiliyordu. Bu nedenle yapıda bulunan perde Şekil 3.6 de görüldüğü gibi perdeyle aynı enkesit özelliklerine sahip ve perdenin tam ortasında yer alacak şekilde eşdeğer kolon olarak modellenmiştir. Perdenin eğilme davranışı altındaki şekil değiştirmesini tam olarak elde edebilmek için rijit kiriş kullanılmıştır.



Şekil 3.6. Perdenin eşdeğer kolon olarak modellenmesi

Yapı elemanlarında sadece eğilmeden dolayı lineer olmayan davranış olacağı varsayılmıştır. Bütün kirişlerde , kolonlarda ve perdelerde plastik mafsal tanımlanmıştır. Plastik mafsallar daha çok eleman uçlarında olduğu için her elemanın uçlarında tanımlanmışlardır. Plastik mafsal özellikleri kesitin taşıyabileceği

plastik dönme değerleri ile performans seviyelerine karşılık gelen plastik dönme değerlerinden meydana gelmektedir. Bu performans seviyeleri hemen kullanım , can güvenliği ve yapı stabilitesi aşamalarından oluşmaktadır. ATC –40 da yapısal elemanların mafsallık özellikleri eleman tipine ve göçme moduna bağlı olarak verilmektedir.

Kiriş ve kolon gibi yapısal elemanların plastik mafsallık özelliklerinin nümerik değerlerinin belirlenmesinde ilgili elemana ait tasarım normal kuvvetleri , tasarım kesme kuvvetleri , enine ve boyuna donatılar dikkate alınmaktadır. Tasarım normal kuvvetleri ve kesme kuvvetleri SAP2000 bilgisayar programından direkt olarak alınabilmektedir. Kolonlar için ilgili değerler $P/A_g * f_c$ ve $V/b*d*\sqrt{f_c}$ formülleri ile belirlenir. Kirişler için ise $\rho - \rho' / \rho_{bal}$ ve $V/b*d*\sqrt{f_c}$ formülleri ile belirlenir. ATC – 40 da ilgili tablolarda verilen değerlere tam karşılık gelmeyen durumlarda ilgili değerler arasında lineer interpolasyon yapılabilmektedir.

Yukarıda açıklanan işlemler yapıldıktan sonra kolonlar için 11 farklı mafsallık özelliği tanımlanmıştır. Bütün kirişler için ise aynı mafsallık özelliği tanımlanmıştır. Tablo 3.6. ve 3.7. kolon ve kirişlerde tanımlanan mafsallık özelliklerini vermektedir.

Tablo 3.6. Kolon plastik mafsallık özellikleri

Mafsallık Tipi	a	b	c	IO	LS	CP
1	0.010	0.015	0.20	0.005	0.005	0.010
2	0.0095	0.014	0.20	0.0045	0.0045	0.0095
3	0.0090	0.013	0.20	0.0040	0.0040	0.0090
4	0.0085	0.012	0.20	0.0035	0.0035	0.0085
5	0.0080	0.011	0.20	0.0030	0.0030	0.0080
6	0.0075	0.010	0.20	0.0025	0.0025	0.0075
7	0.0070	0.009	0.20	0.0020	0.0020	0.0070
8	0.0065	0.008	0.20	0.0015	0.0015	0.0065
9	0.0060	0.007	0.20	0.0010	0.0010	0.0060
10	0.0055	0.006	0.20	0.0005	0.0005	0.0055
11	0.005	0.005	0.20	0	0	0.005

Tablo 3.7. Kiriş plastik mafsallık özellikleri

Mafsallık Tipi	a	b	c	IO	LS	CP
Kiriş	0.02	0.03	0.20	0.005	0.01	0.02

3.2.3. Yükleme Durumları

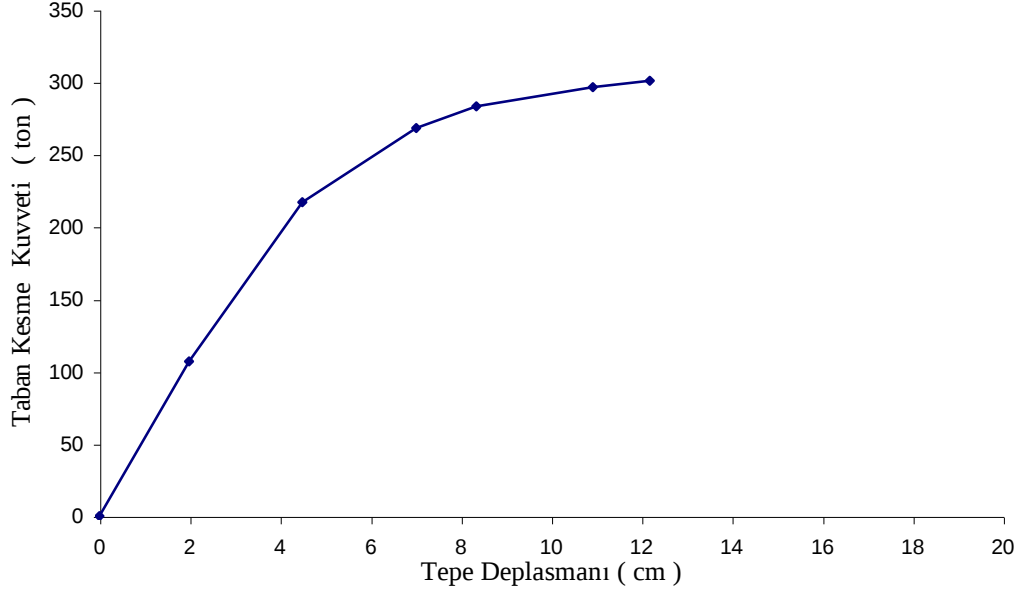
Lineer olmayan statik analizde yükleme durumu esas olarak sabit düşey yükler altında artan yatay yüklemeye dayanmaktadır. Bu nedenle iki farklı yükleme durumu tariflenmiştir. Bunlardan biri düşey yükler altında kuvvet kontrollü yükleme diğeri ise yatay yükler altında deplasman kontrollü yüklemedir. Yapı ilk önce düşey yükler altında yüklenmiş, diğer yatay yüklemeler de bu yüklemenin devamı olarak sisteme etkittirilmiştir. Düşey yüklemeyi binadaki ölü yüklerle beraber 0,3 hareketli yük azaltma katsayısı ile azaltılan hareketli yükler oluşturmaktadır. Yükleme sonucunda bulunan kapasite eğrilerine ait değerleri içeren tablolar maksimum taban kesme kuvvetinin olduğu adımdan bir adım sonrasını da içerecek şekilde verilecektir. Grafikler ise maksimum taban kesme kuvvetine kadar olan kısmı içerecektir.

3.2.3.1. 1.Mod Yükleme Dağılımı

Öz vektör analizinden elde edilen 1. mod yüklemesinde uygulanan kuvvet kütle ağırlık merkezindeki modal deplasman, bu noktadaki kütle ve modal açısal frekansının karesinin çarpımına eşit alınarak modal deplasman yönünde uygulanmıştır. Yapıda oluşan mafsallar ve performans seviyeleri Tablo 3.8. de verilmiştir. Analiz sonucunda oluşan kapasite eğrisi de Şekil 3.7. de verilmektedir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti 300 ton değerindedir. Yapı bu yük seviyesindeyken D aksındaki köşe kolon S117 3. kat seviyesinde yük taşıma kapasitesini önemli derecede kaybetmiştir. Bir sonraki adımda ise yük taşıyamaz hale gelmiştir.

Tablo 3.8. 1. Mod yüklemesine ait kapasite eğrisi sonuçları

Adım	Deplasman	Taban K.K.	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	-0,0120	0,0000	974	0	0	0	0	0	0	0	974
1	1,9843	107,0315	973	1	0	0	0	0	0	0	974
2	4,4927	217,1307	890	76	0	8	0	0	0	0	974
3	7,0125	268,0960	787	145	0	42	0	0	0	0	974
4	8,3423	283,1529	741	163	13	57	0	0	0	0	974
5	10,9181	296,7306	687	157	46	84	0	0	0	0	974
6	12,1800	300,8004	664	164	55	90	0	1	0	0	974
7	12,1816	289,4217	660	165	55	93	0	0	0	1	974



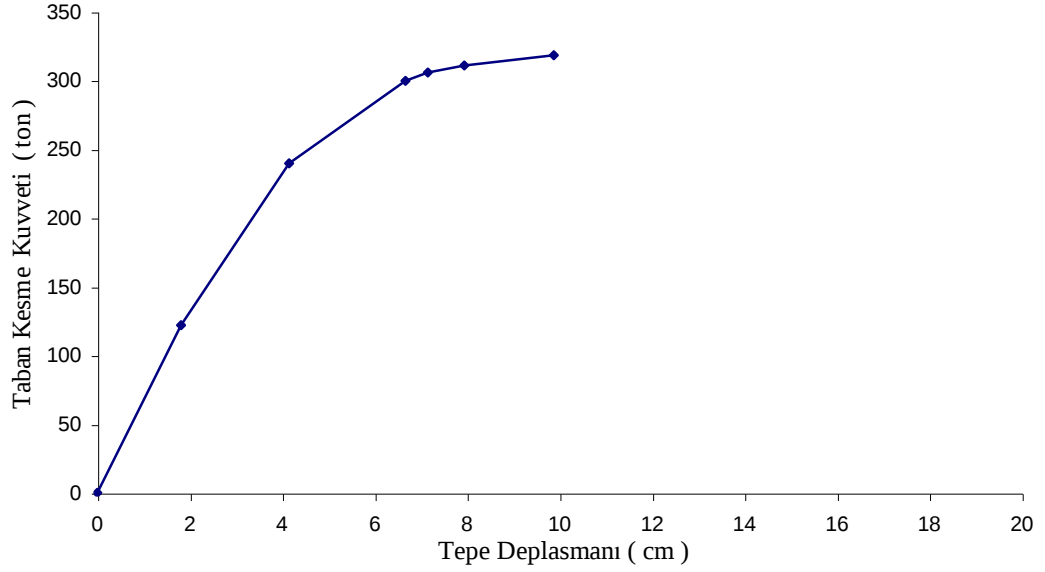
Şekil 3.7. 1.mod yüklemesine ait kapasite eğrisi

3.2.3.2. Birim Yükleme Dağılımı

Birim yükleme durumunda bina yüksekliği boyunca kat kütle merkezlerine 1 ton değerinde yük atanmıştır. Yük artırımları boyunca oluşan mafsallar ve performans seviyeleri Tablo 3.9. da, kapasite eğrisi de Şekil 3.8. de verilmektedir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti 318 ton değerindedir. Yapıda ilk göçmeler zemin kat seviyesinde C aksındaki S115 kolonunun ve D aksındaki S121 kolonunun alt ucunda dönme kapasitesini yitirmesiyle meydana gelmektedir.

Tablo 3.9. Birim yüklemeye ait kapasite eğrisi sonuçları

Adım	Deplasman	Taban K.K.	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	-0,0120	0,0000	974	0	0	0	0	0	0	0	974
1	1,8156	122,0880	973	1	0	0	0	0	0	0	974
2	4,1548	239,6189	905	62	0	7	0	0	0	0	974
3	6,6682	299,7425	830	106	2	36	0	0	0	0	974
4	7,1445	305,7843	810	105	9	50	0	0	0	0	974
5	7,9332	311,0597	788	100	26	60	0	0	0	0	974
6	9,8816	318,4307	771	82	47	73	0	1	0	0	974
7	9,8877	290,0907	769	83	48	71	0	0	0	3	974



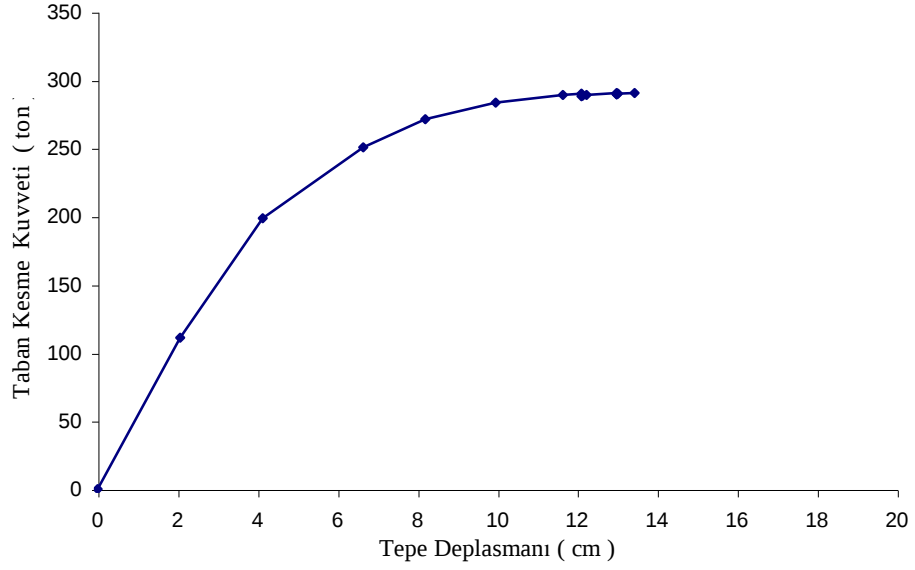
Şekil 3.8. Birim yükleme için kapasite eğrisi

3.2.3.3. Üçgen Yükleme Dağılımı

Üçgen yükleme durumunda yapının en üst katında kütle merkezinde 1 ton zemin seviyesinde 0 ton olacak şekilde bir yük dağılımı uygulanmıştır. Yük artımları boyunca oluşan mafsallar ve performans seviyeleri Tablo 3.10. da, kapasite eğrisi de Şekil 3.9. de verilmektedir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti 290 ton değerindedir. Yapıda ilk göçme 1. kat seviyesinde 2 aksında binanın arka tarafında bulunan çıkıntındaki kolonda meydana gelmiştir.

Tablo 3.10. Üçgen yükleme için kapasite eğrisi sonuçları

Adım	Deplasman	Taban K.K.	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	-0,0120	0,0000	974	0	0	0	0	0	0	0	974
1	2,0713	111,0610	973	1	0	0	0	0	0	0	974
2	4,1338	198,8630	908	59	0	7	0	0	0	0	974
3	6,6405	250,5419	839	114	0	21	0	0	0	0	974
4	8,2034	271,2608	783	139	6	46	0	0	0	0	974
5	9,9622	283,3932	743	131	34	66	0	0	0	0	974
6	11,6399	289,1621	725	116	56	77	0	0	0	0	974
7	12,1017	290,0823	721	108	64	80	0	1	0	0	974
8	12,1041	288,2556	721	108	64	80	0	0	1	0	974



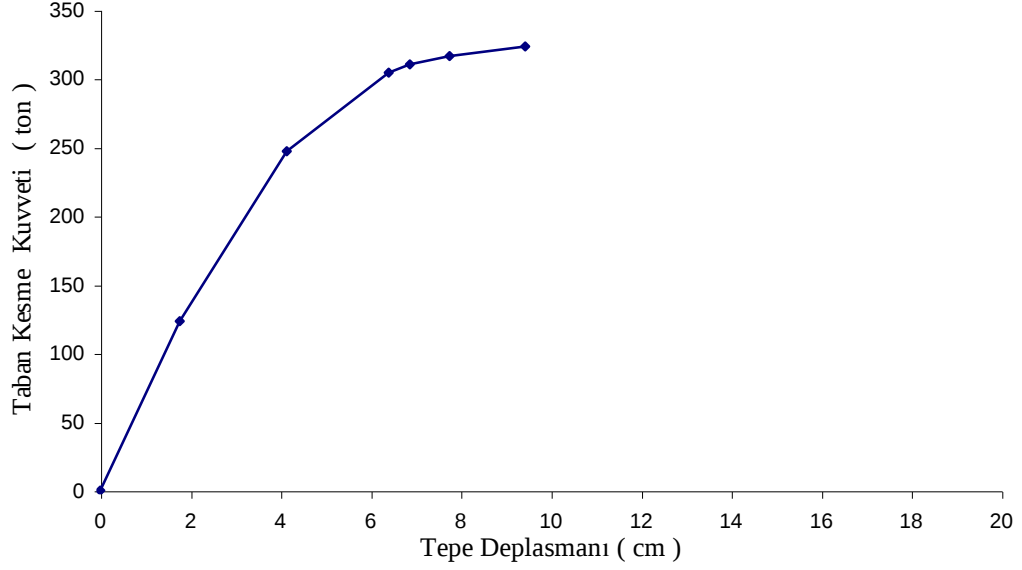
Şekil 3.9. Üçgen yükleme için kapasite eğrisi

3.2.3.4. Birim İvme Yükleme Dağılımı

Birim ivme yüklemesinde her kattaki kütle merkezindeki kuvvet bu noktada bulunan kütleyle orantılı olup belirtilen yönde uygulanmıştır. Yük artırımları boyunca oluşan mafsallar ve performans seviyeleri Tablo 3.11. de, kapasite eğrisi de Şekil 3.10. de verilmektedir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti 3238 ton değerindedir. Yapıda ilk göçmeler zemin kat seviyesinde C aksındaki S115 kolonunun ve D aksındaki S121 kolonunun alt ucunda dönme kapasitesini yitirmesiyle meydana gelmektedir. Görüldüğü gibi birim yükleme ile aynı sonuç elde edilmiştir. Kapasite eğrilerinin de karşılaştırılmasından her iki yüklemenin hemen hemen aynı sonuçlar verdiği söylenebilir.

Tablo 3.11. Birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi sonuçları

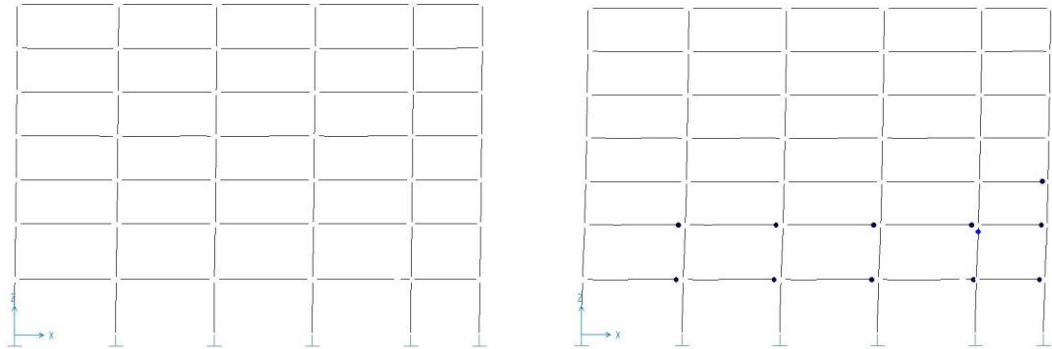
Adım	Deplasman	Taban K.K.	A-B	B-İO	İO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	-0,0120	0,0000	974	0	0	0	0	0	0	0	974
1	1,7628	123,5434	973	1	0	0	0	0	0	0	974
2	4,1358	247,0244	907	59	0	8	0	0	0	0	974
3	6,3993	304,2209	835	102	2	35	0	0	0	0	974
4	6,8711	310,2784	813	104	8	49	0	0	0	0	974
5	7,7559	316,6842	797	97	23	57	0	0	0	0	974
6	9,4309	323,3021	787	79	43	64	0	1	0	0	974
7	9,4369	294,5514	786	80	43	62	0	0	0	3	974



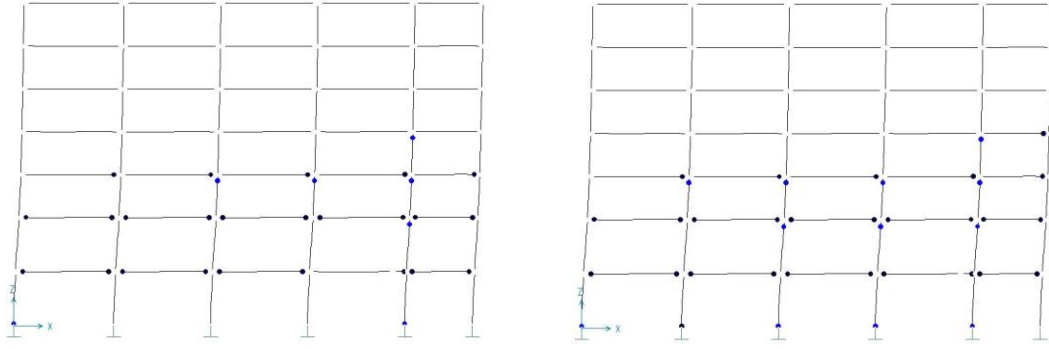
Şekil 3.10. Birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi

3.2.4. Birim Yükleme Dağılımına Ait Plastik Mafsal Oluşumları

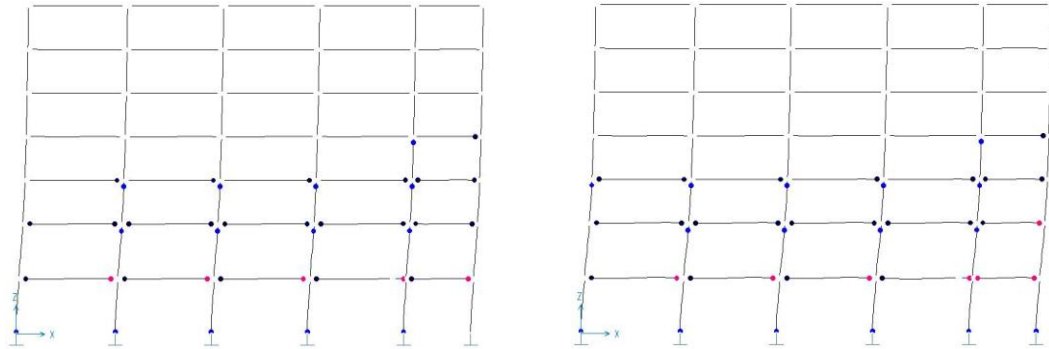
Yük artımları boyunca yapıda oluşan mafsalları ve mafsalların performanslarını izlemek yapının davranışının daha iyi anlaşılmasını mümkün kılacaktır. Bu nedenle seçilen birim yüklemeye ait dış çerçevede A aksında oluşan mafsalların durumları yapının maksimum yük taşıma kapasitesine kadar adım adım Şekil 3.11., 3.12. ve 3.13. de gösterilmiştir. Yapıda ilk mafsallar 1. ve 2. kat kirişlerinde meydana gelmiştir. Yapı yük taşıma kapasitesine ulaşıncaya kadar oluşan mafsalların alt katlarda toplandığı ilgili şekillerden görülebilmektedir. Aynı davranış birim ivme yüklemesinde de gözlenmiştir. Üçgen yüklemede ise plastik mafsal oluşumları yapının üst katlarına kadar yayılmış olup, özellikle ilk dört katta toplanmışlardır. Birim ivme ve birim yükleme durumlarında ise 3. kat seviyesinde sadece bir kolonda plastik mafsal oluşmuştur.



Şekil 3.11. Birim yüklemeye ait 1. ve 2. adım mafsal oluşumları

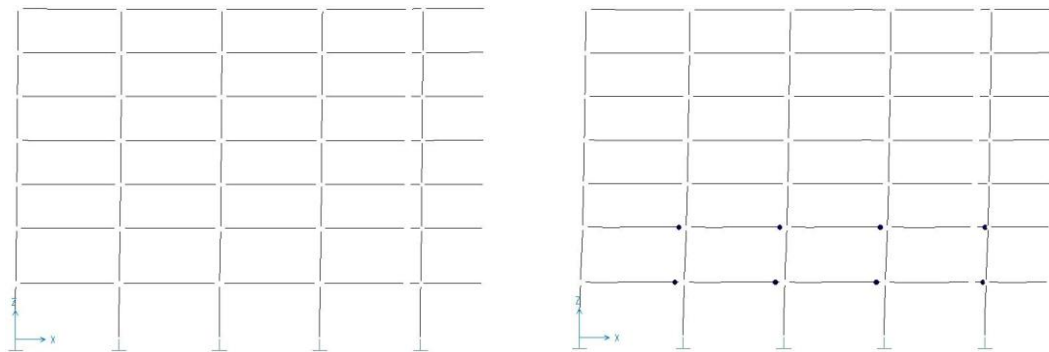


Şekil 3.12. Birim yüklemeye ait 3. ve 4. adım mafsall oluşumları

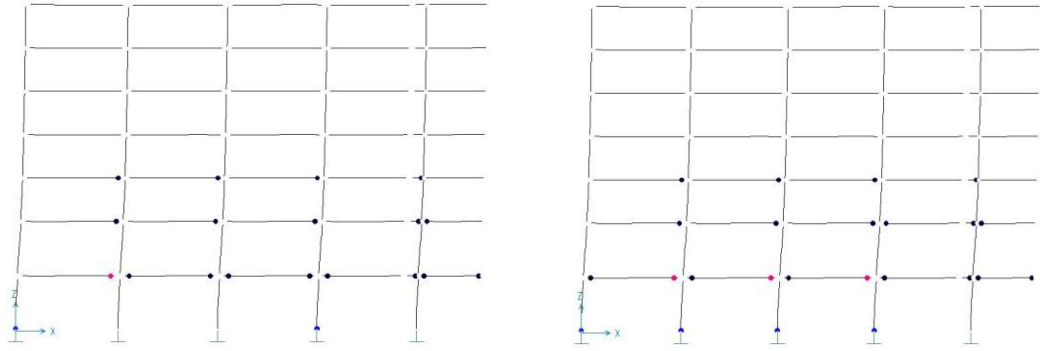


Şekil 3.13. Birim yüklemeye ait 5. ve 6. adım mafsall oluşumları

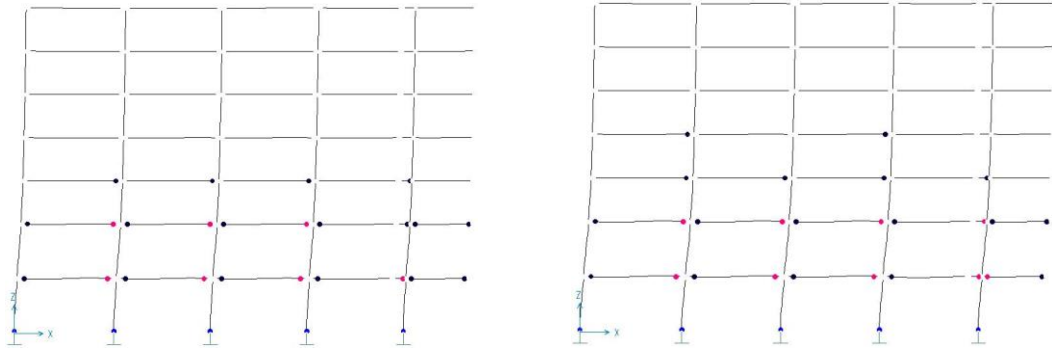
Birim yüklemeye ait iç çerçevede oluşan mafsalları ve mafsall performanslarını izleyebilmek amacıyla seçilen B aksında adım adım gelişen mafsallar maksimum yük taşıma kapasitesine kadar Şekil 3.14. , 3.15 ve 3.16 da görülebilir.



Şekil 3.14. Birim yüklemeye ait 1. ve 2. adım mafsall oluşumları



Şekil 3.15. Birim yüklemeye ait 3. ve 4. adım mafsall oluşumları



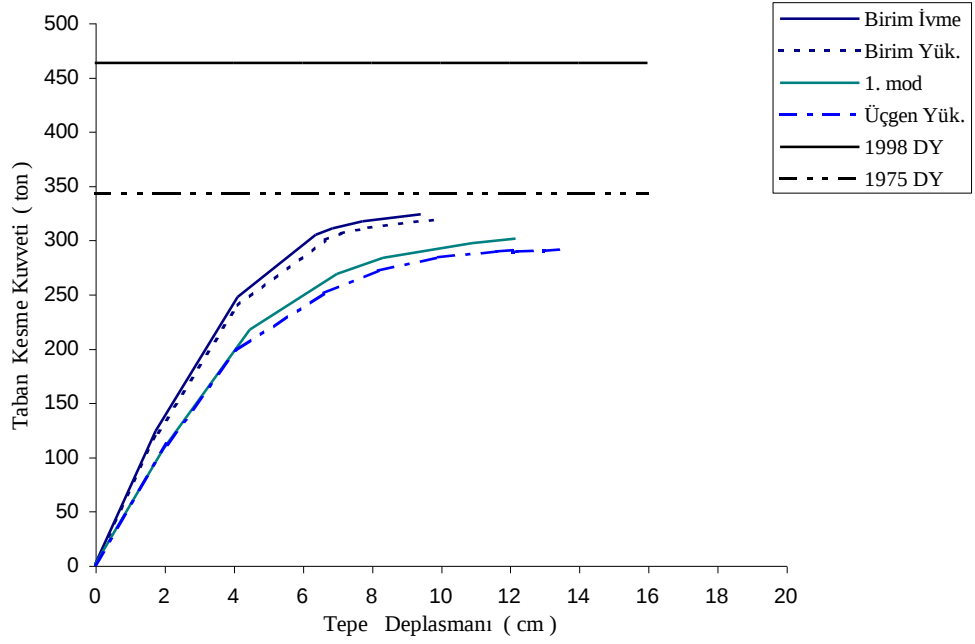
Şekil 3.16. Birim yüklemeye ait 5. ve 6. adım mafsall oluşumları

Görüldüğü gibi plastik mafsallar artan yüklemelerle birlikte genel olarak kirişlerde meydana gelmektedir. Kolonlarda sadece zemin kat kolonlarında plastik mafsallar oluşmuştur. Oluşan mafsalların burada da alt katlarla sınırlı kaldığı görülmektedir. Üçgen yükleme durumunda da benzer olarak oluşan mafsalların çoğunun kirişlerde meydana gelmiş olmasına karşın, 4. kat seviyesinde iki kolonda da plastik mafsall oluşmuştur.

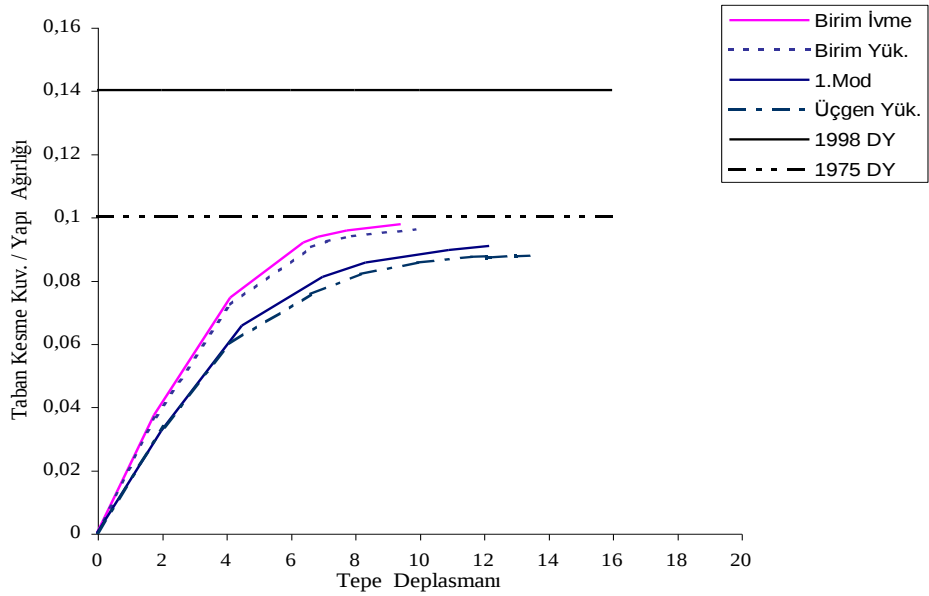
3.2.5. Kapasite Eğrilerinin Karşılaştırılması

Yapının uzun doğrultusunda artan yükler altında yapının davranışını temsil eden kapasite eğrileri Şekil 3.17. de gösterilmiştir. Görüldüğü gibi eğrilerin aldığı biçim genel olarak birbirlerine benzemekle birlikte aralarında hem yük taşıma kapasitesi açısından hem de deplasman açısından farklılıklar görülmektedir. Aynı sonuçlar taban kesme kuvveti yapı ağırlığına bölünerek Şekil 3.18. de yeniden verilmektedir. Şekil 3.18 den mevcut yapının ancak yapı ağırlığının ortalama % 9 una karşılık gelen bir taban kesme kuvvetini taşıyabileceği sonucuna varılabilir. Şekil 3.17 de ayrıca

1975 ve 1998 yönetmeliklerine göre hesaplanan taban kesme kuvvetleri verilmektedir.



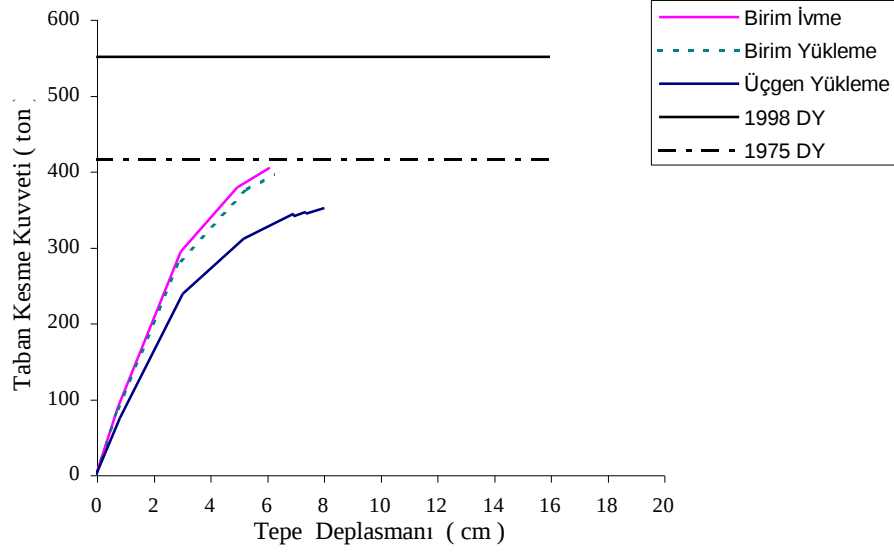
Şekil 3.17. Mevcut yapı için X yönünde kapasite eğrileri



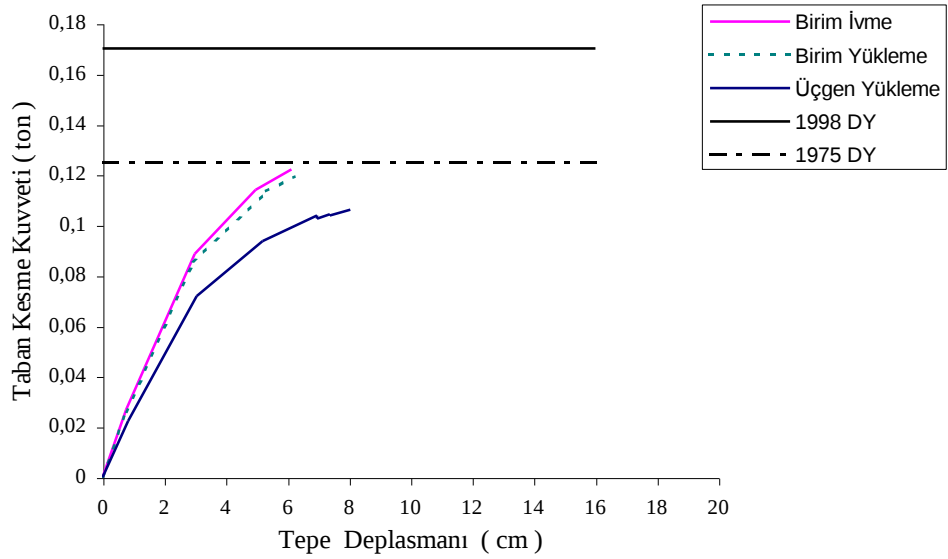
Şekil 3.18. Mevcut yapı için X yönünde modifiye edilmiş kapasite eğrileri

Görüldüğü gibi binanın yük taşıma kapasitesi her iki yönetmeliğe göre bulunan taban kesme kuvvetinden düşük çıkmaktadır. 1975 yönetmeliğine nazaran 1998 yönetmeliğine göre yapının daha az güvenli olduğu görülmektedir. Sonuç olarak

her iki yönetmelik açısından bakıldığında yapının yeterli güvenlikte olmadığı ve güçlendirilmesi gerektiği sonucu ortaya çıkmaktadır.



Şekil 3.19. Mevcut yapı için Y yönünde kapasite eğrileri



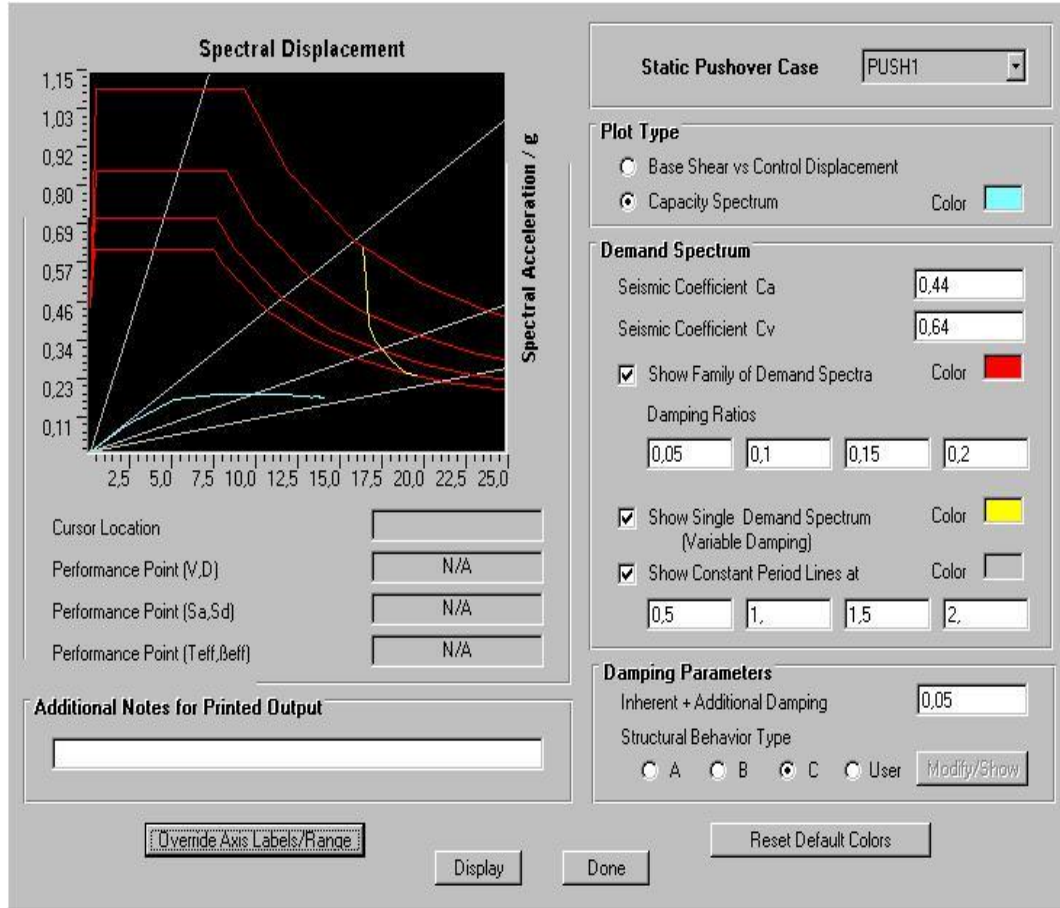
Şekil 3.20. Mevcut yapı için Y yönünde modifiye edilmiş kapasite eğrileri

3.2.6. Binanın Performansının Belirlenmesi

Yapının performansı kapasite eğrisinin ve talep eğrisinin aynı formatta bir arada bulunmasından yararlanılarak elde edilmektedir. Talep eğrisini şekillendiren C_A ve C_V değerleri seçilen deprem seviyesine, deprem bölgesine, zemin tipine ve yapının fay bölgesine yakınlığına göre değişmektedir. Geoteknik incelemeler sonucu temel

zeminin tipinin 1998 DepremYönetmeliğine göre C grubu Z3 zemin sınıfında olduğu belirlenmiştir. Elde edilen değerler ATC-40 ile karşılaştırıldığında temel zemini S_D zemin sınıfında yer almaktadır. Yapı 1. deprem bölgesinde bulunduğu için $Z = 0.40$, performans eğrileştirilmesi için tasarım depremi seçilirse $E = 1.0$ ve faya yakınlığı ifade eden N için de 1.0 değeri seçilirse ATC – 40 da verilen ZEN değeri 0.40 olur. Bu durumda S_D ve ZEN değerlerine karşılık C_A ve C_V katsayıları sırasıyla 0.44 ve 0.64 değerini alır. Yapı davranış tipi olarak da C seçilmiştir.

Şekil 3.21 mevcut bina için X yönünde 1. mod yüklemesine ait kapasite ve talep spektrumlarını göstermektedir. Görüldüğü gibi yapının performans noktası bulunamamakta diğer bir deyişle yapı depremde doğan talebi karşılayamamaktadır. Diğer bütün yüklemelerde de aynı sonuçlar elde edilmiş, performans noktası bulunamamıştır.



Şekil 3.21. Mevcut yapının X yönünde performans kontrolü

3.3. Güçlendirilmiş Binanın Lineer Olmayan Statik Analizi

Mevcut bina Ek B de görüldüğü gibi her iki doğrultuda bina çevresinde yapı yüksekliği boyunca ilave edilen perdelerle ve mantolanan kolonlarla güçlendirilmiştir. Sadece A aksındaki 2. kolon 1. kattan sonra mantolanmamıştır. Kullanılan malzeme BS 30 ve BÇ III dür. Eklenen elemanlar yapının ağırlığını ve kat kütlelerini arttırmıştır. Yapının ağırlığı 3313 ton' dan 3821 ton' a çıkmıştır. Tablo 3.12 de son duruma ait kütle bilgileri yer almaktadır.

Tablo 3.12. Güçlendirilen bina için kat kütleleri

Kat	$M_i (W_i / g) (\text{ton.sn}^2/\text{m})$	$M_r = M_i * (b^2 + d^2) / 12$
1. Kat	65.42	7122
2. Kat	59.92	6586
3. Kat	55.05	5368
4. Kat	54.54	5317
5. Kat	54.14	5279
6. Kat	54.14	5279
Çatı Katı	46.35	4519

Yapıda eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanması sonucunda kat kütle merkezlerindeki rölatif kat ötelemeleri de Tablo 3.13 de verilmektedir. Burada yapılan hesapta yapının rijitliği her iki yönde perdelerle artırıldığından yapı davranış katsayısı $R = 6$ alınmıştır.

Tablo 3.13. Güçlendirilen yapı için rölatif kat ötelemeleri

Yükleme	$(\delta_1 - \delta_0)/h$	$(\delta_2 - \delta_1)/h$	$(\delta_3 - \delta_2)/h$	$(\delta_4 - \delta_3)/h$	$(\delta_5 - \delta_4)/h$	$(\delta_6 - \delta_5)/h$	$(\delta_7 - \delta_6)/h$
1.4DL+1.6LL+EQX	0.00023	0.00042	0.00054	0.00055	0.00052	0.00044	0.00036
1.4DL+1.6LL-EQX	-0.00023	-0.00042	-0.00054	-0.00055	-0.00052	-0.00044	-0.00036
0.9DL + EQX	0.00023	0.00042	0.00054	0.00055	0.00052	0.00044	0.00036
0.9DL - EQX	-0.00023	-0.00042	-0.00054	-0.00055	-0.00052	-0.00044	-0.00036
1.4DL+1.6LL+EQY	0.00033	0.00054	0.00060	0.00061	0.00060	0.00056	0.00049
1.4DL+1.6LL-EQY	-0.00033	-0.00054	-0.00060	-0.00061	-0.00060	-0.00056	-0.00049
0.9DL + EQY	0.00033	0.00054	0.00060	0.00061	0.00060	0.00056	0.00049
0.9DL - EQY	-0.00033	-0.00054	-0.00060	-0.00061	-0.00060	-0.00056	-0.00049

Modal analiz sonucu bulunan ilk 10 moda ait titreşim periyotları ve kütle katılım oranları Tablo 3.14 de verilmiştir. Buradan da görüldüğü yapının rijitliği her iki yönde de önemli derecede artmıştır. Ayrıca ilk iki modun periyodunun ve kütle katılım oranlarının birbirine yakın olmasından anlaşılmaktadır ki; güçlendirilen binada burulma etkileri fazla etkin değildir. Dolayısıyla yapının iki boyutlu analizi, üç boyutlu gerçek yapının davranışını yeter derecede sağlayabilir.

Tablo 3.14. Serbest titreşim modları ve kütle katılım oranları

Mod	Periyot	Her Mod İçin (%)		Kümülatif Toplam (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	0.389693	0.0310	76.1946	0.0310	76.1946
2	0.359169	70.0495	0.0118	70.0805	76.2064
3	0.224296	5.4441	0.0945	75.5246	76.3009
4	0.107576	0.1504	16.3389	75.6750	92.6399
5	0.092634	15.9019	0.2124	91.5768	92.8522
6	0.061900	1.5047	0.0805	93.0815	92.9327
7	0.053039	0.0371	4.3658	93.1186	97.2985
8	0.046762	4.2370	0.0544	97.3556	97.3530
9	0.036098	0.0189	2.0107	97.3745	99.3637
10	0.032442	1.9690	0.0043	99.3435	99.3680

Lineer olmayan analiz için ilave edilen elemanlarda ve mevcut elemanlarda kullanılacak mafsalların özellikleri bir önceki bölümde açıklandığı şekilde tekrar edildiğinde, ilave edilen kolonlar için Tablo 3.15 de verilen değerler elde edilmiştir. Binaya ilave edilen yeni elemanlar yeni deprem yönetmeliğine göre boyutlandırılmış olduğundan yeterli sargı donatısına sahip olduğu, dolayısıyla dönme kapasitelerinin mevcut elemanlar için tanımlananlar ile kıyaslandığında daha yüksek değerler aldığı görülebilir. Mevcut kolonlarda plastik mafsallık özellikleri fazla değişmemiştir. Kirişlerde de bir önceki analizde alınan değerler kullanılmıştır.

Tablo 3.15. Kolon mafsallık özellikleri

Mafsallık Tipi	a	B	c	IO	LS	CP
12	0.020	0.030	0.20	0.005	0.010	0.020
13	0.019	0.029	0.20	0.004	0.009	0.019
14	0.018	0.028	0.20	0.003	0.008	0.018
15	0.017	0.027	0.20	0.002	0.007	0.017
16	0.016	0.026	0.20	0.001	0.006	0.016
17	0.015	0.025	0.20	0.000	0.005	0.015

3.3.1. Yükleme Durumları

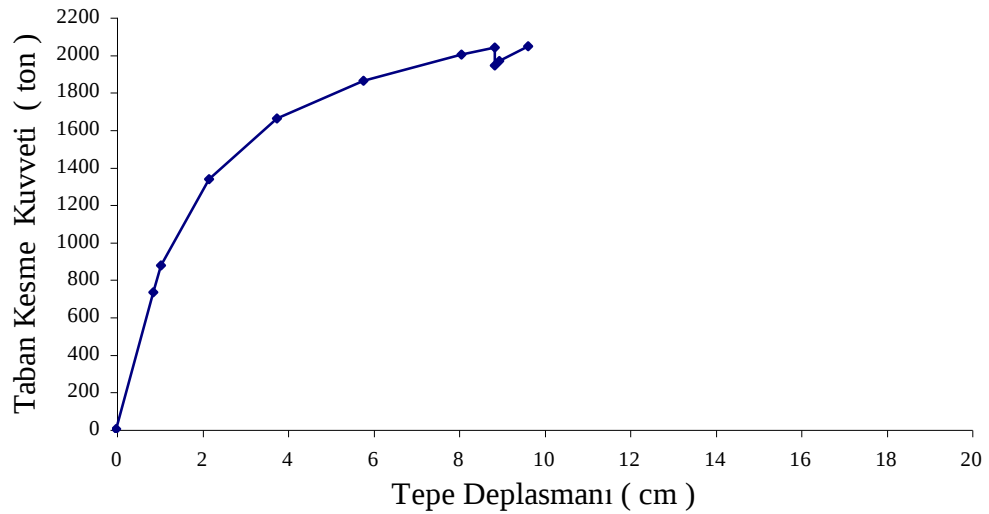
Güçlendirilen binada da mevcut bina için yapılan yüklemeler esas alınmıştır.

3.3.1.1. Birim Yükleme

Birim yükleme sonucunda yapıda oluşan mafsallar ve performans seviyeleri Tablo 3.16. de verilmiştir. Analiz sonucunda oluşan kapasite eğrisi de Şekil 3.22. de verilmektedir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti 2041 ton değerindedir. Artan yüklemeler altında binadaki ilk göçme, 10. adımda D aksında 3. kat seviyesinde S117 kolonunda alt ucunda meydana gelmiştir. Yine ikinci kat seviyesinde S117 kolonunun üst ucunun C performans seviyesini aştığı ve bir sonraki adımda göçtüğü belirlenmiştir.

Tablo 3.16. Birim yüklemeye ait kapasite eğrisi sonuçları

Adım	Deplasman	Taban K.K.	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0,0018	0,0000	954	0	0	0	0	0	0	0	954
1	0,8626	729,9032	953	1	0	0	0	0	0	0	954
2	1,0528	871,8572	949	5	0	0	0	0	0	0	954
3	2,1698	1335,2822	897	57	0	0	0	0	0	0	954
4	3,7587	1657,9757	812	140	1	1	0	0	0	0	954
5	5,7781	1858,3566	727	218	2	7	0	0	0	0	954
6	8,0774	1997,5692	669	230	31	24	0	0	0	0	954
7	8,8468	2037,8292	651	237	34	31	0	1	0	0	954
8	8,8471	1942,1036	648	240	34	31	0	0	0	1	954
9	8,9539	1964,6494	646	240	34	33	0	0	0	1	954
10	9,6283	2041,5592	631	238	48	35	0	1	0	1	954
11	9,6280	1911,7946	623	243	51	35	0	0	0	2	954



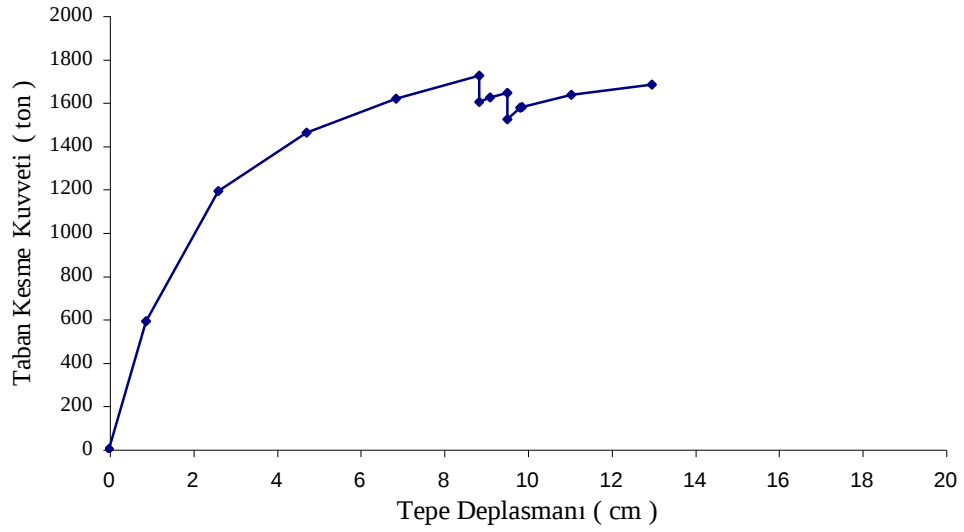
Şekil 3.22. Birim yüklemeye ait kapasite eğrisi

3.3.1.2.Üçgen Yükleme

Üçgen yükleme sonucunda yapıda oluşan mafsallar ve performans seviyeleri Tablo 3.17. de verilmiştir. Analiz sonucunda oluşan kapasite eğrisi de Şekil 3.23. de verilmektedir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti 1720 ton değerindedir. Artan yüklemeler altında binadaki ilk göçme, 6. adımda D aksında 3. kat seviyesinde S117 kolonunda alt ucunda meydana gelmiştir.

Tablo 3.17. Üçgen yükleme için kapasite eğrisi sonuçları

Adım	Deplasman	Taban K.K.	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0,0018	0,0000	954	0	0	0	0	0	0	0	954
1	0,8868	589,0198	953	1	0	0	0	0	0	0	954
2	2,6128	1189,8663	878	76	0	0	0	0	0	0	954
3	4,7217	1459,2780	766	184	1	3	0	0	0	0	954
4	6,8710	1615,2543	702	220	14	18	0	0	0	0	954
5	8,8565	1720,7185	649	233	39	32	0	1	0	0	954
6	8,8568	1600,4822	647	231	41	34	0	0	0	1	954



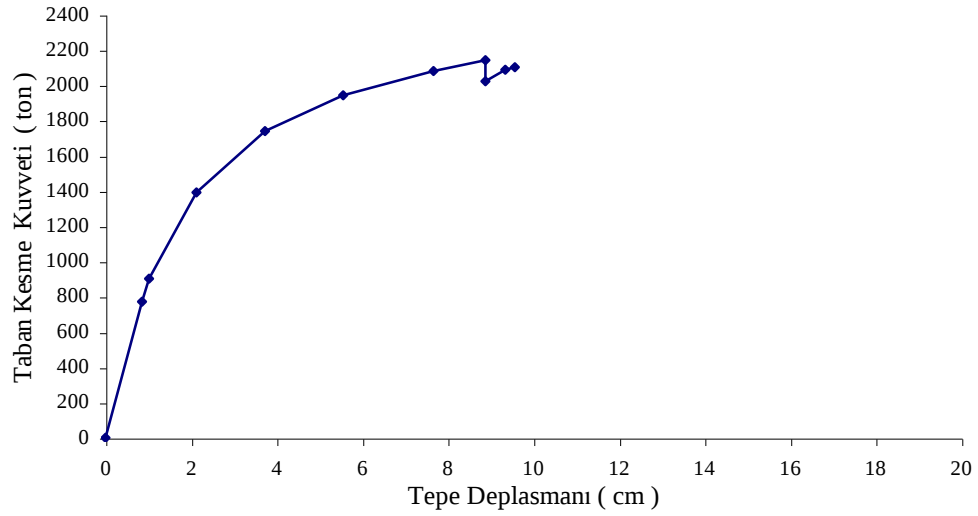
Şekil 3.23. Üçgen yükleme için kapasite eğrisi

3.3.1.3. Birim İvme Yüklemesi

Birim ivme yüklemesi sonucunda yapıda oluşan mafsallar ve performans seviyeleri Tablo 3.18. de verilmiştir. Analiz sonucunda oluşan kapasite eğrisi de Şekil 3.24. de verilmektedir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti 2144 ton değerindedir. Artan yüklemeler altında binadaki ilk göçme, 7. adımda D aksında 3. kat seviyesinde S117 kolonunda alt ucunda meydana gelmiştir.

Tablo 3.18. Birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi sonuçları

Adım	Deplasman	Taban K.K.	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0,0018	0,0000	954	0	0	0	0	0	0	0	954
1	0,8563	772,9205	953	1	0	0	0	0	0	0	954
2	1,0205	903,7214	949	5	0	0	0	0	0	0	954
3	2,1241	1390,5302	903	51	0	0	0	0	0	0	954
4	3,7219	1738,5875	818	134	1	1	0	0	0	0	954
5	5,5487	1942,1002	735	212	2	5	0	0	0	0	954
6	7,6619	2079,5657	682	230	22	20	0	0	0	0	954
7	8,8769	2144,0022	644	241	36	32	0	1	0	0	954
8	8,8772	2021,9083	642	242	37	32	0	0	0	1	954



Şekil 3.24. Birim ivme yüklemesi için kapasite eğrisi

3.3.2. Birim Yükleme Dağılımına Ait Plastik Mafsall Oluşumları

Yük artımları boyunca yapıda oluşan plastik mafsalları ve performanslarını izlemek yapının davranışının daha iyi anlaşılmasına yardımcı olacaktır. Bu nedenle seçilen birim yüklemeye ait dış çerçevede A aksında oluşan plastik mafsalların durumları yapının maksimum yük taşıma kapasitesine kadar adım adım Şekil 3.125 den 3.31 e kadar gösterilmiştir.

Yapıda ilk mafsallar zemin kat seviyesinde P6 perdesinin alt ucunda ve bu perdeye bağlı olan kolonda meydana gelmiştir. Yapı yük taşıma kapasitesine ulaşıncaya kadar oluşan mafsalların bina yüksekliği boyunca genel olarak kirişlerde toplandığı ilgili şekillerden görülebilmektedir. Bu kirişler içinde ise en çok zorlananlar perdeye bağlı olan kirişlerdir. Maksimum yük taşıma kapasitesine erişilen seviyede oluşan mafsallara bakıldığında, kolonlarda oluşan mafsalların genel olarak zemin katta

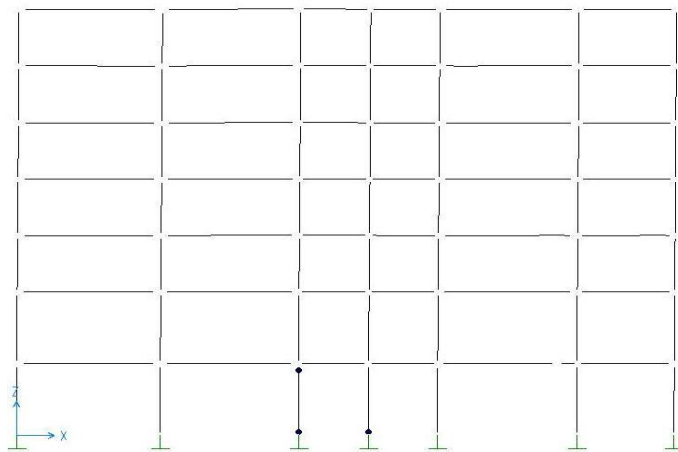
meydana geldiği ancak son iki katta derin kirişlerin bulunduğu 9 aksında da plastik mafsalların oluştuğu gözlenmiştir.

Sadece zemin kat seviyesinde güçlendirilen S102 kolonları incelendiğinde, artan yüklemeler altında düşük performans gösterdiği görülmüştür. İlerleyen adımlarda yapıda genel olarak kirişlerde plastik mafsal oluşurken ve zemin kat hariç kolonlarda neredeyse hiç plastik mafsal oluşmazken S102 kolonlarında plastik mafsallar meydana gelmiştir.

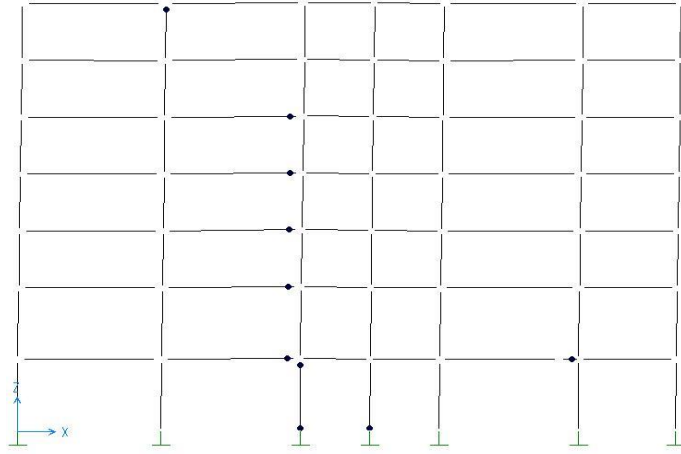
Her üç yükleme durumunda da binanın davranışı yukarıda açıklandığı gibi olup hemen hemen aynıdır.



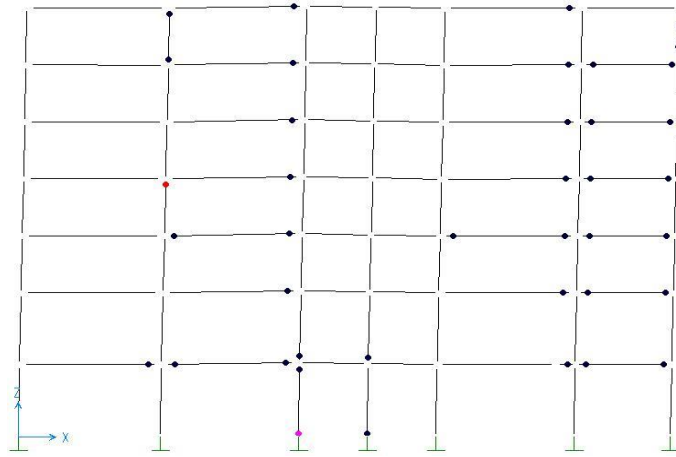
Şekil 3.25. Birim yükleme için 1. adım mafsal oluşumları



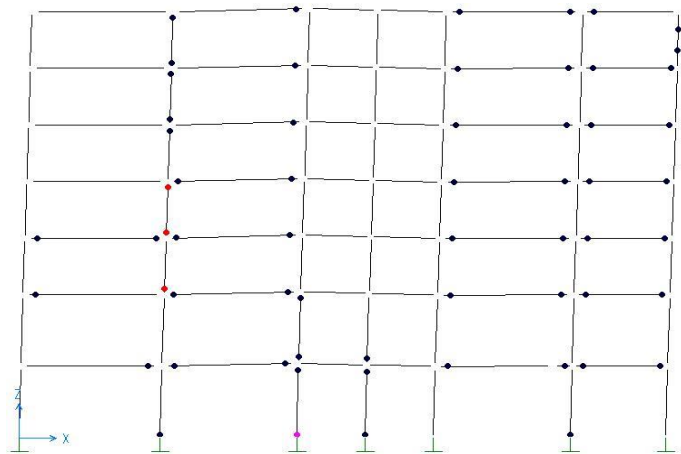
Şekil 3.26. Birim yükleme için 2. adım mafsal oluşumları



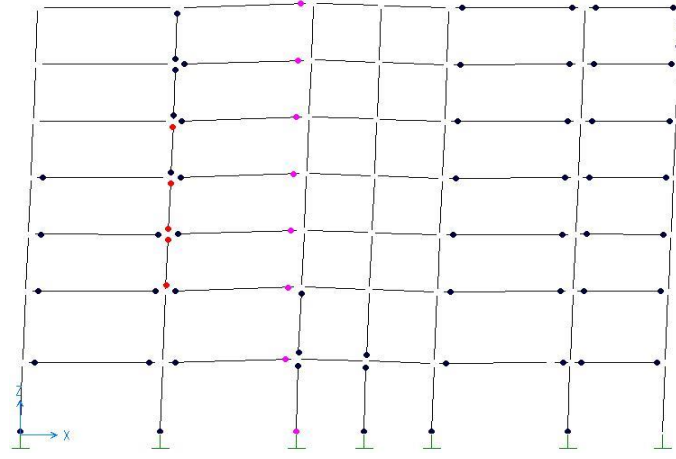
Şekil 3.27. Birim yükleme için 3. adım mafsall oluşumları



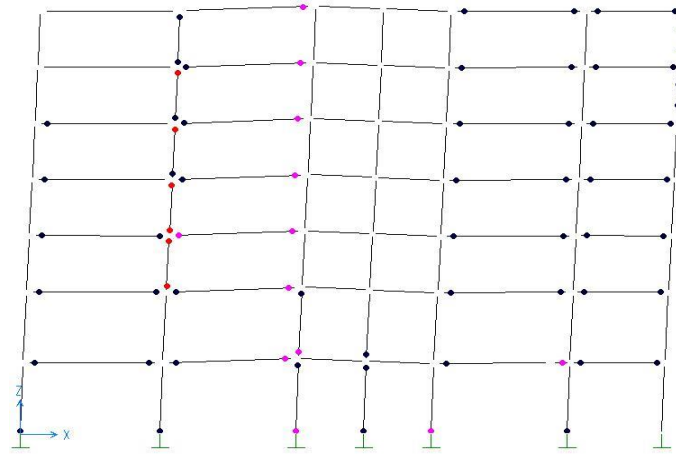
Şekil 3.28. Birim yükleme için 4. adım mafsall oluşumları



Şekil 3.29. Birim yükleme için 5. adım mafsall oluşumları

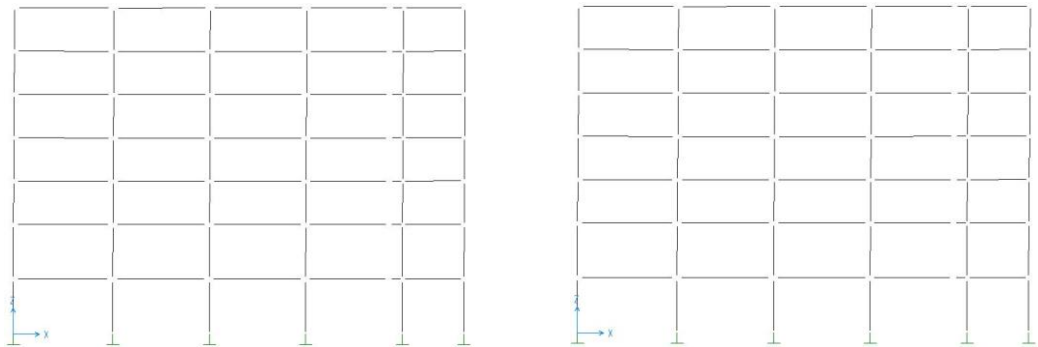


Şekil 3.30. Birim yükleme için 6. adım mafsall oluşumları

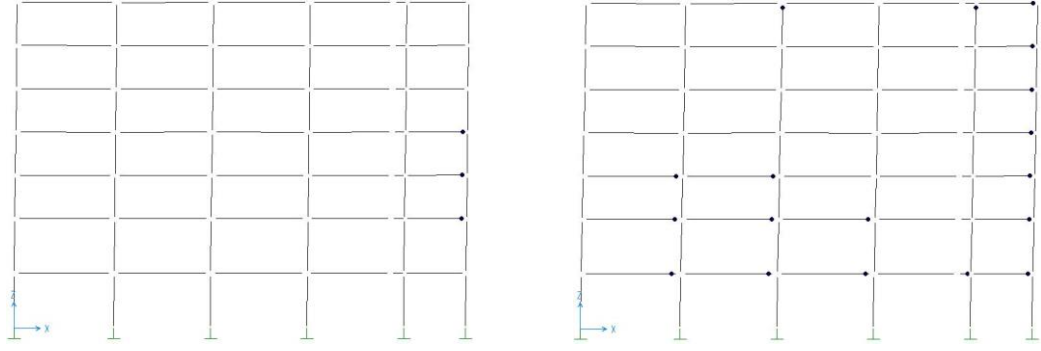


Şekil 3.31. Birim yükleme için 7. adım mafsall oluşumları

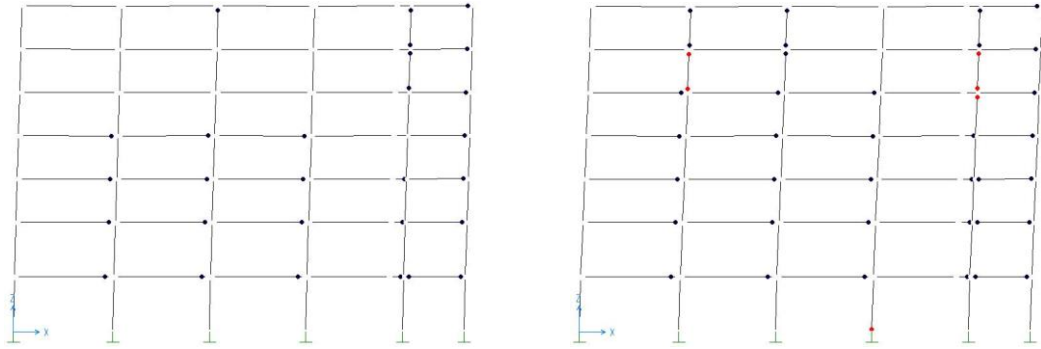
Birim ivme yüklemesine ait iç çerçevede oluşan mafsalları ve mafsall performanslarını izleyebilmek amacıyla seçilen B aksında adım adım gelişen mafsallar maksimum yük taşıma kapasitesine kadar Şekil 3.32. den Şekil 3.35 e kadar görülebilir.



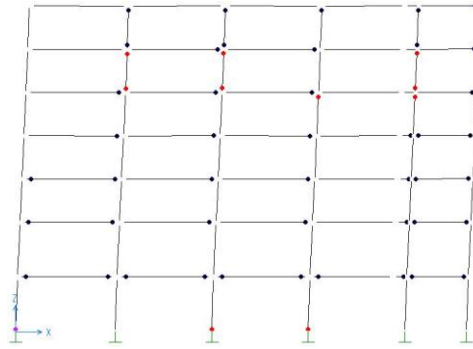
Şekil 3.32. Birim yükleme için 1. ve 2. adım mafsall oluşumları



Şekil 3.33. Birim yükleme için 3. ve 4. adım mafsall oluşumları



Şekil 3.34. Birim yükleme için 5. ve 6. adım mafsall oluşumları

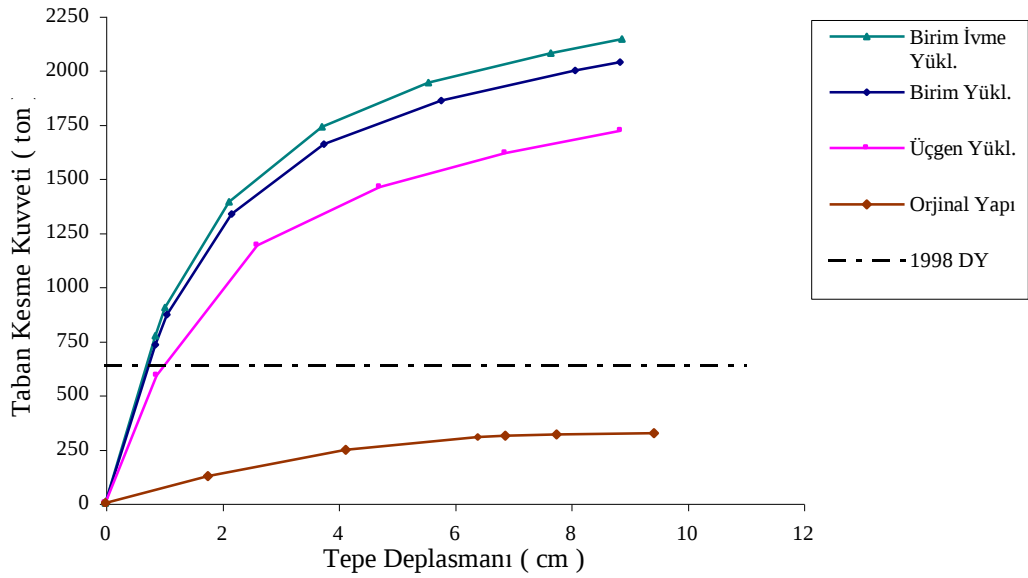


Şekil 3.35. Birim yükleme için 7. adım mafsall oluşumları

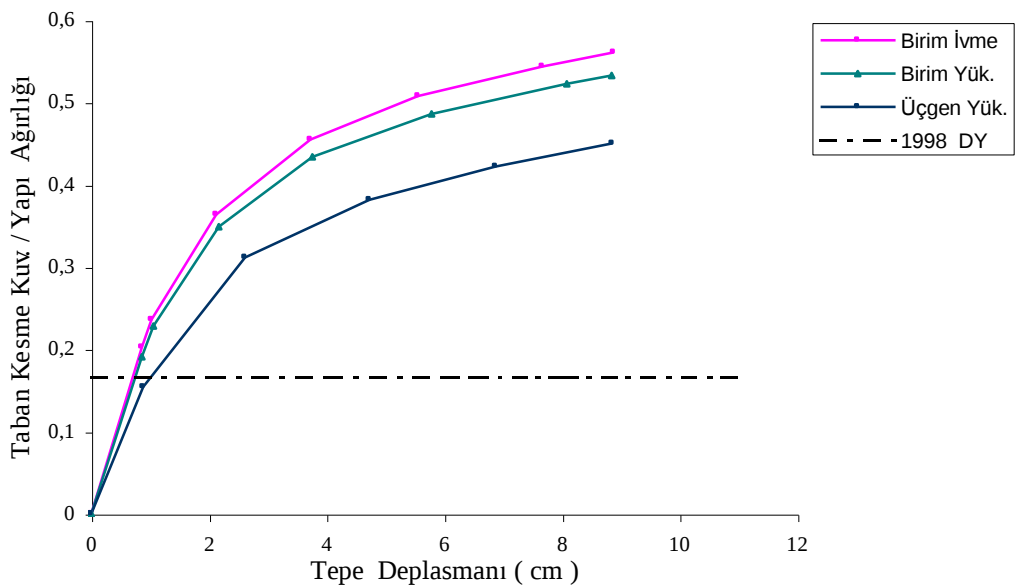
Görüldüğü gibi plastik mafsallar artan yüklemelerle birlikte genel olarak kirişlerde meydana gelmektedir. Kolonlarda sadece zemin kat kolonlarında ve en üst kat kolonlarında plastik mafsallar oluşmuştur. Oluşan mafsalların burada da bina yüksekliğince dağılı olduğu görülmektedir. Birim ivme yüklemesi ve üçgen yüklemede de aynı davranışlar gözlenmiştir.

3.3.3. Kapasite Eğrileri

Yapının uzun doğrultusunda artan yükler altında yapının davranışını temsil eden kapasite eğrileri Şekil 3.36 da gösterilmiştir. Görüldüğü gibi eğrilerin aldığı biçim genel olarak birbirlerine benzemekle birlikte aralarında özellikle yük taşıma kapasitesi açısından farklılıklar görülmektedir. Grafikte kıyaslama yapabilmek amacıyla orijinal binaya ait birim ivme yüklemeinden elde edilen kapasite eğrisi ile güçlendirilen binaya ait 1998 Deprem Yönetmeliğine göre hesaplanan taban kesme kuvveti de yer almaktadır.



Şekil 3.36. Güçlendirilen yapının X yönündeki kapasite eğrileri



Şekil 3.37. Güçlendirilen yapının X yönünde modifiye edilmiş kapasite eğrileri

Görüldüğü gibi binanın kapasitesi mevcut binayla karşılaştırıldığında hem rijitlik açısından hem de dayanım açısından oldukça artmıştır. 1998 deprem yönetmeliğine göre yapıya etkiyecek taban kesme kuvvetiyle bir kıyas yapılırsa, binanın yük taşıma kapasitesi açısından yaklaşık 2,70 ila 3,36 gibi bir güvenlik değerine sahip olduğu görülmektedir.

Aynı sonuçlar taban kesme kuvveti yapı ağırlığına bölünerek Şekil 3.37 de yeniden verilmektedir. Buradan güçlendirilen yapının yapı ağırlığının ortalama % 45 – 50 arasına karşılık gelen bir taban kesme kuvvetini taşıyabileceği görülmektedir

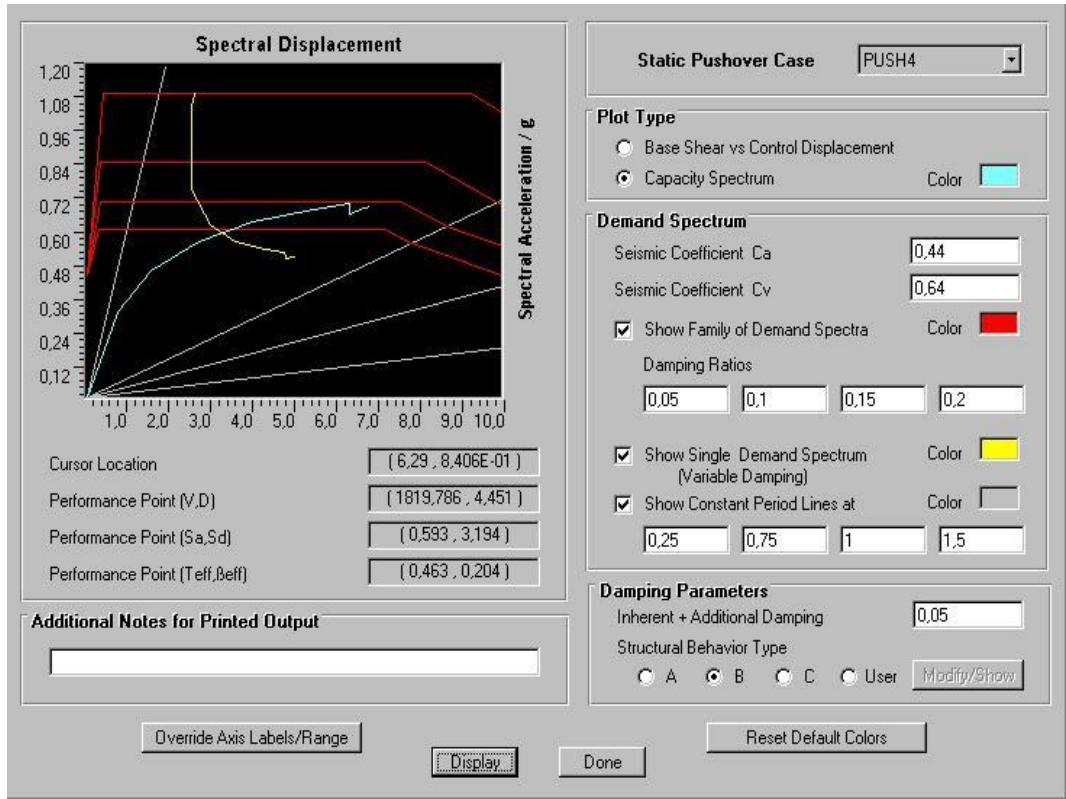
3.3.4. Binanın Performansının Belirlenmesi

Güçlendirilen yapı için performans seviyesinin belirlenmesinde tasarım depremi esas alınmıştır. Şekil 3.38 de yapı davranış tipi B için birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi ile değişik sönüm değerlerine karşılık gelen talep eğrileri yer almaktadır. Şekilde % 20 sönüm değerine karşı gelen indirgenmiş talep eğrisi ile kapasite eğrisinin performans noktasında kesiştiği görülebilir. Performans noktası yaklaşık 1820 ton taban kesme kuvvetine ve 4.45 cm tepe deplasmanına karşı gelmektedir. Efektif sönüm değeri ise % 20 dir.

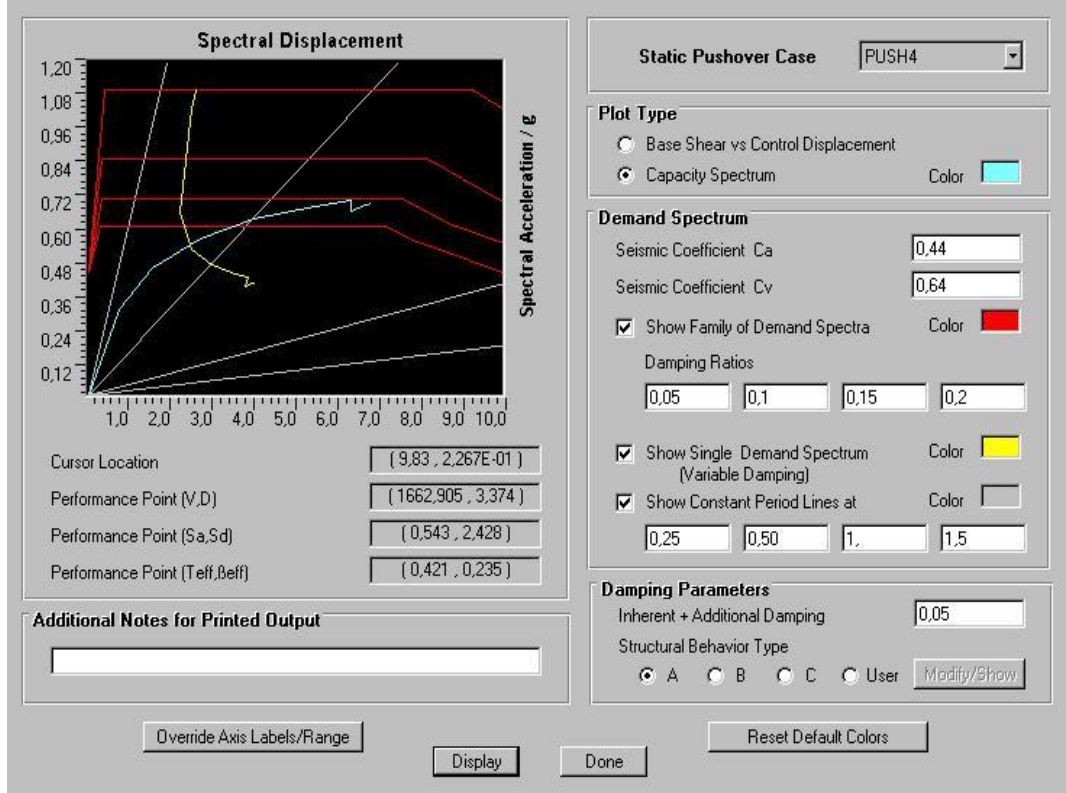
Yapı davranış tipi A olarak seçildiğinde bulunan performans noktası ise Şekil 3.39 da görülebilir. Bu durumda performans noktası 1663 ton taban kesme kuvvetine ve 3,37 cm tepe deplasmanına karşı gelmektedir. Efektif sönüm değeri ise % 23,5 dir. Görüldüğü gibi yapı davranış tipi daha iyi seçildiğinde performans noktasının değerleri azalmakta efektif sönüm değeri ise artmaktadır.

Yapının genel olarak performans seviyesine bakıldığında, B tipi yapı davranış tipi için maksimum tepe deplasmanının yapı yüksekliğine oranından elde edilen 0,002 değerinin ATC-40 da hemen kullanım performans seviyesi için verilen 0,01 sınır değerinden küçük kaldığı dolayısıyla güçlendirilen binanın hemen kullanım performans seviyesinde olduğu ortaya çıkmaktadır. Ancak eleman bazında performansları incelediğimizde aynı sonuca ulaşamayız. Yükleme ve yapı davranış tipine göre farklılıklar olsada genel olarak S102 kolonları ve D aksındaki köşedeki S117 kolonları performans noktasında can güvenliği performans seviyesindedirler.

Sonuç olarak bina bütün olarak hemen kullanım performans seviyesinde iken bazı kolonlar can güvenliği performans seviyesindedirler.



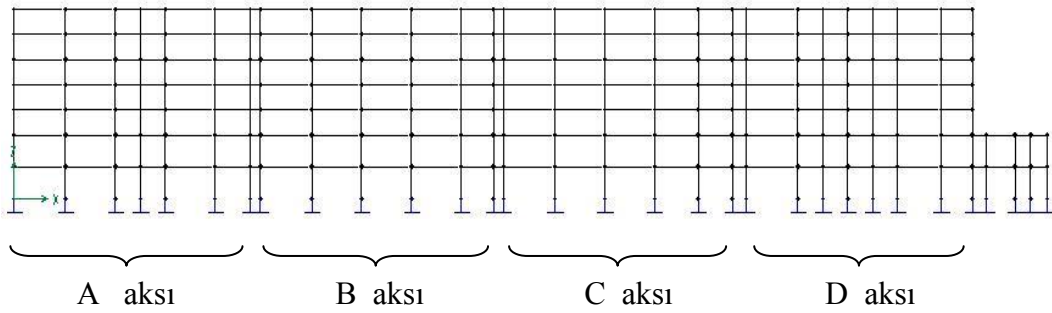
Şekil 3. 38. Güçlendirilen yapıda B tipi yapı davranışı için X yönünde performans kontrolü



Şekil 3. 39. Güçlendirilen yapıda A tipi yapı davranışı için X yönünde performans kontrolü

3.4. 2 Boyutlu Lineer Olmayan Statik Analiz

Yapının iki boyutlu modelinin 3 boyutlu davranışı ne kadar temsil edebildiğini görmek amacıyla yapının X doğrultusundaki aksları Şekil 3.40 da görüldüğü gibi birbirlerine düzlemi içinde çok rijit kirişlerle bağlanmıştır. Bu kirişler bağladıkları akslara mafsallı olarak mesnetlenmişlerdir. Ayrıca bütün katlarda düğüm noktaları rijit diyaframla birbirlerine bağlıdır. 3 boyutlu yapıda X yönündeki aksları Y yönünde birbirlerine bağlayan kirişlerden gelen düşey yükler bağlandıkları akslardaki kolonlara yarı yarıya aktarılmıştır. Bütün bunlar düşünüldüğünde mevcut aksların aynı ötelemeyi yapmaları sağlanarak üç boyutlu yapı davranışı temsil edilmeye çalışılmıştır.



Şekil 3.40. Güçlendirilen yapının 2 boyutlu modeli

İki boyutlu modelin modal analizi sonucu elde edilen titreşim periyotları ve kütle katılım oranları Tablo 3.19 da verilmektedir. Elde edilen sonuçlar üç boyutlu sonuçlarla karşılaştırıldığında oldukça yakın olduğu görülebilir. Dolayısıyla iki boyutlu model üç boyutlu yapının dinamik davranışını yeter dercede temsil etmektedir.

Tablo 3.19. Serbest titreşim modları ve kütle katılım oranları

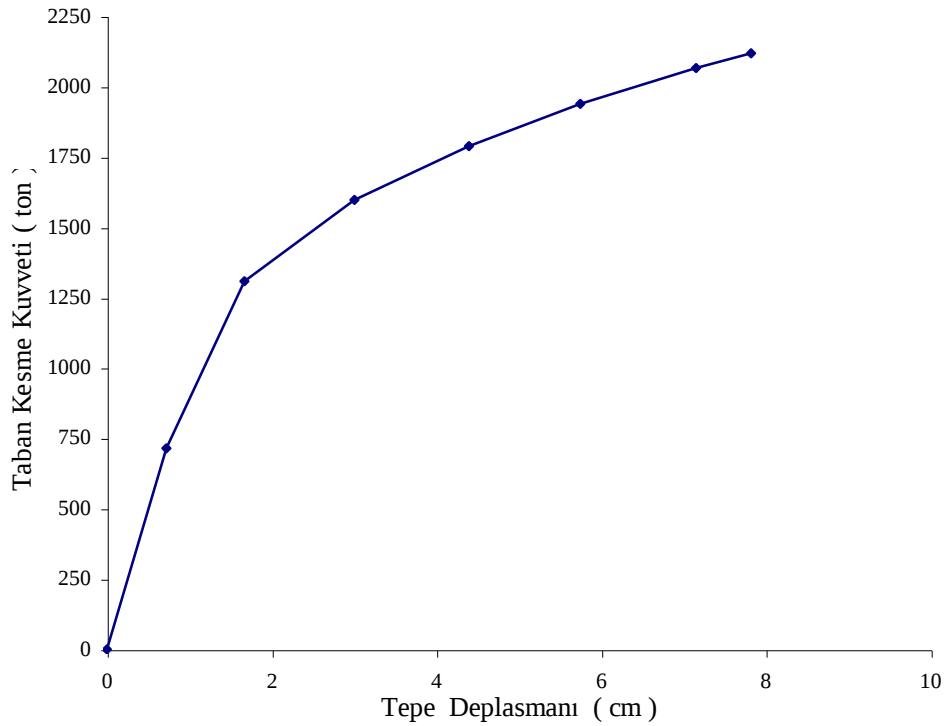
Mod	Periyot	Her Mod İçin (%)		Kümülatif Toplam (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	0.335700	75.1084	0.0000	75.1084	0.0000
2	0.088846	17.4249	0.0000	92.5332	0.0000
3	0.046623	4.9263	0.0000	97.4595	0.0000
4	0.031714	2.0795	0.0000	99.5390	0.0000
5	0.024216	0.4125	0.0000	99.9515	0.0000
6	0.019432	0.0448	0.0000	99.9963	0.0000

3.4.1. Yükleme Durumları

Yapıya birim ivme yüklemesi , birim yükleme ve üçgen yükleme olmak üzere üç tip yükleme dağılımı uygulanmıştır. Bunlardan birim ivme yüklemesine ait sonuçlar Tablo 3.19 da ve Şekil 3.41 de verilmektedir.

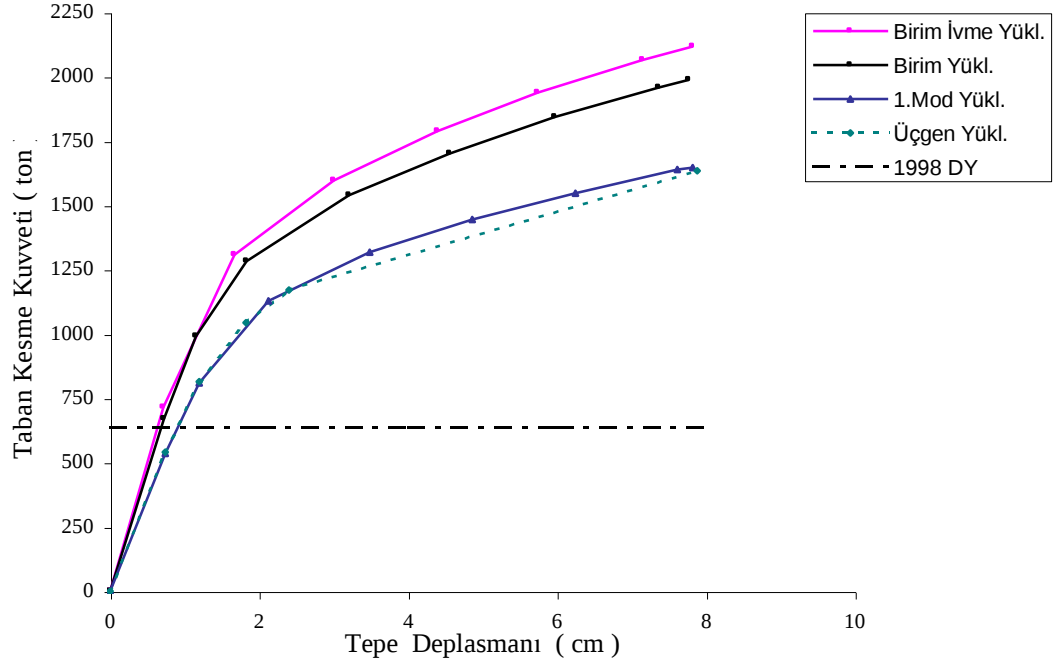
Tablo 3.20. Birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi değerleri

Adım	Deplasman	Taban K.K.	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	-0,0024	0,0000	622	0	0	0	0	0	0	0	622
1	0,7185	713,9180	621	1	0	0	0	0	0	0	622
2	1,6698	1307,7019	594	28	0	0	0	0	0	0	622
3	3,0044	1598,0359	545	77	0	0	0	0	0	0	622
4	4,3943	1789,0853	479	138	1	4	0	0	0	0	622
5	5,7440	1938,2262	444	162	3	13	0	0	0	0	622
6	7,1537	2065,0249	406	184	11	21	0	0	0	0	622
7	7,8218	2117,4661	386	194	14	27	0	1	0	0	622
8	7,5465	1884,7693	386	194	14	27	0	0	0	1	622

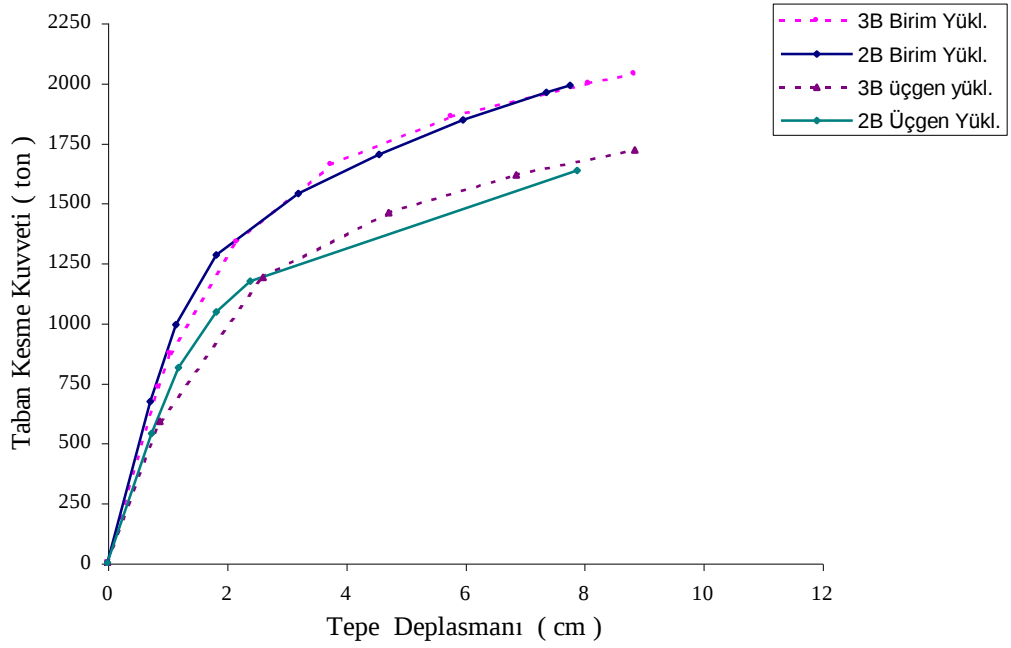


Şekil 3. 41. Birim ivme yüklemesine ait kapasite eğrisi

Şekil 3. 42 de bütün yüklemelere ait toplu sonuçlar verilmiştir. Şekil 3.43 te ise 2 boyutlu ve 3 boyutlu sonuçlar birim ve üçgen yükleme dağılımları için karşılaştırılmıştır. 2 boyutlu modellemenin üç boyutlu binanın lineer olmayan yapı davranışını oldukça iyi derecede temsil ettiği görülebilir. Bu sonuç modal analizden anlaşılan burulma etkilerinin etkin olmaması ile uyushmaktadır.



Şekil 3. 42. 2 boyutlu modellemeye ait kapasite eğrileri



Şekil 1. 43. 2 ve 3 boyutlu sonuçların karşılaştırılması

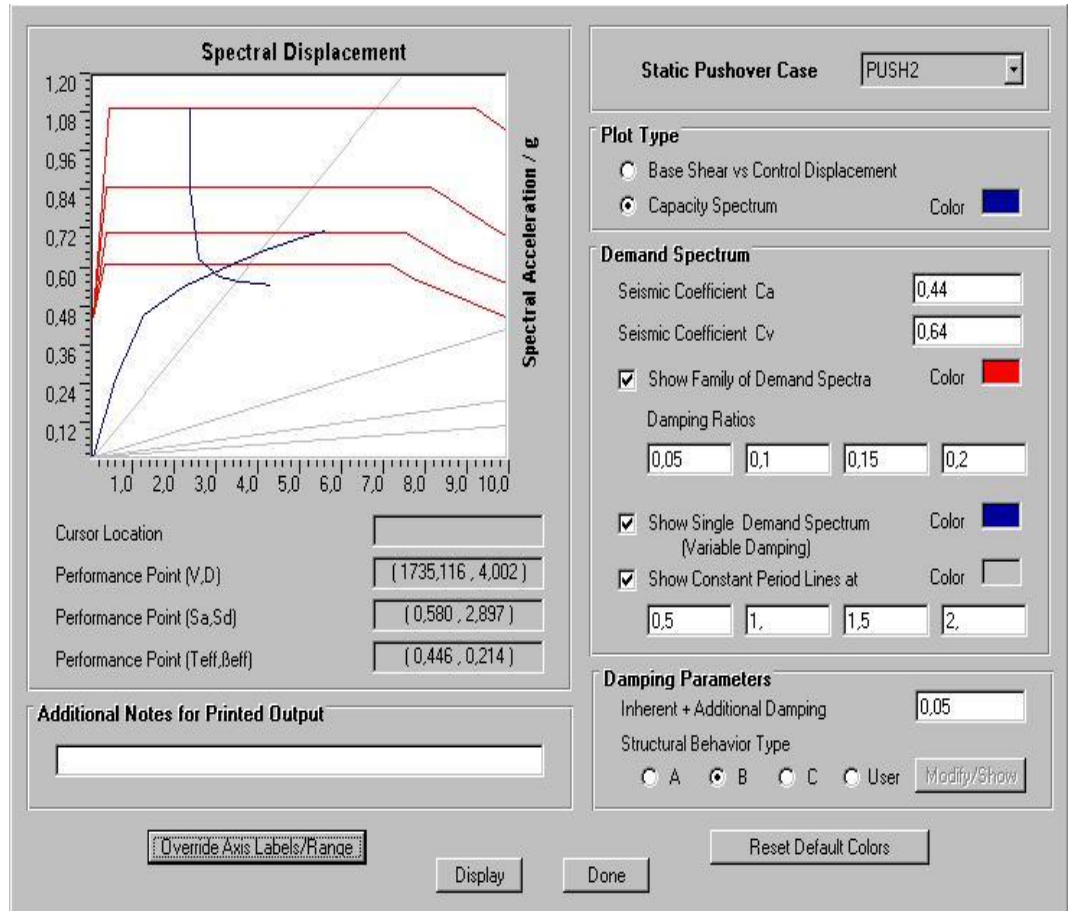
3.4.2. Yapının Performansının Belirlenmesi

2 Boyutlu modele ait performans kontrolü için daha önce belirlenen değerler aynen kullanılmıştır. Şekil 3.44 te görüldüğü gibi birim ivme yüklemesine ait B tipi yapı

davranışı için performans noktası 1735 ton taban kesme kuvvetine, 4 cm tepe deplasmanına ve % 21,4 efektif sönüm değerine karşı gelmektedir. 3 boyutlu sonuçlarla tam bir karşılaştırma yapabilmek amacıyla performans noktalarına karşı gelen değerler Tablo 3.20 de verilmiştir. Görüldüğü gibi 2 boyutlu ve 3 boyutlu sonuçlar arasında performans noktaları açısından %10 civarında bir farklılık vardır. Tablodan, performans noktalarına ait taban kesme kuvveti ve tepe deplasmanlarının yüklemelerle nasıl değiştiği de görülebilir.

Tablo 3.21 Performans noktasının 2B ve 3B için karşılaştırılması

	3 Boyutlu Modelleme				2 Boyutlu Modelleme			
	Yapı Davranışı B		Yapı Davranışı A		Yapı Davranışı B		Yapı Davranışı A	
Yükleme	T.K.K.(t)	Depl.(cm)	T.K.K.(t)	Depl.(cm)	T.K.K.(t)	Depl.(cm)	T.K.K.(t)	Depl.(cm)
Birim İvme	1819	4,45	1663	3,37	1735	4,00	1588	2,96
Birim Yük.	1767	4,86	1625	3,60	1679	4,37	1524	3,13
Üçgen Yük.	1634	7,23	1488	5,12	1565	7,06	1391	4,61



Şekil 3. 44. 2 boyutlu modelleme için performans kontrolü

4. GÜÇLENDİRİLEN YAPININ LİNEER OLMAYAN DİNAMİK ANALİZİ

Bu bölümde güçlendirilen binanın deprem etkileri altında sismik performansını incelemek amacıyla zaman tanım alanında iki boyutlu lineer olmayan dinamik analiz gerçekleştirilecektir. Lineer olmayan statik analiz ile yapının performansı belirlenmek istendiğinde deprem talebini belirlemek için kullanılan kapasite spektrumu yöntemi bu bölümde kullanılmayacaktır. Lineer olmayan dinamik analiz ile bu talep direkt olarak belirlenebilmektedir.

İlk olarak güçlendirilen binanın olası bir deprem altında performansını belirlemek amacıyla kullanılan ivme kayıtları maksimum ivme değeri 0,30g olacak şekilde ölçeklendirilmiştir. İkinci olarak yakın fay etkisi altında binanın davranışı incelenmiştir. Bu amaçla kullanılan ivme kayıtları Düzce depremi (1999), Kocaeli depremi (1999) ve Erzincan depremi (1992) kayıtlarından seçilmiştir. Tablo 4.1. de deprem kayıtlarının özellikleri özetlenmiştir. Deprem kayıtlarının alındığı bölgenin zemin cinsi, zeminin 30m lik derinliğe kadarki ortalama kayma dalgası hızı açısından bir sınıflandırma esasına dayanarak belirlenmiştir. Bu sınıflandırmada, B zemin cinsi ortalama kayma dalgası hızı 360 – 750 m/s arasındaki zeminleri, C zemin cinsi ise ortalama kayma dalgası hızı 180 – 360 m/s arasındaki zeminleri temsil etmektedir.

Tablo 4.1. Kullanılan deprem ivme kayıtlarının özellikleri

Deprem	Tarih	Kayıt	Zemin Cinsi	Maks (cm/sn ²)	Faya uzaklık(km)	Data Aralığı	Uygulanan süre (sn)
Erzincan	1992	Erzincan (DB)	C	486	2	0,005	0 – 20
Kocaeli	1999	Düzce (270)	C	353	12,7	0,01	0 – 25
Kocaeli	1999	Sakarya (090)	B	369	3,1	0,01	30 – 55
Düzce	1999	Düzce (270)	C	525	8,2	0,005	0 – 25
Düzce	1999	Bolu (090)	C	806	17,6	0,01	5 – 30

4.1. Kullanılan Bilgisayar Programlarının İçeriği

Deprem etkisi altında binanın dinamik davranışını belirlemek amacıyla zaman tanım alanında lineer olmayan dinamik analiz yöntemi uygulanmıştır. Güçlendirilen binanın analizi SAP2000 bilgisayar programı ile yapının uzun doğrultusunda gerçekleştirilmiştir. Lineer olmayan dinamik analiz programda mevcut olan iki seçenektен biri olan nümerik integrasyon yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Nümerik integrasyonda ise Wilson - θ yöntemi kullanılmıştır. Programda sönüm matrisine hem rijitliğin hemde kütlenin katkısı dikkate alınabilmektedir. Bu amaçla yapının ilk iki periyodu için % 5 sönüm kabul edilmiştir. Programda modelleme için kullanılan özellikler aşağıda açıklanacaktır.

Herhengi bir yüklemeye maruz, liner olmayan özellikleri tanımlı elemanlar içeren yapıda dinamik denge denklemi aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$Ku(t) + C\dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = r(t) \quad (4.1)$$

burada; K lineer olan ve olmayan elemanları içeren rijitlik matrisini, C kütle ve rijitlik orantılı sönüm matrisini, M kütle matrisini, $r(t)$ ise uygulanan yükü göstermektedir. u , $\dot{u}$, $\ddot{u}$ sırasıyla yapının temeline göre rölatif yerdeğiştirme, hız ve ivmeyi göstermektedir.

Programda malzeme açısından lineer olmayan davranış NLLINK olarak tanımlı elemanlarla sınırlıdır. Nllink elemanları yapıdaki bölgesel lineer olmayan davranışı modellemek amacıyla kullanılırlar. Her bir Nllink elemanı altı serbestlik derecesi (eksenel, kesme, burulma, basit eğilme) için altı ayrı yayla temsil edilir. Her bir yay hem lineer davranış için rijitlik ve sönüm değerlerine hem de lineer olmayan analizde kullanılacak olan kuvvet deformasyon ilişkisine sahiptir. Nümerik integrasyon yöntemini kullanarak yapılan lineer olmayan dinamik analizde Nllink elemanların belirtilen serbestlik derecesi için, eğer tanımlanmışsa lineer olmayan özellikleri, tanımlı değilse lineer özellikleri kullanılır. Ayrıca bu elemanların lineer olmayan özellikleri yalnızca lineer olmayan dinamik analizde aktif hale gelir.

Lineer olmayan bağlantı elemanı için altı ayrı şekil değiştirme durumu tanımlanır. Bunlar j ucunun i ucuna göre rölatif yerdğiştirmeleri olarak tarif edilir. Güçlendirilen yapının 2 boyutlu analizi yapılacağı için bu şekil değiştirme durumlarından sadece üçünü kullanmak yeterli olacaktır. Bunlar eksenel şekil değiştirme, kayma şekil

değiştirmesi ve eğilmeye ait şekil değiştirmedir. Aşağıda bu şekil değiştirme durumları j ucunun i ucuna göre rölatif yerdeğiştirmelerine bağlı olarak tarif edilmiştir. şekil 3.1 de bu şekil değiştirmeler bağlantı elemanının kendi eksen takımına göre gösterilmiştir.

Eksenel : $d_{u1} = u_{1j} - u_{1i}$

Kayma (1-2 düzlemi) : $d_{u2} = u_{2j} - u_{2i} - \mathbf{dj2} \, r_{3j} - (L - \mathbf{dj2}) \, r_{3i}$

Burulma : $d_{r1} = r_{1j}$

Eğilme (1-2 düzlemi) : $d_{r3} = r_{3j} - r_{3i}$

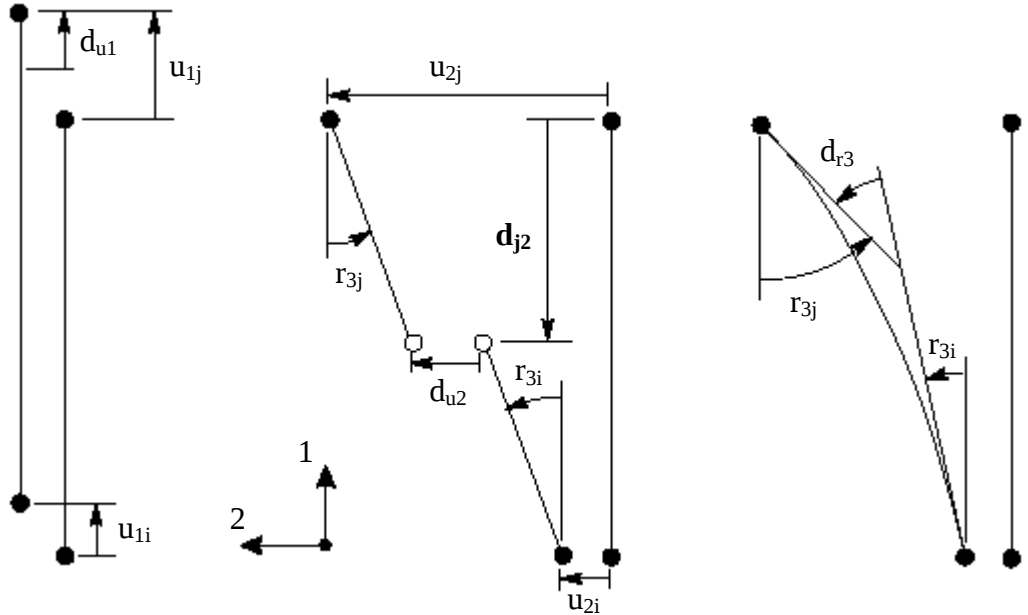
Burada;

u_{1i}, u_{2i}, r_{3i} i ucunda yer değiştirmeleri ve dönmeyi

$u_{1j}, u_{2j}, r_{1j}, r_{3j}$ j ucunda yer değiştirmeleri ve dönmeyi

dj2 j ucundan kayma şekil değiştirmelerinin ölçüldüğü noktaya olan mesafe

L bağlantı elemanının uzunluğu



Eksenel şekil
Değiştirme Durumu

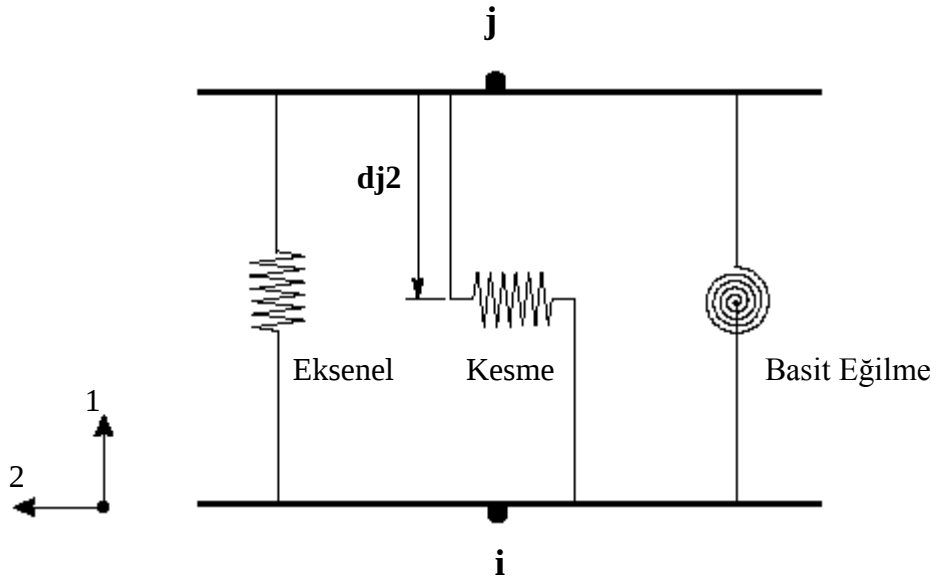
Kayma şekil
Değiştirme Durumu

Eğilme şekil
Değiştirme Durumu

şekil 4.1. Nllink elemanı için şekil değiştirme durumları

Bağlantı elemanlarının özellikleri nasıl davranış göstereceğini belirleyen yapısal niteliktedirler. Bu özellikler bağlantı elemanından bağımsız olarak tanımlanırlar ve bağlantı elemanlarının tanımlanmasında bu özelliklere başvurulur. Her özellik altı şekil değiştirme durumu için kuvvet-deformasyon ilişkisini belirtir. Bu özellikler yalnızca lineer olmayan analiz sırasında kullanılır.

Her bir bağlantı elemanına ait lineer olmayan özellikler altı ayrı yay ile altı serbestlik decesine karşılık gelecek şekilde tariflenmiştir. Bu yayların kuvvet deformasyon ilişkileri bağlantı eleman tipine göre birbirlerine bağlı veya birbirlerinden bağımsız olabilir. Şekil 4.2. de dinamik analizde kullanılan Nlink elemanlarında şekil değiştirme durumlarını ifade eden yaylar gösterilmiştir.



Şekil 4.2. Nlink elemanında altı bağımsız yaydan üçü

Bağlantı elemanlarının davranışını şekillendiren altı kuvvet deformasyon ilişkisi vardır. Bunların herbiri bir yay karşılık gelir.

Eksenel $f_{u1} - d_{u1}$

Kesme $f_{u2} - d_{u2}, f_{u3} - d_{u3}$

Burulma $f_{r1} - d_{r1}$

Basit Eğilme $f_{r2} - d_{r2}, f_{r3} - d_{r3}$

Burada f_{u1}, f_{u2}, f_{u3} yay kuvvetlerini; f_{r1}, f_{r2}, f_{r3} yay momentlerini göstermektedir.

Bağlantı elemanlarında oluşan kuvvetler ve momentler yaylarda belirtilen kuvvet ve moment değerlerine göre aşağıda açıklandığı gibi tanımlanır.

$$\text{Normal Kuvvet} \quad P \quad = f_{u1}$$

$$\text{Kesme Kuvveti} \quad V2 \quad = f_{u2}, M3_s = (d - dj2) f_{u2}$$

$$\text{Basit Eğilme} \quad M3_b \quad = f_{r3}$$

Burada d, j ucundan olan mesafedir. Toplam eğilme momenti basit eğilme ve kesme kuvvetinin birleşiminden meydana gelmektedir.

$$M3 = M3_s + M3_b$$

Bu iç kuvvetler bağlantı elemanının uzunluğu boyunca her kesitte mevcuttur.

Eğer bağlantı elemanını tanımlayan yayların herbiri lineer davranış özelliklerine sahipse yaylara ait kuvvet deformasyon ilişkisi matrix formunda ifade edilebilir.

$$\begin{Bmatrix} f_{u1} \\ f_{u2} \\ f_{u3} \\ f_{r1} \\ f_{r2} \\ f_{r3} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{u1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & k_{u2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & k_{u3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & k_{r1} & 0 & 0 \\ \text{Simetrik} & & & & k_{r2} & 0 \\ & & & & & k_{r3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_{u1} \\ d_{u2} \\ d_{u3} \\ d_{r1} \\ d_{r2} \\ d_{r3} \end{Bmatrix} \quad (4.2)$$

burada k_{u1} , k_{u2} , k_{u3} , k_{r1} , k_{r2} , k_{r3} her bir yaya ait lineer rijitlik sabitlerini temsil etmektedir. Eğer bu matrix formu bağlantı elemanında iç kuvvet – şekil değiştirme ilişkisi olarak j ucu için, i ucunda yerdeğiştirmelerin sıfır olduğu duruma karşılık gelecek şekilde tekrar yazılırsa aşağıda verildiği gibi olur.

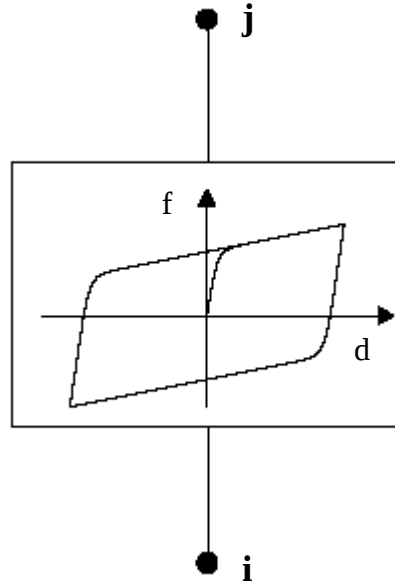
$$\begin{Bmatrix} P \\ V2 \\ V3 \\ T \\ M2 \\ M3 \end{Bmatrix}_j = \begin{bmatrix} k_{u1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & k_{u2} & 0 & 0 & 0 & -dj2 * k_{u2} \\ & & k_{u3} & 0 & -dj3 * k_{u3} & 0 \\ & & & k_{r1} & 0 & 0 \\ & & & & k_{r2} + dj3^2 * k_{u3} & 0 \\ & & & & & k_{r3} + dj2^2 * k_{u2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ r_1 \\ -r_2 \\ r_3 \end{Bmatrix}_j \quad (4.3)$$

Örneğin 1-2 düzleminde sabit kesitli EI eğilme rijitliğine sahip bir kirişte kayma ve eğilme şekildeğiştirme durumu için yay sabitlerini belirleyelim. 1-2 düzleminde j ucu için rijitlik matrisi;

$$\begin{Bmatrix} V_2 \\ M_3 \end{Bmatrix}_j = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & -6L \\ -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix}_j \quad (4.4)$$

ile verilir. Buradan kayma şekil değiştirme durumu için eşdeğer yay sabiti, $d_j = L/2$ de $k_{u2} = 12 EI / L^3$, basit eğilme şekil değiştirme durumu için eşdeğer yay sabiti ise $k_{r3} = EI / L$ olur.

Güçlendirilen binada yapılacak olan dinamik analizde kolon ve kirişlerde lineer olmayan davranışı temsil etmek amacıyla bağlantı elemanı için SAP2000 içinde bulunan Wen Plasticity bağlantı elemanı özelliği kullanılacaktır. Bu plastisite modeli Wen(11) tarafından önerilen histeretik davranışa dayanır ve Şekil 4.3. de gösterilmektedir. Bu bağlantı özelliğinde her bir serbestlik derecesi için bağımsız tek eksenli plastisite özellikleri tanımlanabilir. Bütün iç şekil değiştirmeler bağımsızdır. Bir serbestlik derecesinde oluşan elastik ötesi şekil değiştirme diğer serbestlik derecelerindeki davranışı etkilemez.



Şekil 4.3. Tek eksenli şekil değiştirme için Wen Plasticity bağlantı elemanı

Lineer olmayan kuvvet – deformasyon ilişkisi aşağıdaki eşitlikle verilir;

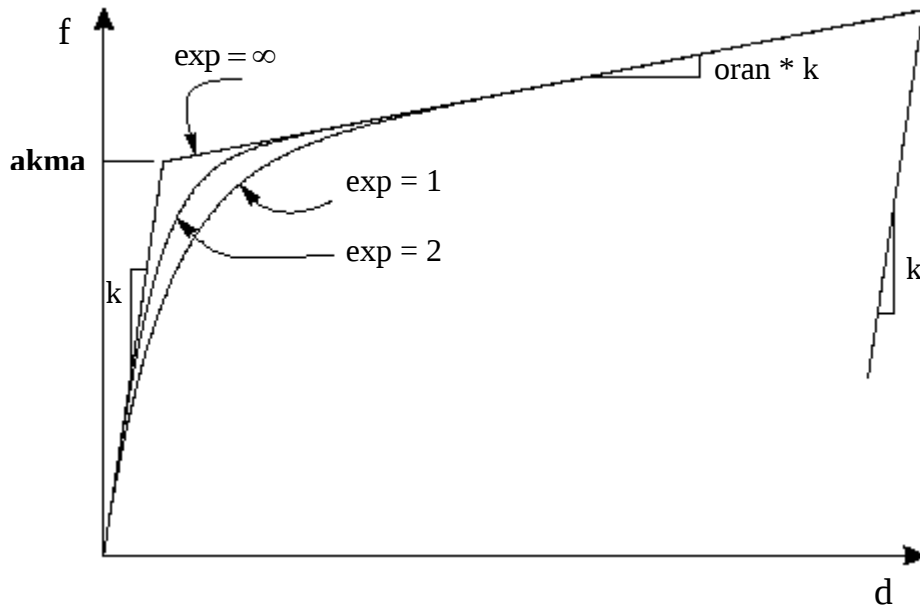
$$f = \text{oran} * k * d + (1 - \text{oran}) * k_{ma} * z$$

burada; k elastik yay sabitini, k_{ma} elastik ötesi davranışın başladığı şekil değiştirmeye ait k_{ma} kuvvetini, oran elastik ötesi davranışa ait rijitliğin elastik rijitliğe oranını ve z de histeretik değişkeni temsil etmektedir. Bu değişken k_{ma}

yüzeyi $|Z|=1$ olacak şekilde $|Z|\leq 1$ eşitliğini sağlar. Z' nin başlangıç değeri sıfırdır ve aşağıda verilen diferansiyel denkleme göre değer alır.

$$\frac{dZ}{dz} = \frac{k}{akma} \begin{cases} d(1-|z|^{\exp}) & \text{eğer } d \cdot \exp > 0 \text{ ise} \\ d & \text{aksi durumda} \end{cases}$$

buradaki **exp** değeri bir'den büyük veya ona eşittir. Bu sayının büyük değer almasıyla şekilde 4.4. de görülen akma civarındaki eğrilik giderek düzleşir.

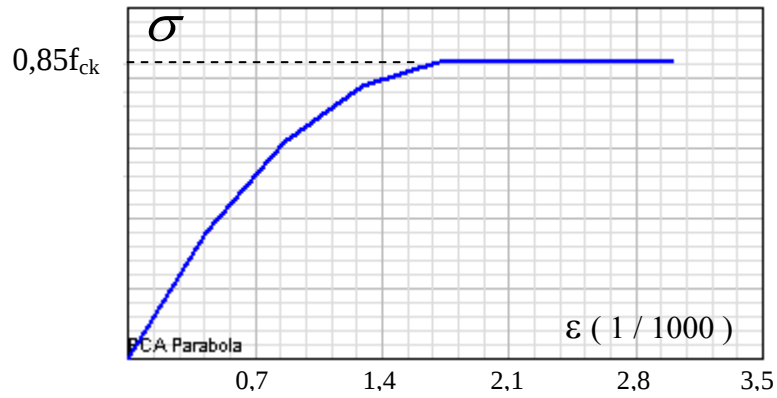


Şekil 1. 4. Wen Plasticity özelliğine ait parametrelerin tanımı

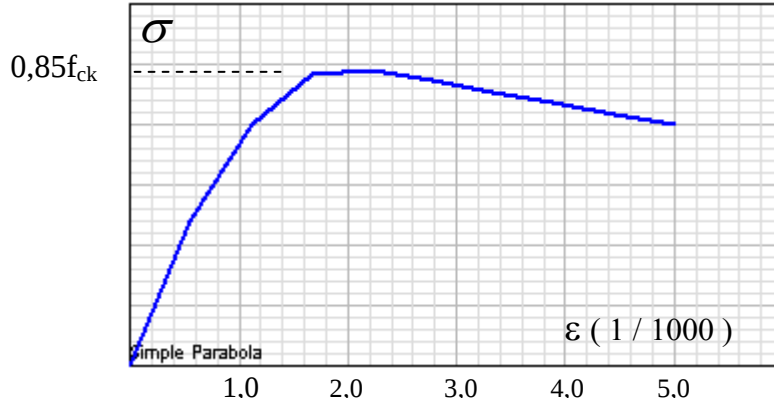
Modelde lineer olmayan davranışın eleman uçlarında bir bölgede toplandığı, bu bölgeler arasında elemanın davranışının lineer olduğu varsayılmıştır. Lineer olmayan özelliklerin tanımlı olduğu bu bölgenin uzunluğu 2cm olarak seçilmiştir. Böylece lineer olmayan statik analizde kullanılan mafsallara benzer bir modelleme gerçekleştirilmiştir. Bu durumda yapıdaki bütün elemanların uçlarında tanımlanacak olan Nlink elemanlarına ait özelliklerin belirlenmesi gerekmektedir. Bu özellikler, lineer olmayan davranışın sadece eğilmeden dolayı oluştuğu varsayıldığından moment-eğrilik ilişkisine dayanmaktadır.

Kolon ve kirişlerde moment – eğrilik ilişkisini belirleyebilmek amacıyla SECTION BUILDER bilgisayar programından yararlanılmıştır. Programa ait çalışma sayfaları

Ek C’de verilmektedir. Malzeme davranışının tanımlanmasında programda hazır olarak bulunan $\sigma - \varepsilon$ bağıntılarından yararlanılmıştır. Beton davranışını tanımlamak için kullanılan iki modele ait $\sigma - \varepsilon$ ilişkisi şekil 4.5. ve 4.6. da gösterilmektedir. Mevcut yapıdaki betonarme elemanlar yeterli sargı donatısına sahip olmadığından bu elemanlar için birinci şekilde verilen PCA Parapola kullanılmıştır. Mevcut yapıya eklenen perde ve kolonlar ise yönetmeliğe göre detaylandırılmış olup yeterli sargı donatısına sahip olduğundan ikinci şekilde verilen Simple Parabola esas alınmıştır. Donatı için bütün elemanlarda Şekil 4.7. de görüldüğü gibi ideal elasto - plastik $\sigma - \varepsilon$ bağıntısı kullanılmıştır.

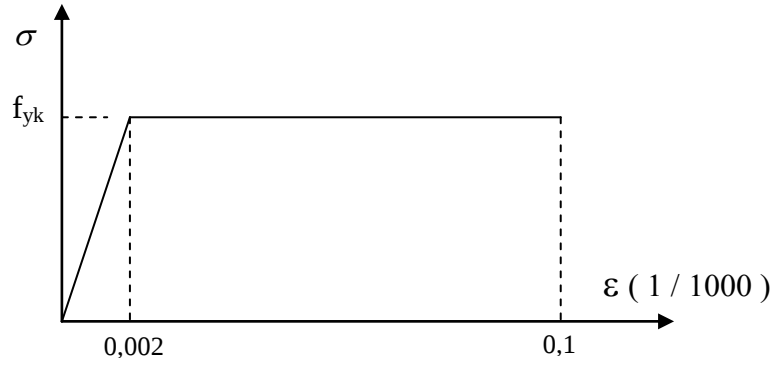


Şekil 4.5. Mevcut beton davranışı için gerilme-şekil değiştirme bağıntısı



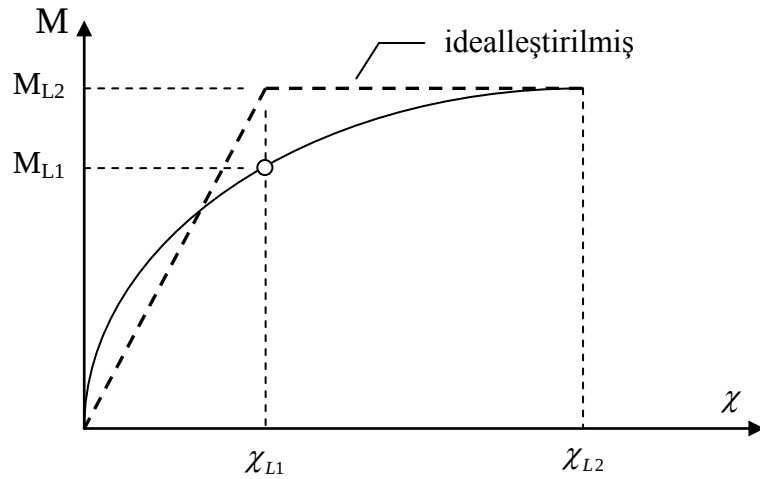
Şekil 4.6. İlave edilen beton için gerilme-şekil değiştirme bağıntısı

Kolonlarda eşdeğer deprem yükü sonucu oluşan maksimum normal kuvvet de dikkate alınarak $M - \chi$ ilişkisi belirlenmiştir. Kirişlerde ise sadece moment hesaba katılmıştır. Amaç yapının deprem etkisi altında davranışını yakalamak olduğundan beton ve donatı için karakteristik değerler kullanılmıştır.



Şekil 4.7. Donatı çeliği için gerilme - şekil değiştirme bağıntısı

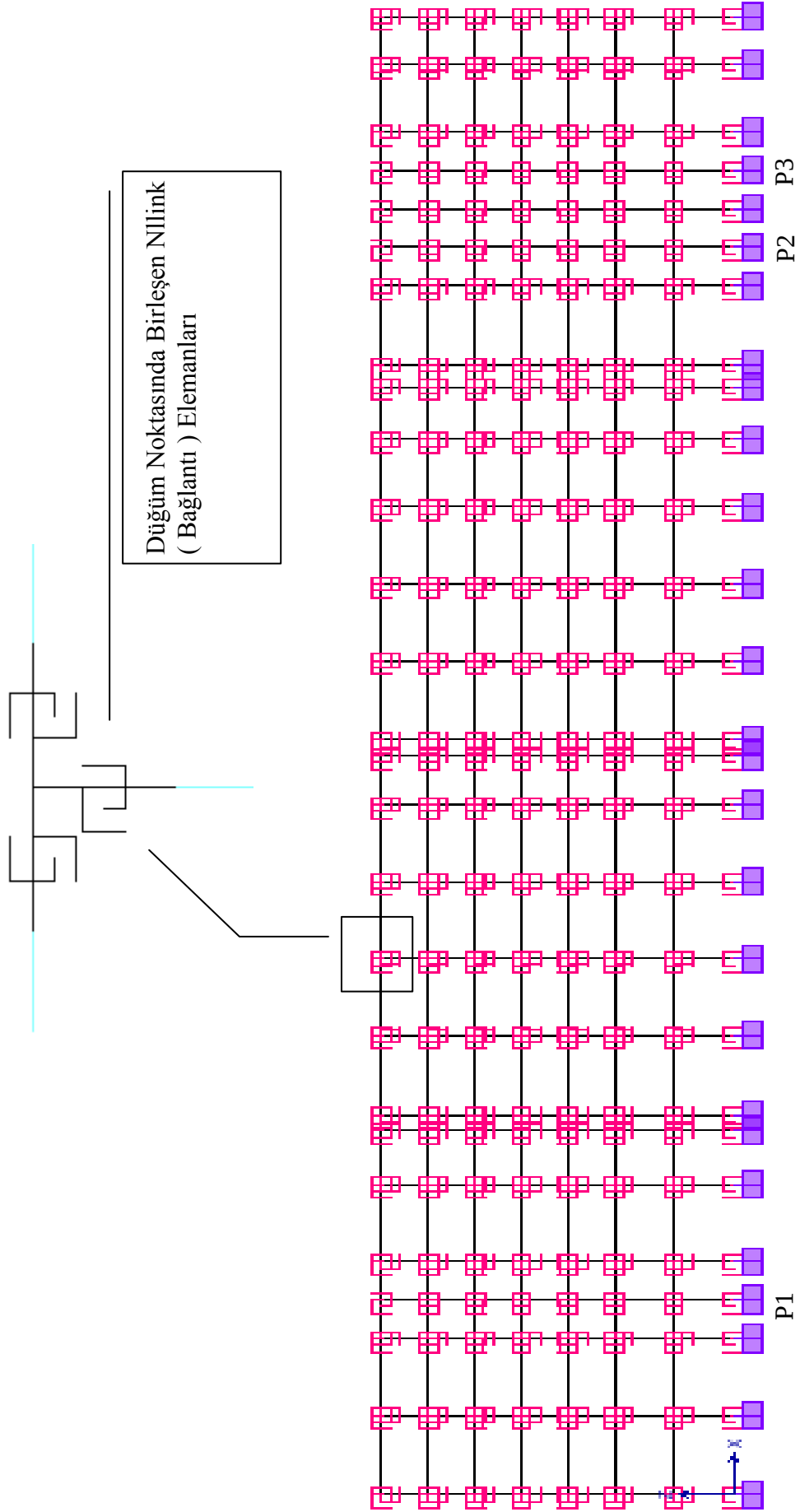
$M - \chi$ bağıntısında M_{L2} değeri betonda maksimum kısılmanın oluştuğu durum için elde edilmiştir. Elde edilen bağıntı Şekil 4.8. de görüldüğü gibi idealleştirilmiştir. Böylece 2cm olarak tanımlanan Nllink elemanının plastik mafsalsı gibi davranması sağlanmıştır.



Şekil 4.8. $M - \chi$ bağıntısının idealleştirilmesi

4.2. Güçlendirilen Binanın Performansının Belirlenmesi

Güçlendirilen binanın deprem hareketi altında performansını belirlemek amacıyla SAP2000 bilgisayar programı ile lineer olmayan dinamik analiz yapılmıştır. Bu amaçla her kolon ve kiriş uçlarında tanımlanan lineer olmayan bağlantı elemanlarına ait M_{L1} , M_{L2} , χ_{L1} ve χ_{L2} değerleri Section Builder programı yardımıyla belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar Ek D de verilmektedir. $M - \chi$ bağıntısı Şekil 4.8

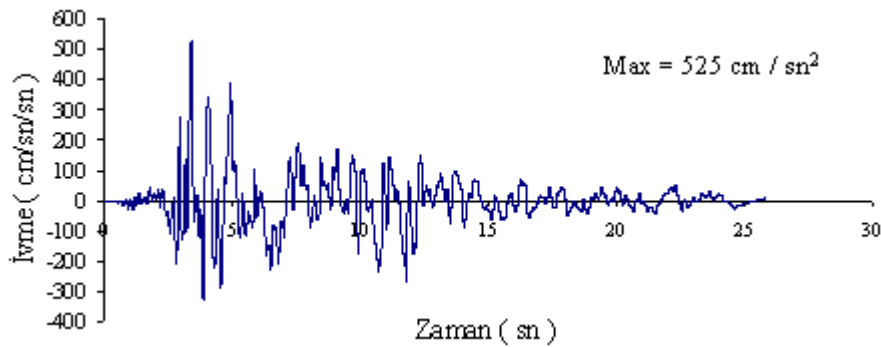


Şekil 4.9. Güçlendirilen binanın lineer olmayan dinamik analizde kullanılan matematik modeli

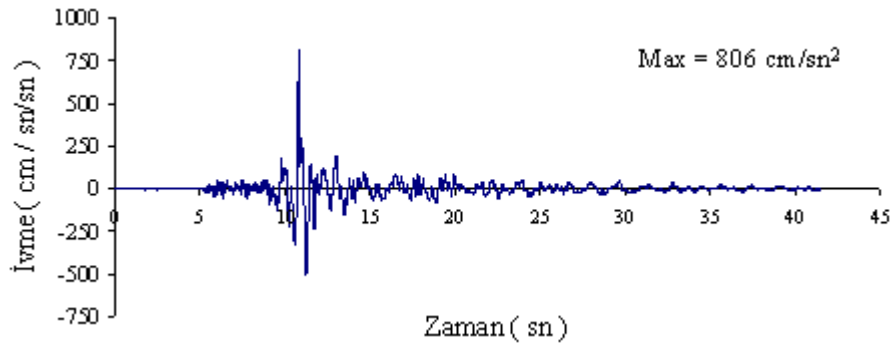
deki gibi idealleştirilerek her bir bağlantı elemanına ait akma momenti, elastik rijitlik, elastik ötesi rijitliğin elastik rijitliğe oranı ve exp değeri modelde veri olarak kullanılmıştır. Bunun yanında bağlantı elemanlarının lineer davranış gösterdiği serbestlik derecelerine ait rijitlik değerleri de hesaplanarak programa verilmiştir. Exp değeri, idealleştirilen $M - \chi$ bağıntısının akma bölgesindeki birleşime yeterince yaklaşım sağlayabilmek için Wilson (12) tarafından önerildiği gibi 20 alınmıştır.

Deprem etkisi altında yapıdaki düşey yüklerin etkisini de hesaba katabilmek amacıyla ilk önce binadaki düşey yükler ramp fonksiyonu kullanılarak dikkate alınmıştır. Ramp fonksiyonu ilk 5 saniyesi lineer olarak artan ve sonraki 5 saniye boyunca sabit kalacak şekilde 10 saniye uygulanmıştır. Deprem ivmeleri kullanılarak yapılacak olan dinamik analiz bu yüklemenin devamı olarak uygulanmıştır. Böylece düşey yüklemede yapı elemanlarına ait şekil değiştirme ve iç kuvvet durumu lineer olmayan dinamik analize aktarılmıştır. Şekil 4.9. da analizde kullanılan binanın matematik modeli gösterilmektedir.

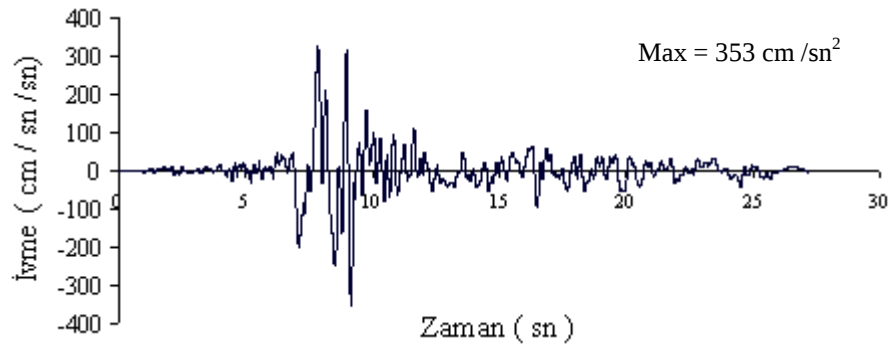
Binanın olası deprem etkileri altında performansını incelemek amacıyla farklı özelliklere sahip üç deprem ivme kaydı seçilmiştir. Bu kayıtlar Düzce depremine ait Düzce ve Bolu kayıtları ile Kocaeli depremine ait Düzce kayıtlarından oluşmaktadır. Şekil 4.10., 4.11., 4.12. de bu üç ivme kaydı verilmektedir. İncelenen bina en yakın faydan yaklaşık 20 km kadar uzakta bulunduğundan seçilen ivme kayıtlarına ait maksimum ivme değerleri 0,30g olacak şekilde ölçeklendirilmiştir.



Şekil 4.10. Düzce depremi Düzce ivme kaydı



Şekil 4.11. Düzce depremi Bolu ivme kaydı



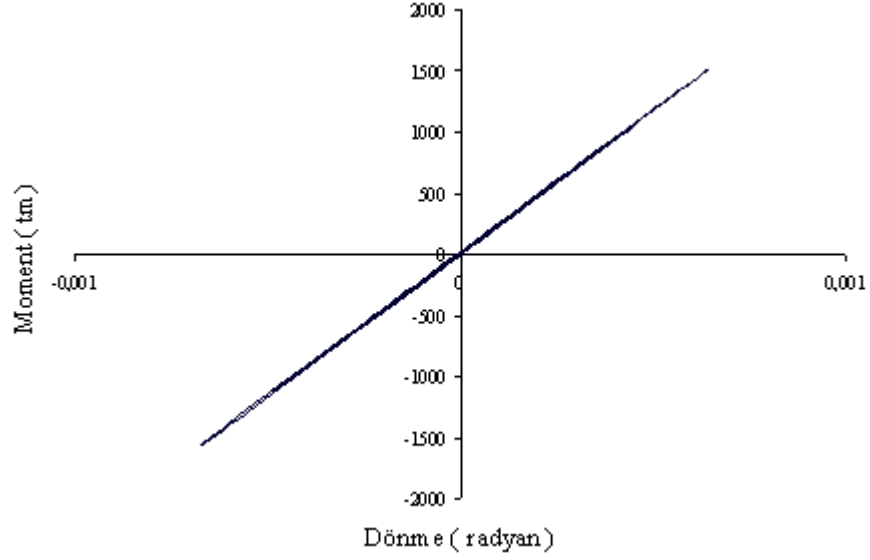
Şekil 4.12. Kocaeli depremi Düzce ivme kaydı

Analiz sonucunda elde edilen maksimum tepe deplasmanları ve taban kesme kuvvetleri Tablo 4.2. de verilmektedir. Görüldüğü gibi bina üç deprem etkisi karşısında farklı değerler almıştır. Tablo da katlarda oluşan maksimum yerdeğiştirmenin kat yüksekliğine bölünmesiyle elde edilen maksimum ötelenme oranı da verilmektedir. Bu oran vasıtasıyla ATC-40 da verilen sınır değerler baz alınarak yapının performansı belirlenebilmektedir. Maksimum ötelenme oranları hemen kullanım performans seviyesinin sınır değeri olan % 1 den küçük olduğundan üç deprem içinde yapının performansı hemen kullanım seviyesinde ortaya çıkmaktadır.

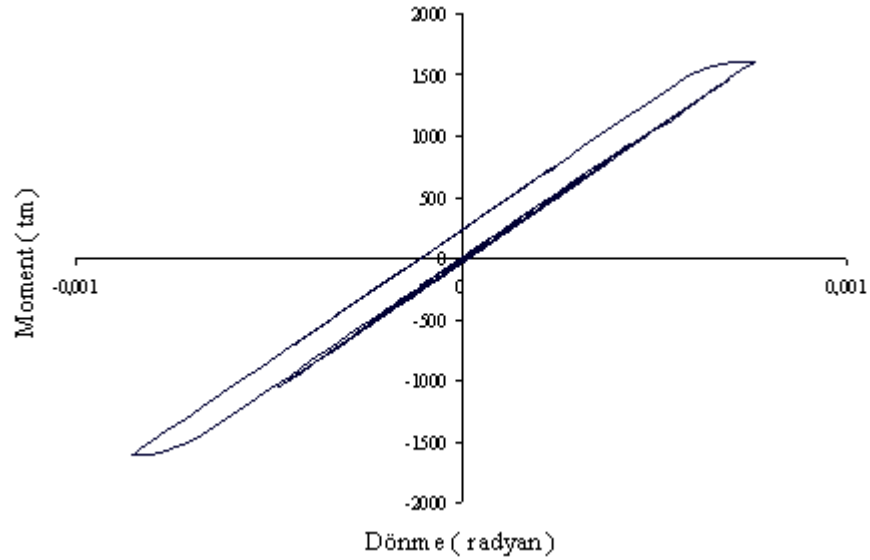
Tablo 4.2. Ölçekli deprem ivme kayıtlarına göre analiz sonuçları

	Kocaeli - Düzce	Düzce – Düzce	Düzce - Bolu
Maks. Taban Kesme Kuvveti	1563 ton	1177 ton	1325 ton
Maks. Tepe Deplasmanı	4,265 cm	3,210 cm	3,785 cm
Maks. Ötelenme Oranı	% 0,268	% 0,207	% 0,227

Şekil 4.12. ve 4.13. de A aksındaki P1 perdesine ait zemin kat ve 1. kat seviyelerinde perde alt ucundaki moment – dönme ilişkisi gösterilmektedir. Görüldüğü gibi alttaki perdede elastik ötesi davranış oluşmazken bir üstteki perdede elastik ötesi dönmeler oluşmaktadır.



Şekil 4.13. P1 perdesinin zemin kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi



Şekil 4.14. P1 perdesinin 1. kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi

Binadaki perdelerde meydana gelen elastik ötesi davranışlar Tablo 4.3.de özetlenmiştir. Sadece Düzce depremi Bolu kaydı ve Kocaeli depremi Düzce kaydı için yapıda elastik ötesi davranış meydana gelmiş ve bunlarda sadece 1. kat seviyesiyle sınırlı kalmıştır. Oluşan dönme miktarı, lineer olmayan statik analizde

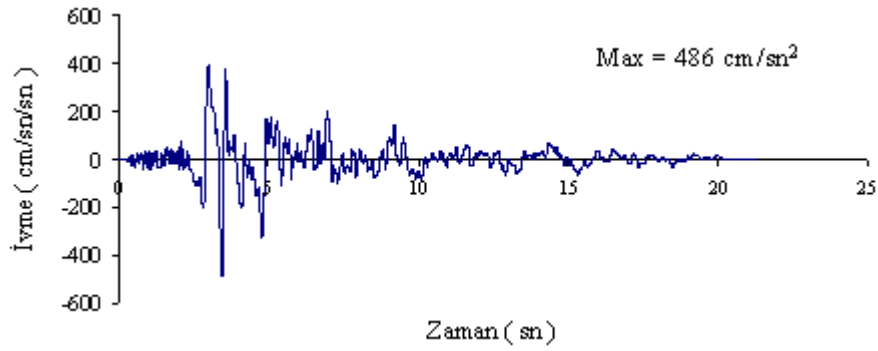
P1, P2 ve P6 perdeleri için kullanılan mafsalsal tipi 12 baz alındığında perdelerin dönme kapasitesine göre oldukça düşüktür. Oluşan dönme hemen kullanım performans seviyesi için eleman dönme sınır değeri olan 0,005 değerinin altında kalmaktadır.

Tablo 4.3. Binada oluşan mafsalsal durumu

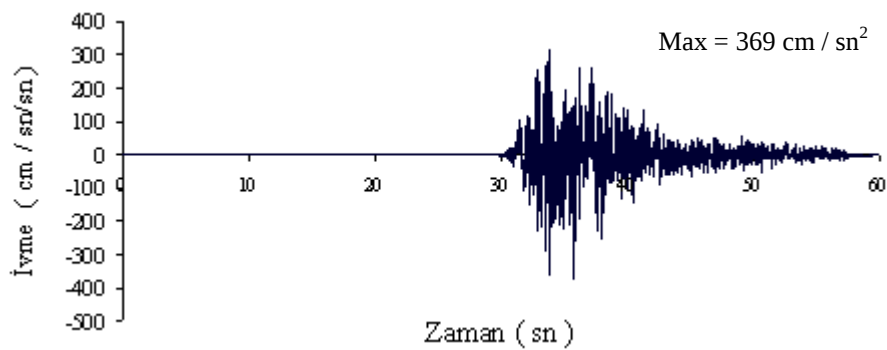
Deprem	Açıklama
Kocaeli - Düzce	Üç perdenin 1. kat seviyesinde alt ucunda mafsallaşma
Düzce - Düzce	Perdelerde elastik sınır aşılmıyor.
Düzce - Bolu	P2 ve P3 te 1. kat seviyesinde alt ucunda mafsallaşma

4.3. Yakın Fay Etkisinin İncelenmesi

Yakın fay etkisini inceleyebilmek amacıyla bir önceki kısımdaki depremlere ilaveten Erzincan depremi ile Kocaeli depremine ait Sakarya kaydı olmak üzere 5 deprem kaydı seçilip ölçeklendirmeden gerçek değerleriyle uygulanmıştır. Erzincan ve Sakarya ivme kayıtları Şekil 4.15. ve 4.16. da verilmektedir.

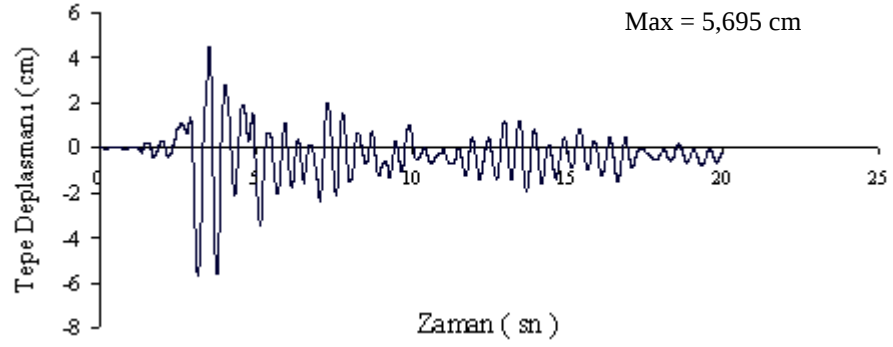


Şekil 4.15. Erzincan depremine ait doğu-batı bileşeni

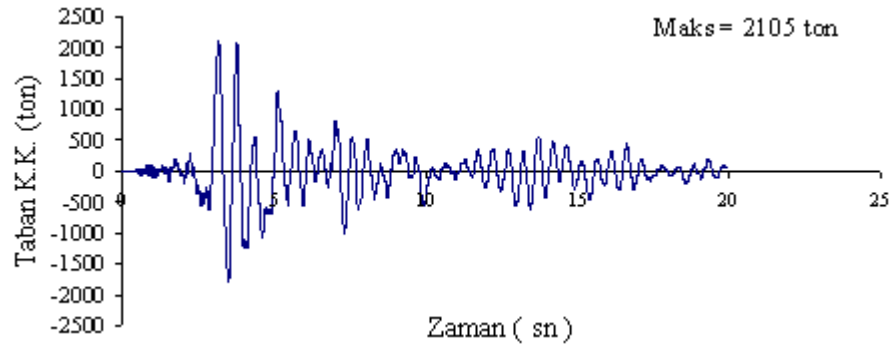


Şekil 4.16. Kocaeli depremi Sakarya ivme kaydı

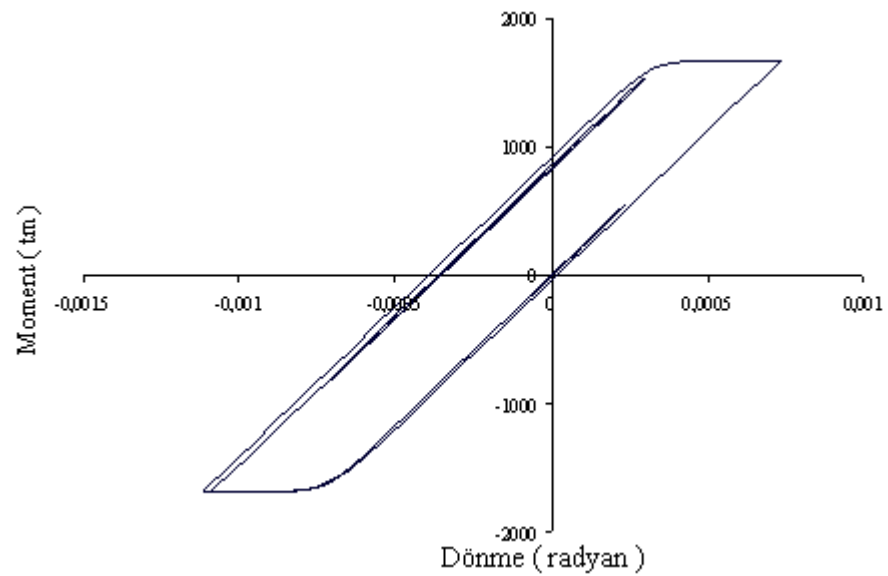
Erzincan ivme kaydı kullanılarak elde edilen taban kesme kuvvetinin ve tepe deplasmanının zamanla değişimi Şekil 4.17 ve 4.18 de gösterilmektedir. Görüldüğü gibi maksimum değerlere depreme ait ivme değerinin maksimum olduğu zaman aralığında ulaşılmaktadır.



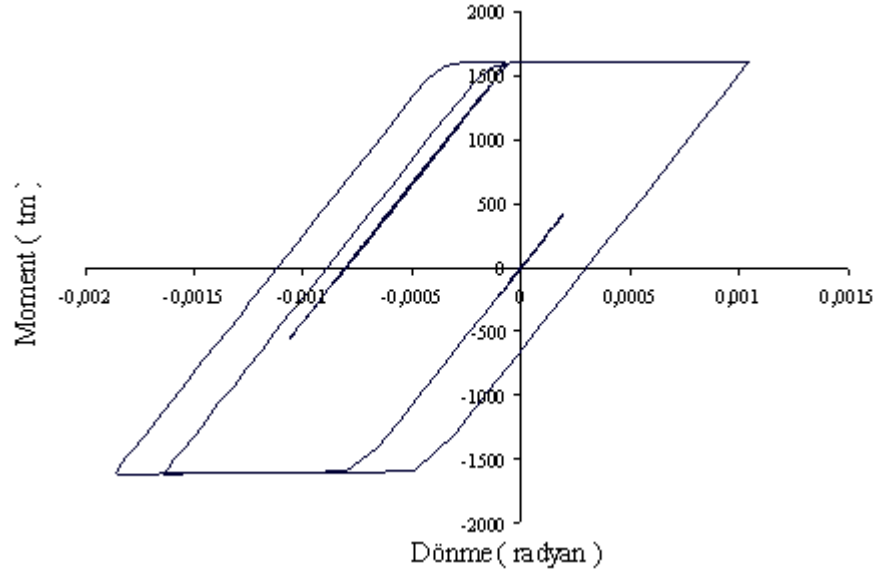
Şekil 4.17. Erzincan depremi etkisinde tepe deplasmanının zamanla değişimi



Şekil 4.18. Erzincan depremi etkisinde taban kesme kuvvetinin zamanla değişimi



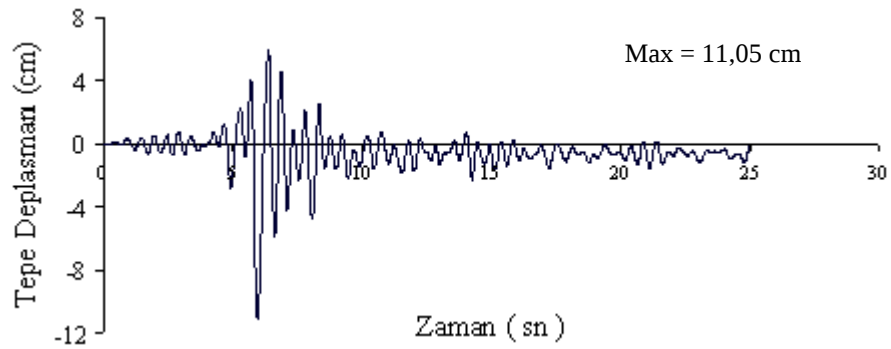
Şekil 4.19. P1 perdesinin zemin kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi



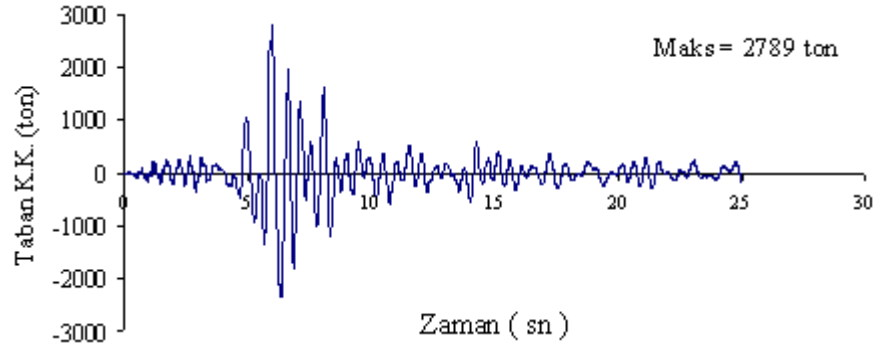
Şekil 4.20. P1 perdesinin 1. kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi

Erzincan depremi altında P1 perdesinde zemin kat ve 1. kat seviyelerinde perde alt ucunda oluşan moment – dönme ilişkisi Şekil 4.19 ve 4.20 de verilmektedir. Dönme miktarı ölçeklendirilmiş ivme kaydına göre beklendiği gibi artmış ve yine 1. kat hizasında daha fazla dönme meydana gelmiştir. Oluşan dönme miktarı eleman bazında hemen kullanım performans seviyesinin sınır değeri olan 0,005 değerinden küçük kalmaktadır

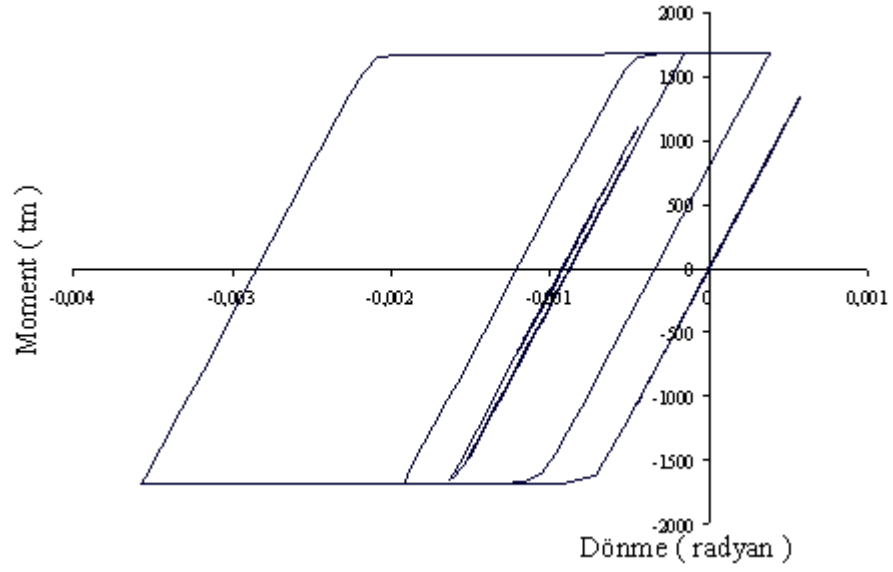
Düzce depremi Bolu kaydı kullanılarak elde edilen tepe deplasmanının ve taban kesme kuvvetinin zamanla değişimi Şekil 4.21 ve 4.22 de gösterilmektedir. Maksimum değerlere ivme kaydının maksimum değere ulaştığı zaman aralığında ulaşılmaktadır. Görüldüğü gibi hem tepe deplasmanı hem de taban kesme kuvveti oldukça artmıştır.



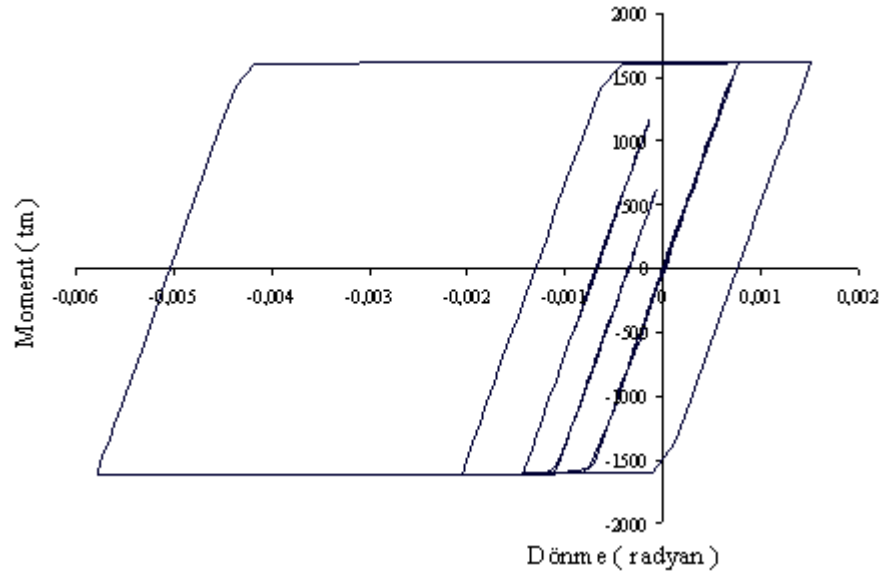
Şekil 4.21. Düzce depremi Bolu kaydı için tepe deplasmanının zamanla değişimi



Şekil 4.22. Düzce depremi Bolu kaydı için taban k. k. zamanla değişimi



Şekil 4.23. P1 perdesinin zemin kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi



Şekil 4.24. P1 perdesinin 1. kat seviyesinde moment – dönme ilişkisi

Şekil 4.23 ve 4.24 te Bolu kaydı sonucunda P1 perdesinde zemin kat ve 1. kat seviyelerinde meydana gelen dönmeler görülebilmektedir. Dönme değerleri artmış ve 1. kat seviyesinde 0,005 değerini aşmıştır. Dolayısıyla eleman bazında hemen kullanım performans seviyesine ait sınır değer de aşılmış olmaktadır.

Maksimum tepe deplasmanları ve taban kesme kuvvetleri Tablo 4.4 de verilmektedir. Tablodan görüldüğü gibi taban kesme kuvveti ve tepe deplasmanı en büyük ivme değerine sahip olan Bolu kaydında en büyük değeri almaktadır. Genel olarak depreme ait ivme değeri arttıkça özellikle tepe deplasmanları da artmaktadır. Ancak Kocaeli depremine ait iki sonuç incelendiğinde farklı sonuçlar ortaya çıkmaktadır. Kocaeli depremine ait Sakarya kaydında maksimum ivme değeri 0,376g iken Düzce kaydında 0,360g dir. Buna rağmen binadaki etkileri karşılaştırıldığında hem tepe deplasmanları açısından hem de taban kesme kuvvetleri açısından aradaki fark Tablo 4.4 de görüldüğü gibi Düzce kaydında daha fazladır. Maksimum ötelenme oranları bütün depremlerde %1 değerinden küçük olduğundan güçlendirilen bina hemen kullanım performans seviyesine sahiptir. Ancak Bolu kaydı sonucunda binadaki perdeler 1. kat seviyelerinde hemen kullanım performans seviyesinin sınırı olan 0,005 değerini geçtiğinden bu elemanlar hasar kontrol seviyesinde performansa sahiptirler.

Tablo 4.4. Yakın fay etkisi altında elde edilen sonuçlar

Deprem	Maks. Taban Kesme Kuvveti	Maks. Tepe Deplasmanı	Maks. Ötelenme Oranı
Erzincan	2105 ton	5,695 cm	%0,359
Kocaeli – Düzce	1834 ton	5,129 cm	%0,320
Kocaeli – Sakarya	1339 ton	3,153 cm	%0,190
Düzce – Düzce	1937 ton	5,858 cm	%0,366
Düzce – Bolu	2789 ton	11,050 cm	%0,774

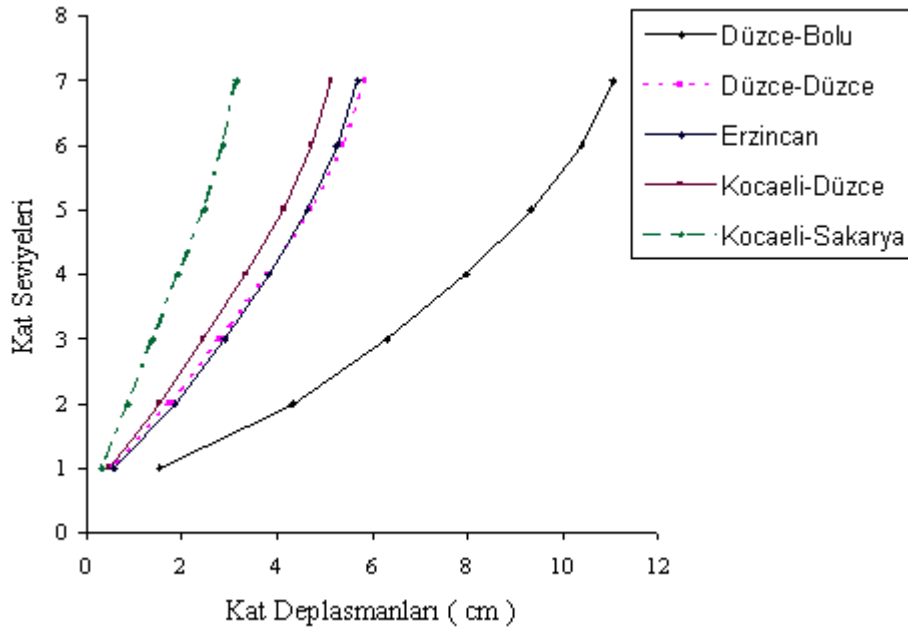
Tablo 4.5. te her bir deprem için perdelerde meydana gelen mafsallık durumu özetlenmiştir. Tabloda açıklanan mafsallaşma perde alt uçlarında meydana gelmektedir. Görüldüğü gibi Sakarya kaydı hariç diğer kayıtlarda binanın alt

katlarındaki perdelerde elastik sınırı aşan dönmeler meydana gelmiştir. En fazla mafsallaşma Bolu depreminde ortaya çıkmıştır.

Tablo 4.5. Yakın fay etkisinde mafsal oluşumları

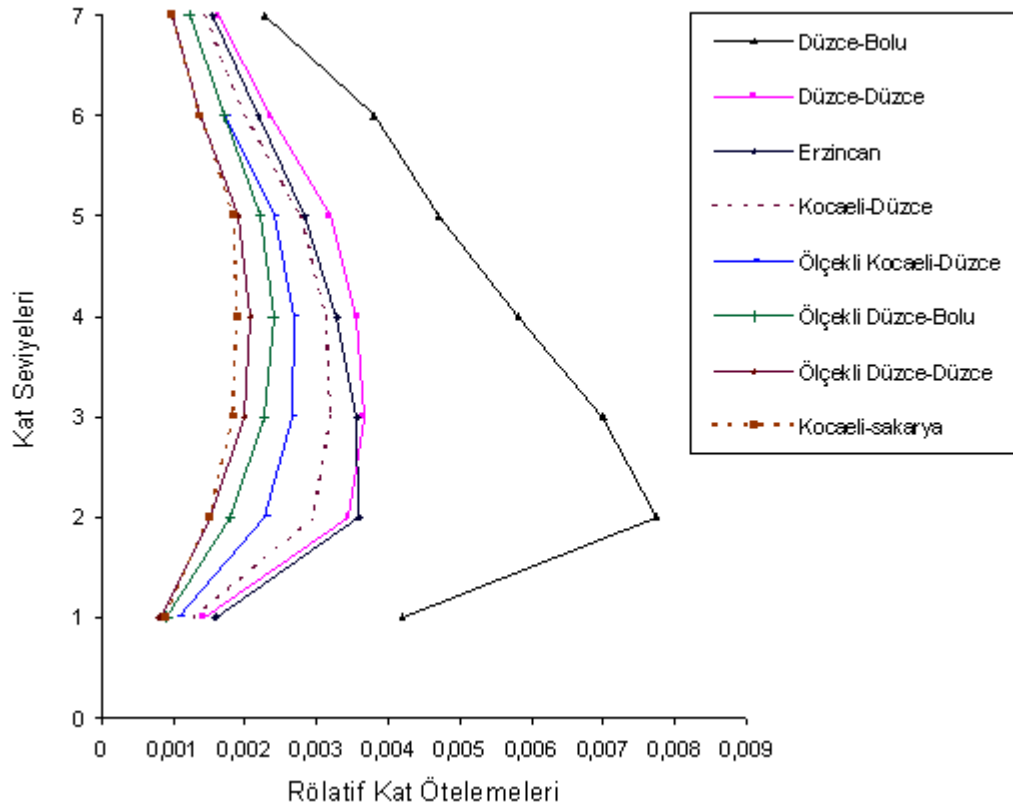
Deprem	Açıklama
Erzincan	P1 de 2. kata kadar, P2 ve P3 te 1. kata kadar mafsallaşma
Kocaeli – Düzce	Her üç perdede de 1. kat seviyesine kadar mafsallaşma
Kocaeli – Sakarya	Elastik sınır aşılmıyor
Düzce – Düzce	P1 de 2. kata kadar, P2 ve P3 te 1. kata kadar
Düzce - Bolu	P1 de 3. kata kadar, P2 de 1.kat ve P3 te 2. kata kadar

Şekil 4.25 te yakın fay etkisi altında kat seviyelerinde oluşan maksimum kat deplasmanları verilmektedir. Görüldüğü gibi Bolu kaydı altında en büyük deplasmanlara ulaşılmaktadır. Şekilde yaklaşık aynı maksimum ivme değerlerine sahip olan Kocaeli depremine ait Sakarya ve Düzce kayıtları karşılaştırıldığında Düzce kaydının etkisinin yaklaşık 1,5 kat daha fazla olduğu görülebilmektedir.



Şekil 4.25. Kat seviyelerinde maksimum kat deplasmanları

Şekil 4.26 da hem yakın fay etkisi altında hem de ölçeklendirilmiş kayıtlar altında oluşan rölatif kat ötelemeleri verilmektedir. Şekilde yakın fay etkisi altında oluşan rölatif kat ötelemeleri Düzce ve Erzincan depremlerinde 1998 Deprem Yönetmeliğinde verilen yerdeğiştirme sınırlamasını ($0,02 / R$) binanın alt katlarında aştığı görülmektedir. Bolu kaydı altında ise bu sınır değer hemen hemen bütün katlarda aşılmaktadır. Şekilde Kocaeli depremi Düzce kaydının etkisinin Sakarya kaydından daha fazla olduğuda görülebilmektedir. En az rölatif kat ötelemesi değerlerini bütün uygulanan kayıtlar arasında Sakarya kaydının ölçeklendirilmemiş hali vermektedir.



Şekil 4.26. Rölatif kat ötelemeleri

5. SONUÇLAR

Bu çalışmadan aşağıda verilen sonuçlar çıkarılmıştır :

1. Lineer olmayan statik analiz sonuçları, tasarım deprem seviyesinde olası bir deprem etkisinde mevcut binanın performans noktasının oluşmadığını ve önemli derecede hasara uğrayacağını göstermektedir.
2. Bina yüksekliği boyunca sürekliliğini koruyan perdelerle ve mantolanan kolonlarla güçlendirilen binanın performansı hem rijitlik hem de dayanım açısından artarak tasarım depremi için hemen kullanım performans seviyesine ulaşmıştır. Zemin kattan sonra mantolanmayan S102 kolonu ve D aksındaki S117 kolonu yük artımları sırasında çerçevede kiriş mekanizmaları oluşurken üst katlarda plastik mafsalların hemen hemen tamamının oluştuğu kolonlar olmuş ve düşük performans sergilemiştir.
3. Hem mevcut bina için hem de güçlendirilen bina için lineer olmayan statik analiz sonuçları yapıya başlangıçta etkittirilen yatay yük dağılımının sonuçları etkilediğini göstermiştir. Yapılan bütün yüklemelerde kapasite eğrisi için birim ivme yüklemesi bir üst sınır durumunu üçgen yükleme ise bir alt sınır durumunu vermiştir. Bununla beraber kapasite eğrilerinin birbirlerine benzer bir görünümde olduğu görülmüştür.
4. Güçlendirilen yapının iki boyutlu ve üç boyutlu lineer olmayan statik analizlerine ait kapasite eğrileri karşılaştırıldığında birbirlerine oldukça yakın çıktığı ve iki boyutlu modelin üç boyutlu gerçek yapının davranışını oldukça iyi bir şekilde temsil edebildiği gösterilmiştir.
5. Güçlendirilen binanın ölçeklendirilen kayıtlar altında lineer olmayan dinamik analiz sonuçları yapının performans seviyesinin hemen kullanım performans seviyesinde olduğu sonucunu vermiştir.

6. Güçlendirilen binanın yakın fay etkisi altında Düzce depremine ait Bolu kaydı için en fazla deplasmanı yaptığı görelî kat ötelemeleri ile gösterilmiştir.
7. Güçlendirilen bina üzerinde gerçekleştirilen lineer olmayan dinamik analiz, binada, uygulanan deprem kayıtlarının karakteristik özelliklerine bağılı olarak tesirler oluştuğunu göstermiştir. Genel olarak maksimum ivme değeri büyük olan depremler, yapıda daha fazla deplasmana ve taban kesme kuvvetine sebep olmuştur. Ancak Kocaeli depremine ait Sakarya ve Düzce kayıtları için durum böyle değildir. Sakarya kaydının ivme değeri Düzce kaydından biraz daha fazla olmasına karşın, Düzce kaydından dolayı binada çok daha fazla yerdeğiştirme ve taban kesme kuvveti oluşmuştur. Bu sonuç Düzce kaydında bulunan ama Sakarya kaydında olmayan, ivme kaydının belirgin bir şekilde tepe noktasına sahip olmasından ve bu tepe noktası altında kalan alanın ifade ettiğı darbe (pulse) etkisinden kaynaklanabilir.

KAYNAKLAR

- [1] **ATC – 40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [2] **Deprem Yönetmeliği**, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [3] **Deprem Yönetmeliği**, 1975. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [4] **FEMA – 273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management*, Washington
- [5] **FEMA – 274**, 1997. NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management*, Washington
- [6] **TS – 500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [7] **Celep, Z., ve Kumbasar N.**, 2000. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [8] **Celep, Z., ve Kumbasar N.**, 2000. Betonarme Yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul.
- [9] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul.
- [10] **Naeim, F., Bhatia, H. and Lobo, R.M.**, 2000. Performance Based Seismic Engineering, *The Seismic Design Handbook*, pp. 757-792
- [11] **Özer, E.**, 2003. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, *İTÜ*, İstanbul.
- [12] **Wen, Y.K.**, 1976. Method for Random Vibration of Hysteretic Systems, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 102, 249-263

- [13] **Wilson, E.L.**, 2002. Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures with Emphasis on Earthquake Engineering, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California
- [14] **Computers and Structures Inc.**, 2002. SAP2000 Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures, Berkeley, California
- [15] **Computers and Structures Inc.**, 2002. SECTION BUILDER Analysis and Design of Concrete, Steel and Composite Sections, Berkeley, CA
- [16] [http: //peer.berkeley.edu/](http://peer.berkeley.edu/) , PEER Strong Motion Database

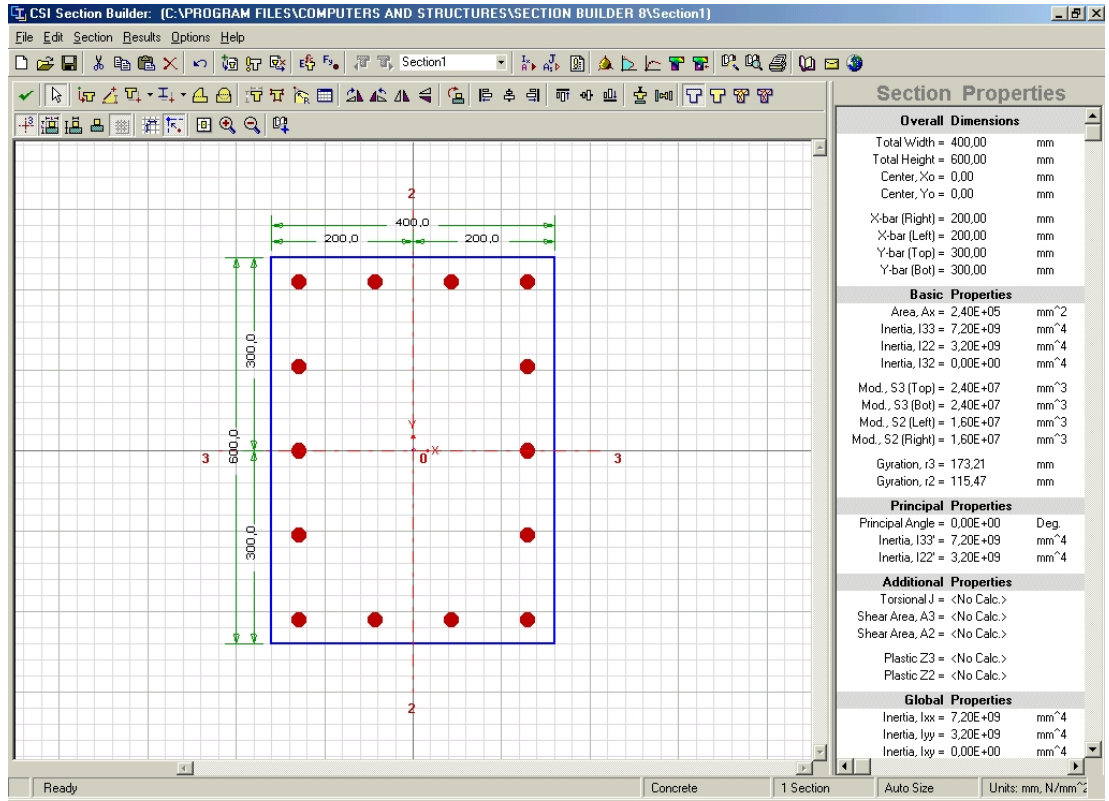
EKLER

EK A – Mevcut binaya ait normal kat planı

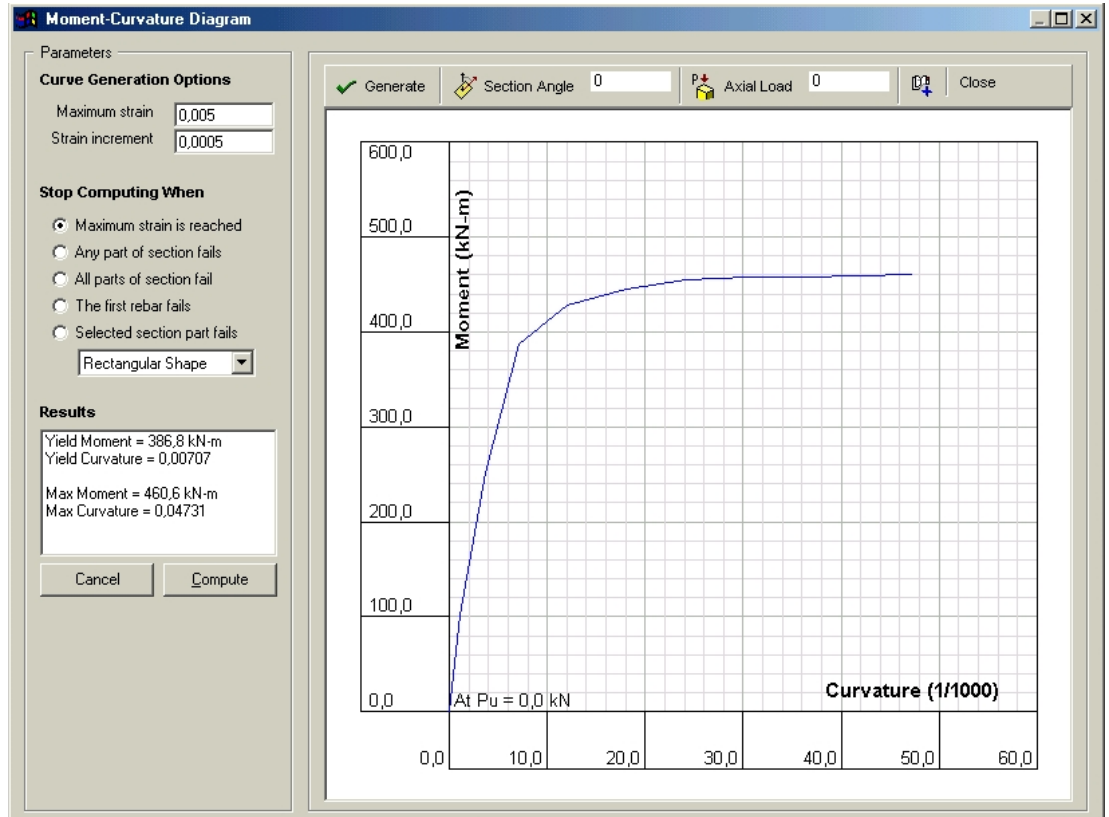
EK B – Güçlendirilen binaya ait normal kat planı

EK C – Section Builder programına ait çalışma sayfaları

EK D – Güçlendirilen binada kolon ve kirişler için $M - \chi$ değerleri



Şekil C1. Section Builder programına ait çalışma sayfası - 1



Şekil C2. Section Builder programına ait çalışma sayfası - 2

Kolon	Kat	M_{L1} (tm)	χ_{L1} (1/ m)	M_{L2} (tm)	χ_{L2} (1/ m)
S101	Zemin	74,73	0,01033	80,59	0,04334
	1	65,39	0,01158	69,74	0,04836
	2	56,65	0,00693	66,02	0,05331
	3	54,12	0,00755	61,96	0,05884
	4	51,64	0,00823	58,80	0,06475
	5	48,89	0,00909	54,95	0,07247
	6	45,79	0,01014	50,10	0,08229
S102	Zemin	128,54	0,00746	139,35	0,02882
	1	19,17	0,00529	22,21	0,01606
	2	17,68	0,00632	20,06	0,01914
	3	16,37	0,00858	17,63	0,02322
	4	9,95	0,01440	10,43	0,03213
	5	7,47	0,01431	7,82	0,04855
	6	4,53	0,01297	4,82	0,07870
S103	Zemin	131,93	0,00798	138,26	0,02037
	1	127,58	0,00903	133,44	0,02301
	2	109,96	0,00711	121,88	0,02737
	3	100,59	0,00849	109,45	0,03338
	4	81,71	0,00573	98,06	0,04032
	5	76,41	0,00663	88,59	0,04773
	6	72,28	0,00737	82,85	0,05531
S104	Zemin	131,44	0,00805	137,68	0,02056
	1	126,98	0,00912	132,75	0,02323
	2	109,43	0,00718	121,15	0,02770
	3	100,08	0,00857	108,74	0,03375
	4	81,44	0,00577	97,60	0,04066
	5	76,09	0,00669	88,10	0,04829
	6	72,10	0,00741	82,63	0,05568
S105	Zemin	111,52	0,00688	124,14	0,02642
	1	107,10	0,00752	118,07	0,02911
	2	102,76	0,00816	112,34	0,03186
	3	96,75	0,00912	104,23	0,03625
	4	81,84	0,00570	98,29	0,04016
	5	78,27	0,00631	92,03	0,04500
	6	73,87	0,00708	85,04	0,05220
S106	Zemin	19,02	0,00903	20,94	0,02266
	1	13,40	0,0088	14,44	0,02707
	2	11,42	0,00815	12,53	0,03348
	3	9,30	0,00713	10,53	0,04314
	4	5,18	0,01468	5,42	0,06605
	5	3,79	0,01134	4,10	0,08200
	6	2,60	0,01044	2,78	0,10117
S107	Zemin	127,95	0,00854	134,70	0,02198
	1	117,87	0,01001	122,80	0,02619
	2	100,83	0,00800	110,45	0,03220
	3	90,58	0,00991	97,31	0,04197
	4	73,51	0,00667	84,68	0,05450
	5	66,15	0,00823	74,60	0,06840
	6	60,13	0,00984	65,23	0,08355

Kolon	Kat	M_{L1} (tm)	χ_{L1} (1/ m)	M_{L2} (tm)	χ_{L2} (1/ m)
S108	Zemin	48,64	0,00351	67,45	0,01229
	1	73,79	0,00581	85,00	0,01548
	2	53,65	0,00774	57,75	0,01817
	3	40,43	0,00916	43,06	0,02230
	4	24,03	0,00778	25,58	0,01918
	5	18,56	0,01147	19,67	0,02753
	6	11,27	0,01593	11,70	0,05432
S109	Zemin	50,32	0,00369	68,41	0,01284
	1	71,17	0,00618	81,71	0,01649
	2	51,24	0,00829	55,08	0,01941
	3	38,39	0,00987	40,57	0,02428
	4	22,85	0,00847	24,30	0,02062
	5	17,66	0,01225	18,62	0,02967
	6	10,57	0,01714	10,89	0,05874
S110	Zemin	50,32	0,00369	68,41	0,01284
	1	71,17	0,00618	81,71	0,01649
	2	51,24	0,00829	55,08	0,01941
	3	38,39	0,00987	40,57	0,02428
	4	22,85	0,00847	24,30	0,02062
	5	17,66	0,01225	18,62	0,02967
	6	10,57	0,01714	10,89	0,05874
S111	Zemin	67,46	0,00521	78,68	0,01376
	1	67,29	0,00770	74,64	0,01888
	2	46,14	0,00957	49,06	0,02270
	3	33,83	0,01442	34,48	0,03055
	4	19,68	0,01059	20,96	0,02519
	5	15,14	0,01813	15,39	0,03815
	6	8,65	0,01591	8,93	0,06982
S112	Zemin	127,95	0,00854	134,70	0,02198
	1	117,87	0,01001	122,80	0,02619
	2	100,83	0,00800	110,45	0,03220
	3	90,58	0,00991	97,31	0,04197
	4	73,51	0,00667	84,68	0,05450
	5	66,15	0,00823	74,60	0,06840
	6	60,13	0,00984	65,23	0,08355
S113	Zemin	49,67	0,00361	68,08	0,01262
	1	72,02	0,00606	82,76	0,01616
	2	51,24	0,00829	55,08	0,01941
	3	38,91	0,00969	41,21	0,02375
	4	22,85	0,00847	24,30	0,02062
	5	17,66	0,01225	18,62	0,02967
	6	10,57	0,01714	10,89	0,02874
S114	Zemin	99,35	0,00359	120,02	0,00941
	1	72,02	0,00606	82,76	0,01616
	2	51,24	0,00829	55,08	0,01941
	3	38,91	0,00969	41,21	0,02375
	4	22,85	0,00847	24,30	0,02062
	5	17,66	0,01225	18,62	0,02967
	6	10,57	0,01714	10,89	0,05874

Kolon	Kat	M_{L1} (tm)	χ_{L1} (1/ m)	M_{L2} (tm)	χ_{L2} (1/ m)
S115	Zemin	112,36	0,00301	129,93	0,00876
	1	72,62	0,00597	83,52	0,01593
	2	52,72	0,00795	56,72	0,01863
	3	39,68	0,00942	42,14	0,02300
	4	23,46	0,00811	24,95	0,01987
	5	18,05	0,01191	19,07	0,02872
	6	10,92	0,01652	11,33	0,05656
S116	Zemin	62,17	0,00526	69,46	0,01536
	1	67,29	0,00770	74,64	0,01888
	2	46,14	0,00957	49,06	0,02270
	3	34,84	0,01385	35,54	0,02913
	4	20,29	0,01014	21,63	0,02408
	5	15,62	0,01739	15,89	0,03658
	6	9,02	0,01521	9,33	0,06728
S117	Zemin	20,88	0,01440	21,70	0,03017
	1	17,23	0,01802	17,67	0,03852
	2	13,85	0,01574	14,54	0,04923
	3	11,21	0,01951	11,51	0,06268
	4	9,00	0,01533	9,36	0,07374
	5	7,08	0,01938	7,38	0,08568
	6	4,61	0,01512	4,88	0,10406
S118	Zemin	239,58	0,00442	268,09	0,01689
	1	220,95	0,00530	241,55	0,02048
	2	207,85	0,00598	224,57	0,02324
	3	173,08	0,00379	208,96	0,02628
	4	164,83	0,00424	193,76	0,03003
	5	156,34	0,00473	180,00	0,03414
	6	144,08	0,00553	163,85	0,04133
S119	Zemin	129,21	0,00329	159,48	0,02123
	1	126,92	0,00344	154,66	0,02229
	2	122,34	0,00374	146,11	0,02433
	3	118,92	0,00396	140,52	0,02583
	4	114,88	0,00424	133,42	0,02780
	5	110,18	0,00459	126,30	0,03054
	6	108,38	0,00473	123,69	0,03165
S120	Zemin	202,97	0,00517	212,94	0,01298
	1	174,31	0,00411	195,07	0,01522
	2	165,17	0,00460	181,80	0,01707
	3	155,00	0,00521	168,35	0,01942
	4	127,47	0,00340	155,79	0,02203
	5	121,37	0,00380	144,49	0,02474
	6	112,15	0,00444	129,28	0,02934
S121	Zemin	40,33	0,00448	43,75	0,01310
	1	32,40	0,00453	35,79	0,01289
	2	29,43	0,00522	31,97	0,01485
	3	21,60	0,00416	24,53	0,01783
	4	17,74	0,00418	20,34	0,01755
	5	15,45	0,00501	17,25	0,02097
	6	10,68	0,00409	12,67	0,02891

Kolon	Kat	M_{L1} (tm)	χ_{L1} (1/ m)	M_{L2} (tm)	χ_{L2} (1/ m)
S122	Zemin	66,71	0,00697	76,31	0,02590
	1	64,59	0,00751	73,11	0,02804
	2	61,80	0,00828	68,63	0,03126
	3	58,37	0,00924	64,09	0,03506
	4	48,09	0,00603	59,70	0,03935
	5	45,93	0,00668	55,32	0,04477
	6	44,09	0,00731	51,98	0,05024

Kolon	Kat	M_{L1} (tm)	χ_{L1} (1/ m)	M_{L2} (tm)	χ_{L2} (1/ m)
P1	Zemin	1154,11	0,00077	1367,74	0,00488
	1	1115,92	0,00082	1305,54	0,00516
	2	1083,53	0,00086	1256,51	0,00540
	3	1052,24	0,00090	1210,22	0,00564
	4	1015,32	0,00094	1157,62	0,00595
	5	974,80	0,00100	1101,84	0,00631
	6	879,62	0,00115	978,74	0,00726
P2	Zemin	1190,51	0,00074	1437,49	0,00471
	1	1152,08	0,00079	1371,04	0,00500
	2	1118,50	0,00083	1315,30	0,00525
	3	1084,63	0,00087	1263,14	0,00552
	4	1045,02	0,00092	1204,12	0,00585
	5	1001,62	0,00098	1142,27	0,00625
	6	895,50	0,00115	1001,50	0,00735
P6	Zemin	1401,56	0,00072	1672,42	0,00455
	1	1359,53	0,00075	1603,28	0,00479
	2	1307,56	0,0008	1523,70	0,00509
	3	1250,48	0,00086	1439,85	0,00545
	4	1187,93	0,00092	1352,42	0,00588
	5	1115,98	0,00101	1257,42	0,00642
	6	796,25	0,00051	1154,09	0,00711

Kiriş	M_{L1} (tm)	χ_{L1} (1/ m)	M_{L2} (tm)	χ_{L2} (1/ m)
K1	10,05	0,01093	10,74	0,06798
K2	18,17	0,01228	19,05	0,08242
K3	15,66	0,01261	16,44	0,08214
K4	10,88	0,01521	11,25	0,10535
K5	25,55	0,00512	26,81	0,03744
K6	9,29	0,00282	10,89	0,06994
K7	7,83	0,00917	8,46	0,07105
K8	14,24	0,01168	14,96	0,07602
K9	28,50	0,00355	30,33	0,02898
K10	7,12	0,01294	7,38	0,08552

EK D. Güçlendirilen Binada Kolon ve Kirişler için M ve χ Değerleri

ÖZGEÇMİŞ

1977 yılında Trabzon’da doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini Trabzon’da tamamladı. 1994 yılında Trabzon Affan Kitapçioğlu Lisesi’nden mezun oldu ve aynı yıl İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nde üniversite hayatına adım attı. Mezun olduğu 2000 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi’nde İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Mühendisliği yüksek lisans programında eğitimine devam etti. Halen özel bir şirkette proje mühendisi olarak çalışmaktadır.