



**MEVCUT YAPILARIN İNCELENMESİ VE DOLGU DUVAR
TAKVİYESİ İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**

Uğur TARAKCI

**Kasım, 2006
DENİZLİ**

**MEVCUT YAPILARIN İNCELENMESİ VE DOLGU DUVAR
TAKVİYESİ İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**

**Pamukkale Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

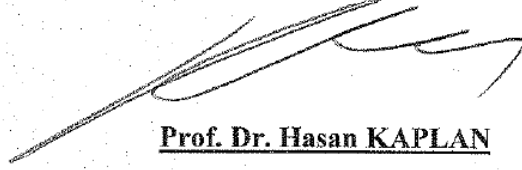
Uğur TARAKCI

Danışman: Prof. Dr. Hasan KAPLAN

**Kasım, 2006
DENİZLİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ ONAY FORMU

Uğur TARAKCI tarafından Prof. Dr. Hasan KAPLAN yönetiminde hazırlanan “Mevcut Yapıların İncelenmesi ve Dolgu Duvar Takviyesi ile Güçlendirilmesi “ başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.



Prof. Dr. Hasan KAPLAN

(Yönetici)

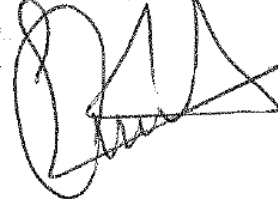
Doç. Dr. İsmail DEMİR

(Jüri Üyesi)



Yrd. Doç. Dr. Yavuz Selim TAMA

(Jüri Üyesi)



Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
...../...../.....tarih vesayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Mehmet Ali SARIGÖL

Müdür

TEŞEKKÜR

Öncelikle Yüksek Lisans tez danışmanım Prof. Dr. Hasan KAPLAN'a değerli rehberliği ve teşvik edici yönetimi için teşekkürü bir borç bilir, SSK bina incelemelerinde bir fiil yardımını esirgemeyen, bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım Yard. Doç. Dr. Yavuz Selim TAMA'ya da minnettarlığımı belirtir, ayrıca bu bina incelemesinde zeminle ilgili Yrd. Doç. Dr. Erdal Akyol'a ve betonla ilgili Yrd. Doç. Dr. Hayri ÜN'e vermiş oldukları bilgiler için teşekkür eder, özellikle analizlerde çıkan her sorunda yanımda bulunan Arş. Gör. Salih YILMAZ'a ve İnş. Yük. Müh. Hayri Baytan ÖZMEN'e şükranlarımı sunar, lisans ve yüksek lisans dönemim boyunca PAÜ ailesinde bulunmanın bir kıvanç olduğunu belirtmek isterim.

Değerli dostlarım Ahmet MACİT, Kamil BAYKAL ve Hülya YENER'e tez süresince göstermiş oldukları yardımlarından dolayı minnettarım.

Öğrenim hayatım süresince ve yıllarca türlü fedakarlık ve şefkatle beni destekleyen aileme minnettarım. Haklarının ödenmez olduğunu ifade etmek ve hiçbir teşekkür cümlesinin de kafi gelemeyeceğini belirtmek istiyorum.

Uğur TARAKCI

Bu tezin tasarımı, hazırlanması, yürütülmesi, araştırmalarının yapılması ve bulgularının analizlerinde bilimsel etiğe ve akademik kurallara özenle riayet edildiğini; bu çalışmanın doğrudan birincil ürünü olmayan bulguların, verilerin ve materyallerin bilimsel etiğe uygun olarak kaynak gösterildiğini ve alıntı yapılan çalışmalara atfedildiğini beyan ederim.

İmza

: 

Öğrenci Adı Soyadı : Uğur TARAKCI

ÖZET

MEVCUT YAPILARIN İNCELENMESİ VE DOLGU DUVAR TAKVİYESİ İLE GÜÇLENDİRİLMESİ

TARAKCI, Uğur
Yüksek Lisans Tezi, İnşaat Mühendisliği ABD
Tez Yöneticisi: Prof. Dr. Hasan KAPLAN

Kasım 2006, 87 Sayfa

Yurdumuz dünyanın aktif deprem bölgelerinden biri üzerinde yer almaktadır. Özellikle son yıllarda yaşadığımız depremler (Kocaeli, Düzce, Bingöl) bu gerçeği bize sıklıkla ve acı bir şekilde hatırlatmaktadır. Bu sebeple deprem hasarlarının en aza indirilmesi ülkemizin önemli problemleri arasındadır.

Deprem hasarlarının azaltılması öncelikle binaların doğru tasarlanmasını gerektirir. Bunun birinci aşaması ise yapının modellemesidir. Genellikle modellemede aşamasında duvarların etkisi önem arz etmesine rağmen, sisteme olan katkıları tam olarak yansıtılamamaktadır. Duvarların yapı davranışına etkisi yanında, güçlendirilerek mevcut yapılardaki yetersizliklerin giderilmesi mümkündür.

Yapılan çalışmada gerçek bir yapı (Eski SSK Hastanesi B Blok) yerinde tespitlerle ve 1966 yılında yapılan proje yardımıyla ele alınmıştır. Kolon ve kirişlerdeki donatı tespiti ile gerekli plastik mafsallar oluşturulmuş, duvarlar ise yönetmelikte yer alan koşullara göre çapraz elemanlar olarak modellenmiş ve dayanımlarına göre eksenel yük mafsalları atanmıştır. Hasır donatılı beton tabakası ile güçlendirilmiş duvarlarda da yine yönetmelik koşulları baz alınarak, beton tabakası ve donatının dayanıma katkısı değerlendirilmiştir.

Sistem yalnız çerçeve, normal duvarlı çerçeve ve güçlendirilmiş duvarlı çerçeve gibi birden fazla şekilde doğrusal ötesi modellenerek, duvarların ve güçlendirme duvarlarının sisteme katkısı belirlenmiştir. Normal duvarların 4 kata, güçlendirme duvarlarının ise 6 kata yakın rijitlikte artışa neden oldukları, yanal deplasman kapasitelerinde ise 2,5-3 kata varan artışlara yol açtıkları tespit edilmiştir.

Bu çalışma sonucunda duvarların sadece bir ayırıcı eleman olarak değil, taşıyıcı olarak ta önem arz ettikleri, güçlendirilerek kapasitelerinin önemli ölçüde arttırıldığında ucuz, uygulama kolaylığı ve kısa süresiyle önemli bir güçlendirme yolu olduğu analizler sonucu belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Dolgu duvar, güçlendirme, basınç çubukları.

Prof. Dr. Hasan KAPLAN
Doç. Dr. İsmail DEMİR
Yrd. Doç. Dr. Yavuz Selim TAMA

ABSTRACT**RESEARCHING OF EXISTING BUILDINGS AND STRENGTHENING BY
ADDING MASONRY INFILLS**

TARAKCI, Uğur
Ms. Sc. Thesis in Civil Engineering
Supervisor: Prof. Dr. Hasan KAPLAN

November 2006, 87 Pages

Our country is located on one of the worlds highly seismic zones. Especially the recent earthquakes (Kocaeli, Düzce, Bingöl) remember us this fact frequently and painfully. Because of this to reduce earthquake induced damage is one of the important problems of our country.

Reduction of earthquake induced damage firstly requires proper. First stage of this process is proper modelling. Generally even the partition walls has importance on building behaviour, their contribution to the structural system is not properly reflected. Besides their effects on structural behaviour, it is also possible to overcome deficiencies of existing buildings by reinforcing partition walls.

In this study an existing structure (SSK Hospital Building Block B) is modelled using its original drawings from 1966 and in-stu observations. For columns and beams required plastic hinges are formed by determinig existing reinforcements, infill walls with and without reinforcement are modelled as diagonal elements as and axial hinges are assigned explained in the code (turkish earhquake code 2006).

Structural system is analyzed as plain frames, frame with infills and frame with reinforced infills taking nonlinear behaviour into account to asses the contribution of infills. It is concluded that unreinforced infills increased stiffness up to 4 and reinforced infills up to 6 times and they increased the lateral displacement capacity up to 2,5-3 times.

In the light of this study it is determined that infills are not only partition elements but also they are important as load bearing members, increasing strength of infills by reinforcing is a cheap, practical and rapid way of retrofit of existing buildings.

Keywords: Masonry infills, strenghening, compressive diagonals.

Prof. Dr. Hasan KAPLAN
Assoc. Prof. Dr. İsmail DEMİR
Asst. Prof. Dr. Yavuz Selim TAMA

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
Yüksek Lisans Tezi Onay Formu.....	I
Teşekkür.....	II
Bilimsel Etik.....	III
Özet.....	IV
Abstract.....	V
İçindekiler	VI
Şekiller Dizini	VIII
Tablolar Dizini	XI
Simgeler ve Kısaltmalar Dizini	XII
1. GİRİŞ.....	3
1.1 Genel	3
1.2 Çalışmanın Amacı	4
1.3 Çalışmanın Kapsamı	4
2. LİTERATÜR BİLGİSİ	6
2.1 Dolgu Duvarların Modellenmesi.....	6
2.1.1 Düzlem içi etkilerle dolgu duvarların modellenmesi.....	8
2.1.2 Düzlem dışı etkilerle dolgu duvarların modellenmesi.....	10
2.1.2.1 Elastik-elastik olmayan düzlem kabulü.....	10
2.1.2.2 Duvarın düzlem dışı bükülme mekanizması.....	12
2.1.3 2006 Afet yönetmeliğine göre modelleme.....	17
2.2 Dolgu Duvarlarla İlgili Yapılan İki Boyutlu Çerçeve Deneyle	20
2.2.1 Düzlem içi deneyler.....	20
2.2.2 Düzlem dışı deneyler.....	24
2.3 Analiz Yöntemleri.....	26
2.3.1 Doğrusal analiz metodları.....	27
2.3.2 Doğrusal ötesi analiz metodları.....	27
2.3.2.1 Statik itme analizi (Pushover).....	28
2.4. Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı	32
2.4.1 Betonarme elemanların doğrusal ötesi davranışı.....	34
2.4.1.1 Enerji tüketimi.....	34
2.4.1.2 Eş enerji prensibi.....	35
2.4.1.3 Eş deplasman prensibi.....	36
2.4.1.4 Eş deplasman-eş enerji karşılaştırması.....	37
2.4.1.5 Plastik mafsal.....	37
3. BETONARME YAPILARDA GÖZLENEN HASARLAR.....	41
3.1 Genel	41
3.2 Betonarme Yapılarda Gözlenen Hasarlar	41
3.2.1 Yumuşak kat.....	41
3.2.2 Kuvvetli giriş zayıf kolon.....	42

3.2.3 Donatı detaylandırma hataları.....	43
3.2.3.1 Yetersiz birleşim bölgeleri.....	44
3.2.3.2 Sargılama eksikliği.....	44
3.2.4 Beton kalitesinin yetersizliği.....	45
3.2.5 Zemine bağlı hasarlar.....	46
4. ESKİ SSK HASTANESİ MEVCUT DURUMU.....	47
4.1 Genel	47
4.1.1 Bina ile ilgili yapılan çalışmalar.....	48
4.1.2 Yapılan çalışmalar sonucundaki veriler.....	51
4.1.2.1 Zemin verileri.....	51
4.1.2.2 Taşıyıcı sistem verileri.....	51
4.1.2.3 Beton dayanımı verileri	53
5. ESKİ SSK HASTANESİ B BLOK MEVCUT DURUM MODELLENMESİ... ..	57
5.1 Yapının Mevcut Durumunun Modellenmesi.....	57
5.1.1 Yapının duvarsız durumunun modellenmesi.....	57
5.1.2 Yapının duvarsız durumunun modellenmesi.....	62
6. ESKİ SSK HASTAHANESİ B BLOK GÜÇLENDİRMESİ.....	67
6.1 Seçilen Güçlendirme Sistemi.....	67
6.2 Güçlendirilmiş Sistemin Kapasitesi.....	70
6.2.1 Güçlendirilmiş duvarlı sistemin kapasitesi.....	70
6.2.2 Duvarlı ve betonarme perdeli sistemin kapasitesi.....	72
6.2.3 Güçlendirilmiş duvarlı ve betonarme perdeli sistemin kapasitesi.....	74
6.3 Mevcut ve Güçlendirilmiş Sistemlerin Karşılaştırılması.....	77
6.3.1 X ve Y yönleri analiz sonuçları.....	77
7. SONUÇLAR	82
7.1 Sonuçlar.....	82
7.2 Öneriler.....	83
7.3 Geleceğe Yönelik Çalışmalar.....	83
KAYNAKLAR.....	84
ÖZGEÇMİŞ.....	87

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa
Şekil 2.1 Dolgu duvar örneği	6
Şekil 2.2 Deneyle sonuc duvarın kırılma biçimi	7
Şekil 2.3 Duvar modellemesi(basınç çubuğu yöntemi)	7
Şekil 2.4 Holmes'ün yaptığı ilk çubuk modelleme deneyi	9
Şekil 2.5 Kuvvet-deplasman ilişkisi kıyası	11
Şekil 2.6 Dayanım-h/t ilişkisi	12
Şekil 2.7 $\epsilon_{max1}/ \epsilon_{cr}$ ile h/t arasındaki ilişki	13
Şekil 2.8 Duvar basınç gerilmesi ve birim deformasyon arasındaki ilişki.....	14
Şekil 2.9 Kesme göçmesi durumu	15
Şekil 2.10 Dolgu duvarlarda basınç bölgesi durumu	16
Şekil 2.11 Yönetmeliğe göre dolgu duvar güçlendirme	18
Şekil 2.12 Dolgu duvarlı çerçeveye uygulanmış deney düzeneği	20
Şekil 2.13 2a nolu numune için hesaplanan ve umulan rijitlikler	23
Şekil 2.14 Düzlem dışı yükleme deney düzeneği	24
Şekil 2.15 Numunelerin düzlem dışı deney sonuçları.....	24
Şekil 2.16 İttirme şekli ve çatı deplasmanı-taban kesme kuvveti	29
Şekil 2.17 Kapasite spektrumu ve talep spektrumlarının oluşturulması.....	31
Şekil 2.18 Kapasite ve talep eğrilerinin birlikte çizimi ve performans noktası.....	31
Şekil 2.19 Performans noktasının bulunamaması.....	32
Şekil 2.20 Havuz modeli	32
Şekil 2.21 Eş enerji davranışı.....	35
Şekil 2.22 Eş deplasman davranışı	36
Şekil 2.23 Mafsal oluşumu ile moment ve eğrilikteki değişim.....	38
Şekil 2.24 Yanal yük – yanal deplasman ilişkisi.....	39
Şekil 2.25 İdealize edilmiş eğrilik grafiği.....	40
Şekil 3.1 Yumuşak katlı yapı hasarı.....	42

	Sayfa
Şekil 3.2 Göçme mekanizmaları	42
Şekil 3.3 Kuvvetli kiriş-zayıf kolon hasarı.....	43
Şekil 3.4 Detaylandırma kusurları.....	43
Şekil 3.5 Birleşim bölgelerinde hasar oluşumu.....	44
Şekil 3.6 Yetersiz sargılanan kirişte kesme hasarı	44
Şekil 3.7 İyi sargılanmamış elemanda donatı burkulması, göbek betonunun dağılması.....	45
Şekil 3.8 Uygun olmayan beton kalitesi sonucu hasarlar.....	45
Şekil 3.9 Zeminin sıvılaşması sonucu oluşan hasar	46
Şekil 4.1 İnceleme alanının ve gözlem çukurunun yeri.....	47
Şekil 4.2 İncelenen yapıların görünüşü.....	48
Şekil 4.3 İncelenen yapıların görünüşü.....	48
Şekil 4.4 İncelenen yapıda zemin ve temel durumu için açılan gözlem çukuru...	49
Şekil 4.5 B blokta uygulanan temel planı	49
Şekil 4.6 Kolonlarda pas payının kaldırılması.....	50
Şekil 4.7 Donatı çapının ve konumunun ölçülmesi	50
Şekil 4.8 İncelenen yapının yerleşim planı	51
Şekil 4.9 B blok bodrum ve zemin kat kalıp	52
Şekil 4.10 B blok 1. ve 2. kat kalıp planı.....	52
Şekil 4.11 Beton tabancası deneyi yapılışı	53
Şekil 4.12 Karot alma işlemi	54
Şekil 4.13 Açılan noktaların özel tamir harcı ile kapatılması	54
Şekil 4.14 Binadan alınan karot örneklerden birisi	55
Şekil 5.1 B blok duvarsız durum için çeşitli açılardan görünüşler	58
Şekil 5.2 B blok temel sistemi	59
Şekil 5.3 Sadece çerçevesel sistemde oluşturulmuş.....	59
Şekil 5.4 Sadece çerçevesel sistemde X yönü taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi.....	60
Şekil 5.5 Sadece çerçevesel sistemde Y yönü taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi.....	60
Şekil 5.6 Sadece çerçevesel sistemde göçme mekanizması (X yönü).....	61
Şekil 5.7 Sadece çerçevesel sistemde göçme mekanizması (Y yönü).....	61
Şekil 5.8 B blok duvarlı durum için çeşitli açılardan görünüşler	62
Şekil 5.9 Çerçevesel-duvarlı sistemde oluşturulmuş mafsallar	63

Şekil 5.10 Örnek eksenel yük mafsalı	63
Şekil 5.11 Çerçevesel-duvarlı sistemde X yönü taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi	64
Şekil 5.12 Çerçevesel-duvarlı sistemde Y yönü taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi	65
Şekil 5.13 Çerçevesel-duvarlı sistem göçme mekanizması (X yönü)	65
Şekil 5.14 Çerçevesel-duvarlı sistem göçme mekanizması (Y yönü)	66
Şekil 6.1 Güçlendirilmiş duvar ve betonarme perde yerleşimi için kalıp planı.....	67
Şekil 6.2 Üç boyutlu çerçeve sistem genel görünüş.....	68
Şekil 6.3 Normal ve güçlendirme duvarlı sistem X yönü taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi.....	70
Şekil 6.4 Normal ve güçlendirme duvarlı sistem Y yönü taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi	71
Şekil 6.5 X yönü güçlendirme duvarlı-normal duvarlı durum göçme mekanizması öncesi.....	71
Şekil 6.6 Y yönü güçlendirme duvarlı-normal duvarlı durum göçme mekanizması öncesi	72
Şekil 6.7 Normal duvarlı ve betonarme perdeli sistem X yönü taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi	72
Şekil 6.8 Normal duvarlı ve betonarme perdeli sistem Y yönü taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi	73
Şekil 6.9 X yönü duvarlı-perdeli durum göçme öncesi mekanizması	73
Şekil 6.10 Y yönü duvarlı-perdeli durum göçme öncesi mekanizması	74
Şekil 6.11 Güçlendirme-normal duvarlı ve betonarme perdeli sistem X yönü taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi	75
Şekil 6.12 Güçlendirme-normal duvarlı ve betonarme perdeli sistem Y yönü taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi	75
Şekil 6.13 X yönü güçlendirme duvarlı-perdeli durum göçme öncesi mekanizması	76
Şekil 6.14 Y yönü güçlendirme duvarlı-perdeli durum göçme öncesi mekanizması	76
Şekil 6.15 X yönü tüm analiz durumlarına göre taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi	77
Şekil 6.16 Y yönü tüm analiz durumlarına göre taban kesme kuvveti-çatı katı deplasmanı ilişkisi	79

TABLOLAR DİZİNİ

	Sayfa
Tablo 2.1 ϵ_{cr} ile h/t arasındaki ilişki.....	13
Tablo 2.2 Deneyde kullanılan malzemeler ve özellikleri.....	21
Tablo 2.3 Deneyler sonucu düzlem davranış sonuçları	21
Tablo 2.4 Örneklerin düzlem rijitlik kıyaslaması.....	22
Tablo 2.5 Örneklerin düzlem rijitliklerinin normalize edilmiş durumu.....	23
Tablo 2.6 Düzlem içi ve düzlem dışı deney sonuçları.....	25
Tablo 4.1 B blok düzeltilmiş beton test çekici sonucu beton dayanımı	55
Tablo 5.1 B Blok temel altı gerilmeleri.....	57
Tablo 6.1 X yönü çatı kat deplasmanı-taban kesme kuvveti-süneklik değerleri.....	78
Tablo 6.2 X yönü hasar ve performans durumu	78
Tablo 6.3 Y yönü çatı kat deplasmanı-taban kesme kuvveti-süneklik değerleri.....	80
Tablo 6.4 Y yönü hasar ve performans durumu	80

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

SİMGELER	TANIM
A	Çekme deplasmanları katsayısı
a	Duvarın yüksekli/uzunluk oranına bağlı eğilme momenti katsayısı
a	Eşdeğer tepki ivmesi
a _d	Diyagonal genişliği
B	Diyagonal elemanda olşan basınç katsayısı
β_1	Duvar yükseklik/uzunluk oranı
C	Çerçevenin eğilme etkileri
c	Basınç bloğu derinliği
C	Basınç kuvveti dayanımı kuvveti/birim boya bağlı katsayı
Δ_{cr}	İlk çatlakların başladığı deplasman düzeyi
d _m	Diyagonal uzunluğu
E _c	Çerçeve elastisite modülü
ϵ_{cr}	Duvarın kırılma anındaki birim deformasyon
E _d	Duvar elastisite modülü
ϵ_{max1}	Düzlem dışı dayanıma ulaşıldığı andaki birim deformasyon
f _{kx}	Duvar yatak noktalarına dik eğilme çekme dayanımı
f _m	Duvarın basınç dayanımı
Φ_{min}	Çerçeve elemanlara uygulanması gereken en küçük ankraj çapı
Φ_p	Akma eğriliği
Φ_u	Nihai eğrilik
f _{v1}	Δ_{cr} deplasmanı anındaki duvar kesme gerilmesi
f _{v2}	Δ_{cr} deplasmanı anındaki duvar kesme gerilmesi
γ	Yanal deplasman, eleman kalınlığı ve h/t oranına bağlı katsayı
γ_f	Duvar önem faktörü
γ_m	Malzemenin uygunluk kalitesi önem faktörü
h	Çerçeve yüksekliği
h _d	Duvar yüksekliği
I _b	Kiriş atalet momenti
I _c	Kolonların atalet momenti
K	Rijitlik
l	Duruma göre duvar, kolon veya kiriş uzunluğu
L _p	Plastik mafsalsal boyu
m _i	Mafsallardaki moment kapasitesi/birim boy
θ_p	Mafsalsalın plastik dönme kapasitesi
θ_y	Mafsalsalın akma dönmesi
R _c	Basıncıtan kaynaklanan basınç çubuğu kritik kuvveti

R_s	Kesmeden kaynaklanan basınç çubuğu kritik kuvveti
ρ_{sh}	Yatay gövde donatılarının duvar brüt en kesit alanına oranı
s_{max}	Kiriş ve kolondaki maksimum ankraj aralığı
t	Duvarın kalınlığı
τ_d	Kayma gerilmesi dayanımı
V_d	Kesme kuvveti dayanımı
w	Basınç çubuğu genişliği
z	Duvar ile kolonun dikey birleşim uzunluğu
θ	Diagonalin yatayla yaptığı açı

1.GİRİŞ

1.1 Genel

Ülkemiz, Dünyanın aktif deprem kuşaklarından biri üzerinde yer almaktadır. Son yıllarda yaşanan depremlerde bunun en iyi göstergesidir. Bu depremlerde ülkemiz büyük can ve mal kayıpları yaşamıştır. Önümüzdeki yıllarda ki olası depremlerde yaşanacak bu kayıpları en aza indirmek için çalışmalar yapılması ülkemizin öncelikleri arasındadır.

Bu amaçla mevcut ve yeni tasarlanan binaların modellenmesinde yaşanan gelişmelerin yakından takip edilmesi gereklidir. Yurdumuzdaki mühendislik geleneğinde bina modellemesinde yapılan en genel hatalardan biri de yapılarda bulunan dolgu duvarların yapı davranışına etkisinin ihmal edilmesidir.

Birçok depremden sonra yapılan incelemeler, dolgu duvarların yapı davranışını önemli ölçüde etkilediğini göstermektedir. Dolgu duvar bulunan ve bulunmayan çerçevelerle yapılan deneyler dolgu duvarların özellikle çerçeve rijitliğini büyük ölçüde arttırdığı gözlenmiştir. Özellikle ticari amaçla kullanılan zemin katlarda üst katlara nazaran çok daha az dolgu duvar kullanılması ile düşeyde oluşturulan ani rijitlik değişikliği nedeniyle yumuşak kat davranışı ortaya çıkmaktadır. Dolayısıyla deprem davranışı ve deplasman talebi hesabında yapı periyodu ve rijitliği önemli bir parametredir. Bu parametrenin hesabında dolgu duvarların dikkate alınmaması sistem periyodunun yanlış hesaplanmasına ve ilgili değerlendirmelerde önemli hatalara neden olmaktadır.

Yurdumuzda güçlendirilmesi gereken, sismik açıdan yetersiz bir çok bina mevcuttur. Bu sorunun en sık çözümü perde takviyesi ile gerçekleştirilmektedir. Fakat bu yolun zahmetli, zaman alıcı ve maliyetli olması nedeniyle yeni bir yönteme ihtiyaç vardır. Bu durumda daha pratik bir çözüm, dolgu duvarların mevcut etkilerinin daha olumlu kullanılması ile güçlendirme yapılmasıdır. Buda duvarların hasır çelik donatı ile davranışının iyileştirilmesi ile mümkün olmaktadır. Betonarme perde ile güçlendirmede

ki duvarların kırılması seçeneğinden böylece uzaklaşmakta ve elde olan malzemelerle hızlı, minimum hasarlı ve çabuk bir güçlendirme sistemine geçilmektedir.

Bu çalışmada betonarme bir yapıda dolgu duvarların ve takviyeli duvarların modellendiği sistemler oluşturulmuş. Bu sistemler doğrusal ötesi statik analizlerle değerlendirmeye tabi tutulmuşlardır.

1.2 Çalışmanın Amacı

Mevcut yönetmelik ve yöntemlerin çoğu sadece betonarme çerçeve sistemi dikkate alarak yapıların modellenmesini sağlamaktadır. Fakat duvarların etkileri de yapı davranışında önem arz etmektedir.

Mevcut hasarlar incelendiğinde duvarların da depreme karşı çalıştıkları ve hasar aldıkları tespit edilmiştir. Mühendislik yaklaşımları ışığında bu konuyu da değerlendirme ihtiyacı ortaya çıkmaktadır.

Son yıllarda doğrusal ötesi yöntemlerin geliştirilmesi ve bilgisayarların hesaplama güçlerindeki büyük artış neticesinde duvarların sistem davranışına etkisi ayrıntılı olarak incelenebilmektedir.

Çalışmanın amacı: Mevcut yönetmeliklerde bulunmayan dolgu duvarların etkisi, bu çalışmayla araştırılmış ve sadece duvarlar bir ayırma elemanı olmaktan çıkarılarak; taşıyıcı bir eleman olarak değerlendirilmiştir. Bu işlem duvarların betonarme çerçeve içine modellenerek sistemde yaptığı etkilerin doğrusal ötesi statik analiz metodu kullanılarak irdelenmesi ile gerçekleştirilmiştir. Böylece yapı modellemesine gidilirken mevcut duvarların kapasite üzerinde ki etkisi değerlendirilmiş ve bu doğrultuda yapı modellemesine daha doğru bir açıdan yaklaşılmıştır.

1.3 Çalışmanın Kapsamı

Bu çalışmada bodrum, zemin, 1 ve 2 katlı olmak üzere dört kattan oluşan ve bodrum-zemin katlarda 22mx15,75m, 1.-2. katlarda ise 22mx14m boyutunda olan Denizli Eski SSK binası B blok incelenmiştir.

Yapı yerinde incelenmiştir. Kolon, kiriş, döşeme ve kat yükseklikleri gibi ölçüler bizzat binaya gidilerek değerlendirilmiştir. Ayrıca donatı oranları donatı tespit cihazı

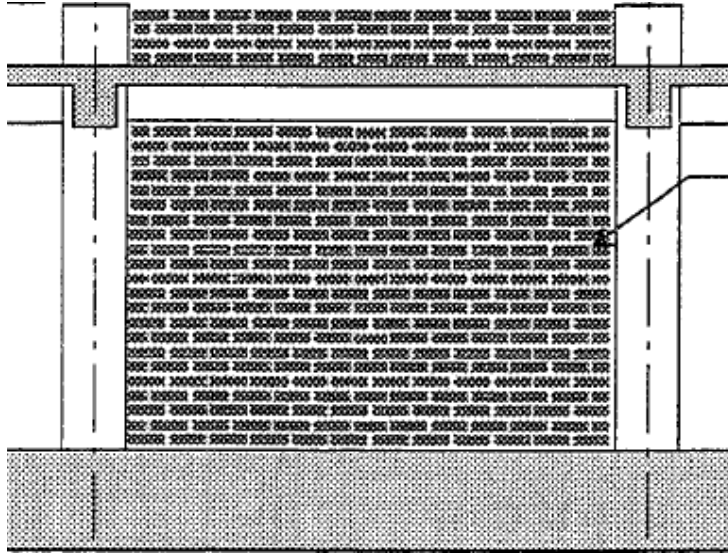
kullanılması, yerinde kolonların ve kirişlerin pas payı tabakalarının kaldırılması yollarıyla teyit edilmiştir. Döşeme sistemi de asmolen olarak belirlenmiştir.

Yapının taşıyıcı sistem modeli oluşturulmuş. Modellemede yerinde tespit edilen ölçüler kullanılmış. Analiz ve değerlendirme sonucunda yetersiz olan taşıyıcı sistemin yeterli hale getirilmesi için betonarme perde ilavesi ve mevcut bölme duvarların güçlendirilmesi yoluna gidilmiştir. Modellemede mevcut bölme duvarlarda dikkate alınmıştır. Sonuç olarak karşılaştırmalar yapılarak mevcut ve takviyeli duvarların taşıyıcı sistem üzerinde ki etkileri değerlendirilmiştir.

2. LİTERATÜR BİLGİSİ

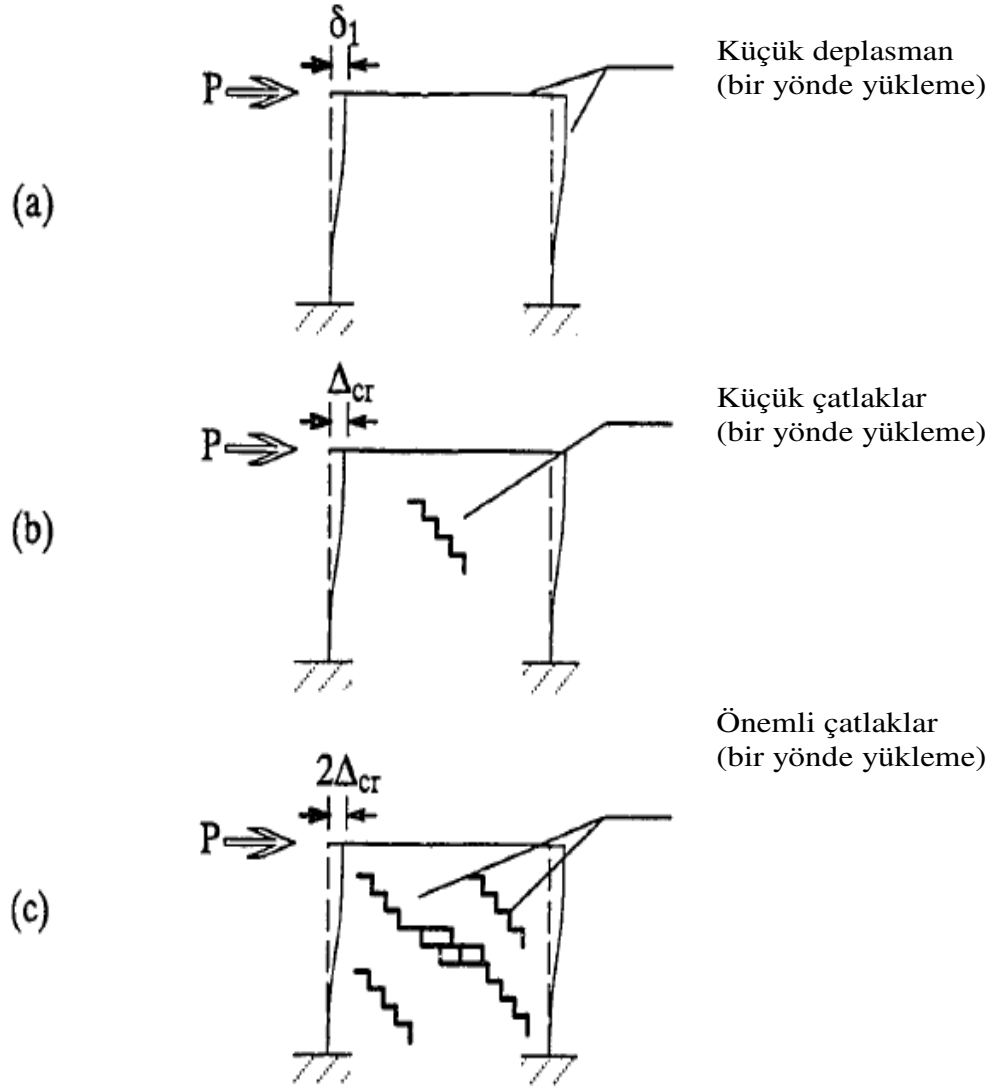
2.1 Dolgu Duvarların Modellenmesi

Dolgu duvarların sistem davranışı üzerinde etkisi olduğu bilinmektedir. Bu etkinin ne düzeyde olduğunu tespit edebilmek için duvarların taşıyıcı sistemle birlikte modellenmesi gerekmektedir. Sonlu eleman modeli ile duvarlar sisteme dahil edilebilmektedir. Fakat sistemi bu yol ile oluşturmak zaman alıcı; yorumlamak ise bir o kadar zahmetlidir. Bu nedenle deneyler sonucu elde edilen formülasyonlar kullanılarak duvarlar çubuk olarak modellenmekte, sistem üzerinde ki etkileri daha kolay incelenmektedir. Örnek bir çerçeve duvar sistemi Şekil 2.1’de gösterilmiştir.

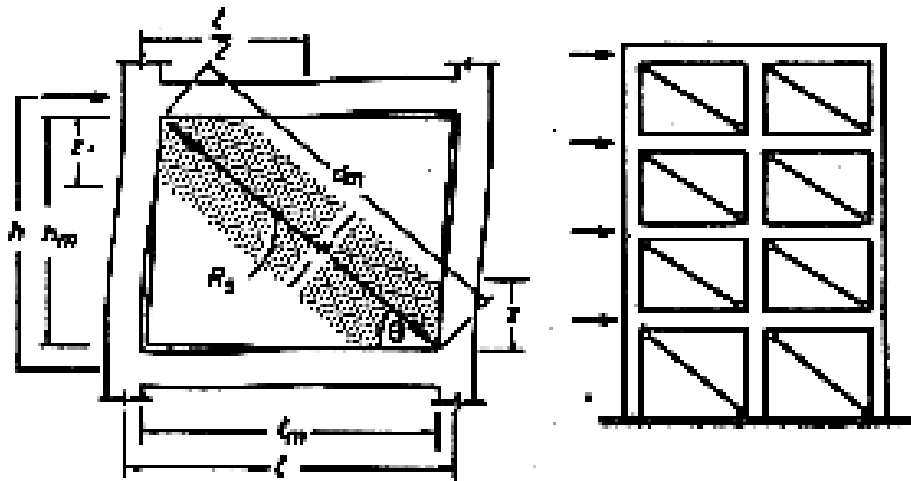


Şekil 2.1 Dolgu duvar örneği

Dolgu duvarın kırılma biçimi Şekil 2.2’de gösterilmektedir. Sistem “a” durumunda önemli ölçüde hasara uğramamakta ve elastik bölgede kalmakta “b” ve “c” durumunda ise sistem artık plastik bölgeye geçerek $2\Delta_{CR}$ deplasmanı yaparak maksimum deplasmana ulaşmakta ve taşıma kapasitesini yitirmektedir. Şekil 2.3’te ise çubuk modelleme örneği verilmiştir (Richard 1994).



Şekil 2.2 Deneyler sonucu duvarın kırılma biçimi



Şekil 2.3 Duvar modellemesi(basınç çubuğu yöntemi)

2.1.1 Düzlem içi etkilerle dolgu duvarların modellenmesi

Birçok farklı sayıda analitik yöntem kullanılarak duvarların düzlem davranışı ve dayanımı tahmin edilebilir: Kesme kirişi metodu, sonlu eleman modeli ve çubuk eleman metodu bunlardan bazılarıdır.

Whitney, Anderson ve Cohen MIT deki yaptıkları araştırma sonuçlarını kullanarak duvarların rijitlik, ve dayanımını belirleyen basit ve yaklaşık bir metot önermişlerdir. Bu metot Benjamin ve Williams tarafından farklı ölçüler ve çeşitli özelliklerdeki duvarlarda seri testlerin yapılması ile geliştirilmiştir (Benjamin ve Williams 1958).

Çerçeve duvar elemanlarının yanal rijitliğini belirlemede duvarı kesme kirişi gibi modellemek yaklaşımlardan biridir. Yatay yük, kesme ve eğilme deformasyonlarıyla yanal ötelenmelere yol açar (Denk. 2.1, 2.2).

$$\delta_{toplam} = \delta_{kesme} + \delta_{egilme} \quad (2.1)$$

$$\delta_{toplam} = \left(\frac{PL}{A'G} \right) + \left(\frac{PL^3}{12EI} \right) \quad (2.2)$$

Bu metot basit olmasıyla beraber kırılmış duvar rijitliğinin çok üzerinde rijitlik tahminlerine neden olmaktadır (Denk. 2.3).

$$K = \frac{1}{\left(\frac{L}{A'G} + \frac{L^3}{12EI} \right)} \quad (2.3)$$

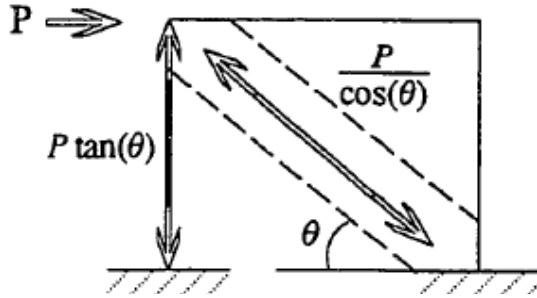
L=numune yüksekliği, A'= numune kesme alanı, I=numunenin atalet momenti, E=elastisite modülü.

Storm ise tuğlaları tanımlamak için sonlu elemanlar metodunu kullanmış fakat çerçeve ile duvarın sınırını ve harç etkisini tanımlayamamıştır (Storm 1973). Sonlu elemanlar ayrıca Franklin tarafından da kırılğan nitelikteki fabrika tuğlası modellenerek kullanılmıştır (Franklin 1970).

Doğrusal analizler sadece ilk harç kırılması öncesine kadar kullanılabilir. Doğrusal analizin geçerliliği duvarın kırılmasına kadardır. Bu sorun sebebiyle Mehrabi tarafından tüm malzeme ve duvar çerçeve davranışı doğrusal ötesi sonlu eleman analizi ile uygulanmıştır (Richard 1994).

Duvarların yerine eş destek çubuklarının kullanılması ile beraber analizler basitleşmiştir. 60'ların sonlarında eş destek çubuk konsepti duvar davranışının tahminlerinde Polyakov, Holmes ve Stafford Smith tarafından ilk kez pratikte kullanılmıştır. Bundan sonra destek çubuklarının eni ve yanal rijitliği ile ilgili bir çok metot yayınlanmıştır (Richard 1994).

Holmes çelik çerçeveleri dolgu duvarla veya taşıyıcı olmayan beton elemanlarla birlikte hesaplamıştır. İlk model P yükünün numuneye yatay şekilde uygulanması ile oluşturulmuştur. P kuvveti Şekil 2.4 te gösterildiği gibi basınç bloğunu ve düşey kuvveti doğurmuştur.



Şekil 2.4 Holmes'ün yaptığı ilk çubuk modelleme deneyi

Kuvvetin uygulanması ile beraber görülmüştür ki basınç bloğu kısalmakta ve göçme mekanizması oluşmaktadır. Elemanın bu rijitliği Denklem 2.4 ile verilmiştir.

$$K = \left[\frac{24E_c I_c}{h'^3 \left[1 + \frac{I_c}{I_b} \cot \theta \right]} + \frac{t f'_m}{3 \epsilon'_{cr}} \right] \quad (2.4)$$

E_c = Çerçeve elastisite modülü, I_c = Kolonların atalet momenti, I_b = Kiriş atalet momenti, h' = Çerçeve yüksekliği, θ = Diyagonalin yatayla yaptığı açı, t =Duvarın kalınlığı, f'_m = Duvarın basınç dayanımı ve ϵ'_{cr} = duvarın kırılma anındaki deplasman oranı.

Bu metot harman tuğla ve beton dolgu duvarlar için kullanılabilir. Bu tanımlama orijinal formunda tek açıklıklı tek katlı çerçeveler için uygulanabilir. Denklem 2.4 te düzlem rijitliği öncelikle çerçeve ölçülerine ve çerçeve boyunca bulunan elemanların

mekanik özelliklerine bağlı olarak tanımlanmıştır. Basınç bloğu kesit alanı çerçeve ölçülerine ve duvar kalınlığına bağlı olarak belirlenmiştir. Bu değer doğrusal olarak kuvvet deplasman ilişkisinde ilk sistemin nokta hasarının oluştuğu yerde tespit edilmiştir.

Stafford Smith rijitliğin sadece duvarın ölçülerine, kalınlığına, oranlarına (kalınlık/yükseklik) ve eleman mekanik özelliklerine bağlı değil yüklemeye yükünün dağılımına ve uzunluğuna da bağlı olduğunu gösteren bir metot geliştirmiştir. Bu metot özellikle rüzgar kolonlarında oluşan çekme deplasmanlarını, A, diyagonal elemanda oluşan basıncı, B ve çerçevenin eğilme etkilerini, C'yi birleştirir. Bu parametreleri dikkate alan rijitlik formülü Denklem 2.5 te gösterilmektedir (Smith 1962).

$$K = \frac{A + B + C}{C(A + B)} \quad (2.5)$$

$$A = \frac{h' \tan 2\theta}{A_c E_c} \quad (2.6)$$

$$B = \frac{d}{w E_m (\cos 2\theta)} \quad (2.7)$$

$$C = \frac{h'^3 (3I_b h' + I_c L')}{12 E_c I_c (6I_b h' + I_c L')} \quad (2.8)$$

Stafford Smith daha sonraki çalışmalarında eğilme etkisindeki çerçeve elemanların rijitliği ile basınç altındaki dolgu duvar rijitliğini karşılaştırmıştır. Bu çalışmalar sonucunda, çerçeve eleman ne kadar rijitse duvarın birleşim boyu o kadar uzun olduğu böylece daha rijit bir çerçeve duvar sisteminin elde edildiği görülmüştür (Smith 1962).

2.1.2 Düzlem dışı etkilerde dolgu duvarların modellenmesi

Bu bölümde duvarların düzlem dışı davranışı ve dayanımı analitik modellerle irdelenecektir. Düzlem dışı kuvvet-deplasman ilişkisiyle ilgili çok sayıda metot vardır.

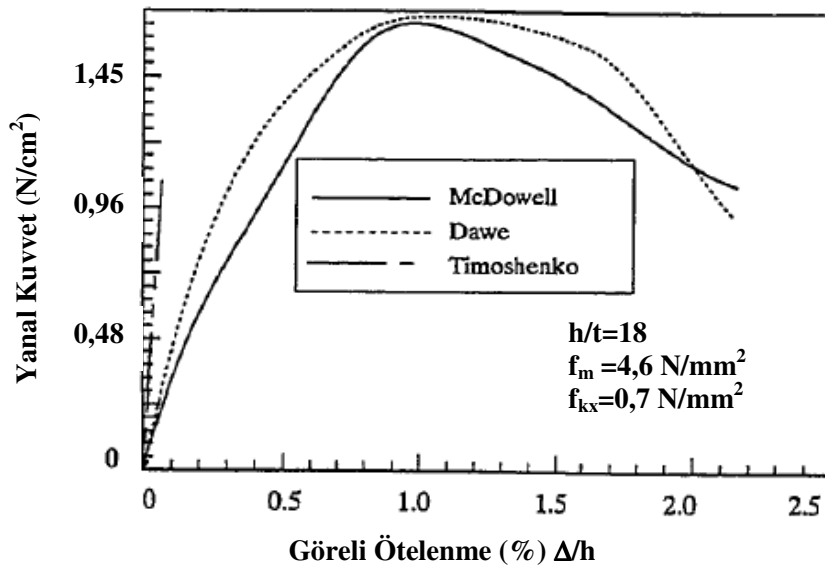
2.1.2.1 Elastik-elastik olmayan düzlem kabulü

Duvarın eğilmesini tanımlayan en basit model elastik levha kabulüdür. Düzgün yayılı yüklerle yüklenen dikdörtgensel elastik levhanın deplasmanlarını belirlemede Timoshenko ve Woinowsky klasik bir çözüm tanımlamıştır. Bu teoride doğrusal elastik, izotropik ve homojen malzeme davranışı kabul edilmiştir. Etkiyen f_t yükü için q_a

dayanımı hesaplanmıştır (Denklem 2.9). β_1 duvar yükseklik/uzunluk oranıdır (Timoshenko ve Woinowsky 1959).

$$q_a = \frac{f_t}{6 \beta_1 \left(\frac{h}{t} \right)^2} \quad (2.9)$$

Analiz elastik olduğundan çatlamış kesit davranışı dikkate alınmamıştır. Kırılmış kesitin esnekliği bu yol ile modellenemez. Şekil 2.5 te görüldüğü gibi diğer modellerle kıyaslandığında bu çözüm çok büyük rijitlik değerlerine ulaşır. Bu modelde duvarın herhangi bir noktası maksimum çekme gerilmesi sonucu hasara uğradığında duvarın tümünün çekme hasarına uğradığı kabul edilir.



Şekil 2.5 Kuvvet-deplasman ilişkisi kıyası

Drysdale, Hasetline ve Hendry duvarları elastik olmayan davranış akma çizgisi analizi kullanılarak modellenmişlerdir. Bu model ile dolgu duvarların plastik davranışı da hesaba katılabilir. Hasetline vd. düzlem dışı eğilme gerilmesini dikkörtgen duvarlar için Denklem 2.10 da formülize etmiştir (Hasetline vd 1977).

$$q_a = \frac{f_{kx}}{6 a \left(\frac{h}{t} \right)^2 \gamma_m \gamma_f} \quad (2.10)$$

f_{kx} , duvar yatak notalarına dik eğilme çekme dayanımı; a , duvarın yükseklik/uzunluk oranına bağlı eğilme momenti katsayısı; γ_f ve γ_m panelin izin verilebilir dayanımı için

belirlenen güvenlik faktörleri. γ_m malzemelerin uygunluk kalite katsayısıdır ve 2,5 ile 3,5 arasında değişir. γ_f ise duvar önem faktörüdür ve 1,1 ile 1,4 arasında değişir.

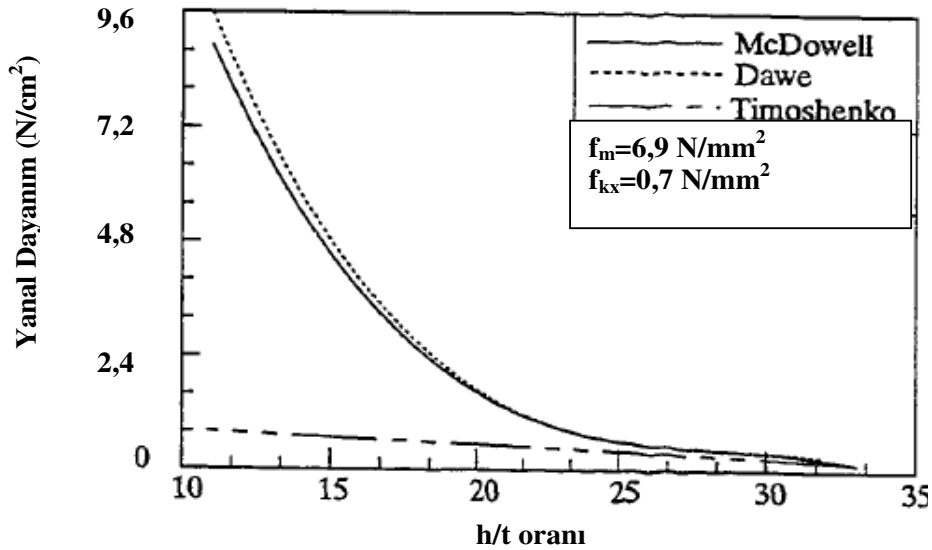
Hendry ise birim genişlik için daha kullanışlı ve bilgilendirici Denklem 2.11 'i önermiştir (Richard 1994).

$$q_u = \frac{f_{kx}}{6 a \left(\frac{h}{t} \right)^2} \quad (2.11)$$

2.1.2.2 Duvarın düzlem dışı bükülme mekanizması

McDowell, McKee ve Sevin askeri araştırma merkezinde yaptıkları çalışmalarda dolgu duvarların tek yönlü eğilme mekanizması için teoriler geliştirmişlerdir. Deneylerle bulunan yanal kuvvetlerin, elastik veya elasto-plastik analizlerle bulunan yanal kuvvetlere göre boşluksuz duvarlarda daha yüksek değerlere ulaşacağını göstermişlerdir. Diğer formüller çekme gerilmesine göre limitlendirilirken, McDowell, McKee ve Sevin basınç gerilmesi kullanmıştır (Denklem 2.12). γ , yanal deplasman, eleman kalınlığı ve h/t oranına bağlı katsayı; f_m , duvar basınç dayanımı (McDowell vd 1956).

$$q_u = \frac{\gamma f'_m}{2 \left(\frac{h}{t} \right)^2} \quad (2.12)$$

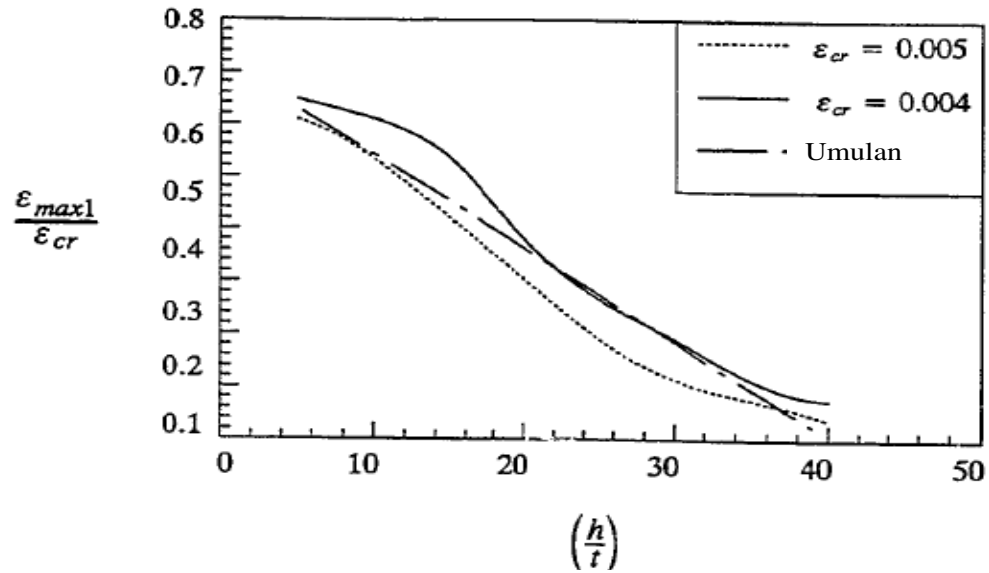


Şekil 2.6 Dayanım-h/t ilişkisi

Dawe ve Seah ise bilgisayar destekli teknikler kullanarak, duvarın ilk kırılma ve nihai dayanım kapasitesini belirleyen formüller geliştirmiştir (Dawe ve Seah 1990).

Şekil 2.6 da h/t nin yanal dayanımla ilişkisi gösterilmektedir. Buna göre yanal deplasman, h/t nin karesi ile tersi orantılı olarak değişmektedir.

Duvardaki birim deformasyon düzlem dışı dayanımı değerlendirmede hesaba katılan önemli bir parametredir. Düzlem dışı dayanıma ulaşıldığı andaki birim deformasyon (ϵ_{max1}) duvarın ezilme birim deformasyonu (ϵ_{cr}) ve narinlik oranı ile değişmektedir. Şekil 2.7 de çok büyük narinlik oranları için duvar deformasyonu değişimi gösterilmektedir.



Şekil 2.7 $\epsilon_{max1}/\epsilon_{cr}$ - h/t ilişkisi

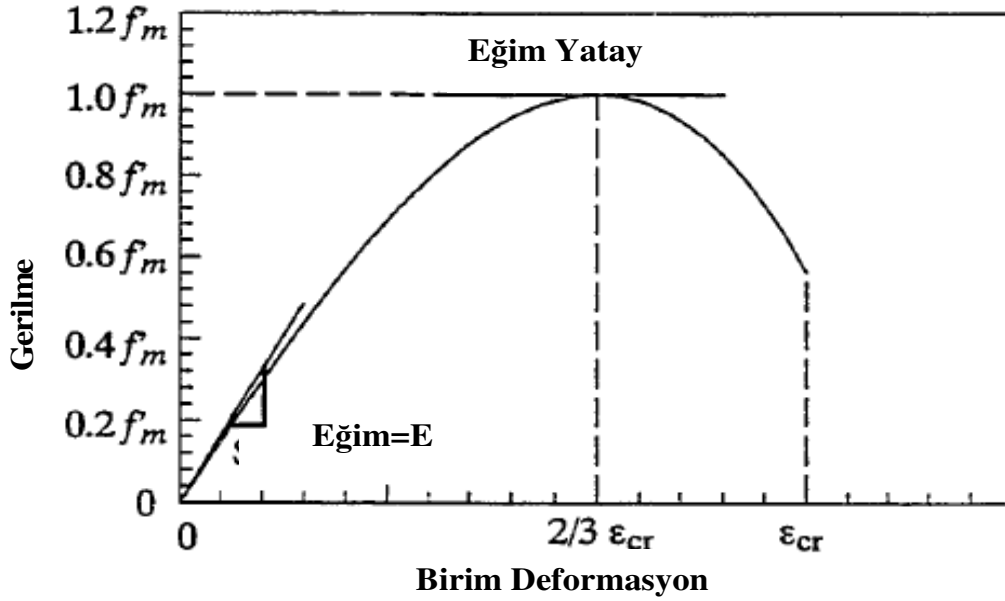
Şekil 2.6'da eğride bir ekseninde iki parametrenin arasındaki doğrusal olmayan ilişki gösterilmektedir. Bununla birlikte Şekil 2.7'de $\epsilon_{max1}/\epsilon_{cr}$ ile h/t arasındaki ilişki ortalama bir doğru ile doğrusal hale getirilmiştir. Bu doğru ile Denklem 2.13'e ulaşılmıştır.

$$\epsilon_{max1} = \epsilon_{cr} \left(0.73 - 0.016 \left(\frac{h}{t} \right) \right) \quad (2.13)$$

Tablo 2.1 ϵ_{cr} ile h/t arasındaki ilişki

ϵ_{cr}	0,002	0,003	0,004	0,005
h/t	30,6	25,0	21,7	19,6

Deneyler sonucu nominal nihai duvar birim deformasyonu duvarlar için 0,004 olarak kabul edilmiştir. ϵ_{cr} ve h/t arasındaki ilişkide Tablo 2.1’de verilmiştir.



Şekil 2.8 Duvar basınç gerilmesi ve birim deformasyon arasındaki ilişki

Duvarlar için idealize edilmiş gerilme-birim deformasyon grafiği Şekil 2.8’de verilmiştir. Bu ilişki duvarın eğilebilir basınç bölgesinden yararlanılarak idealize edilmiştir. Bu grafiğin çıkarılması Denklem 2.14’ten Denklem 2.18’e verilmiştir. Bu grafikte, ϵ_{max1} ’e (düzlem dışı dayanıma ulaşıldığı andaki birim deformasyon) karşılık gelen gerilme, duvar dayanımından her zaman düşüktür (Richard 1994).

$$f_b = \frac{27 f'_m (250 \epsilon_{cr} - 1)}{4 \epsilon_{cr}^3} \epsilon_{max1}^3 + \frac{27 f'_m (1 - 333.3 \epsilon_{cr})}{4 \epsilon_{cr}^2} \epsilon_{max1}^2 + 750 f'_m \epsilon_{max1} \quad (2.14)$$

Paulay’de duvarların yatay ve düşey yükler karşısında gösterdiği dayanım, rijitlik ve göçme mekanizmaları hakkında tespitlerde bulunmuştur. Duvarın dayanımı ve çubuk modelleme esasları hakkında formüller geliştirmiştir (Paulay 1975).

Paulay’e göre sistemde deplasmanların artmasıyla beraber duvarlar çerçeve ile ayrılmaktadır. Bu durum duvarların kesme kapasitelerinin %50 si ile %70 i arasında oluşmaktadır. Bu durumda ideal diagonal genişliği “w” Denklem 2.15 de verildiği gibi olmaktadır. Bu ayrışmayı yansıtabilme için idealize edilen çubuk eleman uçları çerçeveye sadece basınca çalışan mafsalları tanımlanarak bağlanır (Paulay 1975).

$$w = 0.25d_m \quad (2.15)$$

d_m =diagonal uzunluğu

w =basınç çubuğu genişliği

Dolgu duvarların bir çok göçme modu vardır (Paulay 1975):

- Çekmeye çalışan kolonlardaki aşırı momentlerden kaynaklanan göçme.
- Duvarın orta bölgesinde kapasitenin yetersiz geldiği durumda kayma kesmesi göçmesi.(Şekil 2.9). Denklem 2.16 da kesmeden kaynaklanan basınç çubuğu kuvveti verilmektedir..

$$R_s = \frac{0.03 f'_m d_m t}{1 - 0.3 \left(\frac{h}{l}\right)} \quad (2.16)$$

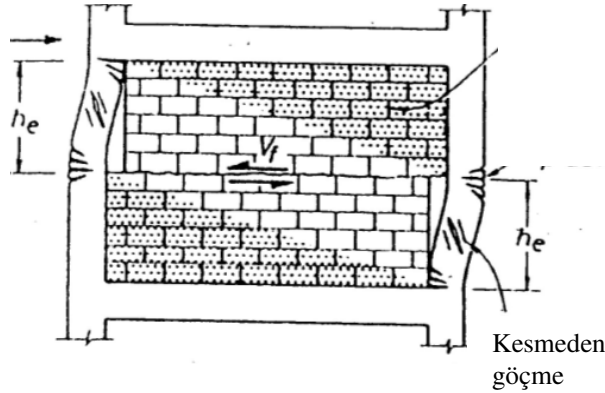
f'_m =dolgu duvar basınç dayanımı

d_m =diyagonal uzunluğu

t =duvar kalınlığı

h =duvar yüksekliği

l =duvar uzunluğu



Şekil 2.9 Kesme göçmesi durumu

- Panelin diyagonal çekme kırılması. Bu durum çoğunlukla bir göçme mekanizması değildir. Yüksek yatay kuvvetlerde diğer göçme mekanizmalarıyla beraber oluşan göçme durumudur.
- Basınç çubuğunun basınçtan göçmesi. Bu durum en son meydana gelen göçme mekanizmasıdır. Basınç çubuğunun Denklem 2.18 de verilen kuvvetin aşılması sonucu oluşmaktadır.

$$z = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_c I_g h_m}{E_m t \sin \theta} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2.17)$$

$$R_c = \frac{2}{3} z t f_m \sec \theta \quad (2.18)$$

f_m = dolgu duvar basınç dayanımı

z = çerçeve ile duvarın birlikte çalıştığı dikey birleşim uzunluğu

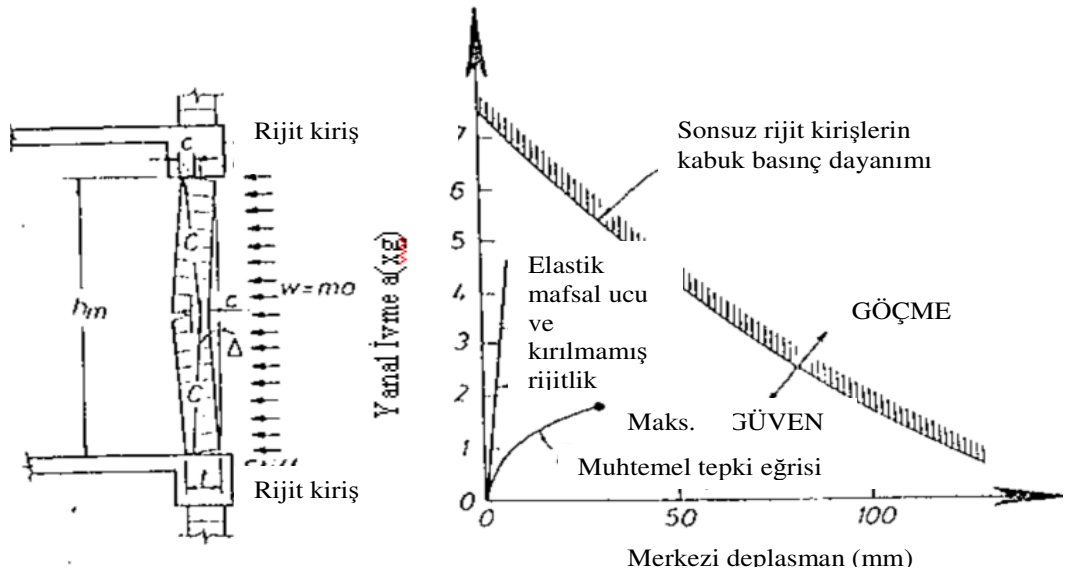
t = duvar kalınlığı

h = duvar yüksekliği

θ = basınç çubuğunun yatayla yaptığı açı

➤ Kolonların eğilme veya kesmeden göçmesi.

Eğer dolgu duvarlar donatılı ve çerçeve elemanlara yeterli bağlantıya sahipse, duvarın düzlem dışı atalet kuvvetlerine karşı davranışı yatay olarak yüklenmiş bir döşeme gibi kabul edilerek değerlendirilebilir.



Şekil 2.10 Dolgu duvarlarda basınç bölgesi durumu

Donatılandırılmamış dolgu duvarlarda düzlem dışı atalet kuvvetlerine göçme olmaksızın karşı koyabilirler. Rijit çerçeve elemanlara çevrelenmiş donatısız büyük dolgu duvarlara uygulanan dinamik yüklemeler bu duvarların oldukça büyük düzlem

dışı ivmelere hiçbir görünür zorlanma belirtisi olmadan dayanabildiğini göstermiştir. Bu beklenmedik iyi performansın nedeni büyük olasılıkla basınç kabuğu etkisiyle sağlanan dirençtir. Şekil 2.10.a bir dolgu duvarın yatay atalet kuvvetleri altında çatlayarak deplasman yapmasını göstermektedir (Paulay 1975).

Orta bölgedeki çatlak tarafından ayrılan iki yarım panelin diyagonal uzunluğu net yüksekliğin yarısından büyük olduğundan çapraz basınç çubuğu “C” yukarıdaki basınç bölgesi ile ortadaki ve duvar altındaki bölgeler arasında oluşur. Bu davranış rijit kirişlerle sınırlanmış döşemelerde basınç kabuğu kuvvetlerine benzer şekildedir. Duvarın yüzeyindeki basınç dayanımı zarfı Denklem 2.19-2.20-2.21-2.22 ile hesaplanabilir.

$$\text{Basınç bloğu derinliği} \quad c = \frac{t}{2} - \frac{\Delta}{4} \quad (2.19)$$

$$\text{Basınç dayanım kuvveti/birim boy} \quad C = 0.72 f_m c \quad (2.20)$$

$$\text{Mafsallardaki moment kapasitesi/birim} \quad m_i = \left(\frac{C}{2} \right) (t - 0.85c) \quad (2.21)$$

$$\text{Eşdeğer tepki ivmesi} \quad a = \left(\frac{8}{m} h_m^2 \right) (2m_i - C\Delta) \quad (2.22)$$

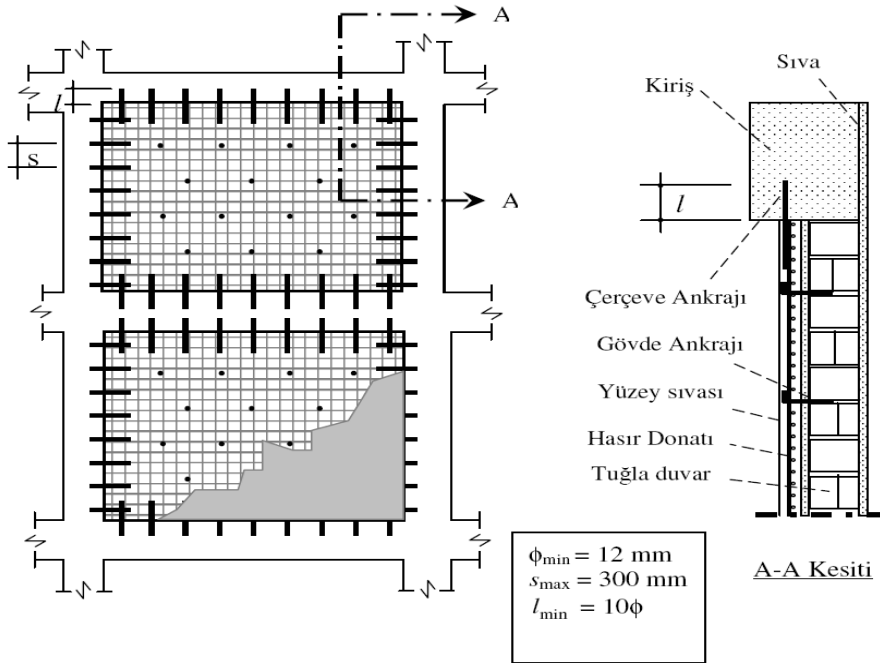
f_m = duvar basınç dayanımı, t = duvar kalınlığı, h_m = net duvar yüksekliği, Δ = duvarın orta bölgesindeki deplasman, m = duvar kütlesi

“C” kuvveti kirişle duvar arasında sadece düşey doğrultuda oluşur. Bu oluşan kuvvette kolonların hiçbir etkisi gözlenmemiştir. Her nasılsa basınç hasarından ötürü duvar dayanımı büyük ölçüde düşerken, sınır elemanların rijitliği de azalır.

2.1.3 Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik (2006)

Yığma dolgu duvarların rijitliği ve kesme dayanımı, duvar yüzüne uygulanan hasır çelik donatılı sıva tabakası ile arttırılır. Sıva kalınlığı en az 30 mm, hasır donatı pas payı ise en az 20 mm olmalıdır. Uygulanacak sıva 4 hacim kum, 1 hacim çimento ve 1 hacim kireç karışımı ile yapılacaktır. Bu karışımla yapılan sıvanın basınç dayanımı 5 N/mm^2 , kayma dayanımı ise $0,5 \text{ N/mm}^2$ alınacaktır. Güçlendirilecek duvarların köşegen uzunluğunun güçlendirme öncesi kalınlığına oranı 30'dan küçük olmalıdır. Bu türlü uygulamalarda mevcut çerçeve içinde basınç çubuğu oluşumu sağlanmalı ve çerçeveye yük aktarımı için gerekli ankrajlar düzenlenmelidir. Bunun için uygulamanın yapılacağı duvar yüzü ile çerçeve elemanları dış yüzü arasında en az 30 mm

derinliğinde boşluk olmalıdır (Şekil 2.11). Donatılı sıva tabakası ile çerçeve elemanları arasında kullanılacak çerçeve ankraj çubuğunun en küçük çapı 12 mm, en az ankraj derinliği çubuk çapının on katı ve en geniş çubuk aralığı 300 mm olmalıdır. Ayrıca donatılı sıva tabakası mevcut dolgu duvarların birlikte çalışmasının sağlanması için duvar düzlemine dik yönde, her bir metrekare duvar alanında dört adet gövde ankraji yapılacaktır. Duvara dik yönde yapılacak gövde ankraj çubukları yığma dolgu duvarın harç derzleri içine gömülecek ve çubuk çapı en az 8 mm, ankraj derinliği çubuk çapının en az on katı olacaktır. Duvar düzlemine paralel ve dik doğrultuda yapılacak tüm ankraj çubukları açılacak deliklere epoksi esaslı bir malzeme ile ekilecek ve uçları 90 derece bükülerek hasır donatının içine geçirilecektir. Uygulama detayları Şekil 2.9 da gösterilmektedir.



Şekil 2.11 Yönetmeliğe göre dolgu duvar güçlendirme (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 2006).

Güçlendirilen dolgu duvarlarda oluşan kuvvetlerin zemine güvenle aktarılması için gerekli olan temel düzenlemesi yapılmalıdır. Hasır çelik donatı ile güçlendirilen duvarlar aşağıda verilen esaslara göre yapı modeline katılacaktır (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 2006).

a) Modelleme Esasları : Hasır çelik donatı ile güçlendirilmiş yığma dolgu duvarların yapı modelinde temsil edilmesi sırasında kullanılacak olan rijitlik ve dayanım özellikleri burada tanımlanmaktadır.

Yapı modelinde betonarme çerçeve içinde düzenlenmiş ve köşegen uzunluğunun kalınlığı oranı 30 dan küçük olan dolgu duvarlar göz önüne alınacaktır. Duvar yüzey alanına oranı %10 u geçmeyen boşlukların bulunduğu duvarın yapı modeline katılmasına, boşlukların konumu ve köşegen basınç çubuğu oluşumu engellenmemesi koşuluyla izin verilebilir. Hasır çelik ile güçlendirilmiş dolgu duvarlar, uygulanan deprem yönünde basınç kuvveti alan eşdeğer köşegen çubuk elemanları ile temsil edilecektir (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 2006).

b) Rijitlik : Eşdeğer basınç çubuğunun kalınlığı t_d güçlendirilmiş dolgu duvar kalınlığına eşit, E_d ve E_c değerleri sırasıyla dolgu duvar ve çerçeve betonun elastisite modülü, h_d güçlendirilmiş duvarın yüksekliği (mm), I_k kolonun atalet momenti (mm^4) ve θ köşegenin yatay ile olan açısıdır. Öncelikle bu veriler kullanılarak λ_d değeri hesaplanır (Denklem 2.23). Denklem 2.24 ile basınç çubuğunun genişliği a_d hesaplanabilir.

$$\lambda_d = \left[\frac{E_d t_d \sin 2\theta}{4E_c I_k h_d} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.23)$$

$$a_d = 0.175 (\lambda_d h_k)^{-0.4} r_d \quad (2.24)$$

Köşegen basınç çubuk elemanının aksel rijitliği Denklem 2.25 ile hesaplanacaktır (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 2006).

$$k_d = \frac{a_d t_d E_d}{r_d} \quad (2.25)$$

c) Kesme Dayanımı : Hasır çelik donatı ile güçlendirilen dolgu duvarın kesme dayanımı, köşegen çubuğun eşdeğer basınç kuvveti dayanımının yatay bileşeni olarak kabul edilecektir.

Yatay kesit alanı A_d , basınç gerilmesi dayanımı f_d ve kayma gerilmesi dayanımı τ_d olan güçlendirilmiş dolgu duvarın kesme kuvveti dayanımı V_d , Denklem 2.26 ile hesaplanacaktır (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 2006).

$$V_d = A_d (\tau_d + f_{yd} \rho_{sh}) \leq 0.22 A_d f_d \quad (2.26)$$

Burada f_{yd} hasır donatının akma dayanımı, ρ_{sh} ise duvardaki yatay gövde donatılarının duvar brüt en kesit alanına oranıdır. Hasır donatı yatay ve düşey yönlerde aynı donatı alanına sahip olmalıdır (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 2006).

d) Malzeme Özellikleri : Aşağıda çeşitli tuğla duvar türleri için önerilen E_d , f_d ve τ_d değerleri verilmektedir.

Elastisite modülünün, basınç ve kayma gerilmesi dayanımlarının hesaplanmasında güçlendirilmiş duvarın kompozit kesit yapısı dikkate alınabilir (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 2006).

Boşluklu fabrika tuğlası: $E_d=1000 \text{ N/mm}^2$; $f_d=1.0 \text{ N/mm}^2$; $\tau_d=0.15 \text{ N/mm}^2$

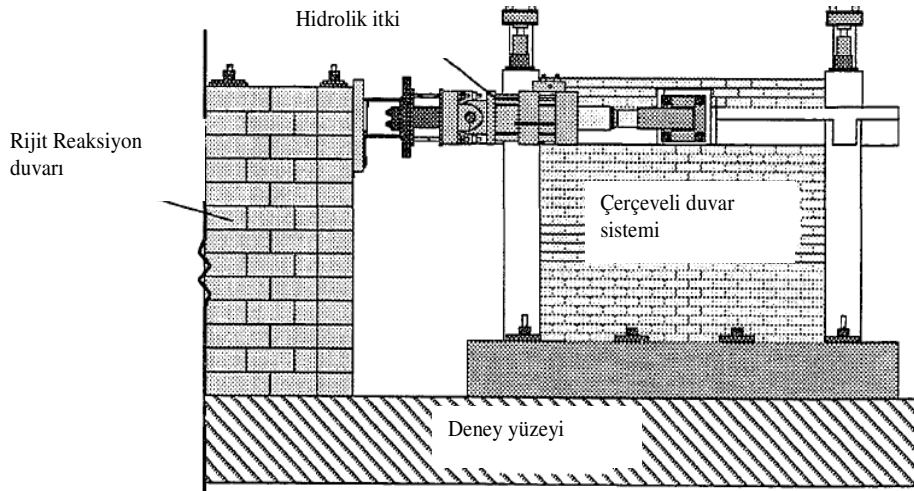
Harman Tuğlası: $E_d=1000 \text{ N/mm}^2$; $f_d=2.0 \text{ N/mm}^2$; $\tau_d=0.25 \text{ N/mm}^2$

Gazbeton Blok: $E_d=1000 \text{ N/mm}^2$; $f_d=1.5 \text{ N/mm}^2$; $\tau_d=0.20 \text{ N/mm}^2$

Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik 2006 bu modellemeyi güçlendirme sistemi için önermektedir. Fakat önceki modelleme çalışmaları da değerlendirilecek olursa, eğer kesmeye donatının katkısı alınmaz ise sistem modellemesi direkt güçlendirilmemiş duvar modellemesine karşılık gelmektedir. Bu mantıkla ileri bölümlerde ki örnek bina içinde bulunan duvarlar modellenmiştir. Sadece dolgu duvarların dayanımı dikkate alınmaktadır.

2.2 Dolgu Duvarlarla İlgili Yapılan İki Boyutlu Çerçeve Deneyle

2.2.1 Düzlem içi deneyler



Şekil 2.12 Dolgu duvarlı çerçeveye uygulanmış deney düzeneği

Şekil 2.12 de gösterildiği gibi çerçevesiz dolgu duvar iki boyutlu olarak itme ve çekme analizine tabi tutulmaktadır. Tablo 2.2 de ise kullanılmış malzemeler ve özellikleri gösterilmektedir. Bağlayıcı olarak bahsedilen 1. çeşit malzeme 1:1:6 (çimento:kireç:kum) ve 2. çeşit malzeme ise 1:3 (kireç:kum). Tahmini elastisite modülü $E_m=750.f_m$ ile bulunmaktadır (Richard 1994).

Tablo 2.2 Deneyde kullanılan malzemeler ve özellikleri

Numune	Tuğla türü	Bağlayıcı	Kalınlık(t) (cm)	h/t	f_m (N/mm ²)	E_m (tahmin) (N/mm ²)	E_m (ölç.) (N/mm ²)
2a	harman	1.çeşit	4,7	34	11	8196	8099
3a	harman	2.çeşit	4,7	34	10	7655	5247
4a	harman	2.çeşit	9,7	17	5	3463	2151
5a	harman	1.çeşit	9,7	17	11	8307	2943
6a	harman	2.çeşit	18,4	9	4	2637	2373

Tablo 2.3. de deneyden elde edilen sonuçlar özetlemektedir. Örnek olarak 2a nolu numuneye uygulanan yük-deplasman çevrimi Şekil 2.14 de verilmektedir.

Tablo 2.3 Deneyler sonucu düzlem davranış sonuçları

Numune	Δ_{cr} (mm)	Δ_{cr}/h (%)	Δ_{cr} teki f_{v1} (N/mm ²)	$2\Delta_{cr}$ teki f_{v2} (N/mm ²)
2a	2,8	0,172	1,31	1,88
3a	1,8	0,109	0,85	1,31
4a	2,0	0,125	0,35	0,66
5a	2,0	0,125	0,81	1,17
6a	3,2	0,195	0,33	0,49

Dolgu duvarın çatlama yükü yanal kuvvetin Δ_{cr} (ilk çatlakların başladığı deplasman düzeyi) değerine ulaştığı yükür. Sisteme etkiyen maksimum kuvvet ise yanal deplasmanın $2\Delta_{cr}$ değerine ulaştığı kuvvettir. Bu kuvvet nihai dayanım değildir, basitleştirilerek $2\Delta_{cr}$ noktasındaki dayanım alınmıştır. Bu değer çevrimsel olarak kaydedilmiş, hem negatif hem de pozitif yük değerlerinden ortalama bir değere

ulaşmıştır. Sonuçlar duvar kesit alanına bölünmüş $f_{v1}(\Delta_{cr} te)$ ve $f_{v2}(2\Delta_{cr} te)$ kesme gerilmeleri elde edilmiştir (Richard 1994).

Maksimum duvar kesme gerilmeleri harç türüne göre önemli ölçüde değişim göstermektedir. 1. çeşit (çimentolu) harç malzemesiyle yapılan duvar numuneleri, 2.çeşide (çimentosuz) göre %50 daha fazla kesme gerilmesine ulaşmaktadır. Aynı rijitliğe sahip olan numuneler için lineer elastik bölgedeki Δ_{cr} direkt olarak maksimum duvar kesme gerilmesi ile orantılıdır. Bu durum deney sonuçlarında da kendini göstermektedir (Richard 1994).

Çerçeve duvar sisteminin yanal rijitliği, etkiyen kuvvet döngüsünün yükselmesi ile yavaşça düşmektedir. Başlangıçtaki yanal rijitlik ilk birkaç döngüde yüksek olmakla beraber duvarın kırılması ile beraber azalmaktadır.

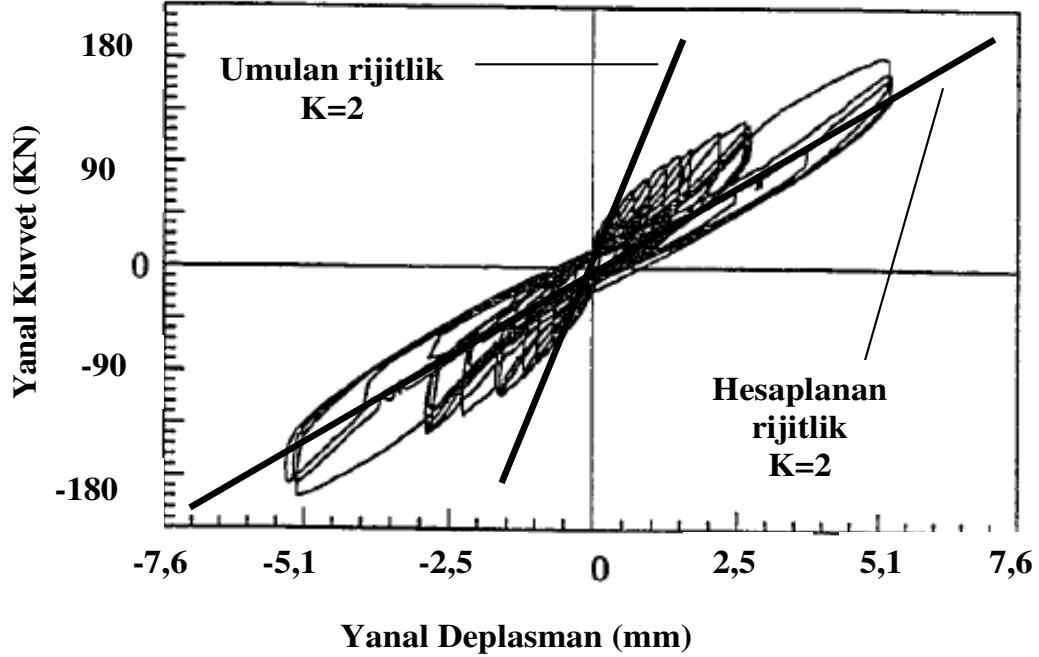
Tablo 2.4 Örneklerin düzlem rijitlik kıyaslaması

Numune	Kalınlık(t) (cm)	h/t	Numune Düzlem Rijitliği (KN/cm)			
			Ölçülen	Holmes	Smith	Diyagonal
2a	4,7	34	469	898	958	546
3a	4,7	34	476	870	860	429
4a	9,7	17	683	1376	1103	718
5a	9,7	17	2199	1320	1077	686
6a	18,4	9	382	844	832	401

Düzlem testleri boyunca yük-deplasman değerleri kaydedilmiş ve bu temel alınarak duvarın kırılması anındaki yanal rijitlikler hesaplanmıştır. Hesaplanan değerler Tablo 2.4 de verilmiş ayrıca 2a nolu numunenin yük deplasman durumu Şekil 2.18 de verilmiştir. Ayrıca Tablo 2.3 te Holmes ve Smith'in analitik yolla bulduğu rijitlikler ile diyagonal modelleme sonucu bulunan rijitliklere yer verilmiştir (Smith 1962, Holmes 1963).

Destek çubuğu kesit alanı, diyagonal uzunluğu (d) ile duvar kalınlığı (t) çarpımının 0,2 (Smith) si ile 1/3 (Holmes) arasında değişmektedir. Üçüncü bir yaklaşım ise duvarın kırılmış kesit özelliklerini temel alarak çubuğun basınç alanını t.d/8 olarak belirler. 1/8 çarpanı deneylere uygun olan değerdir. Umulan tüm rijitlikler ölçülen

değerlere göre normalize edilirse Tablo 2.5'e ulaşılır. Şekil 2.13 de 2a numunesi için hesaplanan ve umulan rijitlikler gösterilmiştir. Tablo 2.5 te belirtilen "Gelişt. Holm." Holmes rijitliğinin yarısıdır (Holmes 1963, Smith 1962).

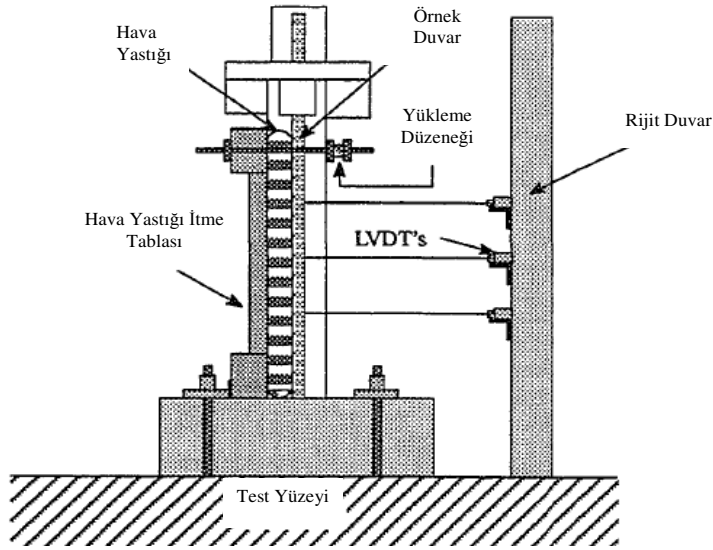


Şekil 2.13 2a nolu numune için hesaplanan ve umulan rijitlikler

Tablo 2.5 Örneklerin düzlem rijitliklerinin normalize edilmiş durumu

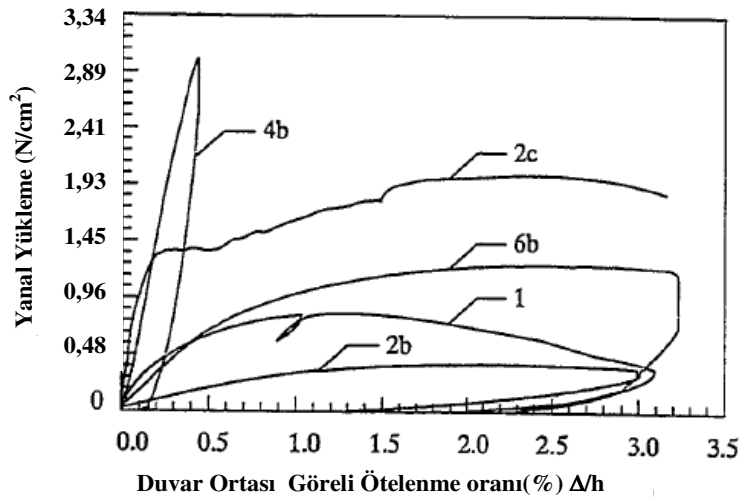
Numune	Kalınlık(t) (cm)	h/t	Numune Düzlem Rijitliği (KN/cm)			
			Holmes	Smith	Diyagonal	Gelişt. Holm
2a	4,7	34	1,92	2,04	1,16	0,96
3a	4,7	34	1,83	1,81	0,90	0,91
4a	9,7	17	2,21	2,18	1,05	1,10
5a	9,7	17	1,54	1,00	0,52	0,77
6a	18,4	9	2,25	2,22	1,33	1,13
Ortalama			1,96	1,81	1	0,98
Standart sapma			0,26	0,46	0,28	0,13

2.2.2 Düzlem dışı deneyler



Şekil 2.14 Düzlem dışı yükleme deney düzeneği

Şekil 2.14 de düzlem dışı duvar yükleme deney düzeneği gösterilmektedir. Bu deney düzeneğinde kullanılan numuneler ve deney sonucu davranışları özetlenmiştir. Şekil 2.15'te ise grafiksel olarak deney sonuçları gösterilmektedir.



Şekil 2.15 Numunelerin düzlem dışı deney sonuçları.

a) **1 nolu numune:** Bu numune önceden düzlem hasar görmemiştir.

b) **2b,3b,4b-5b,6b nolu numuneler:** Bu numuneler önceden düzlem hasarı almışlardır. 2b, 3b ve 4b nolu numuneler nihai düzlüm dışı dayanıma kadar yüklenmişlerdir. 5b ve 6b nolu numunelerin ise rijitlikleri çok yüksek olduğundan nihai dayanıma kadar yüklenememişlerdir.

c) **2c,3c ve 4c nolu numuneler:** 2b, 3b ve 4c nolu numuneler ise hasır çelikli sıva tabakası ile tamir edilmiştir. 4c nolu numune düzlem dışı dayanımını aşmak için test düzeneği yeterli gelmemiştir.

Tablo 2.6 da bazı parametrelere göre bu numunelerin özelliklerine ve hem düzlem içi hem de düzlem dışı deney sonuçlarına yer verilmiştir.

Tablo 2.6 Düzlem içi ve düzlem dışı deney sonuçları (Richard 1994).

Numune Adı	Tuğla Tipi	h/t	Harç Türü	Duvar Bas. Day. (N/mm ²)	Düzlem İçi Test		Düzlem Dışı Test	
					Maks. Değerler		Yanal Kuvvet	
					Δ_{maks}/h	Kesme Gerilmesi (N/mm ²)	Tamir Edilmemiş (N/cm ²)	Tamir Edilmiş (N/cm ²)
1	Harman	34	1.Çeşit	11,6			0,82	
2a	Harman	34	1.Çeşit	10,9	0,344	1,9		
2b	Harman	34	1.Çeşit	10,9			0,40	
2c	Harman	34	1.Çeşit	10,9				2,01
3a	Harman	34	2.Çeşit	10,2	0,218	1,3		
3b	Harman	34	2.Çeşit	10,2			0,60	
3c	Harman	34	2.Çeşit	10,2				2,11
4a	Harman	17	2.Çeşit	4,6	0,250	0,7		
4b	Harman	17	2.Çeşit	4,6			1,25	
4c	Harman	17	2.Çeşit	4,6				3,10
5a	Harman	17	1.Çeşit	11,1	0,250	1,2		
5b	Harman	17	1.Çeşit	11,1			3,09	
6a	Harman	9	2.Çeşit	3,5	0,390	0,5		
6b	Harman	9	2.Çeşit	3,5			3,23	

Deneyler sonucunda elde edilen bulgular:

- Çerçeve duvar rijitliği duvarın kırılmasıyla büyük oranda azalmaktadır.
- Duvarın kesme dayanımı ne çeşit harç kullanıldığı ile yakından ilişkilidir.
- Çerçeve duvar rijitliği duvar basınç dayanımı ile direkt orantılıdır.
- Çubuk modellemesinde düzlem içi rijitlik tahmininde çubuk eleman eni diyagonalin uzunluğunun 1/8 i alınabilir.
- Duvarın yanal deplasmanının $2\Delta_{cr}$ değerine ulaşması için yaklaşık olarak $1,5P_{cr}$ yüklemesi uygulanmalıdır.
- Eşdeğer çubuk basınç alanı öncelikle duvarın kalınlığına ve uzunluk/yükseklik oranına bağlıdır.
- Çubuk basıncı aşıldığında duvar düzlem kapasitesine ulaşmış demektir.
- Narinlik oranı 30 dan büyük ise bükülme(kemerlenme) etkisi küçüktür.
- Düzlem dışı davranış narinlik oranının karesi ile azalır.

2.3 Analiz Yöntemleri

Yapı mühendisleri bina tasarımında, genellikle doğrusal elastik kabullerle yapılan analizleri kullanırlar. Bu analiz yöntemlerini kullanan mühendisin çağdaş yönetmeliklerde bulunan ve doğrusal ötesi davranışı tahmin edebilmeli ki, binayı doğrusal elastik yükler altında doğru şekilde analiz edebilsin. Yönetmeliklerde verilen kural ve detayların uygulanmasıyla, binaların doğrusal ötesi davranışı hakkında yapılan varsayımlar da gerçeğe dönüşebilir. Ancak, bu yöntemler ne kadar pratik olursa olsunlar, yine de yaklaşık hesap yöntemleridirler. Bilgisayar hafızaları, işlemci hızları ve yapısal analiz programlarının gelişmesi, yapı sistemlerinin dinamik yükler altındaki doğrusal olmayan davranışını daha gerçekçi olarak veren analizleri yapmak artık mümkün olmaktadır.

Bu analizlerde malzemenin doğrusal ötesi davranışları göz önüne alınabildiği gibi, ikinci mertebe etkileride analize dahil edilebilmektedir.

Çok kaba bir sınıflandırmaya gidilirse yapısal analizde kullanılmakta olan yöntemler, doğrusal ve doğrusal olmayan analiz metotları olarak sınıflandırılabilirler. Bu sınıflandırmanın detaylarına girildiğinde ise mühendislerin önüne pek çok seçenek

çıkmaktadır. Tabidir ki her mühendislik hesabında olduğu gibi yapısal analizde kullanılan metot ne olursa olsun belli bir yaklaşıklıkta içerisinde barındırmaktadır. Analizleri yapan mühendisin metodun dayandığı kabulleri ve hangi şartlar altında geçerli olduğunu bilmesi, daha da önemlisi iyi bir davranış bilgisine sahip olması gerekmektedir.

2.3.1 Doğrusal analiz metotları

Doğrusal analiz metotları yapıların davranışını malzeme ve geometrik lineer ötesi davranışını dikkate almadan malzemenin doğrusal ve elastik davrandığı kabul edilerek düşey ve yatay yükler altında çözümlenmesidir. Bu yöntemlerin en büyük avantajı süperpozisyona imkan vermesidir. Yapı düşey yükler ve yatay yükler altında ayrı ayrı analiz edilerek, oluşması muhtemel yük kombinasyonlarına göre bu sonuçlar süperpoze edilerek yapının maruz kalması beklenen kesit zorlanmaları elde edilir. Ölü ve hareketli, toprak itkisi, mesnet çökmesi gibi statik yükler için sonuçlar statik denge denklemlerinin çözülmesiyle doğrudan elde edilir. Fakat deprem, rüzgar gibi dinamik yük etkileri için, durum bu kadar basit ve kesin değildir. Bu nedenle bu tez kapsamındaki örnek binada (Eski SSK Hastanesi B Blok) doğrusal ötesi statik itme analiz metodu kullanılmış, doğrusal analiz ile ilgili ayrıntılara girilmemiştir.

2.3.2 Doğrusal ötesi analiz metotları

Yapıların özellikle tasarım yükleri altında, doğrusal çalışmasını beklemek ve yapıları bu yükler altında elastik çalışacak şekilde boyutlandırmak gerçeği tam olarak yansıtan bir yaklaşım değildir. Yapıların doğrusal ötesi kapasitelerinden de faydalanmak gereklidir. Yönetmeliklerde bu kapasite tahmin edilerek belli azaltma katsayıları ile yapıya gelmesi düşünülen elastik yükler azaltılmış ve yapıların elastik yükler altında analizine belli koşullarda izin verilmiştir. Ancak bu azaltma katsayıları yaklaşık değerlerdir ve her bina için aynı değildir. Yapının ve yapı elemanlarının sünekliğiyle alakalı bu azaltma katsayıları her bina için ayrı ayrı tespit edilebilir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti ve deplasman sünekliği doğrusal ötesi analizler yapılarak tespit edilebilir. Ancak, doğrusal ötesi analizler iyi bir yapı dinamiği ve davranış bilgisi gerektirir. Yapıda oluşabilecek mafsalların yerleri doğru tahmin edilmesi oldukça önemlidir. Özellikle doğrusal ötesi statik analizde kat kesme kuvvetlerinin bina yüksekliğince dağılımı iyi tahmin edilmelidir. Burada mühendisin yetenek ve tecrübesi çok önem kazanır.

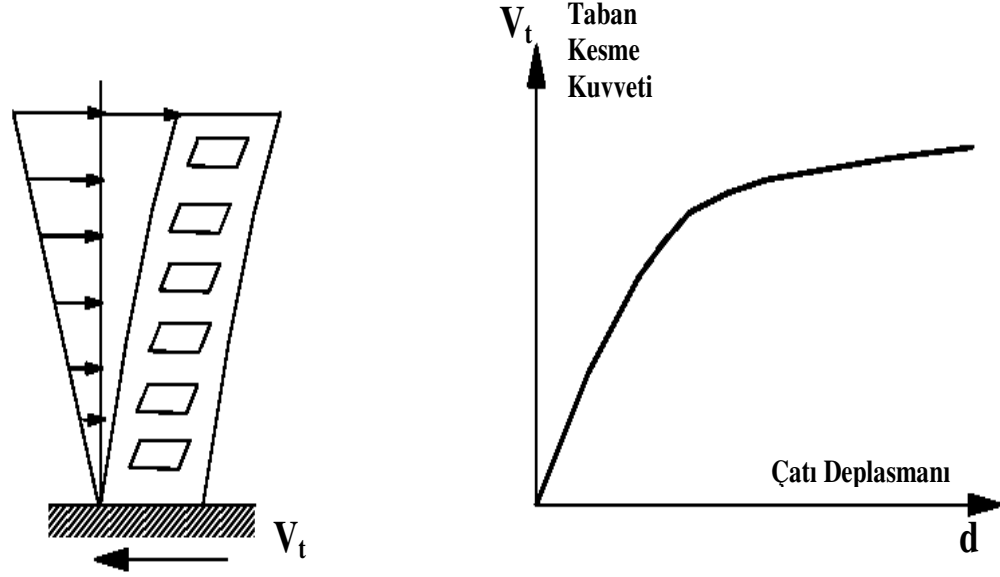
2.3.2.1 Statik itme analizi (Pushover)

Doğrusal ötesi statik itme analizi (ittirme analizi – pushover) belli bir yük dağılımı altında bir yapıyı, yapısal sistemin stabilitesi bozulana dek ittirmek olarak tanımlanır. Önceden tanımlanmış bu yük dağılımı binanın yatay deprem kuvvetleri altındaki davranışını yansıtacak şekilde olmalıdır. Yöntemin tanımlandığı ATC-40'da, farklı itme şekli önerileri sunulmuştur. Önerilen bu itme şekilleri şunlardır:

- Yatay yükün tamamı en üst kat seviyesinden etkitilir.
- Her kata deprem yönetmeliklerinde yer alan eşdeğer statik yük yönteminden çatıya ilave yük koyulmadan hesaplanan eşdeğer deprem yükleri, yatay yük olarak kat seviyelerine etkitilir.
- İlk mod şekli ile kat kütlelerinin çarpımının oranları olan yatay yükler kat seviyelerine uygulanır. Böyle bir itme şekli, yapının birinci moduna ait tepkisini elde etmemize yarar. Birinci mod şeklinin baskın olduğu binalarda (genellikle birinci doğal titreşim periyodu 1 saniyeden küçük binalar) kullanılabilir.
- Yapıda ilk eleman akması görülene dek bir önceki seçenekte aynıdır. Ancak daha sonra, yük dağılımı değişen deforme olmuş şekil ve davranışa uyacak şekilde düzenlenmelidir. Bu değişken itme şekli, daha çok yumuşak katlı yapılarda kullanılması önerilir.
- Önceki iki seçenekte verilen itme şekilleri uygulanır. Ancak yüksek frekanslı modların katkılarını da dikkate almak gerekir. Yüksek yapılarda veya düzensizliklerin bulunduğu yapılarda kullanılması tavsiye edilir.

İtme şekli belirlendikten sonra, bina çatı deplasmanı veya istenilen bir düğümün deplasmanı kontrol edilerek, yavaş yavaş itilir. Bu adımlar boyunca deplasman ve taban kesme kuvveti kaydedilir. Binanın itildiği her bir adımda önceden belirlenmiş mafsallık bölgelerinin taşıma kapasitelerine (akma noktalarına) ulaşıp ulaşmadığı kontrol edilir. Akma noktasına ulaşmış bölgelerde (plastik mafsallık) yapısal eleman ikiye bölünerek mafsallık tanımlanmış bölge düğüm haline getirilir ve bu düğüme plastik mafsallık elemanının dönme rijitliğini yansıtan bir dönme redörü konularak analize devam edilir. (Üzerinde plastik mafsallık oluşmuş bir yapısal elemanın üzerindeki yük kaldırılarak analize devam edilir. Bu yükün nasıl kaldırılabileceği Sap2000 modellerinde kullanılan

seçenekler açıklanırken detaylı olarak anlatılacaktır.) Analize yapı stabilitesini kaybedinceye dek devam edilir. Böylece yapının taban kesme kuvveti– çatı deplasmanı eğrisi elde edilmiş olur (Şekil 2.16), (SAP 2000).



Şekil 2.16 İtirme şekli ve çatı deplasmanı-taban kesme kuvveti

Ancak bu eğri yapının taban kesme kuvveti ve yanal deplasman kapasitesi hakkında bize fikir verse de herhangi bir depremde binanın hangi deplasman ve taban kesme kuvveti seviyelerine kadar zorlanacağını bu grafiğe bakarak anlamak mümkün değildir. Kapasite eğrisi veya başka yöntemler kullanılarak binaların performans seviyelerini tespit etmemize yarayan basitleştirilmiş bazı yöntemler vardır. Bu yöntemler başlıklar halinde şöyle sıralanabilir:

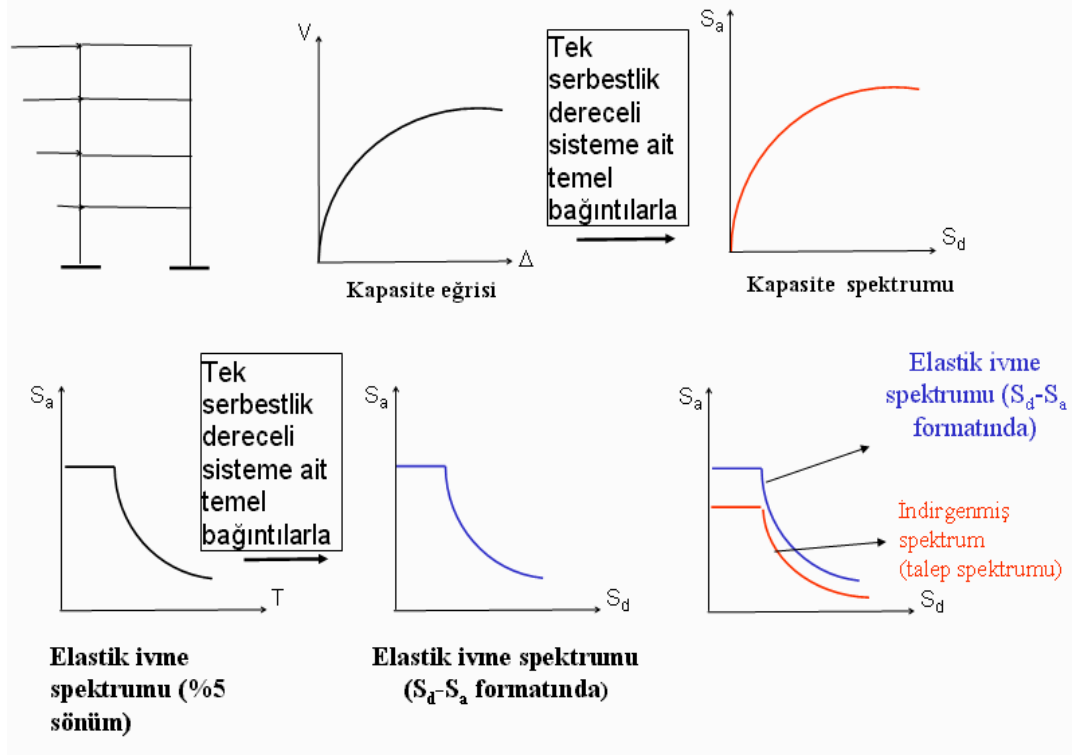
- Kapasite Spektrumu Yöntemi (KSY - Capacity Spectrum Method) (ATC-40, 1996).
- Deplasman Katsayıları Yöntemi (Displacement Coefficient Method) (FEMA-356 2000).
- Akma Noktası Spektrumu (Yield Point Spectra) (Aschheim ve Black 2000).
- N2 Metodu (Fajfar 2000).
- Modal İtme Analizi (Modal Pushover Analysis) (Chopra ve Goel 2001).
- Priestley Yaklaşımı (Priestley 1997, 2000).

- Panagiotakos - Fardis Yaklaşımı (Panagiotakos ve Fardis 1998).

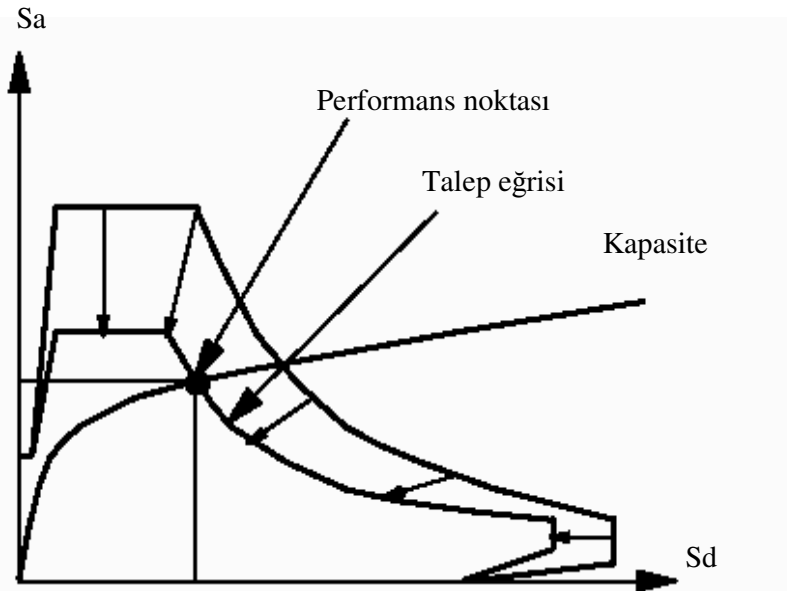
Tüm bu yöntemlerin haricinde Kapasite Spektrumu Yönteminin iki farklı versiyonu Japon Bina Yönetmeliği BSL2000'de (Otani vd 2000) ve Freeman tarafından 1998 yılında verilmiştir.

Bu çalışmada bu yöntemlerden kapasite spektrumu yöntemi (KSY) kullanılacaktır. Kapasite spektrumu yönteminin genel işleyişi şu şekilde verilebilir:

- ✓ İtme analizinden elde edilen kapasite eğrisi, kapasite spektrumuna dönüştürülür
- ✓ Deprem dalgasına ait (veya yönetmeliklerin öngördüğü, %5 sönüm oranı için hazırlanmış) elastik mukabele spektrumu S_a-T grafiğinden, S_a-S_d (ADRS) grafiğine çevrilir. Şekil 2.17'de her iki dönüşüm gösterilmektedir.
- ✓ ADRS formatına dönüştürülmüş elastik mukabele spektrumuyla yani talep eğrisi aynı grafik üzerinde çizilir.
- ✓ Yapının bu deprem talebi için göstermesi beklenen performans noktası tahmin edilir.
- ✓ Yapı bu noktaya kadar deplasman gösterdiğinde yapının çevrimsel olarak sönümleyeceği enerji bulunur. Elde edilen bu çevrimsel sönüm viskoz sönüm ile toplanarak, yapının bu deplasman seviyesine geldiğinde yapacağı sönüm miktarı bulunur.
- ✓ Bu toplam sönüm oranı kullanılarak, elastik mukabele spektrumu indirgenir.
- ✓ İndirgenmiş spektrum (talep eğrisi) ile kapasite spektrumunun kesiştiği nokta bulunur.
- ✓ Bu nokta, (4. adımda) tahmin edilen performans noktasına yeterince yakınsa tahmin edilen nokta performans noktasıdır. Eğer noktalar arasındaki fark, izin verilen sınırın üzerinde ise 4. adıma dönülerek yeni bir tahmin yapılır. Böylece belli bir deprem talebi için, yapının performans noktası iterasyonlarla bulunur. Şekil 2.18'de her iki eğri aynı grafikte çizilmiş ve indirgenmiş elastik spektrum ile talep eğrisinin kesişimi (performans noktası) gösterilmiştir.



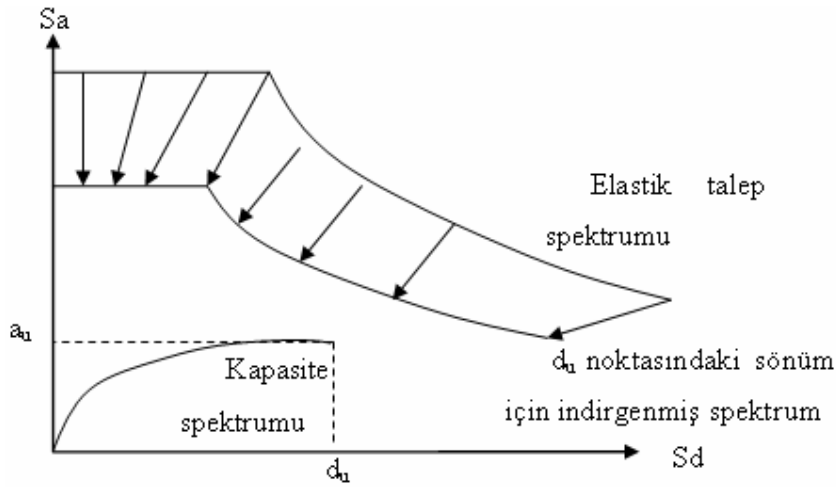
Şekil 2.17 Kapasite spektrumu ve talep spektrumlarının oluşturulması



Şekil 2.18 Kapasite ve talep eğrilerinin birlikte çizimi ve performans noktası

Performans noktası tahmini olarak binanın ulaşabileceği, maksimum deplasman seviyesi kullanılarak, toplam sönüm hesaplanıp ve elastik talep spektrumu indirgendikten sonra, kapasite ve talep eğrisi kesişmiyorsa, yapının bu depremde göreceği varsayılır. Bu durumda performans noktası bulunamaz (Şekil 2.19).

Statik itme analizi ve Kapasite Spektrumu Yönteminin ayrıntılarına ATC-40 dokümanında yer verilmiştir (ATC-40 1996).

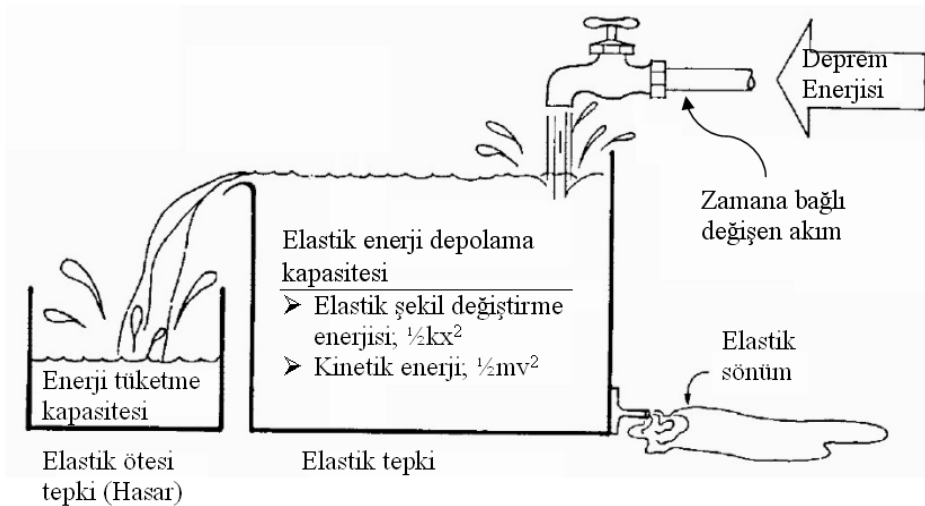


Şekil 2.19 Performans noktasının bulunamaması

2.4 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı

Deprem bilgisinin ve yapıların deprem davranışının, deneysel ve kuramsal çalışmalarla daha iyi anlaşılmasıyla, depreme dayanıklı yapı tasarımı konusunda, mühendisler arasında bir görüş birliği oluşmaya başlamıştır.

Bu görüş birliğine göre, yapı deprem enerjisini plastik davranış göstererek, yani hasar görerek sönmülemelidir. Ancak bu hasar, yapının göçmesine sebep olacak seviyede olmamalıdır.



Şekil 2.20 Havuz Modeli

Yapı deprem enerjisine karşılayabilecek seviyede rijitlik ve sünekliğe sahip olmalıdır. Aslında yapıların dinamik yükler altındaki davranışı en iyi Şekil 2.20’de gösterilen havuz modeliyle açıklanabilir (Clough 1985). Bu modelde çeşmenin su akıttığı birinci havuz yapının elastik enerji depolama kapasitesidir. Bu elastik enerji, şekil değiştirme enerjisi ve kinetik enerji olarak ($\frac{1}{2}kx^2 + \frac{1}{2}mv^2$) ilk havuzda depolanır. Havuzun altındaki küçük boru ise elastik sönümü temsil etmektedir. Birinci havuzdan taşan su ise ikinci havuzda toplanmaktadır. İkinci havuz ise yapının plastik enerji sönümleme kapasitesini göstermektedir. Bu havuzun ise birinci havuzdaki gibi tahliye çıkışı yoktur. Yani plastik deformasyonlar kalıcıdır. Çeşmeden akan suyun miktarı ise, dinamik deprem yükleriyle yapıya yüklenen enerjiyi göstermektedir. Suyun birinci havuzdan taşması plastik deformasyon oluşumunu, ikinci havuzdan da taşması ise, göçmeyi temsil etmektedir. Bu durumda depreme dayanıklı yapı kavramını, deprem enerjisini güvenle sönümleyebilecek yapılar olarak tanımlarsak, böyle bir yapı tasarlamak için şunlardan birisi yapılmalıdır:

- Çeşmeden akan suyu azaltmak: Depremi küçültülmesi anlamına gelir. Genellikle yapılması pek mümkün değildir.
- Birinci havuzun tahliye çıkışını büyütmek: Böylece çeşmeden akan su birinci havuzdan mümkün olduğunca hızla boşaltılır. Bu klasik betonarme binalar için mümkün değildir. Ancak sönümleyici elemanların binaya yerleştirilmesi ile mümkün olabilir.
- Birinci havuzu büyütmek: Bu seçenek ise oldukça maliyetli bir seçenektir. Depreme elastik sınırlar içerisinde kalarak karşı koyabilecek yapılar yapmak altından hiçbir ekonominin kalkamayacağı maliyettir. Ayrıca, birinci havuzun büyütülmesi, genellikle ikinci havuzun küçülmesine sebep olur.
- Yapılabilecek son seçenek ise, ikinci havuzu büyütmektir. Bu seçeneğin maliyeti hem fazla değildir. Hem de diğer havuza olumsuz bir etkisi yoktur.

İşte günümüzde depreme dayanıklı yapı tasarımının oturduğu temel, ikinci havuzun büyütülmesi, yani yapının sünek davranmasını sağlamaktır. Sünek bir yapı yeterli plastik enerji söndürme kapasitesine sahip olmalıdır. Yani yapı gelen deprem enerjisini plastik hasar görek söndürebilmelidir. Bu hasarın görüleceği yerler ise plastik mafsallardır. Bu bölgelerin sünek tasarlanması yapının da sünekliğini olumlu etkileyecektir. Bu konu plastik mafsallarda anlatılacaktır.

2.4.1 Betonarme elemanların doğrusal ötesi davranışı

Deprem gibi, büyük kuvvetlere karşı koymak için binaların doğrusal davranışının yanı sıra doğrusal ötesi davranışlarından da yararlanmak gerekir. Çünkü böyle bir kuvvet altında dahi doğrusal davranacak bir bina inşaatı ekonomik değildir. Dolayısıyla, daha mühendisçe bir yaklaşım olarak, binaların doğrusal ötesi davranış göstererek, yani hasar görerek deprem enerjisini sönmlemesi gerekliliği bugün bütün çağdaş deprem yönetmeliklerinin felsefesi haline gelmiştir. Bizim yönetmeliğimizde de bu çağdaş yaklaşım kendini göstermiştir.

2.4.1.1 Enerji tüketimi

Deprem hareketiyle binaya aktarılan enerji, binada iki şekilde depolanır. Birincisi, bina hareketiyle ortaya çıkan hızdan kaynaklanan kinetik enerjidir. Diğeri ise binadaki yapısal ve yapısal olmayan elemanların deformasyonu ile biriken potansiyel enerjidir. Bu iki enerji ise deprem esnasındaki salınımlarla birbirine dönüşüp durmaktadır. Devam eden depremle birlikte binaya daha da enerji depolanmakta ve daha büyük hızlar daha büyük deformasyonlar gözlenmektedir. Peki, binaların bu salınımı nasıl durmakta ve bu enerji nereye kaybolmaktadır. Fiziğin çok temel kanunları, bize enerjinin yok olmayacağını, dönüşebileceğini söylemektedir. Bu gerçek bize, binaların bu enerjiyi sönmlediklerini göstermektedir. Bu sönm iki şekilde olmaktadır.

Binalar doğrusal elastik davranış gösterirken enerji içsel sürtünmeyle ısıya dönüşüp sistemin rahatlmasına sebep olmaktadır. Bu enerji dönüşümü elastik sönm olarak da bilinir, ancak elastik sönm tek başına bu enerjinin tüketilebilmesine yetecek düzeyde değildir. Bu sönm, betonarme binalar için %5 civarında iken, çelik binalar için %2'lere düşer.

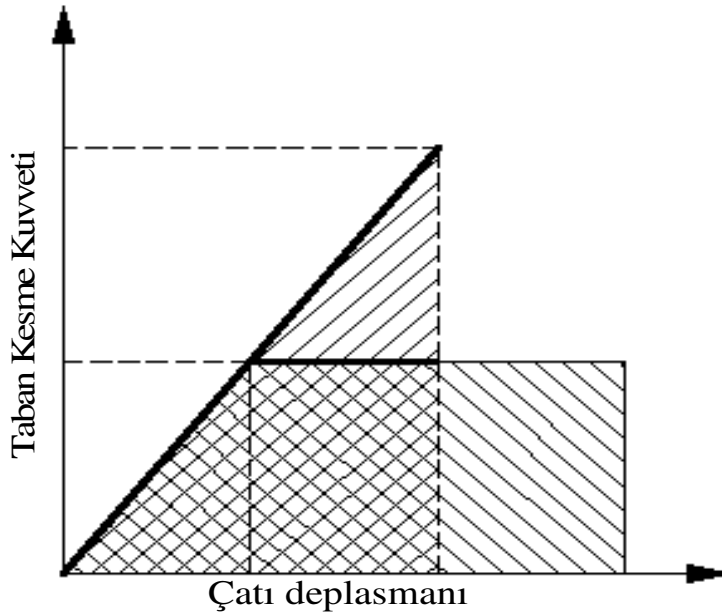
Diğeri bir sönm şekli ise elastik olmayan sönmüdür. Binalar doğrusal ötesi davranış gösterirken, oluşan çatlaklar, ezilmeler, mafsallaşmalar gibi hasarlar görerek depreme gelen enerjiyi sönmlemler. Bu sönm elastik sönmüne göre çok daha fazladır. Betonarme bir bina için elastik sönm %5 civarındayken, plastik sönm %35-40'lara ulaşabilir. Binalar ancak böyle büyük miktarda enerji tüketerek depremlere karşı koyabilirler. Sadece elastik sönmü kullanarak depreme karşı koymak hiç ekonomik değildir. Böyle binalar yapmaya hiçbir ekonominin gücü yetmez. Binalar elastik olmayan bir şekilde enerjiyi söndürürken deplasman yaparak hasar görürler. Gösterdikleri bu deplasmanın

hangi seviyede olduğu konusunda iki prensipten bahsedilebilir: Eş enerji prensibi ve eş deplasman prensibi.

2.4.1.2 Eş enerji prensibi

Bir yapının tüm kesit boyutları aynı kalmak üzere elastisite modülleri aynı fakat mukavemeti farklı iki ayrı malzemeden yapıldığını düşünelim. Böylece aynı rijitliğe sahip ama taban kesme kuvveti taşıma kapasiteleri birbirinden farklı iki bina elde etmiş olalım. Bu malzemelerin çekme ve basınç emniyet gerilmelerini öyle seçelim ki mukavemeti yüksek malzemeden yapılan bina herhangi bir depremi elastik sınırlar içerisinde karşılayabilirken, aynı deprem enerjisini mukavemeti düşük malzemeden yapılan bina plastik deformasyon göstererek söndürsün.

Eş enerji prensibi, bu iki binanın söndürmesi gereken toplam enerji miktarının aynı olması gerektiğini temel alan bir yaklaşımdır. Mukavemeti yüksek bina depreme elastik sınırlar içerisinde kalırken, düşük mukavemetli bina ilk binaya göre daha düşük bir taban kesme kuvveti değerine kadar elastik deformasyon göstermiş, daha sonra taban kesme kuvveti sabit kalacak şekilde artan bir plastik deformasyon göstermiştir. Her iki binaya ait taban kesme kuvveti – çatı deplasmanı grafiğini altında kalan alan binaya depreme gelen enerjinin nasıl depolandığını ve tüketildiğini göstermektedir ve bu iki alan eş enerji prensibine göre eşittir (Şekil 2.21).

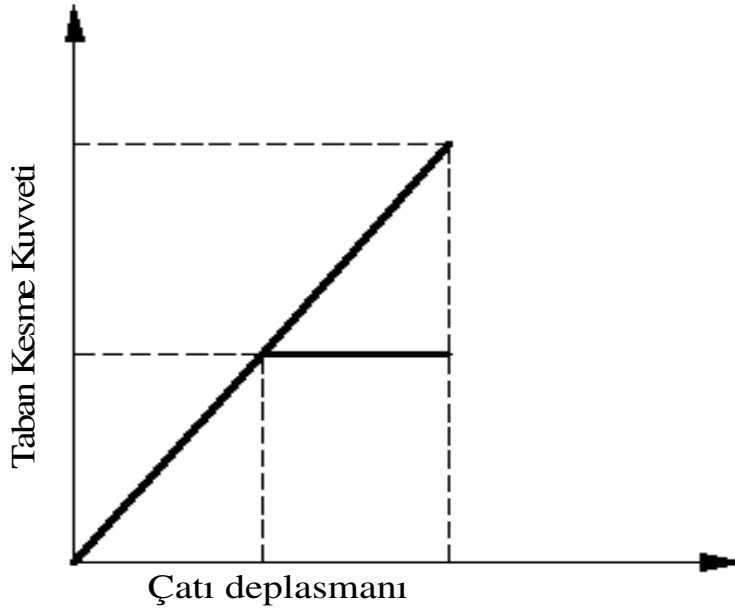


Şekil 2.21 Eş enerji davranışı

Plastik deformasyon yapan bina elastik davranana göre biraz daha fazla deplasman göstermiştir. Fakat her iki binanın anlık olarak depoladığı enerji miktarları aynıdır. Bu enerjiler elastik davranan binada tamamen viskoz sönümle söndürülürken, diğer binada bir kısmı viskoz sönümle söndürülmüş, ancak büyük kısmı hasar görerek söndürülmüştür.

2.4.1.3 Eş deplasman prensibi

Eş deplasman prensibini de eş enerji prensibinde ele aldığımız düşük mukavemetli ve yüksek mukavemetli iki binayı kullanarak açıklamaya çalışırsak, yüksek mukavemetli bina yine depremi elastik sınırlar içerisinde karşılar. Düşük mukavemetli bina ise depremi elastik sınırlar içerisinde karşılayamaz. İlk binaya göre daha düşük bir taban kesme kuvveti değerine ulaştıktan sonra taban kesme kuvveti sabit kalacak şekilde plastik deplasman yapmaya başlar. Ancak binanın yapacağı deplasman elastik sınırlar içerisinde davranış gösteren binanın yapacağı deplasmanla aynıdır.



Şekil 2.22 Eş deplasman davranışı

Bu yaklaşıma göre enerjiler değil deplasmanlar eşit olmaktadır. Şekil 2.22 de görüldüğü gibi deprem enerjisi yüksek mukavemetli bina tarafından elastik olarak depolanmış sonra da sönümlenmiştir. Ancak mukavemeti düşük olan bina bu enerjinin tamamını elastik olarak depolayamamış, bir miktarını hasar görerek söndürmüştür. Fakat her iki sistemin depoladığı enerji miktarı birbirinden farklıdır. Çatı deplasmanları

eşit olduğu için plastik davranış gösteren sistemin depolayarak sönümlendiği enerji miktarı daha düşüktür.

2.4.1.4 Eş deplasman-eş enerji karşılaştırılması

Bu iki yaklaşım bize binaların depremlerde göstereceği doğrusal ötesi davranış hakkında ipuçları verir. Fakat, hangi binaların eş-enerji yaklaşımına, hangilerinin eş-deplasman yaklaşımına uygun davranış göstereceği sorusu hemen akla gelmektedir. Literatürde bu konuda benimsenen yaklaşım birinci doğal titreşim periyodu 0.5 saniyeden küçük binaların eş-enerji yaklaşımına uygun davranış göstereceği, periyodu 0.7 saniyeden büyük binaların ise eş-deplasman yaklaşımına daha uygun davranacağıdır. 0.5 - 0.7 saniye aralığındaki binaların ise bu iki yaklaşımın arasında geçiş bölgesi oluşturduğu fikri benimsenmiştir (Atımtay 2000).

Neden periyodu yüksek binaların eş-deplasman, küçük olanlarınsa eş-enerji yaklaşımlarına uyduklarını ise yine havuz modeliyle açıklamaya çalışalım:

Düşük periyotlu binalar, deprem enerjisini frekansı yüksek, genliği düşük salınımlarla depolamaktadır. Yani bir salınım çok kısa bir zamanda gerçekleşmektedir. Dolayısıyla, havuzun altındaki tahliye kanalı bu kısa zaman dilimi içerisinde çok az bir su boşaltabilmektedir. Yani elastik sönüm miktarı oldukça azdır. Elastik olarak söndürülemeyen enerji ilk havuzdan taşarak plastik olarak söndürülmektedir. Dolayısıyla, mukavemeti yüksek ve düşük olan iki bina eşit enerji depolamaktadırlar.

Yüksek periyotlu binalar ise daha büyük genliklerle ve daha uzun bir sürede salınımlarıdır. Yani suyun ilk havuzda depolanması (elastik enerji birikimi) daha uzun sürmektedir. Bu uzun süre içerisinde, bir miktar suyun tahliye borusundan atılması için zaman kazanılmaktadır. (Yani elastik sönüm de büyük olmaktadır.) Böylece plastik deformasyon havuzuna taşacak su miktarı azalmaktadır. Yapı daha az plastik deformasyon göstermekte, eş-enerjiden eş-deplasmana doğru bir geçiş olmaktadır (Yılmaz 2004).

2.4.1.5 Plastik mafsallı

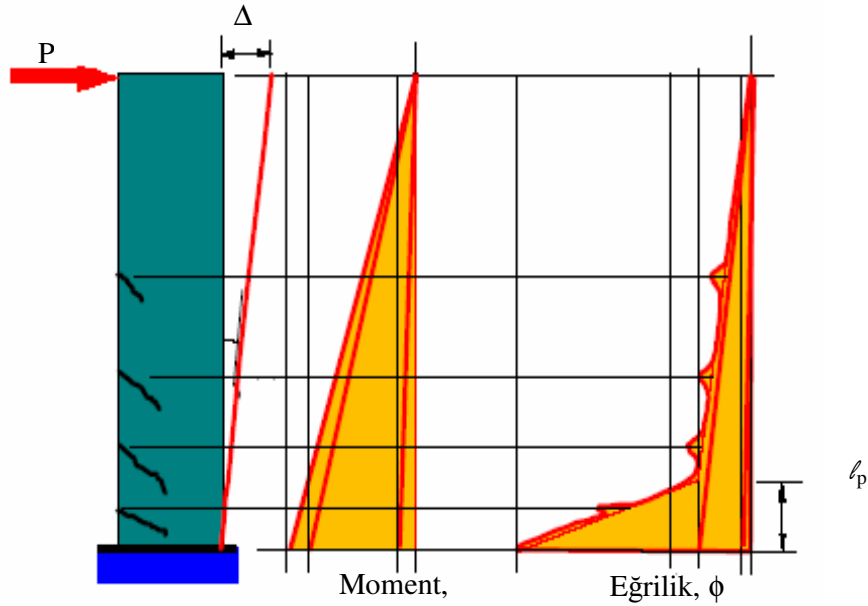
Plastik mafsallar enerji sönümünün plastik olarak gerçekleştiği bölgelerdir. Bu bölgeler, taşıma kapasitelerine ulaştıktan sonra dahi (yani bu kapasitede önemli bir artış veya azalma olmaksızın) bir miktar daha plastik deformasyonun oluşabileceği

bölgelerdir. Yapıların dinamik yükler altında enerji tüketme kapasiteleri, esas olarak bu bölgelerin plastik deformasyon kapasitelerine bağlıdır. Bu kapasiteyi yani mafsalsın sünekliğini etkileyen pek çok faktör vardır (Yılmaz 2004). Bunlar betonarme kesitler için kısaca:

- Aksenal yük düzeyi,
- Beton kalitesi,
- Kesitteki donatı oranı,
- Sargılama

olarak sıralanabilirler. Aksenal yük düzeyindeki ve donatı oranındaki artış, sünekliği düşürür. Bunun tam tersine, beton kalitesi ve sargılamanın artırılması sünekliği önemli ölçüde artırır (Yılmaz 2004).

Bir kesitte plastik mafsals oluşumu, o bölgenin moment taşıma kapasitesine ulaşması ile başlar. Şekil 2.23'de P yükü artırılarak kolonun deplasman yapması sağlandığında kolon alt bölgesinde yani momentin büyük olduğu bölgede yoğun çatlaklar oluşmaya başlar.



Şekil 2.23 Mafsals oluşumu ile moment ve eğrilikteki değişim.

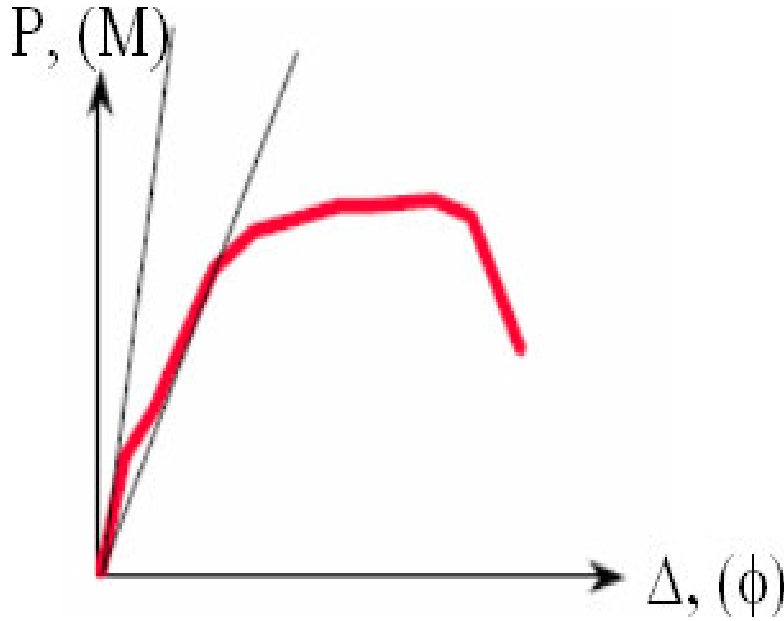
Üçgensel moment diyagramı, kolonun alt bölgesindeki moment akma momentine ulaşıncaya dek büyür. Bu aşamadan sonra moment artık artmaz veya çok küçük bir artış gösterir. Dolayısıyla Şekil 2.23'de gösterilen P yükü de artmaz veya çok az artar.

Artık, kesit taşıma kapasitesine ulaşmıştır. Bu aşamadan sonra, moment ve yatay yük taşıma kapasitesinde büyük bir artış olmazken eğrilikte (ve dolayısıyla tepe deplasmanında) birdenbire büyük artışlar meydana gelmeye başlar. Akmanın olduğu kesitte hasar yani plastik deformasyonlar artık başlamıştır. Eğriliğin arttığı bu bölgede plastik mafsallaşma başlamıştır ve bu bölge plastik mafsal olarak adlandırılır. Bu bölgenin haricindeki kesitler ise artık akma momentine ulaşamaz yani bu kesitlerde mafsallaşma olmaz. Dolayısıyla bu bölgelerde plastik deformasyonlar da oluşmaz. Ancak, akmanın olduğu plastik mafsal bölgesinde ise plastik deformasyonlar oluşur.

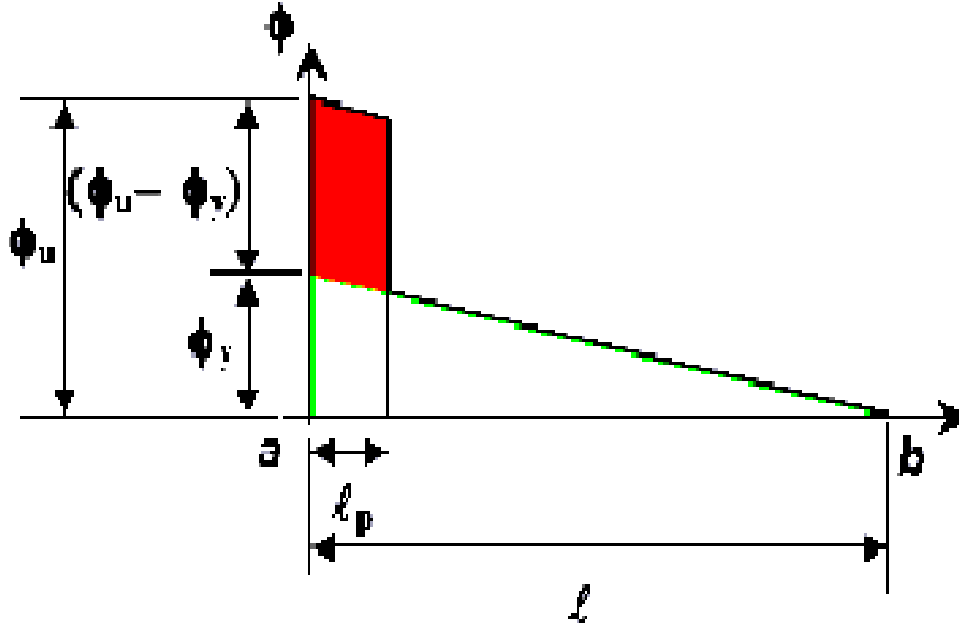
Herhangi bir plastik mafsal bölgesinin başlangıç ve bitiş noktası arasındaki plastik deformasyonlardan kaynaklanan dönme farkına plastik dönme, akma anındaki elastik deformasyonlardan kaynaklanan dönmeye ise elastik dönme denir. Akma anındaki elastik dönme ile mafsaldaki plastik dönme sırasıyla Denklem 2.27.a ve 2.27.b'de verilen formüllerle hesaplanır.

$\theta_y = \Phi_y \cdot L_p$	(2.27.a)
$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_y) \cdot L_p$	(2.27.b)

θ_y : Akma dönmesi, Φ_y : Akma eğriliği, θ_p : Mafsalin plastik dönme kapasitesi, Φ_u : Nihai eğrilik, L_p : Plastik mafsal boyu



Şekil 2.24 Yanal yük – yanal deplasman ilişkisi (Yılmaz 2004).



Şekil 2.25 İdealize edilmiş eğrilik grafiği (Yılmaz 2004).

Şekil 2.24’de görülen eğrilik diyagramı idealize edilirse, Şekil 2.25’deki kolon boyunca eğrilik grafiği elde edilir. Şekilde görülen üçgensel kısım, elastik eğriliği göstermektedir. Momentin en büyük olduğu a noktasında bu eğrilik en büyük değerini almaktadır. Bu üçgenin alanı; a noktası ile b noktası arasındaki dönme farkını vermektedir. Bu alanın b noktası etrafında statik momenti alınırsa, bu değer de b noktasının yanal deplasmanını verecektir. Ancak mafsal özelliklerini belirleyen elemanın tümü boyunca oluşan eğrilik değil, mafsal bölgesi içerisinde oluşan eğriliktir. Mafsal oluşumu başladığı andaki eğrilik bu bölge boyunca bir miktar azalsa da yaklaşık olarak sabit kabul edilebilir. Yaklaşık sabit kabul edilen bu eğrilik Denklem 3.1a’da verildiği gibi mafsal boyu ile çarpılarak mafsalın akma dönmesi bulunur. Akmadan sonra oluşan plastik eğrilik miktarı ise (alan paralelkenar olduğu için) mafsal boyunca sabittir dolayısıyla mafsaldaki plastik dönme miktarı denklem 3.1b’de verildiği şekliyle hesaplanabilir. Bu paralelkenarın alanının b noktası etrafında momentinin alınması ile de b noktasında mafsalın plastik dönmesinden kaynaklanan plastik ötelenme bulunur (Yılmaz 2004).

3.BETONARME YAPILARDA GÖZLENEN HASARLAR

3.1 Genel

Geçmiş depremlerde gözlenen yapısal hasarlar, göçen sistemlerin bu duruma nasıl geldiklerini ortaya koymuştur. Bu bölümde betonarme ve yığma yapılardaki hasarların sebeplerine kısaca değinilecektir.

Ülkemizde deprem sonrası hasarlar, çoğunlukla sistemin deplasman kapasitesinin yetersizliğinden kaynaklanmaktadır. Bu olumsuzluğun sebepleri nelerdir? Betonarme yapılarda bunlar yumuşak kat, sargısız elemanlar, kısa kolonlar, kuvvetli kiriş–zayıf kolon, vs.; yığma yapılarda ise boşlukların düzensiz oluşu, duvarların ince olması, köşe noktaların yetersiz detaylandırılması gibi yapısal zaafiyetler sıralanabilir. Bunlar, yapıların gerekli miktarda (yapı önemine göre belli sınırlar dahilinde kalan hasar düzeyi) enerji tüketmesini engelleyen yani göçmeyi getiren sebeplerdir.

3.2 Betonarme Yapılarda Gözlenen Hasarlar

Betonarme yapılarda meydana gelen hasarların birçoğu temelde basit sebeplere dayanır. Yumuşak kat, kuvvetli kiriş–zayıf kolon, yetersiz birleşim bölgeleri, sargılama eksikliği, ve beton kalitesinin yetersizliği hemen akla gelen kusurlardandır. Bu tez kapsamındaki çalışmada yer alan ve ilerleyen bölümlerde değinilen Eski SSK Hastanesi B Blok ve benzeri yapılarda oluşması muhtemel hasar biçimlerine kısaca sıralamak gerekirse:

3.2.1 Yumuşak kat

Kent merkezlerinde, özellikle işlek caddelerdeki yapılarda, zemin katlar diğer katlara göre daha yüksek yapılmaktadır. Bu katlarda vitrin oluşturulması amacıyla cadde kenarını oluşturan duvarlar, iç mekanları genişletmek için de iç duvar imal edilmemektedir. Bu da alt kat kolonlarının üst katlarda hasar oluşmadan hasar görmesine sebep olmaktadır. 5-6 katlı bir binada üst katlardan başlayan düzenli bir hasar dağılımında onlarca kirişte hasar oluşarak enerji tüketileceğinde, zemin kattaki

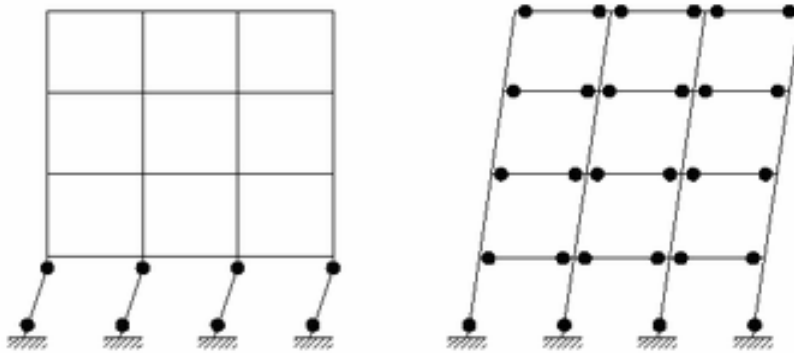
10-15 kolonda enerji tüketilmeye çalışılmaktadır. Bu da yapının hasar görebilirliğinin temsil eden plastik deformasyon havuzunu küçültmekte, yapıyı göçme noktasına daha hızlı götürmektedir. Şekil 3.1’de yumuşak kat hasarı gören bir yapı verilmiştir.



Şekil 3.1 Yumuşak katlı yapı hasarı (Kaplan 2004).

3.2.2 Kuvvetli kiriş-zayıf kolon

Kuvvetli kiriş-zayıf kolon sistemlerinde önce kolonlarda mafsallaşma oluşur. Sistem sünekliği oldukça düşüktür. Halbuki, bunun tersi durumda (Kuvvetli kolon-Zayıf kiriş), akma önce zemin kat kirişlerinde gerçekleşir. Kuvvetli kolon-Zayıf kiriş ilkesine uyulduğundan kirişler üst katlara doğru akmaya devam ederken ilk kat kolonları elastik durumdadır. Daha sonra en çok zorlanan ilk kat kolonları da mafsallaşır ve daha yukarı katlardaki kolonların da akması ile sistem göçer. Kirişlerde enerji sönümüne katıldığı için sünek bir göçme mekanizması sağlanmıştır. İki mekanizmaya ait örnek Şekil 3.2’de verilmiştir. Dört katlı örnek yapıda göçme anında, 1. durumda 8 bölgede hasar oluşmuş, 2. durumda ise 28 yerde hasar gözlenmiştir. Her hasar bölgesinde eşit enerji tüketildiğini varsaysak bile Kuvvetli kolon-Zayıf kiriş sistemi, diğerine göre 4 kat fazla enerji tüketebilmektedir.



Şekil 3.2 Göçme mekaniz.: 1) Kuvvetli kiriş-zayıf kolon; 2) Kuvvetli kolon-zayıf kiriş.

Kirişlerin enerji tüketme kapasitelerinin kolonlardan fazla olduğu düşünülürse bu oran daha da yukarılara çıkacaktır. Şekil 3.3'te Kuvvetli kiriş- Zayıf kolon oluşumu görülen bir yapı verilmiştir.



Şekil 3.3 Kuvvetli kiriş-Zayıf kolon hasarı (Kaplan 2004).

3.2.3 Donatı detaylandırma hataları

Önemli bir hasar sebebi de donatılandırmada meydana gelen kusurlardır. Şekil 3.4'te bunlardan iki örnek verilmiştir. Ucu 90° kıvrılan etriyenin ucu kabuk betonun dağılmasıyla açılmış, etriye hiç bir işe yaramamıştır. Halbuki etriye ucu 135° kıvrılarak çekirdek betonu içine doğru sokulsa idi, bu hasar gözlenmeyebilirdi. Diğer resimde de sık yerleştirilen donatının betonla temas edemediği için bir işe yaramadığı görülmektedir. Bazen fazlalıklar da zarar verebilmektedir. Halk arasındaki yanlış inanışlardan birisi de çimento ve demiri bol olan binanın sağlam olacağıdır.



Şekil 3.4 Detaylandırma kusurları (a)Sol: Kancası 90° kıvrılan etriye, (b)Sağ: Aderansı sağlanmayan donatılar (Kaplan 2004).

3.2.3.1 Yetersiz birleşim bölgeleri

Önemli hasar sebeplerinden birisi de yetersiz detaylandırılmış birleşim bölgeleridir. Birleşim bölgelerinin hasarı gevrek olmaktadır. Halbuki kiriş uçları daha sünek davranış göstermekte, yapının stabilitesini etkilemeden hasar görebilmektedirler. Ülkemizde, eski binaların çoğunun birleşim bölgesi iyi detaylandırılmamış ve gevrek kırılmaya müsaittir. Şekil 3.5'te birleşim bölgesi hasarları görülmektedir.



Şekil 3.5 Birleşim bölgelerinde hasar oluşumu (Kaplan 2004).

3.2.3.2 Sargılama eksikliği

Ülkemizde önemli yapım kusurlarından birisi de uygun sargılamanın yapılmayıdır. Sargılanmayan betonda, süneklik düşmekte, donatılar burkulabilmekte, kesme kırılması oluşabilmektedir. Şekil 3.6 ve 3.7'de sargılama yetersizliğinden kaynaklanan hasarlar gösterilmiştir.



Şekil 3.6 Yetersiz sargılanan kirişte kesme hasarı (Kaplan 2004).



Şekil 3.7 İyi sargılanmamış elemanda donatı burkulması ve göbek betonunun dağılması (Kaplan 2004).

3.2.4 Beton kalitesinin yetersizliği

Ülkemizde gözlenen en büyük sorunlardan birisi de beton dayanımının düşüklüğüdür. Düşük dayanımlı beton yapının sünekliğini büyük ölçüde düşürmektedir. Hazır beton kullanımının yaygınlaşmasıyla yeni yapılarda gündemden kalkmaya başlayan problem geçerliliğini korumaktadır. Bol sulu-büyük agregalı eski betonlar tehlike arz etmeye devam etmektedir (Şekil 3.8).



Şekil 3.8 Uygun olmayan beton kalitesi sonucu hasarlar (Kaplan 2004).

3.2.5 Zemine bağlı hasarlar

Zemin kaynaklı hasarlar, sıvılaşma sebebiyle olabileceği gibi, kötü zeminlerin deprem dalgalarının genliğini büyütmesi ile yapının tüketmesi gereken enerji miktarının artmasından da kaynaklanır. Şekil 3.9'da Zemin sıvılaşma sonucu oluşan hasar görölmektedir.



Şekil 3.9 Zeminin sıvılaşması sonucu oluşan hasar (Kubin 1999).

4. ESKİ SSK HASTAHANESİ B BLOK MEVCUT DURUMU

4.1 Genel

Sağlık Bakanlığı, Denizli Eski SSK Hastanesi, B Bloğu mevcut durumu ile deprem bakımından değerlendirilmek üzere yerinde yapılan test, ölçüm ve tespitler ile ofiste yapılan analizlere göre incelenmiş ve değerlendirilmiştir (Şekil 4.1).



Şekil 4.1 İnceleme alanının ve gözlem çukurunun yeri (Kaplan vd 2006).

İncelenen bina tanımlanmış ve mevcut durumları ortaya konulmuştur. İncelenen yapının mevcut durumlarını gösteren fotoğraflar çekilmiştir (Şekil 4.2-4.3). Test, inceleme ve ölçümlere ilişkin yerinde çekilen bu resimler de açıklamalı olarak bu bölüm içerisinde verilmiştir. Şekil 4.1’de incelenen binanın konumu uydu fotoğrafı ile gösterilmektedir.



Şekil 4.2 İncelenen yapıların görünüşü (Kaplan vd 2006).



Şekil 4.3 İncelenen yapıların görünüşü (Kaplan vd 2006).

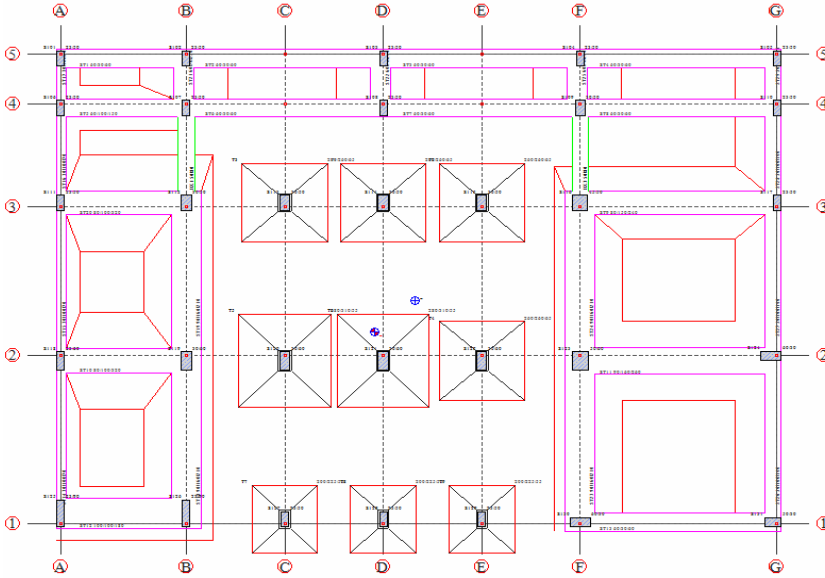
4.1.1 Bina ile ilgili yapılan çalışmalar

Eski Sigorta Hastanesi binaları için yerinde çeşitli çalışmalar yapılmıştır bunlar şöyle özetlenebilir:

- Yapılarda uygulanan temel tipi ve boyutlarının araştırılması için yapının uygun olan köşesinden kazı yapılarak temeller açığa çıkartılmıştır(Şekil 4.4). Temellerin geometrik bakımından boyutları ve tipi araştırılmıştır. Elde bulunan projelerde de yararlanılarak temel sistemi Şekil 4.5 teki gibi modellenmiştir (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 1998). Ayrıca zemin profili incelenmiştir.



Şekil 4.4 İncelenen yapıda zemin ve temel durumu için açılan gözlem çukuru (Kaplan vd 2006).



Şekil 4.5 B Blokta uygulanan temel planı (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 1966).

- Eski Sigorta Hastanesi binaları, taşıyıcı sistemin eleman boyutları yerinde tespit edilmiştir.
- İncelenen yapılarda, düşey taşıyıcı elemanlardan (kolonlardan) test çekici ve karot alma yöntemi ile beton kalitesi tayin edilmiştir. Karot deney sonuçları; karot

alınan noktalarda yapılan tahripsiz yöntem sonuçları ile karşılaştırılarak kullanılan tahribatsız yöntemin kalibrasyonu sağlanmıştır.

➤ Kolon yüzeylerinde pas payının kaldırılması suretiyle donatılar açığa çıkartılmış (Şekil 4.6) ve bu noktalarda donatıların konum, miktar ve çaplarına ilişkin ölçümler yapılmıştır (Şekil 4.7). Ayrıca donatı tespit cihazı kullanılarak donatıların durumlarına ait bilgiler edinilmiştir.



Şekil 4.6 Kolonlarda pas payının kaldırılması.



Şekil 4.7 Donatı çapının ve konumunun ölçülmesi

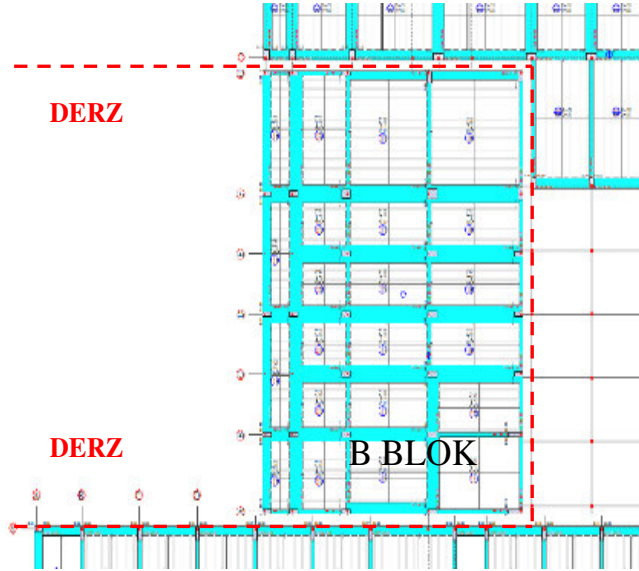
4.1.2 Yapılan çalışmalar sonucundaki veriler

4.1.2.1 Zemin verileri

İnceleme alanı “çakıllı, killi-siltli, kum” zemin üzerinde yer alır. Zeminin nihai taşıma gücü 180 kPa ($1.8 \text{ kg}_k/\text{cm}^2$), güvenlik katsayısının 3 alınması halinde zemin emniyet gerilmesi 60 kPa ($0.6 \text{ kg}_k/\text{cm}^2$) olacaktır. Bayındırlık ve İskan Bakanlığının ilgili yönetmeliği uyarınca, zemin sınıfı C2-Z2 olarak tespit edilmiştir.

4.1.2.2 Taşıyıcı sistem verileri

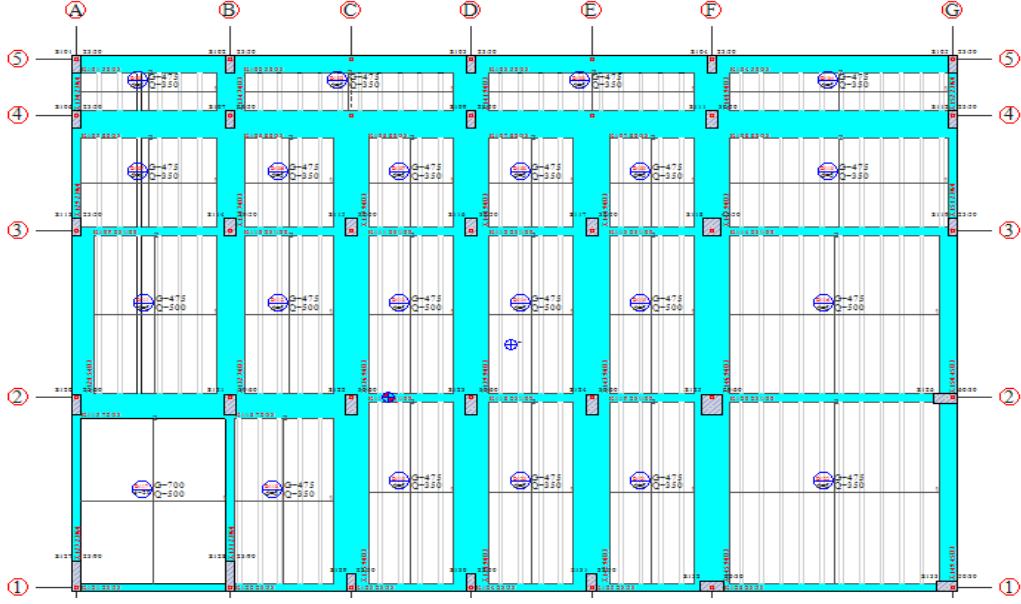
Bu çalışma kapsamında incelenen yapı 1966 yılında projelendirilmiştir (Şekil 4.8). B Blok; Bodrum + Zemin + 2 Normal kattan oluşmaktadır. Yığma tarzı inşa edilmiştir. B Bloğa üzerine sonradan ilave edilen 2. Normal kat ise betonarme karkas olarak inşa edilmiş olup bölme duvarları delikli tuğladan yapılmıştır. Diğer yapı kısımlarında ise, bölme duvarlar taşıyıcı yığma tuğladan yapılmıştır.



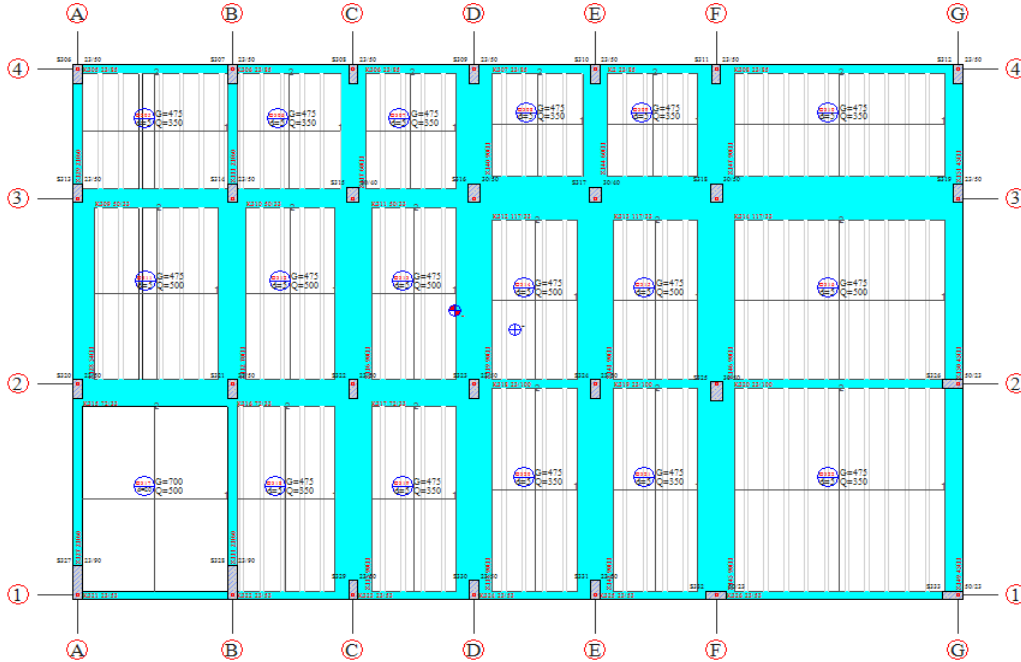
Şekil 4.8 İncelenen yapının yerleşim planı.

Yapının tüm katlardaki kolonlarının kısa kenarları çoğunlukla 23 cm olarak uygulanmıştır. Yapıda, 33 cm kalınlığında asmolen döşeme sistemi uygulanmıştır. Kat yükseklikleri; bodrum kat 430 cm, diğer katlar ise aynı olup 360 cm dir. Yapıda Kolon ve kirişlerden oluşan çerçeve tip taşıyıcı sistem uygulanmıştır. Perde duvar uygulaması yapılmamıştır. Yapıda her iki doğrultuda da düzenli bir taşıyıcı sistem vardır. Tüm kirişler kolonlar üzerinde mesnetlenmiştir. Yapıya ait taşıyıcı sistem şeması (kat kalıp planları) Şekil 4.9 ve 4.10 da verilmiştir.

B Blok yatay doğrultuda 4 aks ve düşey doğrultuda ise 7 aks dan oluşmaktadır. Yapının taşıyıcı sisteminde kolon kesitleri hem katlar arasında hem de aynı kat içerisinde çok değişkendir. Katlar arasında kolonlarda kesit daraltmaları ve donatı azaltması yapılmıştır. Bodrum kat hariç tüm katlarda kolonların kısa kenarları 23 cm olarak tepsi edilmiştir.



Şekil 4.9 B Blok bodrum ve zemin kat kalıp planı.



Şekil 4.10 B Blok 1. ve 2. kat kalıp planı

Yapının 2.katındaki kolonların, 2 tanesi 23/100 cm kesit boyutlarında olup kesitte 10 ϕ 18 BÇI donatı kullanılmıştır. Diğer kolonlar ise 23/40 cm olarak uygulanmış olup kesitte 4 ϕ 16 BÇI donatı vardır.

Yapının 1. katında ise kolonlar 30/40 (4 ϕ 18), 23/50 (4 ϕ 18), 23/60 (6 ϕ 18) ve 23/100 (10 ϕ 18) kesit ölçülerindedir. Donatı oranı ise $\delta = \% 0,85$ dir.

Yapının zemin kat ve bodrum katında kolon kesitleri çok daha değişkendir. Bu katlarda donatı oranı ise $\delta = \%0,8 - \% 2,73$ arasında değişmektedir.

Etriyelerin aralıklarının yaklaşık 20-25 cm civarında, çaplarının $\phi 6-8$ olduğu, kıvrımlarının ise 90^0 uygulandığı tespit edilmiştir . Sistemde sıklaştırmaya rastlanmamıştır. Bununla sistem sünekliliğinin düşük durumda kalmasındaki en büyük nedenlerden biri olduğu bilinmektedir.

4.1.2.3 Beton dayanımı verileri

Beton test çekici deneyinin güvenilir ve sağlıklı sonuç verebilmesi birçok değişkene bağlıdır. Bunlar arasında, beton test çekicinin kalibrasyonu, deneyin yapıldığı betonun yaşı, karbonatlaşma derinliği, yüzey pürüzlülüğü, nem durumu, betonu oluşturan malzemelerin özellikleri (çimento ve agrega tipleri) vb. sayılabilir.



Şekil 4.11 Beton tabancası deneyi yapılışı

Deneylerin gerçekleştirildiği Denizli İli Merkez Eski SSK Hastanesi binaları'nın yaklaşık 40 yıllık (yapılar 1966 yılında projelendirilmiştir) bir yapı olduğu ve beton

çekicilerinin 28 günlük betonlar üzerinde kalibre edildiği düşünülürse, beton çekici ile elde edilen değerlerin gerçeği tam olarak yansıtmamaktadır (Şekil 4.11). Bu nedenle karotlar alınarak (Şekil 4.12) test çekicileri kalibre edilmekte ve daha doğru deney sonuçlarına ulaşılmaktadır.



Şekil 4.12 Karot alma işlemi

Karot alma işlemi sırasında çıkan karotlar incelendiğinde; genelde tane dağılımının uygun olduğu görülmüştür. Betonarme elemanlarda en büyük tane boyutu yaklaşık 3-4 cm'dir, (Şekil 4.14). Beton yapımında kullanılan agrega dere agregasıdır. Alınan karot örnekler, Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Malzemesi Laboratuvarında uygun şekilde kesildikten sonra başlıklararak (Şekil 4.14), tek eksenli basınç deneyine tabi tutulmuştur.



Şekil 4.13 Açılan noktaların özel tamir harcı ile kapatılması



Şekil 4.14 Binadan alınan karot örneklerden birisi

Şekil 4.13’de görüldüğü gibi karot alınan noktalarda kalan boşluklar ve donatı durumunun incelenmesi için kaldırılan pas payı tabakaları (tespit edilen 3-3,5 cm) yüksek mukavemetli, genleşme özelliği olan özel tamir harcı ile kapatılmıştır.

Tablo 4.1’de verilen beton dayanımı, %90 güvenli yönde kalmak üzere, %10 risk (normal dağılıma göre $t=1.28$) ile

$$f_y = f_{ort} - t(\sigma) \quad (4.1)$$

f_y : yerinde beton basınç dayanımı

f_{ort} : ortalama basınç dayanımı

t : katsayı

σ : standart sapma

bağıntısı ile hesaplanmıştır.

Tablo 4.1 B blok düzeltilmiş beton test çekici sonucu beton dayanımı

Ortalama Dayanım, f_{cm} (kgf/cm ²)	Standart Sapma, σ (kgf/cm ²)	Değişkenlik Katsayısı (%)	Yerinde Beton Dayanımı, f_y (kgf/cm ²)
141	24,69	18	109

Deney verilerinin tüm binayı temsil ettiği varsayımıyla, beton kalitesi açısından genel bir değerlendirme sonucu, deney gününde elde edilen düzeltilmiş ortalama basınç

dayanımı, standart sapma, karakteristik dayanım değişkenlik katsayısı değerleri hesaplanarak Tablo 4.7’de verilmiştir

Sonuç olarak Eski SSK Hastanesi B blokta yapılan donatı kontrollerinde;

- Boyuna ve enine donatılarda BÇI yapı çeliğinin kullanılmış olduğu,
- Kolon-Kiriş birleşim bölgelerinde etriye sıklaştırmasının yapılmadığı,
- Etriye uçlarının 90^0 olarak kıvrıldığı,
- Etriye aralıklarının 20-25 cm arasında değiştiği
- Etriye donatılarının $\phi 6-8$ (BÇI) olduğu
- Boyuna ve enine donatılarda korozyon oluşmadığı,
- Genel olarak pas payına dikkat edildiği ve pas payı kalınlığının 30-35 mm olduğu,
- Donatı kontrolü yapılan kolonlarda, ölçülen pürsantaj; %0,8-%2,73 arasında olduğu

tespit edilmiştir.

5. ESKİ SSK HASTANESİ B BLOK MEVCUT DURUM MODELLEMESİ

5.1 Yapının Mevcut Durumunun Modellenmesi

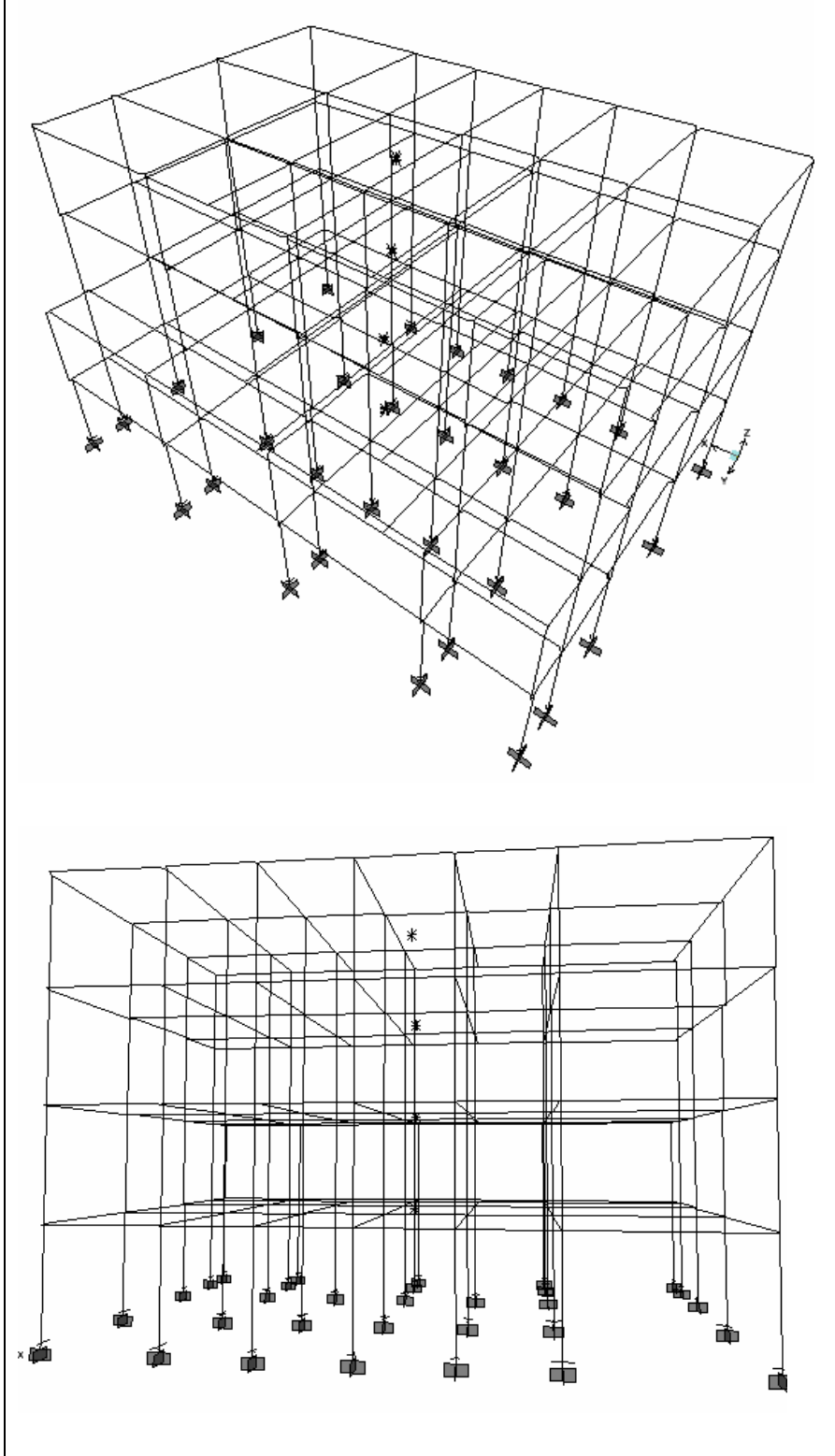
Mevcut yapı modellenirken iki kısımda değerlendirilmiştir. Bunlar mevcut yapının duvarsız ve duvarlı durumlarıdır. Böylece duvarların sistem davranışı üzerindeki etkisi değerlendirilmiştir.

5.1.1 Yapının duvarsız durumunun modellenmesi

Bu sistem duvarsız olarak modellenerek (Şekil 5.1), yalnız çerçeve sistemin doğrusal ötesi davranışı itme analizi ile belirlenmiştir. Temelle ilgili analizler idestatikte yapılmış ve yetersiz oldukları görülmüştür (Tablo 5.1). Zemin emniyet gerilmesi 6 t/m^2 olarak tespit edilmiştir. Depremlı durumda zemin emniyet gerilmesi %50 artırılarak Tablo 5.1’deki durum elde edilmiştir. Bu temellerin enjeksiyonla güçlendirilmesi düşünülmüştür ve bu yaklaşımla temeller ankastre kabul edilmiştir (Kaplan vd 2006).

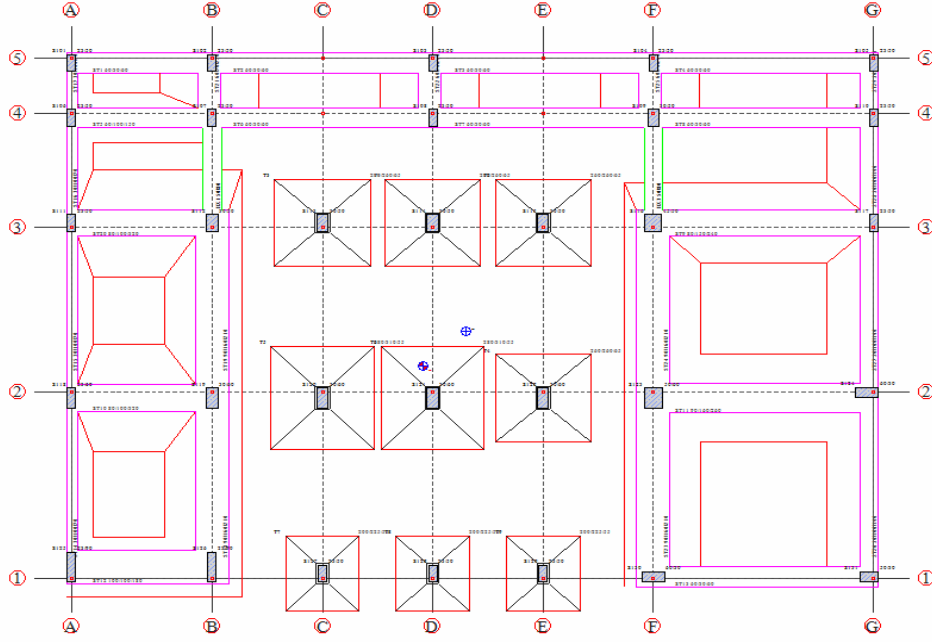
Tablo 5.1 B Blok temel altı gerilmeleri

İsim	B Alt	B	B Üst	H	Sol üst	Sol alt	Montaj	Düz	Plye	Sağ üst	Sağ alt	Enine	Ampat...	Max.Z.Ger.
ST1->	0	60	0	30	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!		11.798
->ST2->	0	60	0	30	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!		11.206
->ST3->	0	60	0	30	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!		13.685
->ST4	0	60	0	30	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!		12.995
ST5->	45	60	45	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	18.672
->ST6->	0	60	0	30		2 ø 20	4 ø 20	10 ø 20			2 ø 20	ø10/13		7.458
->ST7->	0	60	0	30		2 ø 20	4 ø 20	10 ø 20			2 ø 20	ø10/13		8.635
->ST8	0	60	0	30		2 ø 20	4 ø 20	10 ø 20				ø10/13		8.696
ST9	80	80	80	150	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	13.149
ST10	120	80	120	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	10.527
ST11	85	90	85	160	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/11	12.454
ST12	40	100	40	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/23	25.052
ST13	0	60	0	30		4 ø 20	4 ø 20	10 ø 20			6 ø 20	ø10/13		7.375
ST14->	40	30	0	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	17.327
->ST15->	40	30	0	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	12.577
->ST16->	40	30	0	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	14.62
->ST17	40	30	0	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	28.404
ST18->	35	90	85	160	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	15.54
->ST19	35	90	85	160	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/14	12.373
ST20	120	80	120	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	9.919
ST21	105	60	105	70	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	17.602
ST22	105	60	105	70	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	22.483
ST23->	85	90	35	160	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	17.529
->ST24	85	90	35	160	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/12	17.291
ST25	105	60	105	70	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	26.035
ST26->	0	50	90	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	20.572
->ST27->	0	50	90	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/16	12.419
->ST28->	0	50	90	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/10	12.815
->ST29	0	50	90	100	ZEMİN	GERİL...	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	!!!	ø14/25	32.924

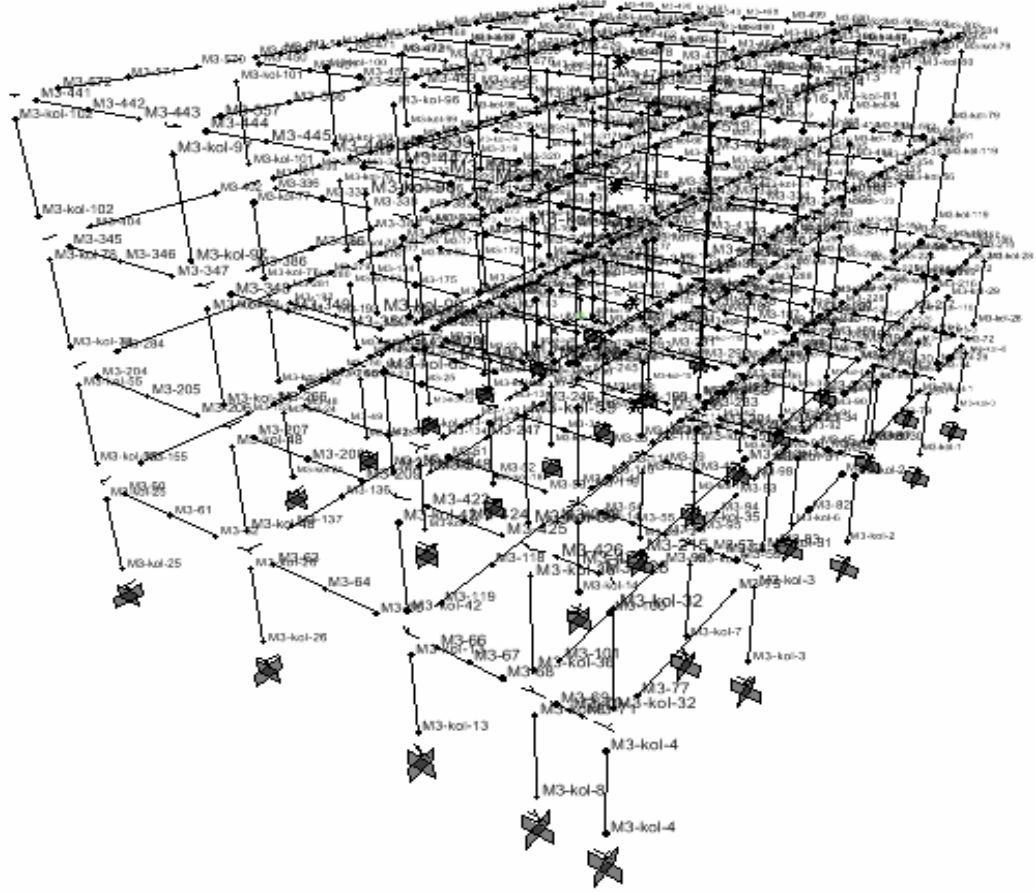


Şekil 5.1 B Blok duvarsız durum için çeşitli açılardan görüşler (SAP 2000)

Temel durumu da Şekil 5.2’de gösterilmektedir. Temeller tekil ve sürekli temel birleşimi bir biçimde teşkil edilmiştir. Şekil 5.3’te ise plastik mafsallar teşkil edilmiştir.

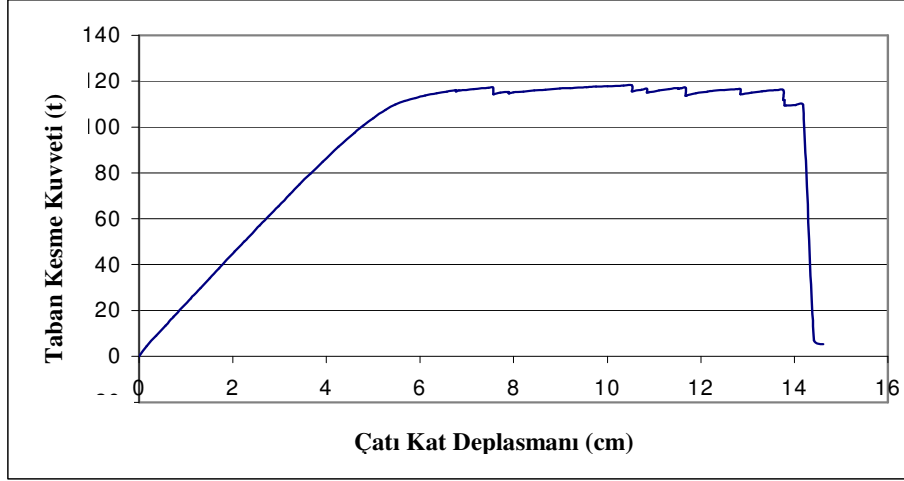


Şekil 5.2 B Blok temel sistemi (Bayındırlık ve İskan Müdürlüğü 1966).



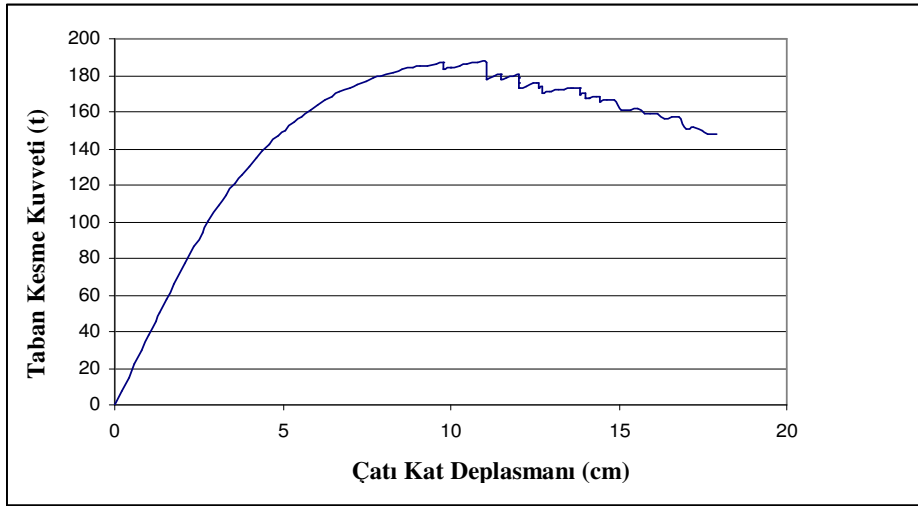
Şekil 5.3 Sadece çerçevesel sistemde oluşturulmuş mafsallar (SAP 2000).

X yönü analizleri sonucu elde taban kesme kuvveti - çatı kat deplasmanı ilişkisi Şekil 5.4'te gösterilmektedir. Buna göre maksimum çatı kat deplasman 14,2 cm, akma anındaki çatı kat deplasman değeri ise 5,3 cm dir. Buna göre sistem sünekliliği yaklaşık $14,2/5,3=2,7$ olarak tespit edilmiştir. Maksimum taban kesme kuvveti değeri ise 117 t olarak bulunmuştur.



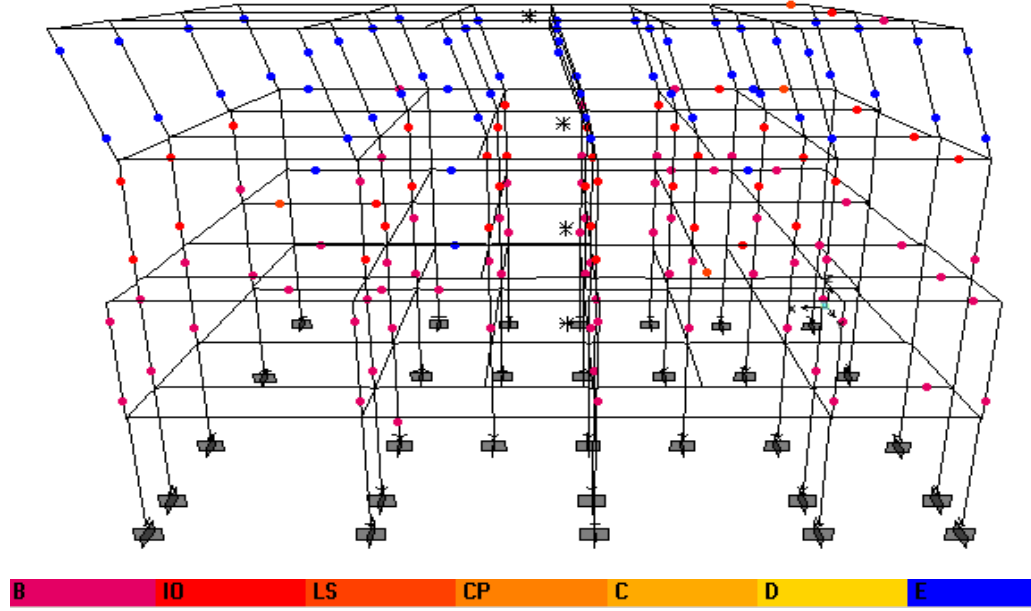
Şekil 5.4 Sadece çerçevesel sistemde X yönü taban kesme kuvveti- çatı kat deplasmanı ilişkisi (SAP 2000).

Y yönü analizleri sonucu elde taban kesme kuvveti- çatı kat deplasmanı ilişkisi Şekil 5.5'te gösterilmektedir. Buna göre Maksimum çatı kat deplasman 18 cm, akma anındaki çatı kat deplasman değeri ise 8 cm dir. Buna göre sistem sünekliliği yaklaşık $18/8=2,25$ olarak tespit edilmiştir. Maksimum taban kesme kuvveti değeri ise 187 t olarak bulunmuştur.



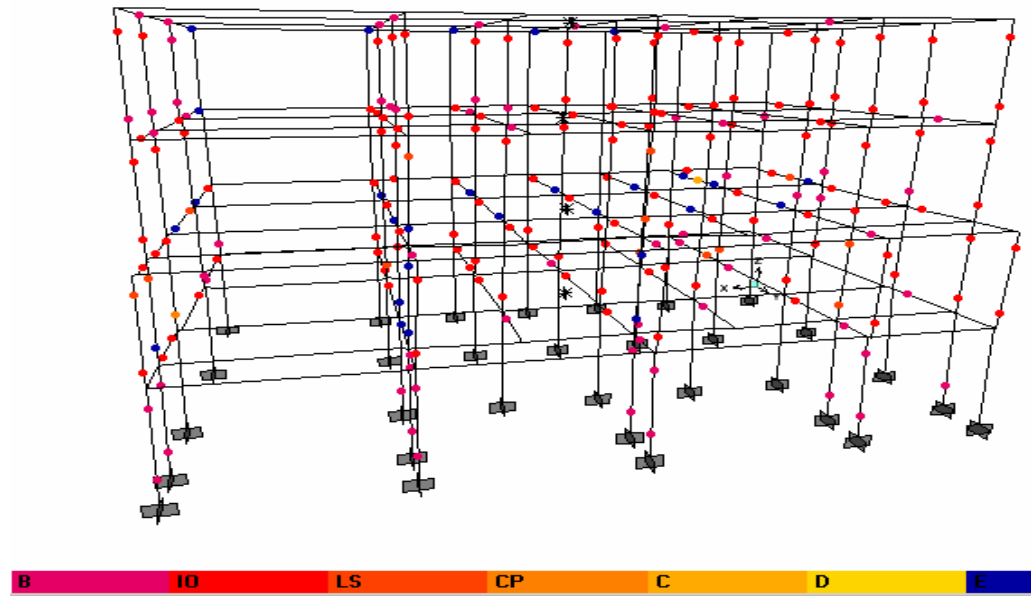
Şekil 5.5 Sadece çerçevesel sistemde Y yönü taban kesme kuvveti- çatı kat deplasmanı ilişkisi (SAP 2000).

X yönü için sistemin göçme mekanizması ise en üst katta oluşmaktadır (Şekil 5.6). Bunun en önemli nedenleri 30X80 den 23X35 inen kolon kesitleri ve azalan donatı miktarıdır.



Şekil 5.6 Sadece çerçevesel sistemde göçme mekanizması (X yönü) (SAP 2000).

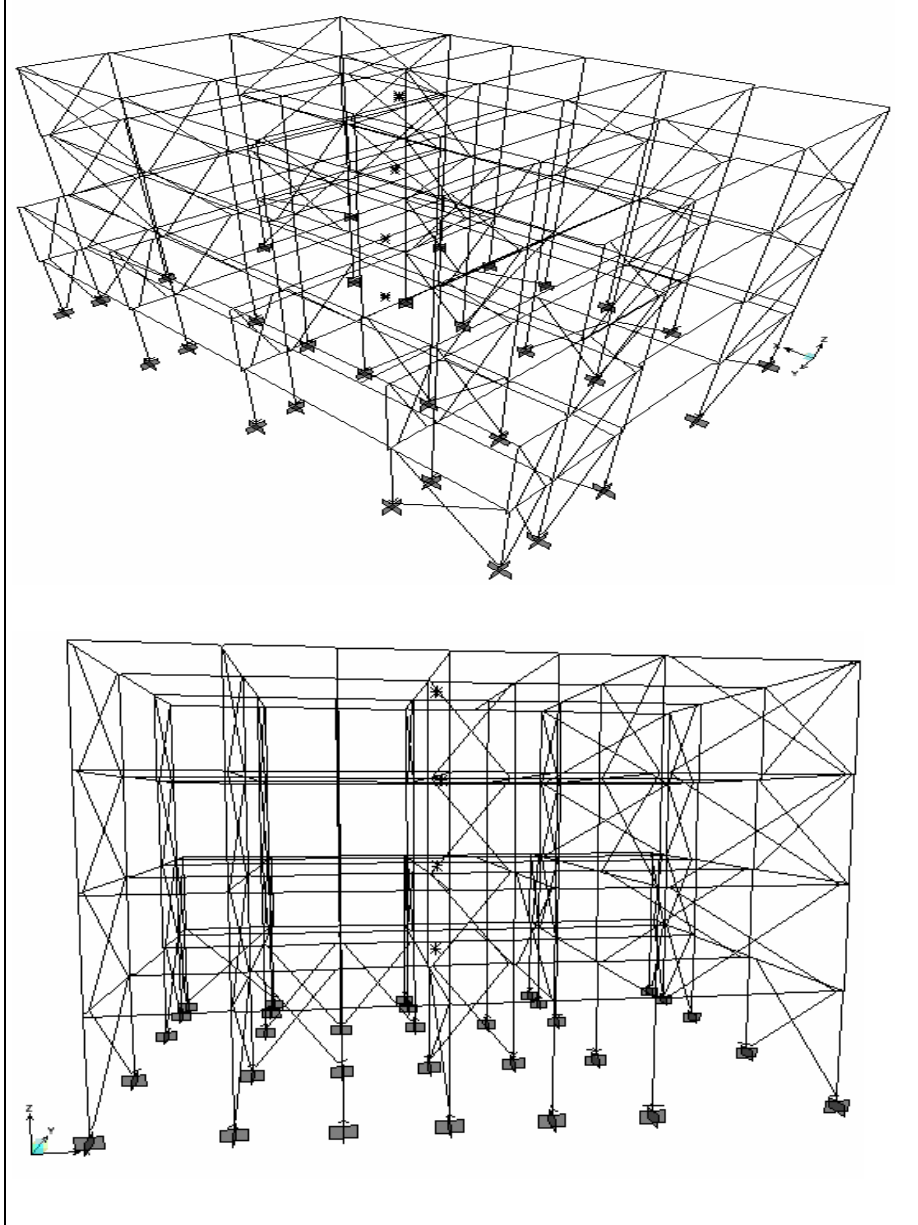
Y yönü için sistemin göçme mekanizması ise zemin katta oluşmaktadır (Şekil 5.7). Bunun en önemli nedenleri 30X80 den 23X35 inen kolon kesitleri ve azalan donatı miktarıdır.



Şekil 5.7 Sadece çerçevesel sistemde göçme mekanizması (Y yönü) (SAP 2000).

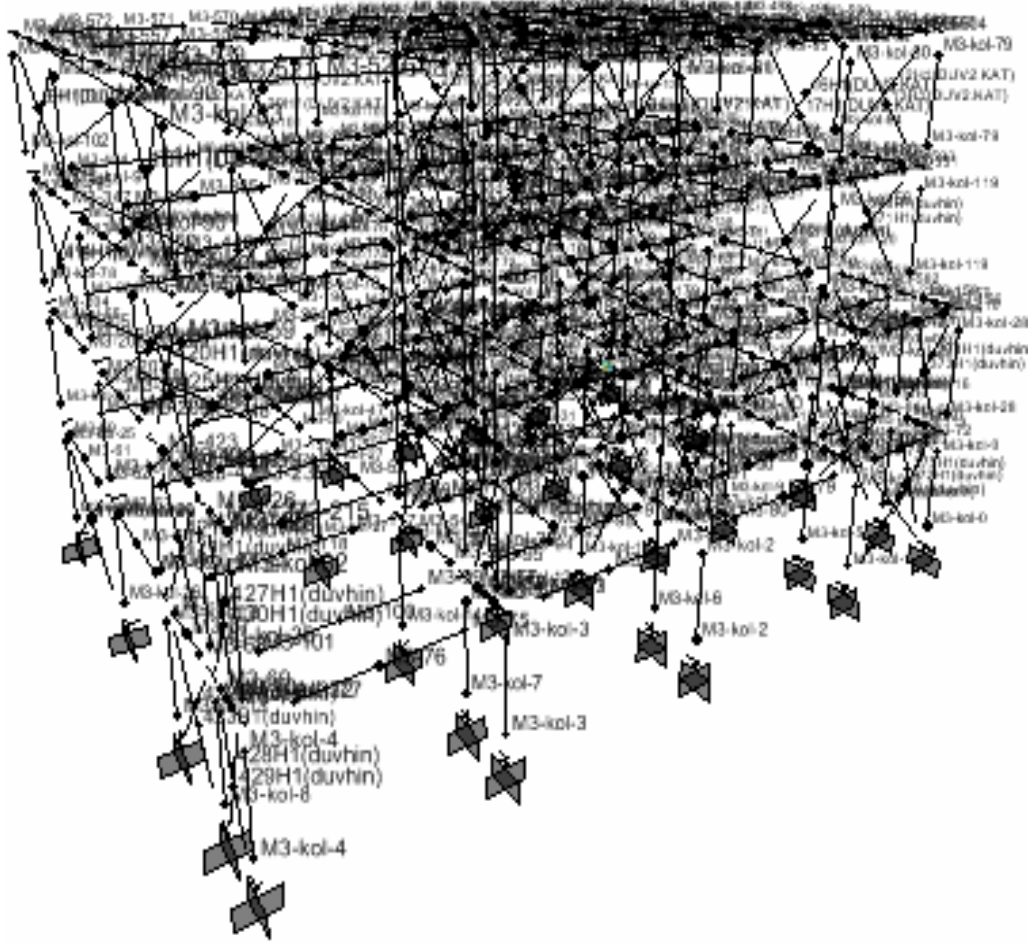
5.1.2 Yapının duvarlı durumunun modellenmesi

Duvarsız hazırlanan sistem üzerine çapraz olarak tanımlanan duvarlar eklenmiştir. Bu duvarların modellenmesinde yönetmelik kullanılmıştır. İkinci bölümde bu modellemenin nasıl yapıldığı anlatılmıştır. Burada önemli olan basınç çubuklarıyla duvarın davranışının yansıtılmasıdır. Basınç çubuklarıyla modellenmiş sistem Şekil 5.8’ de gösterilmektedir.



Şekil 5.8 B Blok duvarlı durum için çeşitli açılardan görünüşler (SAP 2000).

Çaprazlardaki plastik mafsallar yönetmelikten elde edilen dayanım sonucuna göre oluşturulmuştur (Şekil 5.9).



Şekil 5.9 Çerçevesel-duvarlı sistemde oluşturulmuş mafsallar (SAP2000).

Point	Stress/SF	Strain/SF
E-	-0,2	-2
D-	-0,2	-2
C-	-1	-2
B-	-1	0
A	0	0
B	1,	0,
C	1,	2,
D	0,2	2,
E	0,2	2,

Hinge is Rigid Plastic
 Symmetric

Scaling for Stress and Strain

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Stress	Stress SF 2,0006	2,0006
<input checked="" type="checkbox"/> Use Yield Strain	Strain SF	

Acceptance Criteria (Plastic Strain/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	2,	-0,1
Life Safety	4,	-0,6
Collapse Prevention	6,	-0,9

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length 1,

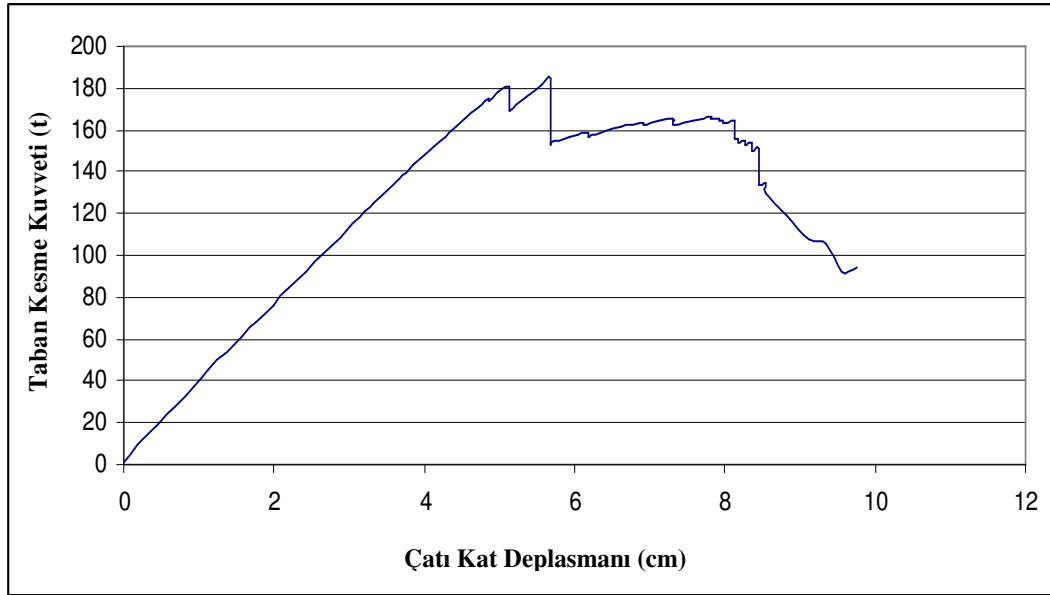
Relative Length

Şekil 5.10 Örnek eksenel yük mafsalı (SAP 2000).

Sistem sünekliliği ikinci bölümde ki deney sonuçlarından yararlanarak 2 alınmıştır. Literatür bilgisi bölümünden bu sonuca ulaşılmıştır. Akma boyunca dayanımda değişiklik olmayacağı yaklaşımıyla hareket edilmiştir. Buna göre örnek bir eksenel yük mafsalı gösterilmiştir (Şekil 5.10).

Eksenel yük çubuk boyunca sabittir. Bu nedenle mafsal boyu tüm çubuk boyudur (1) . Hemen kullanım,can güvenliği ve göçme önlenmesi noktaları için plastik kapasitenin sırasıyla %10-%60-%90 nının kullanıldığı noktalar kullanılmıştır (FEMA 356 2000). Mafsallar çekme taşımamaktadır. Bunu sağlamak için çubukların çekme sınırı 0 alınmıştır.

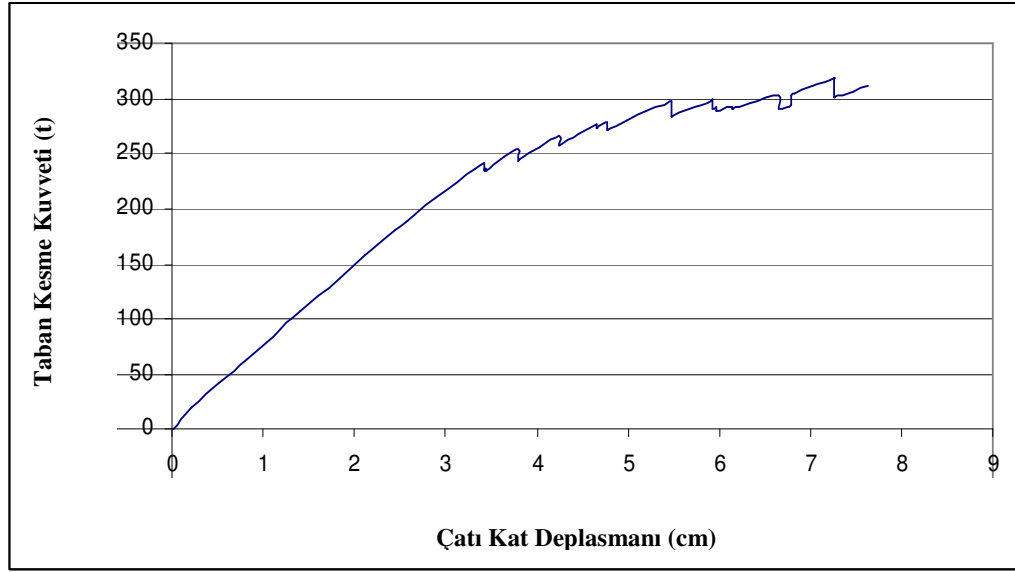
X yönü analizleri sonucu elde edilen taban kesme kuvveti- çatı kat deplasmanı ilişkisi Şekil 5.11’de gösterilmektedir. Buna göre maksimum çatı kat deplasmanı 8,2 cm, akma anındaki çatı kat deplasman değeri ise 4,8 cm dir. Buna göre sistem sünekliliği yaklaşık $8,2/4,2=1,9$ olarak tespit edilmiştir. Maksimum taban kesme kuvveti değeri ise 185 t olarak bulunmuştur.



Şekil 5.11 Çerçevesel-duvarlı sistem X yönü taban kesme kuvveti- çatı kat deplasmanı ilişkisi (SAP 2000).

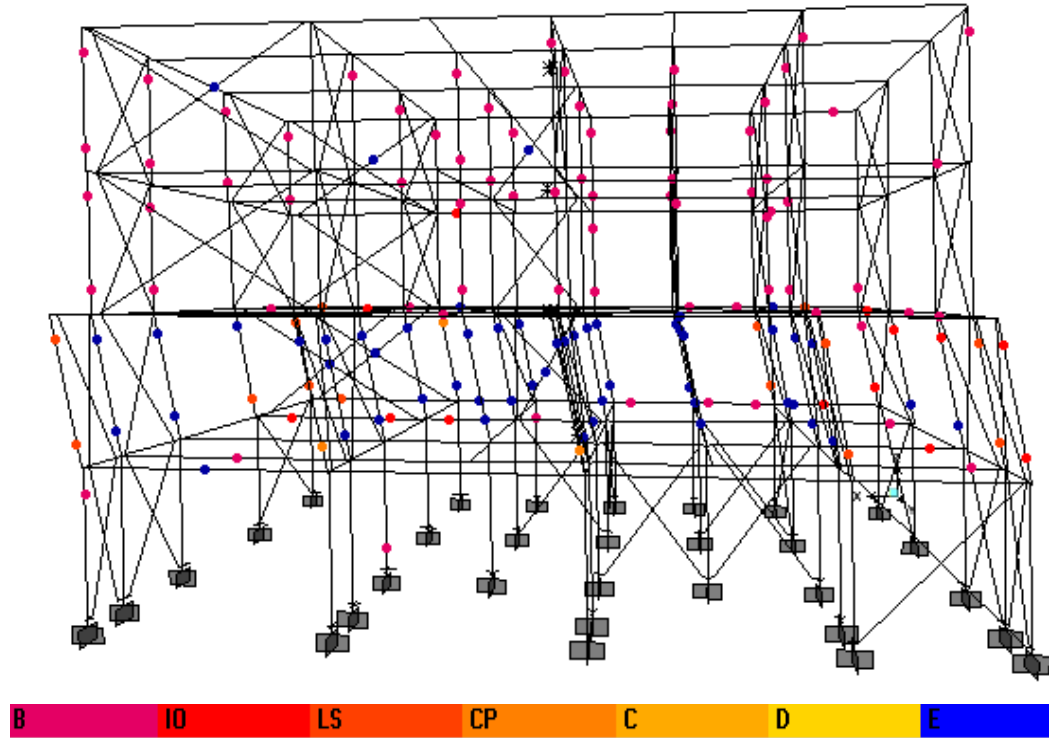
Y yönü analizleri sonucu elde edilen taban kesme kuvveti- çatı kat deplasmanı ilişkisi Şekil 5.12’de gösterilmektedir. Buna göre maksimum çatı kat deplasmanı 7,5 cm den büyük, akma anındaki çatı kat deplasman değeri ise 3,5 cm dir. Buna göre sistem

sünekliği $7,5/3,5=2,1$ den büyük olarak tespit edilmiştir. Maksimum taban kesme kuvveti değeri ise 330 t olarak bulunmuştur.



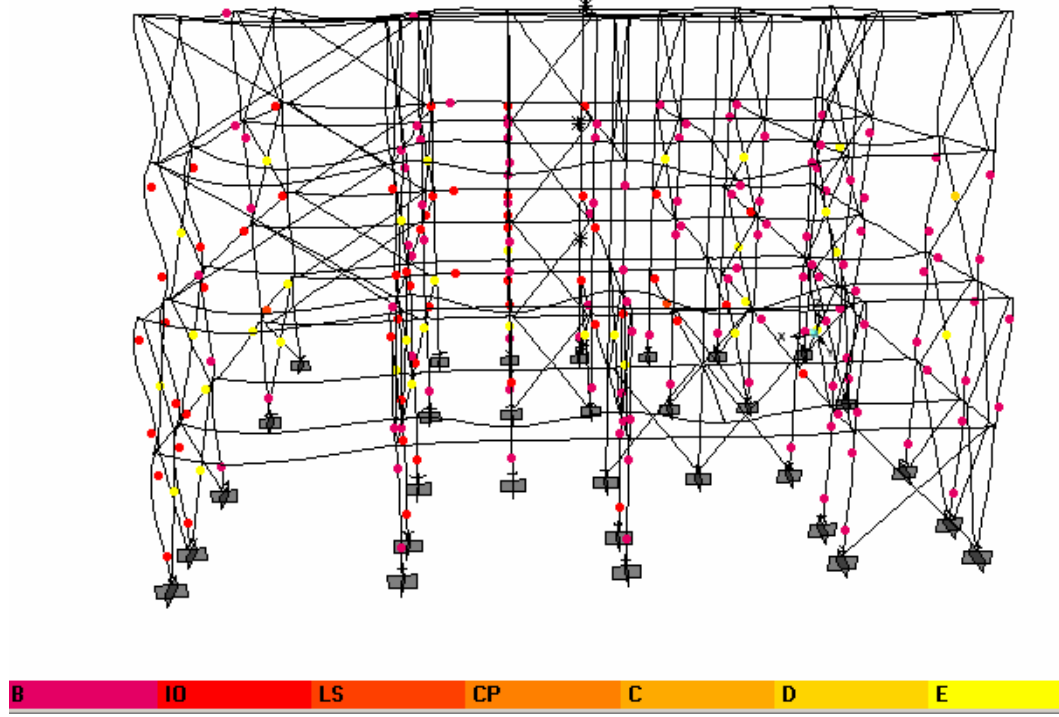
Şekil 5.12 Çerçevesi-duvarlı sistem Y yönü taban kesme kuvveti- çatı katı deplasmanı ilişkisi (SAP 2000).

X yönü için göçme mekanizması duvarlı durumda zemin katta oluşmaktadır (Şekil 5.13)

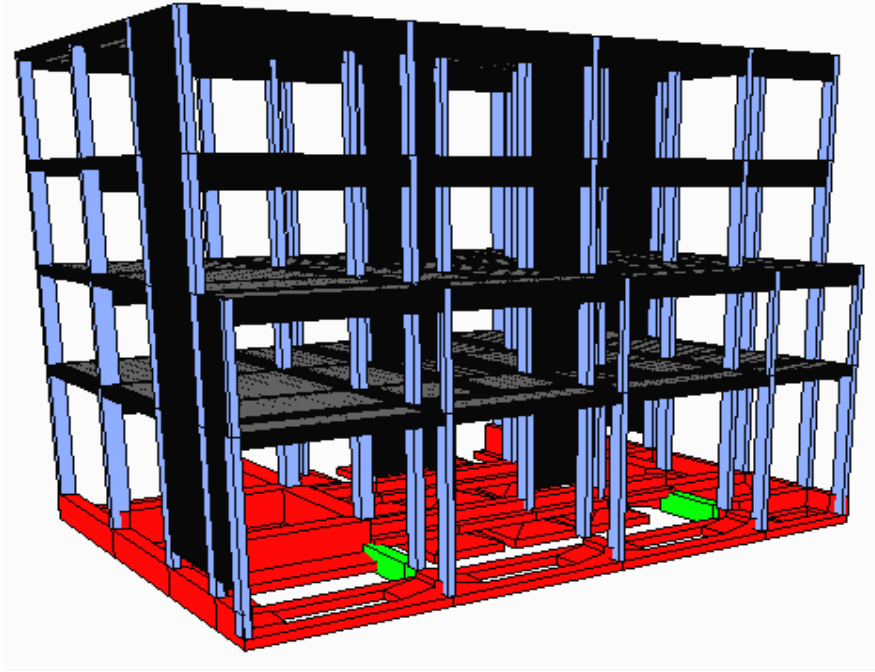


Şekil 5.13 Çerçevesi-duvarlı sistem göçme mekanizması (X yönü) (SAP 2000).

Y yönü için göçme mekanizması duvarlı durumda 1. katta oluşacaktır (Şekil 5.14). Çünkü en fazla eleman hasarları bu katta görülmektedir. Her zaman sistemi göçme durumuna kadar itme imkanı bulunmamaktadır. Bu nedenle en fazla eleman hasarı bulunan katın göçme durumuna geçeceği öngörülmüştür.



Şekil 5.14 Çerçevesi-duvarlı sistem göçme mekanizması (Y yönü) (SAP 2000).



Şekil 6.2 Üç boyutlu çerçeve sistem genel görünüş.

Bina güçlendirilmesinde Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2006 (DBYBHY 06) baz alınmıştır. Güçlendirilmiş duvarların normal duvarlara göre farkı öncelikle 10 cm kalınlıkta beton(C20) tabakası ve içinde hasır tipi olarak Q221/221 (yatay ve düşeyde 15 cm aralıklı $\Phi 6,5$ luk donatı) kullanılmış olmasıdır. Elastisite modülü ise bileşik kesitlerin kuvvet karşısında aynı deplasmanı yapacağı ilkesiyle bulunmuştur. Aşağıda örnek olarak bir güçlendirme duvarının mafsalının ve kesit özelliklerinin nasıl belirlendiği açıklanmıştır.

Güçlendirme Duvar08 Çaprazı Örnek:

➤ **Elastisite Modülü:**

Birleşik kesitlerin kuvvet karşısında eş deplasman yapacağı kabulü ile;

$$E_{yb}t_{yb} + E_d t_d = E_{yb+d} t_{yb+d}$$

(6.1)

E_{yb} =Yeni beton elastisite

modülü (C20)=28000 N/mm²

E_d =Duvar elastisite modülü=1000 N/mm²

t_{yb} =Yeni beton kalınlığı=100 mm

t_d =Duvar kalınlığı=200 mm

t_{yb+d} =Bileşik kesit (yeni beton+duvar) kalınlığı=100 mm

E_{yb+d} =Bileşik kesit (yeni beton+duvar) elastisite modülü=?

$$E_{yb+d} \cdot 300 = 28000 \cdot 100 + 1000 \cdot 200$$

$$E_{yb+d} = 10000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{hesaplanır.}$$

➤ Kesit Özellikleri:

$E_{yb+d}=E_d= 10000 \text{ N/mm}^2$, $E_c=24730 \text{ N/mm}^2$, $I_k=2395833333 \text{ mm}^4$, $h_{yb+d}=h_d= 3270 \text{ mm}$, $t_{yb+d}=t_d= 300 \text{ mm}$ ve $\theta=51^\circ$ değerleri Denklem 6.2.'de yerleştirilir ve buradan çıkan $\lambda_d = 0,001395$ ile $r_d=4632 \text{ mm}$ ($h_k=3600 \text{ mm}$, $L_d=2920 \text{ mm}$ değerlerinden elde edildi) değerleri Denklem 6.3'te yerine konursa basınç çubuğu genişliği olan $a_d=541 \text{ mm}$ değerine ulaşılır. Çubuk kalınlığı ise direkt olarak güçlendirilmiş duvar kalınlığı (t_d) değerine eşittir (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 2006).

$$\lambda_d = \left[\frac{E_d t_d \sin 2\theta}{4 E_c I_k h_d} \right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{10000 \cdot 300 \cdot \sin(2 \cdot 51)}{4 \cdot 24730 \cdot 2395833333 \cdot 3270} \right]^{\frac{1}{4}} = 0,001395 \quad (6.2)$$

$$a_d = 0,175(\lambda_d h_k)^{-0,4} r_d = 0,175 \cdot (0,001395 \cdot 3600)^{-0,4} \cdot 4632 = 541 \text{ mm} \quad (6.3)$$

➤ Çubuk Kuvveti Dayanımı:

Yönetmeliğe göre belirtilen “hasır çelik donatı ile güçlendirilen dolgu duvarın kesme dayanımı, köşegen çubuğun eşdeğer basınç kuvveti dayanımının yatay bileşeni olarak kabul edilecektir” mantığıyla çubuğun basınç kuvveti dayanımına ulaşılabacaktır (Denklem 6.4-6.5).

ρ_{sh} =bir hasır donatı alanı($\Phi 6,5$)/(hasır aralığı X duvar kalınlığı)= $0,33/(15 \cdot 30)=0,00073$

$$\text{Buna göre, } V_d = A_d (\tau_d + f_{yd} \rho_{sh}) \leq 0,22 A_d f_d \quad (6.4)$$

$$V_d = 2920 \cdot (0,25 \cdot 200 + 1 \cdot 100 + 300 \cdot 435 \cdot 0,00073) \leq 0,22 \cdot 2920 \cdot (20 \cdot 100 + 2 \cdot 200)$$

$$V_d = 716174 \leq 1541760 \text{ N}$$

$$F_d = \frac{V_d}{\cos \theta \cdot a_d \cdot t_d} = \frac{716174}{\cos 51.541 \cdot 300} = 7 \text{ N/mm}^2 \quad (6.5)$$

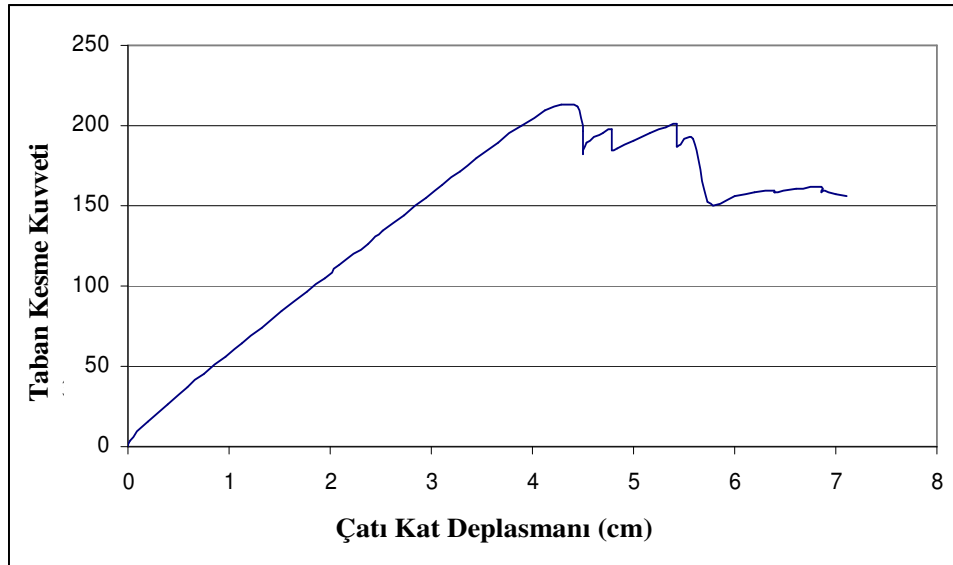
7 N/mm² lik bu dayanım mafsalsın oluşacağı dayanım olarak kabul edilmiştir. Mafsalsın sünekliliği ise 2 alınmıştır. Bu süneklilik değeri tespit edilirken literatür bilgisi bölümündeki deneylerden faydalanılmıştır.

6.2 Güçlendirilmiş Sistemin Kapasitesi

6.2.1. Güçlendirme duvarlı sistemin kapasitesi

Güçlendirmede perdenin ve güçlendirme duvarının etkisini ayrı ayrı anlayabilmek için öncelikle normal duvarlı ve güçlendirme duvarlı sistemin analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti- çatı kat deplasmanı ilişkisi Şekil 6.2 ve Şekil 6.3 te gösterilmektedir.

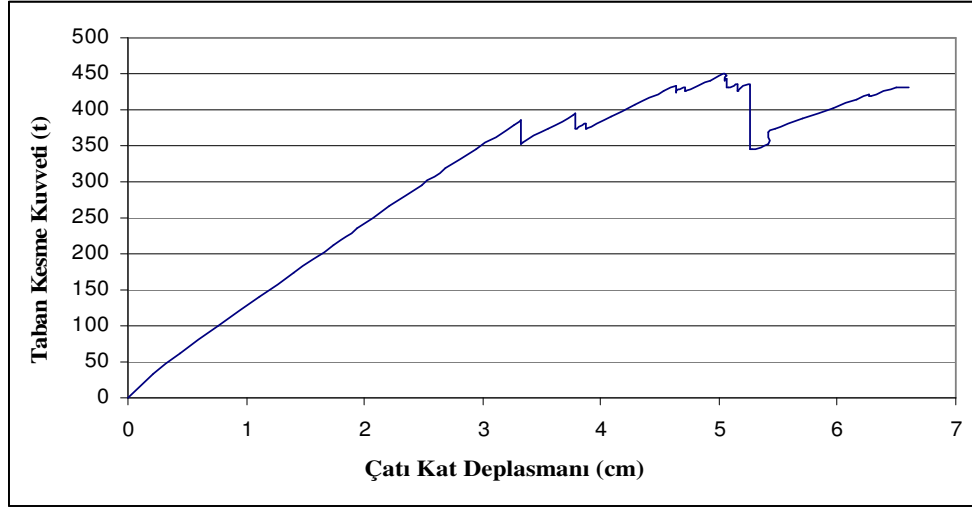
X yönü için maksimum çatı kat deplasman 7,2 cm büyük olacaktır, akma anındaki çatı kat deplasman değeri ise 4,5 cm dir. Buna göre sistem sünekliliği yaklaşık $7,2/4,5=1,6$ dan büyük olacağı tespit edilmiştir. Maksimum taban kesme kuvveti değeri ise 215 t olarak bulunmuştur (Şekil 6.3).



Şekil 6.3 Normal ve güçlendirme duvarlı sistem X yönü taban kesme kuvveti- çatı kat deplasmanı ilişkisi (SAP 2000).

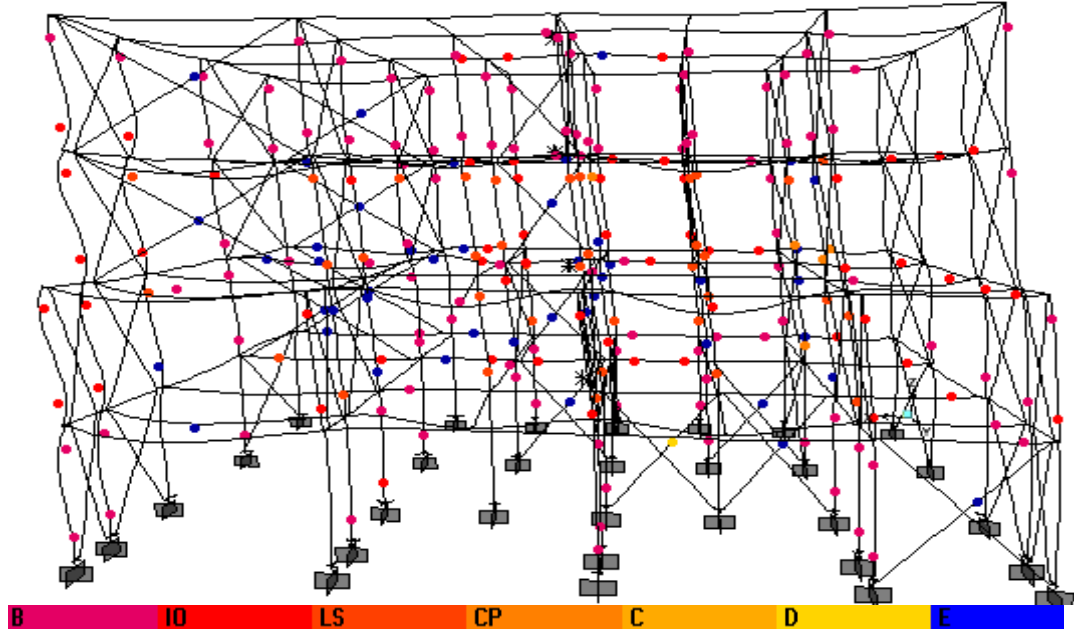
Y yönü için maksimum çatı kat deplasman 7 cm büyük olacaktır, akma anındaki çatı kat deplasman değeri ise 3,2 cm dir. Buna göre sistem sünekliliği yaklaşık $7/3,2=2,18$

den büyük olacağı tespit edilmiştir. Maksimum taban kesme kuvveti değeri ise 450 t olarak bulunmuştur (Şekil 6.4).

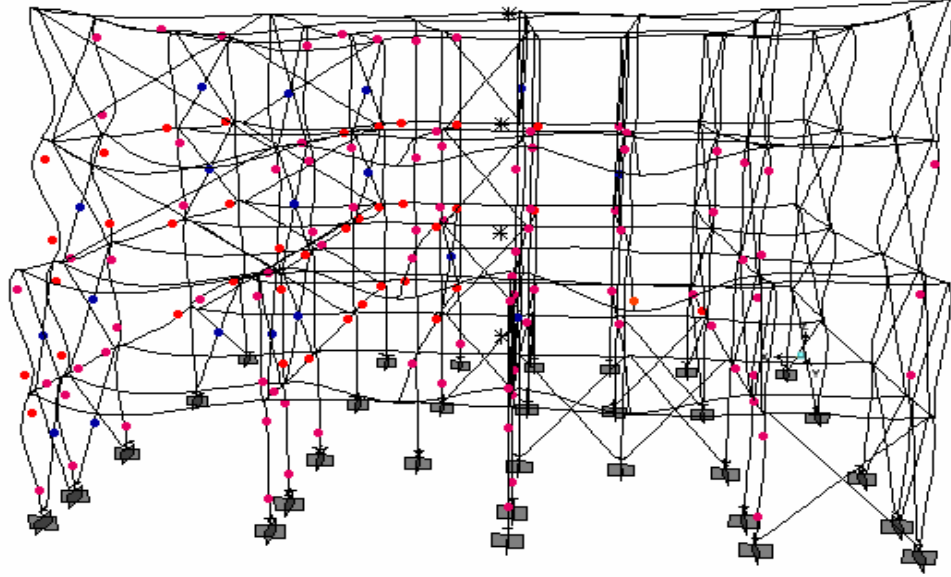


Şekil 6.4 Normal ve güçlendirme duvarlı sistem Y yönü taban kesme kuvveti- çatı katı deplasmanı ilişkisi (SAP 2000).

Grafiğin en sonundaki adımda oluşan mafsallaşma durumu Şekil 6.5-6.6'da gösterilmiştir. Zemin katta göçme mekanizması oluşma olasılığı her iki yön için yüksektir. Grafikte en sona yakın bölgede aşağı inme tespit edilememiştir. Bu analiz sonlandırılmamıştır.



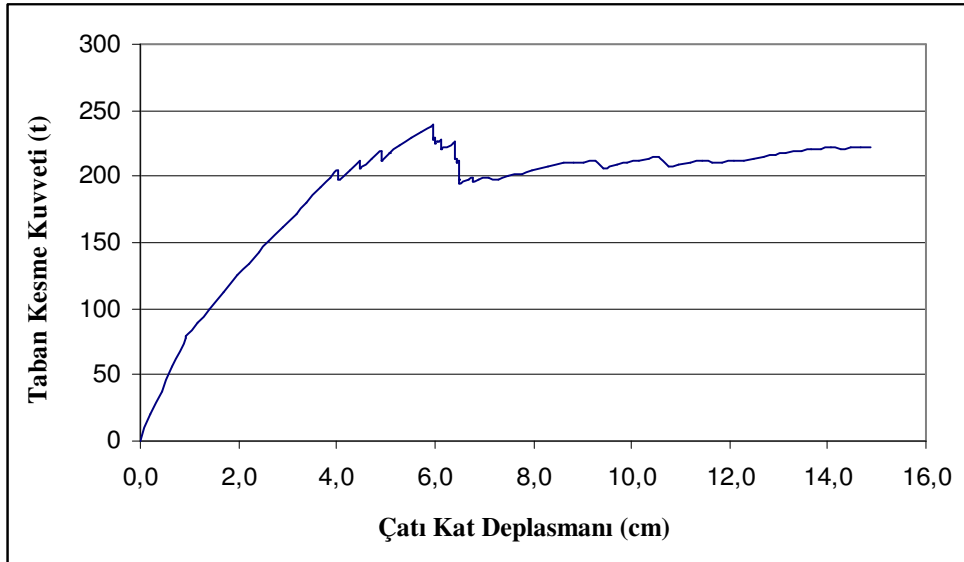
Şekil 6.5 X yönü güçlendirme duvarlı- normal duvarlı durum göçme mekanizması öncesi (SAP 2000).



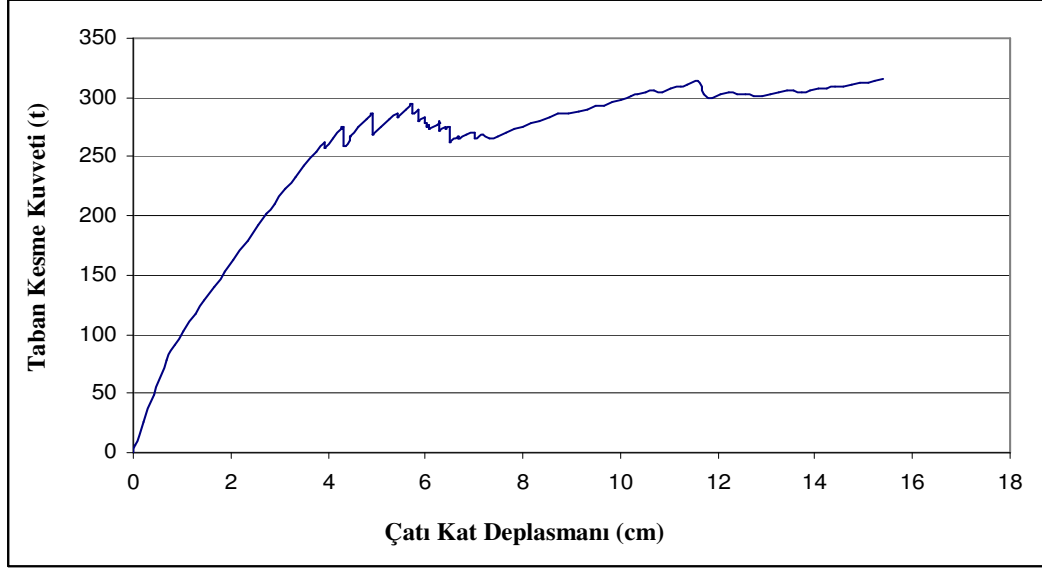
Şekil 6.6 Y yönü güçlendirme duvarlı- normal duvarlı durum göçme mekanizması öncesi (SAP 2000).

6.2.2 Duvarlı ve betonarme perdeli sistemin kapasitesi

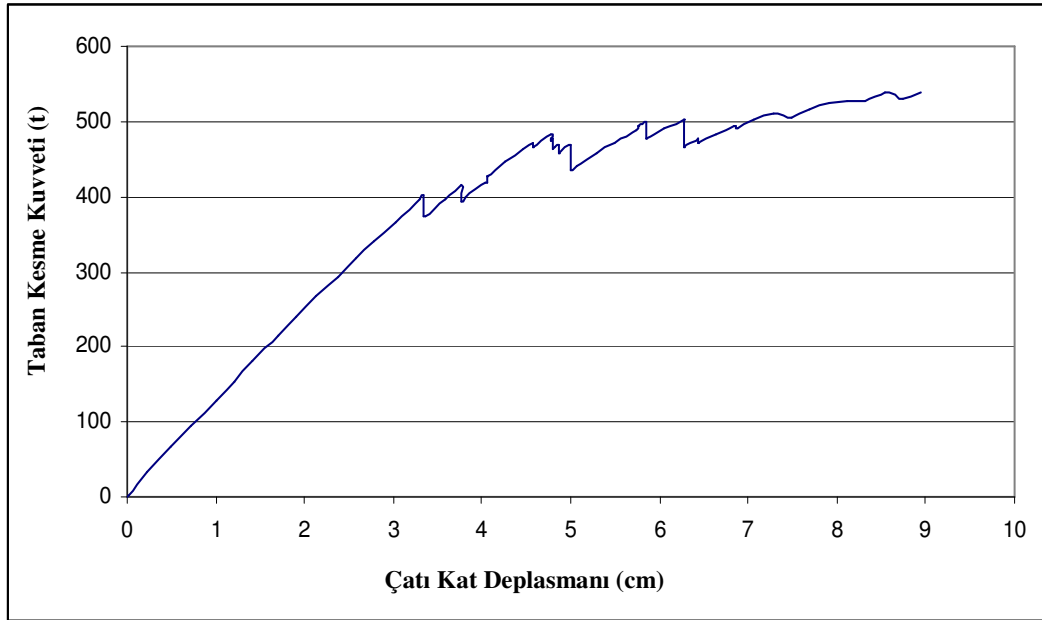
Güçlendirmede perdenin etkisini anlayabilmek için öncelikle normal duvarlı ve betonarme perdeli sistemin analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti- çatı katı deplasmanı ilişkisi Şekil 6.7 ve Şekil 6.8 gösterilmektedir.



Şekil 6.7 Normal duvarlı ve betonarme perdeli sistem X yönü taban kesme kuvveti- çatı katı deplasmanı ilişkisi (SAP 2000).

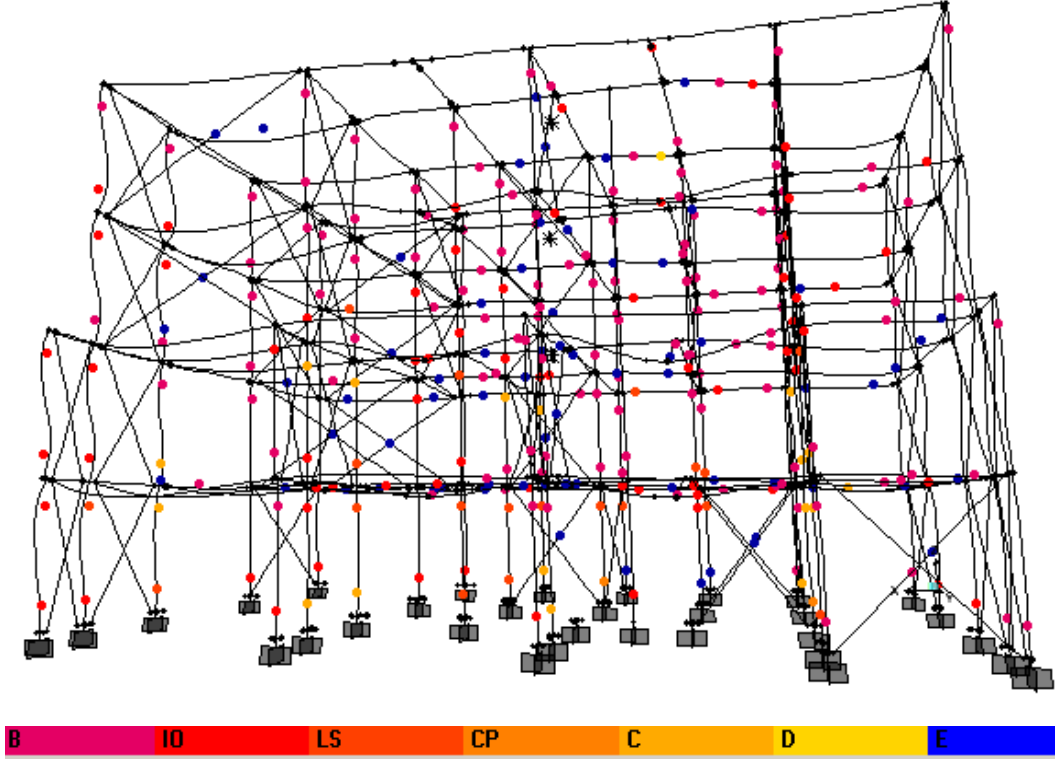


Şekil 6.11 Güçlendirme-normal duvarlı ve betonarme perdeli sistem X yönü taban kesme kuvveti- çatı katı deplasmanı ilişkisi (SAP 2000).

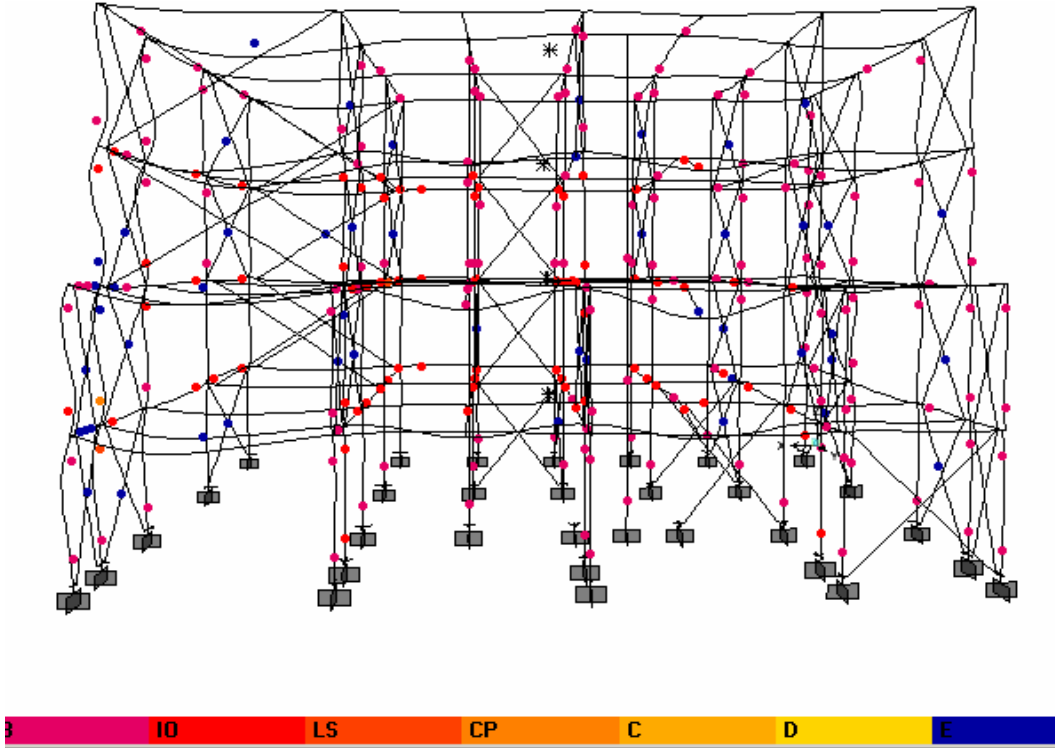


Şekil 6.12 Güçlendirme-normal duvarlı ve betonarme perdeli sistem Y yönü taban kesme kuvveti- çatı katı deplasmanı ilişkisi (SAP 2000).

Grafiğin en sonundaki adımda oluşan mafsallaşma durumu Şekil 6.13-6.14'te gösterilmiştir. Bodrum katta göçme mekanizması oluşma olasılığı yüksektir. Grafikte en sona yakın bölgede aşağı inme tespit edilememiştir. Analiz tamamlanamamıştır. Fakat göçme mekanizmasının oluşmaya başlamaya başlama ilerleyen itmelerde grafiğin aşağı ineceğini göstermiştir.



Şekil 6.13 X yönü güçlendirme duvarlı-perdeli durum göçme öncesi mekanizması (SAP 2000).



Şekil 6.14 Y yönü güçlendirme duvarlı-perdeli durum göçme öncesi mekanizması (SAP 2000).

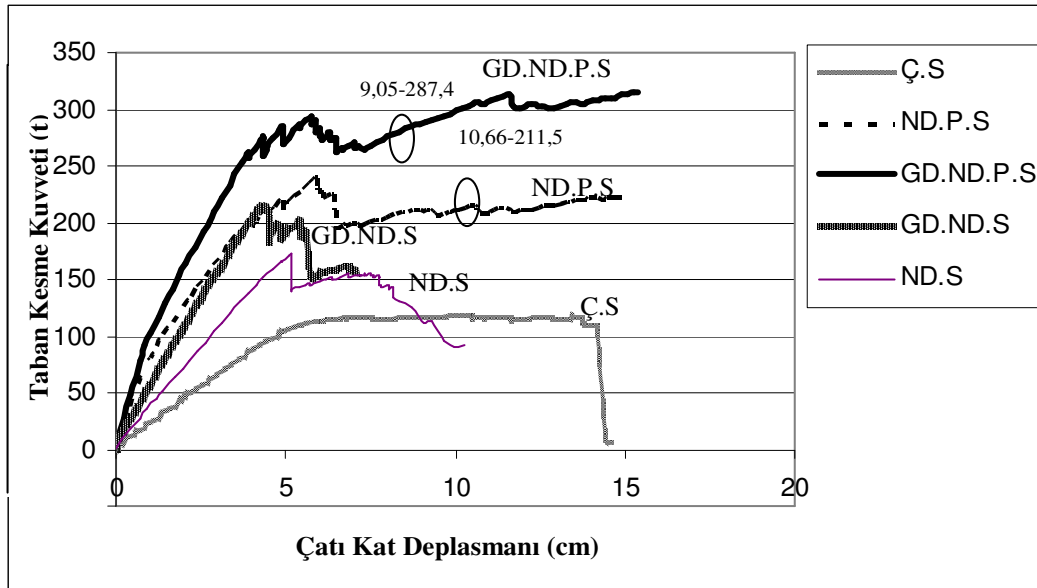
6.3 Mevcut Güçlendirilmiş Sistemlerin Karşılaştırmaları

6.3.1 X ve Y yönleri analiz sonuçları

Eski SSK binası B blok değişik açılardan incelenmiştir. Bunlar:

- i. Çerçeve sistem
- ii. Duvarlı çerçeve sistem
- iii. Duvarlı-güçlendirilmiş duvarlı sistem
- iv. Duvarlı-ilave betonarme perdeli sistem
- v. Duvarlı- güçlendirilmiş duvarlı-ilave betonarme perdeli sistem

Şekil 6.15'te sistemin yukarıdaki X yönü analiz durumlarına göre davranışı taban kesme kuvveti- çatı kat deplasmanı biçiminde gösterilmiştir.



Ç.S:Çerçeve Sistem, ND.S: Normal Duvarlı Çerçeve Sistem, ND.P.S: Normal Duvarlı-Perdeli Çerçeve Sistem, GD.ND.P.S: Güçlendirilmiş Duvarlı-Normal Duvarlı-Perdeli Çerçeve Sistem , GD.ND.S: Güçlendirilmiş Duvarlı-Normal Duvarlı Çerçeve Sistem

Şekil 6.15 X yönü tüm analiz durumlarına göre taban kesme kuvveti-çatı kat deplasmanı ilişkisi

Şekil 6.15'te daire içine alınan noktalar performans noktalarıdır. Çerçeve sistem ve duvarlı çerçeve sistem bu performans noktasına ulaşamamıştır. Tablo 6.1' de, Şekil 6.15'den elde edilen elde edilen akma başlangıcındaki (Δ_y) ve sonundaki çatı kat deplasmanları(Δ_u), süneklilik (Δ_u/Δ_y) ve maksimum taban kesmesi kuvveti değerlerine yer verilmiştir.

Tablo 6.1 X yönü çatı kat deplasman -taban kesmesi-süneklik değerleri

BİNA MODELLEME TİPİ	TABAN KESME KUVVETİ (t)	ÇATI KAT AKMA DEPLASMANI (cm)	ÇATI KAT AKMA SONU DEPLASMAN (cm)	SÜNEKLİLİK
Ç.S	117	5,3	14,2	2,7
ND.S	185	4,8	8,2	1,9
GD.ND.S	220	4,5	>7,2	>1,6
ND.P.S	239	4	>14,8	>3,7
GD.ND.P.S	330	4	>15,4	>3,9

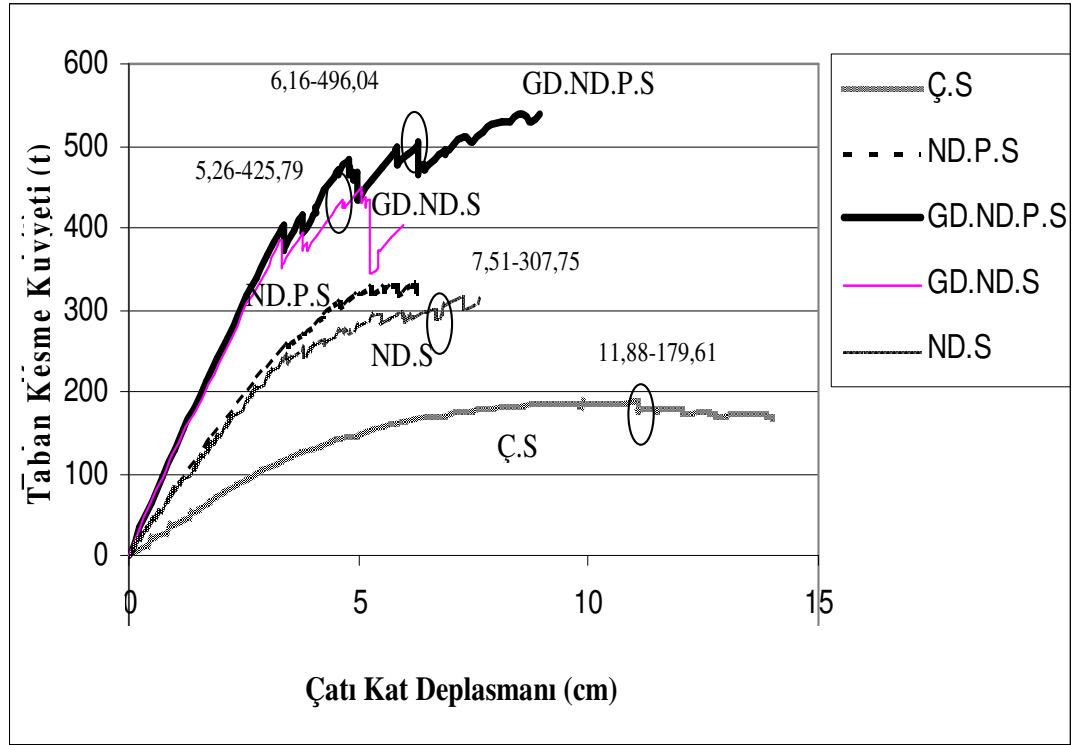
Yukarıdan anlaşılacağı üzere çerçeve sistem içine duvar yerleştirilmesi deplasman kapasitesini azaltırken; rijitliğini arttırmıştır. Güçlendirme duvarlı ve perdeli sistemde ise hem deplasman hem de taban kesmesi artmıştır. Bu analiz X yönünde yapılmıştır. Yalnızca 3 m lik perde ile yalnızca 3 m lik güçlendirme duvarlı sistemler (GD.ND.S-ND.P.S) arasında davranış ve kapasite açısından akma sonrası fark tespit edilmiştir. Bunun nedeni sadece güçlendirme duvar içeren sistemin erken göçmesidir. Tablo 6.2’de performans noktasındaki hasar miktarları gösterilmiştir.

Tablo 6.2 X yönü hasar ve performans durumu

BİNA MODELLEME TİPİ	PERFORMANS NOKTASI(cm-t)	HASAR ALAN ELEMAN SAYISI	HASAR ALAN KOLON SAYISI	HASAR ALAN KİRİŞ SAYISI	HASAR ALAN DUVAR SAYISI
Ç.S	0-0	-	-	-	-
ND.S	0-0	-	-	-	-
GD.ND.S	0-0	-	-	-	-
ND.P.S	10,66-211,5	29	2	18	9
GD.ND.P.S	9,05-287,4	28	-	16	12

Tablo 6.2'den görüldüğü üzere güçlendirilmiş duvarlı sistemlerde performans noktasında göçen kolon elemanı bulunmamıştır. Buda güçlendirme duvarlarının sistem davranışı üzerindeki etkisini yansıtmaktadır.

Şekil 6.16'da sistemlerin yukarıdaki Y yönü analiz durumlarına göre davranışı taban kesme kuvveti-çatı kat deplasmanı biçiminde gösterilmiştir.



Ç.S:Çerçeve Sistem, ND.S: Normal Duvarlı Çerçeve Sistem, ND.P.S: Normal Duvarlı-Perdeli Çerçeve Sistem, GD.ND.P.S: Güçlendirilmiş Duvarlı-Normal Duvarlı-Perdeli Çerçeve Sistem , GD.ND.S: Güçlendirilmiş Duvarlı-Normal Duvarlı Çerçeve Sistem

Şekil 6.16 Y yönü tüm analiz durumlarına göre taban kesme kuvveti-çatı kat deplasmanı ilişkisi

Şekil 6.16'da daire içine alınan noktalar performans noktalarıdır. Çerçeve sistem 7 tane kolonda önemli ölçüde hasarla performans noktasını yakalamıştır. Fakat duvarlı sistem, performans noktasına hiçbir düşey taşıyıcı eleman hasarı görmeden ulaşmıştır. Tablo 6.3. de, Şekil 6.16'dan elde edilen akma başlangıcındaki (Δ_y) ve sonundaki çatı kat deplasmanları (Δ_u), süneklilik (Δ_u/Δ_y) ve maksimum taban kesmesi kuvveti değerlerine yer verilmiştir. Tablo 5.3 ten anlaşılacağı üzere çerçeve sistem içine duvar yerleştirilmesi deplasman kapasitesini azaltırken; rijitliği arttırmıştır. X yönünde yerleştirilen perde umulduğu gibi Y yönünde önemli ölçüde katkı sağlamamıştır.

Tablo 6.3 Y yönü çatı kat deplasman -taban kesme kuvveti-süneklilik değerleri

BİNA MODELLEME TİPİ	TABAN KESME KUVVETİ (t)	ÇATI KAT AKMA DEPLASMANI (cm)	ÇATI KAT AKMA SONU DEPLASMAN (cm)	SÜNEKLİLİK
Ç.S	187	8	18	2,25
ND.S	330	3,5	>7,5	>2,1
GD.ND.S	450	3,2	>7	>2,18
ND.P.S	335	3,5	>6,2	>1,7
GD.ND.P.S	480	3,5	>9,4	>2,7

Perdeli ve perdesiz durum için grafiklerden de görüldüğü gibi sistem davranışları birbirine yakındır. Yalnızca güçlendirme duvarlı sistemde ani düşüş görülmüştür. Bunun nedeni güçlendirme duvarların bazılarının ani şekilde taşıma kapasitesini yitirmesidir. Fakat bu olumsuzluğa rağmen çerçeve sistem devreye girmiş ve grafik artışa geçmiştir. Güçlendirme duvarlı ve perdeli sistemde ise hem çatı kat deplasmanı hem de taban kesmesi kuvveti artmıştır.

Tablo 6.4 Y yönü hasar Durumu

BİNA MODELLEME TİPİ	PERFORMANS NOKTASI(cm-t)	HASAR ALAN ELEMAN SAYISI	HASAR ALAN KOLON SAYISI	HASAR ALAN KİRİŞ SAYISI	HASAR ALAN DUVAR SAYISI
Ç.S	11,88-179,61	20	7	13	-
ND.S	7,51-307,75	31	-	8	23
GD.ND.S	5,26-425,79	17	-	-	17
ND.P.S	0-0	-	-	-	-
GD.ND.P.S	6,15-496,04	38	-	8	30

Bu analiz Y yönünde yapılmıştır.Yalnızca 3 m lik perde ile yalnızca 3 m lik güçlendirme duvarlı sistemler (GD.ND.S-ND.P.S) arasında davranış ve kapasite açısından fark; güçlendirilmiş duvarların sisteme katkısından kaynaklanmaktadır.

Tespit edilmiştir. Bunun nedeni sadece güçlendirme duvar içeren sistemin erken göçmesidir. Tablo 6.4’de performans noktasındaki hasar miktarları gösterilmiştir.

Tablo 6.4 den görüldüğü üzere güçlendirilmiş duvarlı sistemlerde performans noktasında göçen kolon elemanı bulunmamıştır. Bu durum güçlendirme duvarlarının sistem davranışı üzerindeki etkisini yansıtmaktadır.

7. SONUÇLAR

7.1 Sonuçlar

- X yönü için yalnızca duvarlı ve çerçeve sistemin itme analizleri sonucu yetersiz oldukları bulunmuştur.
- Y yönü çerçeve sistemin performans noktasına ulaşmasına rağmen hasar alan kolon sayısındaki fazlalık yetersiz bir durum oluşturmuştur.
- X yönünde güçlendirme duvarlı ve betonarme perdeli sistemlerin performans noktasına ulaşabildikleri görülmüştür.
- Y yönünde sürekli duvarların fazlalığı ve sadece bu duvarlarda güçlendirilme yapılması, güçlendirme duvar etkisinin bu yönde neden fazla olduğunu açıklamaktadır.
- Duvarların harç malzemesi ve narinlik oranı parametrelerinin duvar dayanımı açısından önemli oldukları görülmüştür.
- X yönü için duvarlı durumda ki kapasite artışının yaklaşık %50, Y yönünde ise 2 kata yakın bir artış olduğu tespit edilmiştir.
- X ve Y yönleri için güçlendirilmiş duvar sisteminin yatay taşıma kapasitesini arttırmakla beraber, deplasman kapasitesini de azaldığı görülmüştür.
- Performans noktasına erişmeden inişe geçen binaların analiz sonuçları değerlendirildiğinde, tasarım depreminin bu binalar üzerinde ağır hasara neden olacağı belirlenmiştir.
- Genel olarak değerlendirildiğinde mevcut ve güçlendirme duvarlarının yanal taşıma kapasitesini arttırırken, deplasman kapasitesini azalttıkları tespit edilmiş ve çoğunlukla performans noktasında kolonların aşırı hasarlarını (göçme) engelledikleri belirlenmiştir.

7.2 Öneriler

- Özellikle duvarların, sünekliliği düşürmesi nedeni ile çerçeve sistem analizi doğrusal yapılırken R katsayısı özenle seçilmelidir.
- Güçlendirme duvarlarının her katta sürekli olması sağlanmalıdır. Kapı veya pencere boşlukları, diyagonal basınç çubuğunun oluşumunu sağlayacak şekilde bırakılmalıdır.

7.3 Geleceğe Yönelik Çalışmalar

Bu çalışmanın devamı olabilecek daha detaylı incelenmesinde fayda olabilecek bazı hususlar da vardır. Şu noktalar ileride yapılabilecek çalışmalarda incelenebilir :

- Özellikle yarım ve boşluklu duvarların sistem davranışına etkisi ayrıntılı olarak incelenebilir.
- Yüksek mukavemetli tuğlaların (harman tuğlası) dayanımları yerinde karot numune alır gibi hidrolik itkilerle ölçülebilir. Böylece gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edilebilir.
- Ayrıca düzensiz binalarda da duvarların deprem davranışına etkisi irdelenebilir.

KAYNAKLAR

- Aschheim, E., and Black, J. (2000) Yield point spectra for seismic design and rehabilitation. *Earthquake Spectra*, 16: pp. 123-182.
- ATC-40, (1996) Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, *Applied Technology Council*, Redwood City, California, pp. 135-197.
- Atımtay, E., (2000) Açıklamalarla ve Örneklerle Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Betonarme Yapılar, *Bizim Büro Basımevi*, Ankara, 1:975,25-5, 544 s.
- Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, (1966) Eski SSK hastanesi statik projesi, *Bayındırlık ve İskan Müdürlüğü Proje Bölümü*, özel proje, Denizli.
- Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, (1998) Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi Basımevi*, Ankara, s.66-73
- Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, (2006) Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, www.deprem.gov.tr, Ankara, s.132-134
- Benjamin, J.R., and Williams, H.A., (1958) The Behaviour of One-Story brick shear walls. *Journal of the structural division*, ASCE, 84: pp.173-245
- Chopra, A. K. and Goel, R., (2001) A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings. *PEER 2001/3*, 32: 475 pages.
- Clough, D. P., (1985) "Design of connections for precast prestressed concrete buildings for the effects of earthquake", *PCI technical report*, no:5, 179 pages, Illinois.
- Dawe, J. L. and Seah, C. K., (1990) Out of plane resistance of concrete masonry infilled panels. *Journal of the Canadian society of civil engineering.*, 132: pp.854-864
- Fajfar, P., (2000) A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16: 340 pages.
- FEMA 356, (2000) Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, 432 pages.
- Franklin, H. A. (1970), -department of civil engineering university of California-, "Nonlinear analysis of reinforced concrete frame and panels", *SESM 70-5*, Berkeley, p.197.

- Haseltine, B.A., West, H.W.H., and Tutt, J.N., (1977) Design of Walls to Resist Lateral Loads. *The Structural Engineers*, Pt 2, No:10, 55: pp 422-430.
- Holmes, M.,(1963) Combined loading on infilled frames. *Proceedings of the institution of civil engineers*, 25: pp.31-38.
- Kaplan, H., Tama, S.Y., Ün, H., Akyol, E., Yılmaz, S., (2006) İnşaat Mühendisliği Bölümü,"Eski SSK Hastanesi Depremsellik İnceleme Raporu", *PAÜ*, Denizli, s. 6-51.
- Kaplan, H.,(2004) İnşaat Mühendisliği Bölümü ,"Deprem fotoğrafları arşivi", *PAÜ*, Denizli.
- Kubin, J., (1999) Tipik deprem hasarları ve nedenleri, "*Sanal Gazete*" <http://www.sayisigrafik.com.tr/gazete>, (08.07.2006).
- McDowell, E.L., McKee, K.E. and Sevin, E.,(1956) Arching Action Theory of Masonry Walls. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Journal of the Structural Division, No.ST2,82: pp. 915-1 to 915-18.
- Otani, K., Hiraishi, M., Midorikawa, K., Teshigawara, O., (2000) New seismic design provisions in Japan. *2000 Fall ACI Convention*, Toronto, 175 pages.
- Panagiotakos, O. Fardis, M. N., (1998) Deformation-controlled seismic design of RC structures. *ACI*, pp. 147-193.
- Paulay, T., (1975) Reinforced Concrete and Masonry Structures, *John Wiley & Sons*, New York, s 533-638.
- Priestley, M. J., (1997) Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings, *JEE*, 1: pp.41-52
- Priestley, M.J., (2000) Performance Based Seismic Design", *Proc. 12 th World Conf. Earthq. Engng*, Toronto, pp.61-73
- Richard, E. A., (1994) Behaviour of reinforced concrete frames with masonry walls, Ph. D. Thesis, *University of Illinois*, Urbana, p.211.
- SAP 2000, Manual, Computers and Structures, versiyon 8, www.csiberkeley.com, California, USA.
- Smith, S., (1962) Lateral stiffness of infilled frames. *Journal of the structural division (ASCE)*, 88: pp. 183-199
- Storm, J.H., (1973) A finite element model to simulate the nonlinear response of reinforced concrete frames with masonry filler walls, Ph. D. Thesis, *University of Illinois*, Urbana, p.242
- Timoshenko, S., and Woinowsky, S., (1959) Theory of plates and shells. *Mc Graw-Hill*, 32: pp.35-53

Yılmaz, S., (2004) Tek katlı prefabrik yapıların deprem davranışı ve türk deprem yönetmeliğinin prefabrik yapılar açısından değerlendirilmesi., Yüksek Lisans Tezi, *Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Denizli, 137s.

ÖZGEÇMİŞ

1981 yılında Denizli'nin Tavas ilçesinde doğdu. İlkokulu Tavas'ta, orta ve lise öğrenimini Denizli'de tamamladı. 1999 yılında Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünü kazanarak lisans dönemini dört senede tamamlayarak 2003 yılında mezun oldu. Aynı yıl Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim Dalı yüksek lisans programına yeterlilikleri sağlayarak kabul edildi. Bu süre zarfında yapı denetimde bir fiil olarak çalıştı ve okuldaki mevcut kamu binalarının güçlendirilmesi çalışmalarına yüksek lisans kapsamında iştirak etti. Üç senedir bu bölümde tez çalışmalarına devam ediyor.

