

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**AYAKLI BETONARME SU DEPOLARININ
TASARIM KURALLARI VE
DEPREM ETKİSİNDEKİ DAVRANIŞI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Ragıp DEMİRÖREN

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2005

**AYAKLI BETONARME SU DEPOLARININ
TASARIM KURALLARI VE
DEPREM ETKİSİNDEKİ DAVRANIŞI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. RAGIP DEMİRÖREN
(501991240)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 6 Mayıs 2005
Tezin Savunulduğu Tarih : 30 Mayıs 2005**

**Tez Danışmanı : Prof.Dr. Zekai CELEP
Diğer Jüri Üyeleri Prof. Zekeriya POLAT (Y.T.Ü.)
Doc.Dr. Turgut ÖZTÜRK**

MAYIS 2005

ÖNSÖZ

Bugünlere ulaşmamda çok büyük emek sarfeden sevgili aileme, öğrencisi olmaktan onur duyduğum ve tez çalışmam sırasında yardımlarından dolayı sayın hocam Prof. Dr. Zekai CELEP'e ve İnşaat Mühendisliği bölümündeki değerli öğretim üyelerine ve her türlü kolaylığı gösteren sevgili arkadaşlarıma teşekkürlerimi sunarım.

Mayıs 2005

Ragıp DEMİRÖREN

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
SEMBOL LİSTESİ	vii
ÖZET	ix
SUMMARY	x
1. GİRİŞ	1
1.1. Giriş ve Çalışmanın Amacı	1
2. SU DEPOLARININ UYGULAMADAKİ YERİ VE ŞEKİLLERİ	3
2.1. Depoların Seçimi ve Yapımında Kullanılacak Malzemeler	3
2.2. Depoların Şekilleri	3
3. SU DEPOLARINA ETKİYEN YÜKLER VE DEPREM DAVRANIŞI	5
3.1. Su Depolarına Etkiyen Yükler	5
3.2. Su Depolarının Dinamik Davranışı	6
3.2.1. Deprem hesabı	6
3.2.2. Su depolarında hidrodinamik basınçların etkisi	8
4. AYAKLI SU DEPOLARI	22
5. GEÇİRİMSİZLİĞİN SAĞLANMASI	30
5.1. Çatlak Kontrolü	30
5.1.1. DSİ Genel Şartnamesi	30
5.1.2. ACI 350R-9 Şartnamesi	31
5.1.3. BS 8007 : 1987	32
5.2. Derz Detayları	34
6. ÖRNEK	38
6.1. Örnek Yapı Sisteminin Tanıtılması ve Yüklemeler	38
6.2. Mevcut Sistemin Tahkiki	41
6.3. Yeniden Yapılan Düzenlemeye Göre Kesit Tahkiki	52
6.3.1. 1.Deprem bölgesinde kolon ve kiriş donatısının hesaplanması	
DSİ Genel Şartnamesi	54
6.3.1.1. Kolon hesabı	54
6.3.1.2. Kiriş kesit hesabı	56
6.3.1.3. Kiriş çatlak hesabı	59
6.4. Su Deposunun Lineer Olamayan Statik Analizi	65
6.4.1. Mevcut yapı sisteminin performans kontrolü	67

6.4.2. Yeniden düzenlenen yapı sisteminin performans kontrolü	71
6.4.3. Kapasite eğrilerinin karşılaştırılması	72
6.4.4. Yeniden düzenlenen yapının performansının belirlenmesi	73
6.4.5. Deprem bölgelerine göre kapasite eğrilerinin karşılaştırılması	74
6.5. Sonuç	75
KAYNAKLAR	76
ÖZGEÇMİŞ	77

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 3.1. Tasarım Değerleri –H/r- Oranına Göre	19
Tablo 5.1. Çekme ve eğilme gerilmeleri için müsaade edilen donatı gerilmeleri	33
Tablo 6.1. Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (1. deprem bölgesi)	43
Tablo 6.2. Görelî Kat Ötelemeleri (1. deprem bölgesi)	44
Tablo 6.3. Kolon Donatısının Elle Hesaplanması (1. deprem bölgesi)	46
Tablo 6.4. Kolondaki Mevcut Donatının ve Hesaplanan Donatının Karşılaştırılması	46
Tablo 6.5. Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (2. deprem bölgesi)	47
Tablo 6.6. Görelî Kat Ötelemeleri (2. deprem bölgesi)	48
Tablo 6.7. Kolon Donatısının Elle Hesaplanması (2. deprem bölgesi)	49
Tablo 6.8. Kolondaki Mevcut Donatının ve Hesaplanan Donatının Karşılaştırılması	49
Tablo 6.9. Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (3. deprem bölgesi)	50
Tablo 6.10. Görelî Kat Ötelemeleri (3. deprem bölgesi)	51
Tablo 6.11. Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (Yeni düzenleme)	52
Tablo 6.12. Görelî Kat Ötelemeleri (Yeni düzenleme)	54

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 3.1 : Ortalama İvme Spektrum Eğrisi	7
Şekil 3.2a : Deprem anında haznedeki suyun davranışı	9
Şekil 3.2b : Haznedeki su için yapılan modelleme	10
Şekil 3.3 : Ayaklı su deposu	13
Şekil 3.4 : M_0	14
Şekil 3.5 : Dikdörtgen ve Dairesel Depolar	16
Şekil 3.6 : Tek serbestlik dereceli genelleştirilmiş sistem	18
Şekil 3.7 : Geçici ve kararlı titreşim modlarına ait C_i ve C_c katsayılarının değişimi	20
Şekil 4.1 : Ayaklı su deposu	22
Şekil 4.2 : Düşey şerit hesabı	26
Şekil 4.3 : Düşey şerit için donatı şeması	27
Şekil 4.4 : Yatay şerit hesabı	28
Şekil 4.5 : Duvarlarda Oluşan Moment Diagramı	29
Şekil 4.6 : Yatay şeritlendirme için donatı şeması	29
Şekil 5.1 : Eğilme etkisindeki kesitte etkili çekme alanı	31
Şekil 5.2 : Etkili eğilme alanı	32
Şekil 5.3 : İnşaat derzi	34
Şekil 5.4 : Tam daralma derzleri	35
Şekil 5.5 : Genleşme derzleri	36
Şekil 5.7 : Kayma derzi	37
Şekil 6.1 : Ayaklı su deposu	39
Şekil 6.2 : Yapıya ait kat kütleleri	40
Şekil 6.3 : SAP2000 programındaki yapı modellemesi	41
Şekil 6.4 : Kolon ve kirişe ait donatı teçhizatı	60
Şekil 6.5 : Temel Kalıp ve Donatı Planı	61
Şekil 6.6 : Temel Dairesel Kiriş Donatısı	62
Şekil 6.7 : 5.00 m Kotundaki Dairesel Plak Donatısı	63
Şekil 6.8 : I-I Kesiti	64
Şekil 6.9 : Basit Eğilme Etkisinde Eğilme Momenti-Eğrilik Bağıntısı	65
Şekil 6.10 : Mevcut Su Deposunun X Yönünde Performans Kontrolü	69
Şekil 6.11 : Kapasite Eğrisindeki Tanımlamalar	70
Şekil 6.12 : 1.Mod Yükleme İçin Kapasite Eğrisi (kN-cm)	70
Şekil 6.13 : 1.Mod Yükleme İçin Kapasite Eğrisi (kN-cm)	71
Şekil 6.14 : Yapının X Yönündeki Kapasite Eğrileri (kN-cm)	72
Şekil 6.15 : Yeniden Düzenlenen (C25-S420) Su Deposunun B Tipi Yapı Davranışı	73
Şekil 6.16 : 4. Deprem Bölgesine Ait Performans Kontrolü	74

SEMBOL LİSTESİ

a	: En büyük agrega çapı
A(T)	: Spektral ivme katsayısı
A₀	: Etkin yer ivme katsayısı
A_s	: Donatı alanı
b_w	: Kiriş taban genişliği
c	: Sıcaklık direnç katsayısı
C	: Deprem katsayısı
C_t	: 1.peryot hesap katsayısı
d	: Çalkalanma sonucu oluşan dalga yüksekliği
d_i	: Kat yer değiştirmesi
E	: Malzeme elastisite modülü
f_{cd}	: Betonun basınç dayanımı
f_{ctd}	: Betonun çekme dayanımı
f_{yd}	: Donatının çekme dayanımı
g	: Yer çekimi ivmesi
H_N	: Yapının temel üstünden ölçülen toplam yüksekliği
I	: Yapı önem katsayısı
k	: Yay rijitliği
k₀	: Zemin yatak katsayısı
m	: Kat kütlesi
M	: Eğilme momenti
M₀	: Su haznesinde yapılan modelleme sonucu belirlenen su kütlesi
N	: Eksenel kuvvet
p_b	: Depo haznesinin tabanına etkiyen basınç
p_{kr}	: Kritik yükleme
p_w	: Depo haznesinin duvarına etkiyen basınç
Q	: Depo haznesindeki toplam taban kesme kuvveti
R	: Taşıyıcı sistemin davranış katsayısı
R_a(T)	: Deprem yükü azaltma katsayısı
s	: Donatı aralığı
S_a/g	: Ortalama ivme katsayısı
S(T)	: Spektrum katsayısı
T	: Serbest titreşim periyodu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
T_{imp}	: Geçici moda ait doğal periyot
T_{con}	: Kararlı moda ait doğal periyot
T₁	: Yapının 1. doğal titreşim periyodu
V	: Kesme kuvveti
V_t	: Eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanan toplam deprem yükü
V_{tB}	: Mod birleştirme yöntemiyle hesaplanan toplam deprem yükü

w_m	: Çatlak genişliği
w_i	: Kat kütlesi
w_k	: Karakteristik çatlak genişliği
x	: Yatay yer değiştirme
y	: Düşey yer değiştirme
z	: Çekme kuvveti
Δ	: Kolonun alt ucunun üst ucuna göre yer değiştirmesi
Δ_i	: Göreli kat ötelemesi
\varnothing_h	: Etriye donatısı çapı
\varnothing_l	: Boyuna donatı çapı
γ	: Suyun özgül ağırlığı
ε	: Kayma gerilmesi
ρ	: Donatı oranı
σ_{rs}	: Çatlama anında donatıdaki gerilme

AYAKLI BETONARME SU DEPOLARININ TASARIM KURALLARI VE DEPREM ETKİSİNDEKİ DAVRANIŞI

ÖZET

Günümüzde gelişmiş inşaat teknolojisi yardımıyla inşa edilen yapıların depreme karşı dayanımının sağlanması, tasarım aşamasında en çok dikkat edilmesi gereken noktadır. Özellikle meydana gelebilecek bir depremde , yangınla mücadele edebilmek ve salgın hastalıkların önüne geçebilmek için su depoları hasar görmemelidir. Bu çalışmada ayaklı su depolarının deprem hareketi karşısındaki davranışı incelenmiştir.

İlk olarak depo haznesindeki su kütesinin deprem hareketi üzerinde durulmuş ve haznedeki su kütesinin deprem davranışı modellenmiştir. Deprem anında su kütlesi, oluşan titreşim sonucu hazne duvarlarına hidrodinamik etki göstermektedir. Hidrodinamik basınçlar hazne duvarlarının boyutlandırılmasında ön plana çıkmaktadır.

Ayaklı su depolarının maruz kaldığı yükler üzerinde durularak hesap yöntemleri hakkında bilgi verilmiştir. Ardından çatlak genişliği hesabında izlenecek yöntemler ve yönetmeliklerde getirilen sınırlamalar açıklanmıştır. BSI ve DSI’de su tutucu yapılar için verilen derz çeşitlerine değinilmiş ve gerekli derz detayları verilmiştir.

Bu çalışmada örnek olarak DSI tarafından hazırlanan 25m yüksekliğindeki 75 m³ lük ayaklı su deposuna ait tip proje ele alınmıştır. Ayaklı su deposuna ait yapı sisteminin mevcut kesitleri ve malzeme özellikleri alınarak, 4 ayrı deprem bölgesi için hesaplar tekrarlanarak görelî kat ötelemeleri, rijitlik düzensizliği ve kolonlara ait kesit tesirleri kontrol edilmiştir.

Hesaplarda Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve dinamik analiz için Mod Birleştirme Yöntemi kullanılmıştır. Katlardaki döşemeler için rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Dinamik analizle bulunan taban kesme kuvveti V_{tB} , Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemiyle bulunan taban kesme kuvveti V_t ’den küçük olduğu durumlarda dinamik analizle bulunan tüm iç kuvvet ve yer değiştirmeler V_t / V_{tB} oranında büyütülmüştür. Mevcut yapıya ait kolon donatı alanları, abaklar yardımıyla ve SAP2000 programıyla hesaplanan donatı alanlarıyla karşılaştırılmıştır. Ardından yapı, malzeme özellikleri ve kiriş boyutu değiştirilerek 1. deprem bölgesi için yeniden analiz edilmiştir. Bulunan tesirler göz önüne alınarak kolon ve kiriş donatısı hesaplanarak donatı detayı verilmiştir.

Ele alınan yapının 4 deprem bölgesi için bulunan sonuçlar değerlendirildiğinde, depo haznesinin bulunduğu en üst katın altında yumuşak kat oluştuğu ve DSI tarafından verilen tip projenin mevcut ABYYHY98’e göre özellikle 1. ve 2. deprem bölgesindeki yapılar için yetersiz kaldığı görülmüştür.

THE DYNAMIC BEHAVIOR AND DESIGN RULES OF ELEVATED WATER TANKS

SUMMARY

Today, it is important for the buildings which to constructed by the help of advanced construction technology to provide earthquake resistance at the stage of design. Particularly, the water tanks should be not damaged for the controlling fires and to stop contagious disease after earthquake.

In this thesis, the dynamic behavior of elevated tank during earthquake is studied.

At first, it was examined for the dynamic behavior of water in tank is studied and this behavior is illustrated. The hydrodynamic forces which is being with sloshing by an earthquake exert on the tank wall. The hydrodynamic forces are imported for design of the water tank walls.

The loads of the elevated water tank are explained along the procedure for analysis. The control of crack spacing and the giving limits by Codes were explained. The kind of construction joints and detail of joints at the retaining water structures.

In this study, the typical project of an elevated tank which prepared by DSI is examined for an example.

In the analysis Equivalent Earthquake Load Method and Modal Superposition Method are used. In both methods the slabs are assumed to be rigid diagram.

If the total earthquake load V_t which is calculated by using Equivalent Earthquake Load Method is greater than the total earthquake load V_{tB} which is calculated with Modal Superposition Method, the whole internal forces and displacements were multiplied by the ratio of V_t / V_{tB} .

The area of column bars of the model was compared with the areas which were calculated with SAP2000 and with tableau. Afterwards, the characteristic of material and the dimension of beam are changed and this new structure was calculated again for first earthquake zone.

When the results of four earthquake zones were compared in this example, “the weak story” was being at the floor of under the water tank and typical project of DSI was not available enough for first and second earthquake zones according to Turkish Earthquake Code98.

1. GİRİŞ

1.1. Giriş ve Çalışmanın Amacı

İnsanoğlu yüzyıllardan beri suyu depolamaya ve bu depolanan suyu gerekli yerlere ulaştırma ihtiyacı duyar. İhtiyaç duyulan yerlere ekonomik ve uygun şekilde suyun sevk edilmesi amacıyla çeşitli şekillerdeki su depoları tesis edilmiştir. Temiz su depoları bu amaçla ayaklı, zemin üstü, gömme ve kısmen gömme su depoları olarak inşa edilmiştir.

İçme suyu için insanlık tarihinde kayalara oyulmuş çanaklar, küçük veya büyük boyutlu ahşap fiçiler kullanılmıştır. Sanayideki gelişmeler sonucunda ise metal endüstrisinin katkısıyla korozyona karşı hassas olmalarına rağmen çelik depolar imal edildi. Bugün bile birçok alanda gerek hafifliği gerekse montaj kolaylığı nedeniyle çelik depolar tercih edilmektedir.

Şehirlerin su ihtiyacının karşılanması ve endüstride kullanılması için büyük kesitli betonarme su depolarının bulunuşunun 1. ve 2. dünya savaşı sırasında olduğu belirtilmektedir. Betonarme su depolarının en büyük sorunu sızdırmazlığın sağlanmasıdır. Depolar hesap, sızdırmazlık ve dayanıklılık yönünden bir takım ortak kriterlere göre değerlendirilirler. Ayrıca her bir depo kullanım amacının gerektirdiği şekilde mekanik ve elektrik donanımına sahip olacaktır. Taşıyıcı sistem özelliklerine göre de farklılıklar olmaktadır.

Taşıyıcı sistem seçimi ve malzeme karakteristikleri özellikle deprem kuşağındaki bölgelerde oldukça önem taşımaktadır. Su depolarının deprem dayanımının sağlanması için gerekli tahkiklerin yapılması gerekmektedir. Alaska (1964), Parkfield (1966), Niigata (1964), Taiwan (1999) depremlerinde sıvı depolarının büyük zararlar gördüğu belirlenmiştir.

Son yıllarda özellikle büyük kentlerde meydana gelen depremlerde yangınla mücadelenin çok önemli olduğu görülmüştür. Kobe (1995) depreminde yangından meydana gelen can ve mal kaybı büyük boyutlarda olmuştur.

Bu sebeple deprem anında özellikle büyük şehirlerde su depolarının kullanılabilir durumda olması, hem salgın hastalıkların önlenmesi hem de yangınla mücadele için hayati önem taşımaktadır.

Ülkemiz deprem kuşağında bulunmakta olup bir çok şehri gibi medeniyetler şehri İstanbul'da büyük bir deprem riski ile karşı karşıya bulunmaktadır. Bir yandan İstanbul'da 12 milyonun üzerinde insanın yaşaması diğer yandan ülke ekonomimizin temel kuruluşlarının bu şehirde bulunması nedeniyle meydana gelecek muhtemel bir deprem, ülkemizin en önemli sorunu haline gelmiştir.

Meydana gelebilecek bir depremde, yangınla mücadele edebilmek ve halka temiz su sağlayarak olabilecek salgın hastalıkların önüne geçebilmek için su depolarının hasar görmemesi gerekmektedir. Bu bakımdan su depolarının projelendirilmesi ve inşası özellikle önem taşımaktadır.

Bu çalışmada su depolarının çeşitleri, depolara etkiyen yükler, deprem anında davranış, hidrodinamik kuvvetler, ayaklı su depolarının tasarım yöntemleri, çeşitli şartnamelere göre çatlak kontrolü, birleşim yerleri ve derz detayları hakkında bilgiler verildikten sonra örnek olarak DSİ'ye ait tipik 75 m³ lük ayaklı su deposu ele alınmış ve deprem yönetmeliğine göre tahkik edildikten sonra yeni düzenlemeye göre kesit hesabı yapılmıştır.

2. SU DEPOLARININ UYGULAMADAKİ YERİ VE ŞEKİLLERİ

2.1. Depoların Seçimi ve Yapımında Kullanılacak Malzemeler

Depoların hacimleri ihtiyaç duyulan depo edilecek su miktarına, besleme imkanlarına ve ihtiyaç değişimine göre tespit edilir. Endüstri de göz önüne alınarak ihtiyacın karşılanacağı nüfuz başına belirlenecek günlük tüketimin pik değerlerine bağlı olarak depo hacmi belirlenir. Ayaklı su depolarında yükseklik, kayıplar göz önüne alınarak istenilen su basıncına göre belirlenmektedir.

Depo hacmi belirlendikten sonra deponun malzemesinin ve şeklinin belirlenmesine geçilir. Depolar çelik, betonarme, öngerilmeli beton, prefabrike beton ve ahşap olarak inşa edilebilir. Malzeme seçiminde sızdırmazlık derecesi, deponun şekli, maliyet ve bakım giderleri göz önüne alınmalıdır. Örneğin ayaklı depo için seçilecek malzemenin kagir olması beklenemez.

2.2. Depoların Şekilleri

Depoların şekilleri belirlenirken statik, sızdırmazlık, yer, ekonomi ve işletme rol oynamaktadır. İhtiyaç durumuna göre birden fazla su deposu kullanılabilir. Bu sistemin ihtiyacı olduğu gibi yedek bir deponun gerekli olduğu durumlarda ortaya çıkar. Depo edilen su, depo cidarına basınç kuvveti tatbik etmesinden dolayı depo duvarlarında normal kuvvet ve moment oluşur. Bunlar göz önüne alınarak deponun yatay kesiti dairesel, kare, dikdörtgen veya çokgen olabilir.

Depo kesitlerinin, oluşan normal kuvvet ve momenti karşılayacak boyutlara ve donatıya sahip olması gerekir. Kesit etkisi olarak çatlama da göz önüne alınmalıdır. Kesit tesirlerini karşılama söz konusu olduğunda dairesel kesitlerin statik bakımdan diğer kesitlere üstün olduğu görülür. Çünkü eğilme momenti oluşan kısımları azdır ve değer olarak diğer kesitlerden daha azdır. Oturma alanı değerlendirildiğinde de daha az yer kaplamalarına karşın, eğri yüzeyli kalıp kullanılması gerektiğinden maliyet bakımından üstünlüğe sahip değildirler. Yine kesit etkileri göz önüne alındığında kare kesitlerde etkilerin dağılışı daha dengeli olduğu için dikdörtgen kesitlere göre daha çok tercih edilirler. Statik yönden üstünlükleri yanında daha ekonomik olmaktadır.

Depoların yüksekliklerinin tespitinde deponun fonksiyonu etken olmaktadır. Statik düşünceler, çıkış borularındaki basınç gibi gerekler depo derinliğinin seçiminde etkendirler. Depoların düzenlenmesi ise çeşitli şekillerde yapılabilir. Deponun fonksiyonu ve ekonomi göz önüne alınarak zemine tamamen gömülü, kısmen gömülü, zemin üstünde veya ayaklı su depoları tesis edilmektedir.

Sıcaklık değişimlerine karşı zemine tamamen gömülü depolarda tavan 50-100 cm kalınlığında toprakla kaplı olur. Böylece yazın sıcağa kışın soğuğa karşı korunma sağlanmış olur. Depo duvarları plaklar şeklinde olup, deponun üzerinin açık olduğu durumlarda duvarlar düşey doğrultuda çalışan konsol döşeme olarak hesap edilirler.

Depo duvarlarının maruz kaldığı su basıncı derinlikle lineer olarak değişmektedir. Bundan dolayı da üçgensel yüklere maruz plak çözümleri söz konusu olmaktadır. Plakların mesnet şartları konsol döşeme, ankastre veya mafsallı bir döşeme gibi farklı olabilir.

3. SU DEPOLARINA ETKİYEN YÜKLER VE DEPREM DAVRANIŞI

3.1. Su Depolarına Etkiyen Yükler

Depoların projelendirilmesi sırasında ilk etapta zati yükler hesaba alınacaktır. İkinci olarak depolanacak su yükü göz önüne alınır. Suyun yalnızca ağırlığının değil ayrıca deponun duvarlarına yaptığı su basıncının da hesaba alınması gerekir ki, zaten en önemli problemde bu olmaktadır. Suyun temasta bulunduğu yan duvarların boyutlandırılmasında su basıncı etkili olmaktadır. Su basıncı, su yüzeyi ile etkilediği yüzeydeki noktanın arasındaki kot farkının suyun özgül ağırlığı ile çarpımı kadar bir şiddette üçgen yayılı normal kuvvet olarak etki etmektedir.

Deponun toprağa kısmen veya tamamen gömülü olduğu durumlarda toprak etkisi de göz önüne alınmalıdır. Toprak basıncının su basıncı ile birlikte veya ayrı ayrı yapıya etki etmeleri durumu değerlendirilmelidir. Toprak basıncının başlangıçtan itibaren ve sürekli mevcut olup olmayacağı dikkatli bir şekilde ele alınmalıdır. Depoda su bulunmadığı durumda toprak etkisi göz önüne alınmalıdır. Suya doymuş zeminlerde depoya uygulanan basınçta bu doymuşluk hesaba katılır.

Depo tabanının mümkün olduğunca yer altı su seviyesinden yukarıda olması gerekir. Aksi takdirde suyun kaldırma kuvvetinin etkisi de göz önüne alınarak deponun ağırlığı ile bu etki karşılaştırılmalıdır. Gerekli görülürse yapıya ilave beton tabakası ile ağırlık eklenmesi yapılabilir. Depoda su bulunmaması göz önüne alınarak kaldırma tahkiki yapılmalıdır.

Gömme depolarda depo tavanının üzerindeki toprak yükü hesaplanmalıdır. Ayaklı depolar diğerlerinden farklıdır. Bu depolarda deponun kendi yapı ağırlığı ve su yükü olan düşey yüklerden başka rüzgar yükünün ve en önemlisi deprem etkisinin göz önüne alınması gerekir. Buna karşılık zorunlu hallerde zemine gömülü ve zemin üstü depolar da deponun şekli, boyutları göz önüne alınarak deprem hesabı yapılmalıdır. Zemine gömülü depolarda ise sıcaklık değişimi, diğer depolara göre daha fazla dikkate alınması gereken bir etken olmaktadır. Rötne ve sünme etkileri bütün depo çeşitlerinde göz önüne alınmalıdır.

3.2. Su Depolarının Dinamik Davranışı

Su depoları deprem anında iki ayrı noktadan değerlendirmeye alınması gereklidir. Deprem sırasında deponun yapısal davranışı özellikle ayaklı depolarda yapının özel periyodu dolayısıyla spektrum katsayısının da göz önüne alınmasından dolayı diğer depolardan farklılık göstermektedir.

Ayrıca deprem sırasında haznede bulunan su kütlelerinin çalkalanması sonucunda hazne yapısı elemanlarına etki eden hidrodinamik basınçlar meydana gelmektedir. Hidrodinamik etkilerin tam olarak çözülmesi çok zor olmakla beraber gerekli idealleştirmeler sonucunda hesaplanabilmektedir. Aşağıda ilk olarak daha dikkate alınması gerekmesinden dolayı ayaklı depolar için yapılacak deprem hesabı hakkında kısa bir bilgi verilecektir. Ardından depo haznelerindeki hidrodinamik etkilerin hesabı için yapılmış çalışmalara ve Hindistan Standardı IS:1893 teki belirtilen hesap yöntemine değinilecektir.

3.2.1. Deprem hesabı

Ayaklı su depolarında deprem hesabı yapılırken kütlesi ağırlık merkezinde toplanmış gibi düşünülebilir. Böylece sistem bir serbestlik dereceli sistemler gibi hesaplanabilir. Serbest titreşim periyodu T ,

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta}{g}} \quad (3.1)$$

denklemleri ile ifade edilir. Bu formülde, sistemin w ağırlığına eşit ve ağırlık merkezine etkiyen yatay kuvvet etkisinde su kulesinin tepesinde meydana gelen yer değiştirme Δ , yer çekim ivmesi de g ile gösterilmiştir. Tek serbestlik dereceli bu sistemde çelik depolar için kritik sönümün %2 , betonarme depolar için %5 sönüm katsayısı olarak alınabilir.

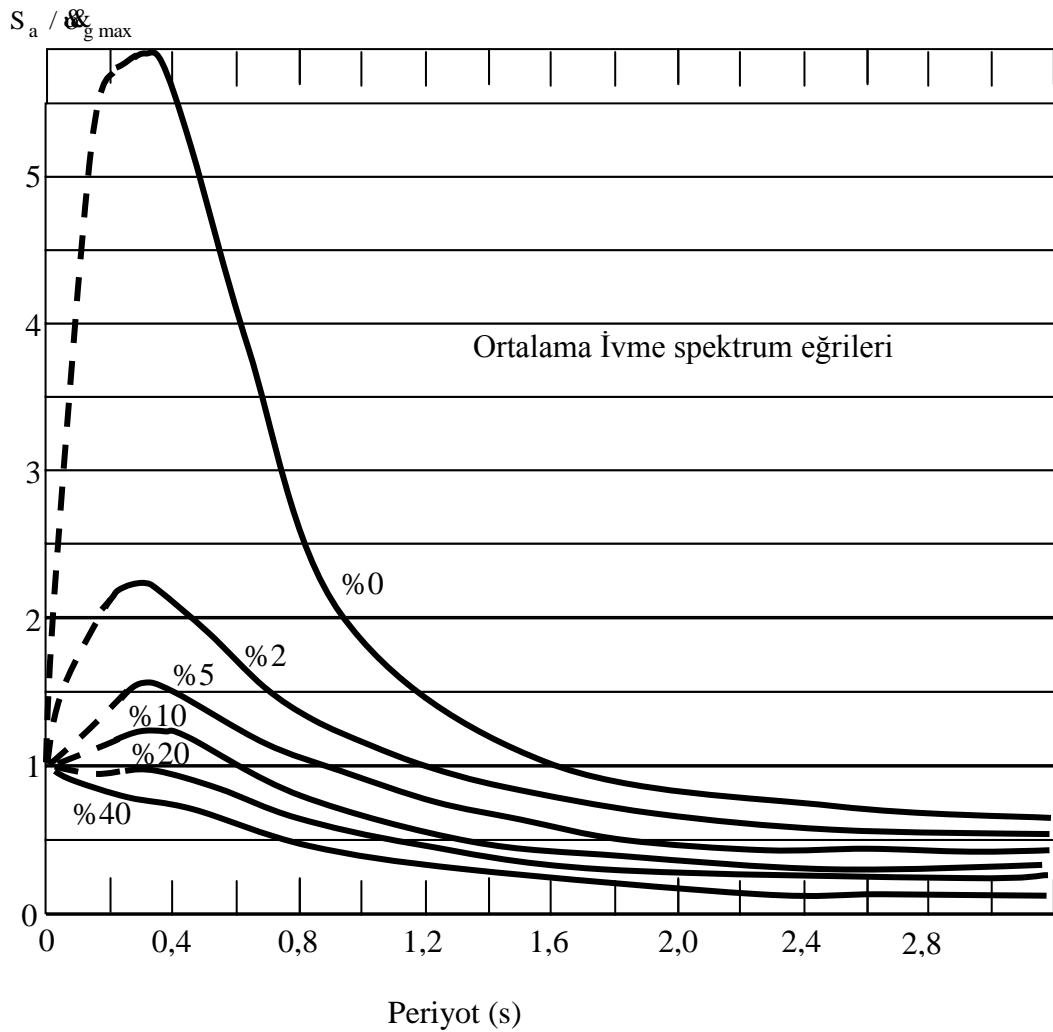
Eğer $H_N \leq 25$ m olması durumunda ve üçüncü ve dördüncü deprem bölgelerinde binaların birinci doğal periyodunun hesaplanması için aşağıda verilen Denklem 3.2 den de yararlanılabilir.

$$T = C_t H_N^{0.75} \quad (3.2)$$

Denklem 3.2 de, H_N yapı toplam yüksekliğini göstermektedir. C_t ise taşıyıcı sistemi betonarme çerçevelerden oluşan yapılarda 0.08 alınabilir. Su haznesinin boş ve dolu olma durumları için ayrı ayrı hesap yapılmalı ve dolu durum için yapılan hesapta boş duruma ait ağırlığa su kütesinin ağırlığı da eklenmelidir.

T periyodunun hesabından sonra ortalama ivme spektrumları grafiğinden ortalama ivme katsayısı okunacaktır.

Bir serbestlik dereceli sistemin verilmiş bir deprem hareketi için değişik sönüm oranları ve değişik periyot değerleri kabul edilerek deprem davranışının zamana bağlı olarak belirlenmesi ve bu zamana bağlı davranıştan en büyük değer alınmasıyla spektrum eğrileri elde edilmektedir.



Şekil 3.1 Ortalama İvme Spektrum Eğrisi

Bu spektrum eğrileri belirli bir depremi karakterize eder. Tabii ki bu noktada deprem kaydının alındığı nokta da önem kazanmaktadır. Zemin koşulları, deprem yerinin kayıt yerine olan uzaklığı ve deprem hareketinin kaydedildiği yerin zemin karakteristiklikleri etken olmaktadır. Spektrum eğrileri belirli bir deprem için hazırlandığı için genel özellikleri aynı kalmakla beraber, tepeler ve inişler farklı noktalarda olmaktadır.

Bu durum için Ortalama Spektrum eğrisi elde edilmeye çalışılmıştır. Housner tarafından bu amaçla dört ayrı deprem kaydı birleştirilip iki birleşenin boyutsuzlaştırılıp ortalamalarının alınmasıyla elde edilen ortalama ivme spektrum eğrisi Şekil 3.1 de verilmiştir. Şekil 3.1 den T periyodu ve sönüm oranına göre ortalama ivme katsayısı S_a / g_{max} okunacaktır.

Genel olarak değişik deprem yönetmeliklerinde; spektrum grafiğinden okunan S_a / g_{max} ivme spektrum katsayısı ilgili yönetmeliklere göre çeşitli değerlerle çarpılarak C deprem katsayısı elde edilir. Çarpılan faktörler deprem bölgesi katsayısı, yapı önem katsayısı, zemin katsayısı gibi yapının deprem sırasında davranışına etki eden katsayılardır.

C deprem katsayısı ile W ağırlığı çarpılmak suretiyle elde edilen kuvvetin ağırlık merkezine etkidiği kabul edilecektir. Böylece bu yatay kuvvet etkisi altında taşıyıcı sistemin hesabı yapılacaktır.

3.2.2. Su depolarında hidrodinamik basınçların etkisi

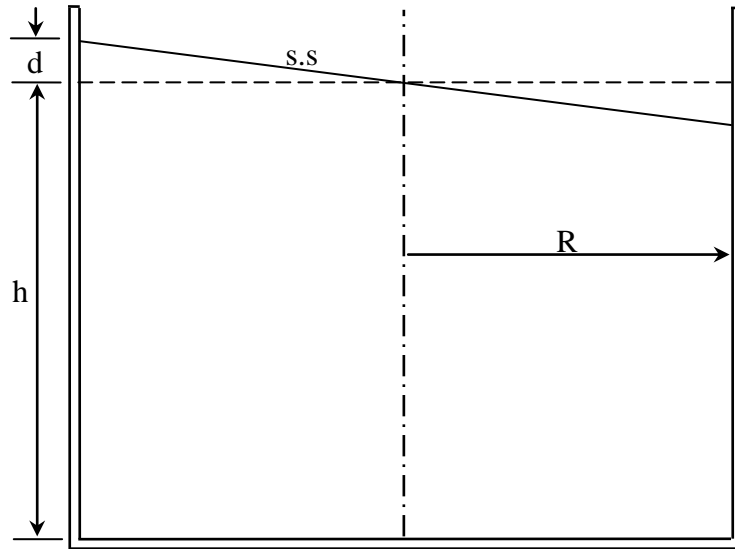
Su depolarının hazneleri ya tamamen tavanına kadar su ile dolu olmakta ya da bir miktar da olsa tavanda boşluk bulunmaktadır. Tavanına kadar su dolu haznelerde deprem sırasında su kütlesi depo yapısı ile birlikte hareket eder. Bu tür durumlarda suyun titreşiminin bir etkisi olduğunun kabul etmek yanlış olur. Su yüzeyinin üzerinde az da olsa boşluk olması halinde ise deprem anında su kütlesi hazne duvarlarına serbest yüzeyli su kütlesinin ki gibi titreşim sonucu hidrodinamik etki gösterir.

Suyun hidrodinamik etkisinin araştırılması amacıyla ilk olarak G.W. Housner'in "The Dynamic Behavior of Water Tanks",1963, adlı çalışmasında vardığı sonuçlara değinilecektir.

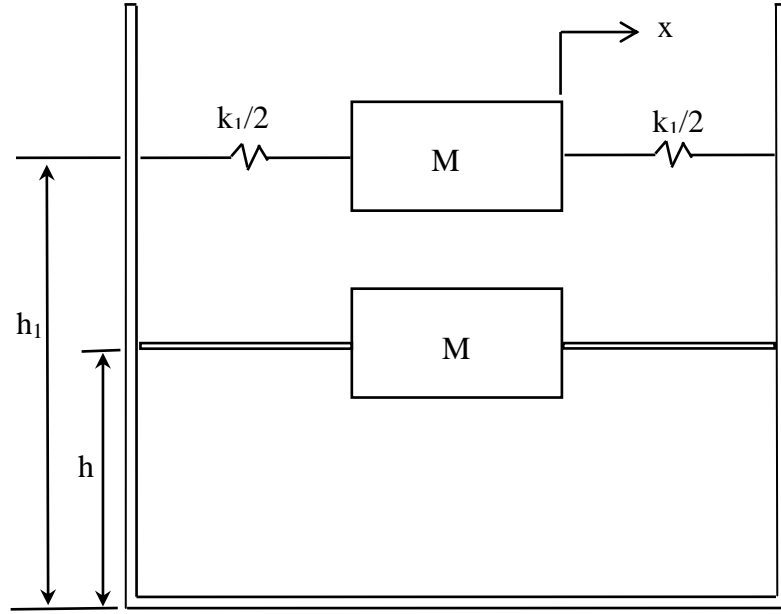
Housner'in çalışmasında dikdörtgen ve silindir hazneler için depoların incelemesi yapılmıştır. Haznedeki suyun deprem anında meydana getirdiği titreşim sonucu oluşan hidrodinamik basınçlar ve diğer büyüklükler konuma bağlı karakteristik fonksiyonlarla zamana bağlı harmonik fonksiyonların çarpımlarının toplamı olarak verilebilir.

Deprem süresince meydana gelen çalkantılar sonucu oluşan hidrodinamik basınçlar haznenin iki kütleli bir yapı sistemi olarak davranış göstermesine neden olduğu kabul edilebilir. Dolayısıyla elde edilen çözüm yöntemi çok serbestlik dereceli lineer sistemlerinki ile aynı olmaktadır. Modlardan belirlenen kütlelerle sistem çok kütleli bir sisteme dönüştürülebilir. Kütlelerin belirlenmesinde birinci modu almak yeterli olabilir.

Ele alınan silindirik deponun hazne tabanı düz ve yarı çapı R , sükunetteki su derinliği h ve kütlesi M olsun. Modelleme sırasında, su kütlesi yerine tabandan h_0 yükseklikte M_0 kütlesinin depoya rijid olarak bağlandığı ve M_0 kütlesinden başka yine tabandan h_1 yüksekliğinde M_1 kütlesinin $k_1/2$ rijitliğine sahip yaylarla depoya bağlı olduğu varsayılarak yapılan hesapla; suyun depoya uyguladığı hidrodinamik basınç ve bu basınçtan dolayı oluşacak devrilme momenti hesaplanmasının mümkün olduğu belirtilmiştir. Şekil 3.2a ve 3.2b de söz konusu durum ve yapılan modelleme gösterilmiştir.



Şekil 3.2a Deprem anında haznedeki suyun davranışı



Şekil 3.2b Haznedeki su için yapılan modelleme

Modellenen sisteme ait değerler g yer çekim ivmesi olmak üzere aşağıda verilmiştir.

Yarıçapı R, su derinliği h olan silindirik depo hazneleri:

$$M_0 = M \frac{\tanh 1.7R/h}{1.7R/h} \quad (3.3)$$

$$M_1 = M(0.6) \frac{\tanh 1.8h/R}{1.8h/R} \quad (3.4)$$

$$k_1 = 5.4 \frac{M_1^2 gh}{M R^2} \quad (3.5)$$

$$h_0 = \frac{3}{8} h \left\{ 1 + \alpha \left[\frac{M}{M_1} \left(\frac{R}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (3.6)$$

$$\alpha = 1.33 \quad (3.7)$$

$$h_1 = h \left[1 - 0.185 \left(\frac{M}{M_1} \right) \left(\frac{R}{h} \right)^2 - 0.56 \beta \frac{R}{h} \sqrt{\left(\frac{MR}{3M_1 h} \right)^2 - 1} \right] \quad (3.8)$$

$$\beta = 2.0 \quad (3.9)$$

$$T_w = 2\pi \sqrt{\frac{M_1}{k_1}} \quad (3.10)$$

Denklem (3.10) salınım periyodunu göstermektedir.

Yukarıdaki formüllerde kullanılan M değeri, haznedeki suyun toplam kütlesi olmaktadır.

Genişliği 2L, su derinliği h olan dikdörtgen hazneler:

$$M_0 = M \frac{\tanh 1.7L/h}{1.7L/h} \quad (3.11)$$

$$M_1 = M(0.83) \frac{\tanh 1.6h/L}{1.6h/L} \quad (3.12)$$

$$k_1 = 3 \frac{M_1^2 gh}{M L^2} \quad (3.13)$$

$$h_0 = \frac{3}{8} h \left\{ 1 + \alpha \left[\frac{M}{M_1} \left(\frac{L}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (3.14)$$

$$\alpha = 1.33 \quad (3.15)$$

$$h_1 = h \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{M}{M_1} \right) \left(\frac{L}{h} \right)^2 - 0.63\beta \frac{L}{h} \sqrt{0.28 \left(\frac{ML}{M_1 h} \right)^2 - 1} \right] \quad (3.16)$$

$$\beta = 2.0 \quad (3.17)$$

Dikdörtgen ve silindir haznelerde hazne tabanına etkiyen hidrodinamik devirici moment hesaba katılacaksa $\alpha=1.33$ ve $\beta=2.0$ değerleri, eğer sadece hazne duvarını etkileyen hidrodinamik basınç hesaplanacaksa $\alpha=0$ ve $\beta=1.0$ değerleri kullanılacaktır.

Deprem sırasında meydana gelen salınım sonucu oluşan yatay yer değiştirme;

$$x = A_1 \sin \omega t \quad (3.18)$$

ve salınım sonucu oluşan düşey yer değiştirme;

$$y = d \sin \omega t \quad (3.19)$$

ile ifade edilebilir. Yatay x yer değiştirmesinden meydana gelen çalkalanma dalga yüksekliği d olarak ifade edilmiş olup,

Silindir haznelerde:

$$d = \frac{0.63 A_1 \left(\frac{k_1 R}{M_1 g} \right)}{1 - 0.85 \frac{A_1}{R} \left(\frac{k_1 R}{M_1 g} \right)^2} \quad (3.20)$$

ve dikdörtgen haznelerde:

$$d = \frac{0.84 A_1 \left(\frac{k_1 L}{M_1 g} \right)}{1 - \frac{A_1}{L} \left(\frac{k_1 L}{M_1 g} \right)^2} \quad (3.21)$$

denklemleri elde edilir.

Denklem (3.20) ve (3.21) de verilen söz konusu ifadeler d dalga yüksekliğinin, $0.2R$ veya $0.2L$ değerlerini ve $0.2h$ değerini geçmediği durumlar için geçerli olmaktadır. Daha büyük değerlerde lineer olmayan olayların dikkate alınması gerekir.

Silindir ve dikdörtgen haznelerde periyodun belirlenmesi için yaklaşık değerler aşağıda verilmiştir;

Silindir haznelerde:

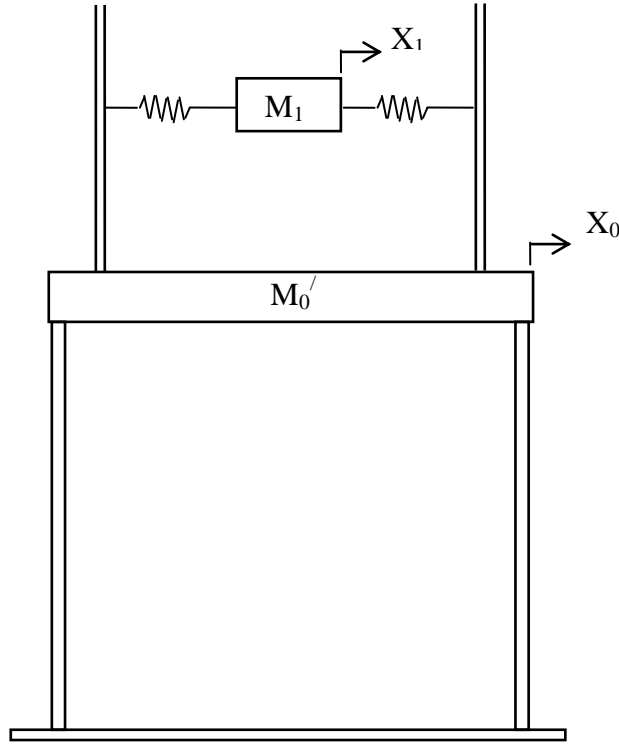
$$T = 1.07 R / \sqrt{h} \quad (3.22)$$

Dikdörtgen haznelerde:

$$T = 1.25 L / \sqrt{h} \quad (3.23)$$

Denklem (3.22) ve (3.23) te ifade edilen değerler h/L veya h/R oranının küçük olmasına bağlı olarak gerçek periyoda yaklaşırlar. h/R veya h/L oranının 0.25 den küçük olduğu durumlarda denklem (3.22) ve (3.23) te verilen değerlerin gerçek değerden farkının %2 yi geçmediği belirtilmiştir.

Aşağıda ayaklı bir depo haznesi üzerinde örnek olarak kısa bir açıklama yapılacaktır.



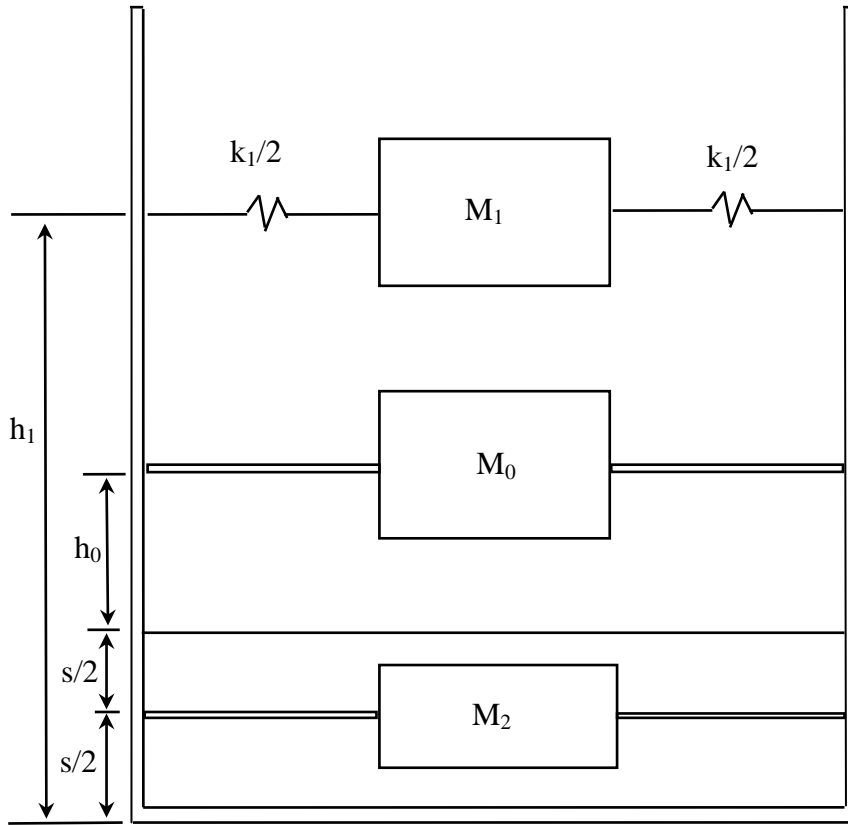
Şekil 3.3 Ayaklı su deposu

Şekil 3.3 te görülen ayaklı depoda esas depo haznesi daha önce ifade edildiği gibi depoya rijit olarak bağlı bir M_0 kütlesi ile yaylarla depo haznesine bağlı bir M_1 kütlesinden oluştuğu kabul edilebilir. Ayaklardan bir kısım kütle ve deponun oturduğu platformun kütlesinin daha önce sudan meydana geldiği kabul edilen M_0 kütlesinin birlikte ele alınarak toplanması gerekir. Burada ayakların kütlesinin %30 unun işleme katılması yeterli olacaktır. Toplanarak elde edilen toplam kütle M_0' olarak ifade edilebilir.

Oluşan M_0' kütlesi ayakların teşkil ettiği yaylı sistemle zemine bağlanmış olduğu kabul edilir. Aynı zamanda yukarıdaki ifadelerde açıklandığı gibi suyun salınımından meydana gelen M_1 kütlesi de M_0' kütlesine k_1 yayı ile formüllerde tanımlandığı gibi bağlı olmaktadır. Böylece iki kütleli iki yaylı iki serbestlik dereceli bir sistemin

çözümü gerekmektedir. Olması beklenen ve karakteristiklikleri için tahmin yapılan bir deprem için hesap yapılması gerekir.

Su haznelerinde h/L veya h/R değerinin 1.5 den daha büyük olması durumunda rijit bağlı olan M_0 kütesinin hesabında Şekil 3.4 de gösterildiği gibi bir kabul yapılabileceği belirtilmiştir. [4]



Şekil 3.4 M_0

Şekil 3.4 te verilen s ifadesi,

$$s = h - 1.5R \quad (3.24)$$

$$s = h - 1.5L \quad (3.25)$$

olarak hesap edilir. h/L veya $h/R > 1.5$ olması durumunda suyun M_2 kütesi dışında kalan kütesi toplam kütle olarak hesaba girmektedir. M_1 ve diğer ilgili bütün ifadelerde hesaplar suyun toplam kütesi gözönüne alınarak yapılacaktır.

M_2 değeri s yüksekliğindeki su kütlesini temsil etmektedir. Yapılacak hesaplarda M kütlesi yerine $M-M_2$ kütlesi kullanılacaktır. Sadece su etkisi gözönüne alınarak elde edilen değerlere, haznenin kendi ağırlığından oluşan deprem kuvvetleri de hesaplanarak eklenmelidir.

Hindistan Standardı IS: 1983 ' göre kullanılacak hidrodinamik basınçlar:

Dikdörtgen ve silindir hazneler için depoya etki eden hidrodinamik basınçlar Hindistan Standardı IS:1893 te verilmiştir. Zemin ve temel durumu, yapı önem katsayısı, deprem bölgesi, yapı tipi, yapının periyod ve sönüm gibi dinamik özellikleri alınarak tespit edilen deprem katsayısı bu standartta geçen formüllerde C ile gösterilmiştir.

C katsayısının, ayaklı su depoları için davranış spektrum metodu ile, zemine oturan depolarda ise katsayıların çarpımı olarak belirtilmesinin uygun olacağı ifade edilmektedir.

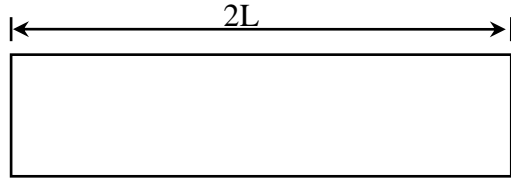
(x,y) eksen takımının başlangıç noktası deponun üst seviyesinde ve dikdörtgen veya silindir hazne kesitinin merkezinde alınmıştır. x ekseni yatay doğrultuda, y ekseni ise düşey doğrultudadır.

Deprem anındaki salınım hareketinin dikdörtgenin kenarlarından birisi doğrultusunda olduğu kabul edilerek bu kenar uzunluğu Şekil 3.5 de 2L ile gösterilmiştir. Buna göre $x=1$ değeri dikdörtgen deponun hareket doğrultusuna dik duvarını göstermekte olup, y ise yüzeyden itibaren derinliği ifade etmektedir.

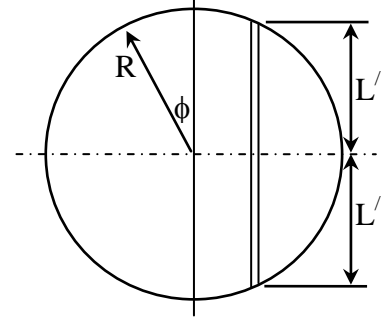
R silindir haznenin yarıçapıdır. ϕ harekete dik çaptan itibaren ölçülen açığı ifade etmektedir.

Depo haznesinin derinliği h ile gösterilmiştir. $y=h$ depo tabanını ifade etmektedir.

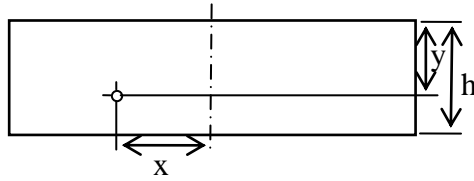
Şekil 3.5 de dikdörtgen ve silindir hazneler için kullanılacak notasyonlar tarif edilmiştir.



Dikdörtgen depo üst görünüş



Dairesel depo planı



Dikdörtgen ve Dairesel su deposu kesiti

Şekil 3.5 Dikdörtgen ve Dairesel Depolar

Dairesel depolar:

(ϕ , R) ile belirlenen herhangi bir noktadaki hazne yan duvarına etkiyen basınç,

$$p_w = C\gamma h \sqrt{3} \cos \phi \left[\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \tanh \sqrt{3} \left(\frac{R}{h} \right) \quad (3.26)$$

olmaktadır.

$2L'$ genişliğinde birim şeritte depo tabanına gelen basınç ise,

$$p_b = C\gamma h \frac{\sqrt{3}}{2} \left[\frac{\sinh \sqrt{3} \left(\frac{x}{h} \right)}{\cosh \sqrt{3} \left(\frac{L'}{h} \right)} \right] \quad (3.26)$$

olmaktadır.

Dikdörtgen depolar:

x, y ile belirlenen herhangi bir noktadaki basınç

$$p = C\gamma h \sqrt{3} \left[\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \frac{\sinh \sqrt{3} \left(\frac{x}{h} \right)}{\cosh \sqrt{3} \left(\frac{L}{h} \right)} \quad (3.27)$$

olup, x=1 yazılırsa depo duvarına gelen basınç elde edilir ;

$$p_w = C\gamma h \sqrt{3} \left[\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \tanh \sqrt{3} \left(\frac{L}{h} \right) \quad (3.28)$$

y=h yazılırsa da depo tabanına gelen basınç için;

$$p_b = C\gamma h \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\sinh \sqrt{3} \left(\frac{x}{h} \right)}{\cosh \sqrt{3} \left(\frac{L}{h} \right)} \quad (3.29)$$

formülü elde edilmiş olur.

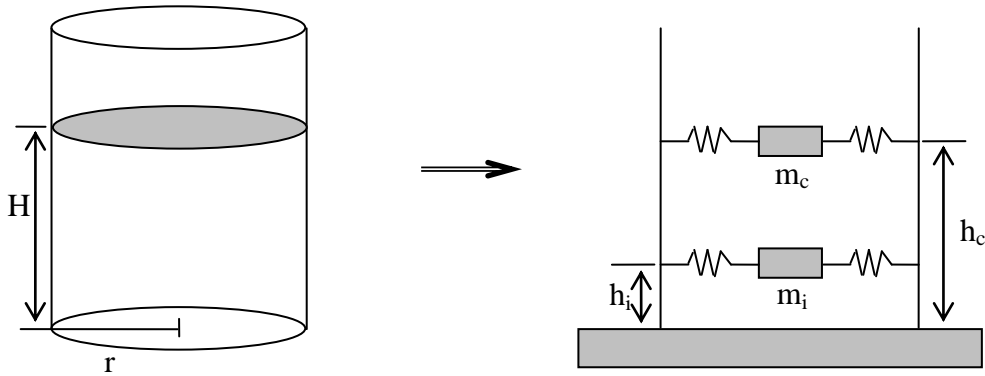
Depolarda deponun yüksekliğince ve tabanda hareket doğrultusundaki boy üzerindeki değişimler elde edilerek grafik olarak çizilir. Bu grafik üzerinde yamukoluşan dağılım göz önüne alınarak sayısal hesap yapılır.

Hesap kolaylığı açısından bu dağılımı kapayan, daha büyük dolayısıyla daha güvenli tarafta olan üçgen, trapez veya dikdörtgen bir yayılım kabul edilerek tabana ve yan duvarlara etkileyen su basıncı belirlenir.

Son olarak aşağıda, haznedeki suyun hidrodinamik etkilerinin araştırıldığı Malhotra, Wenk ve Wieland' ın “ Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks”,2000, adlı çalışmalarına değinilecektir. Bu çalışma, aynı zamanda Eurocode 8 Bölüm 4 sayfa 43 te anlatılan hidrodinamik etkiler için anlatılan hesap yöntemidir.

Su depolarının dinamik analizi, geçici ve karalı titreşim modlarına bağlı olarak tek serbestlik dereceli sistemler olarak ifade edilebilir. Uygulamalarda pratik olarak yalnızca ilk birkaç titreşim modunun göz önüne alınması yeterli olmaktadır.

Şekil 3.6 da su dolu bir tank tek serbestlik dereceli sistem olarak genelleştirilmiştir. H su yüksekliği ve r silindir haznenin yarıçapı olmak üzere ; bir çok su haznesi için geçerli olan $0.3 < H/r < 3$ ifadesi sağlandığı durumlarda, ilk geçici ve kararlı mod değerlerinin toplamının modların tamamının %85-98 ine ulaştığı görülmüştür. Bu sebeple elde edilen sonuçlar yalnızca birinci geçici ve kararlı mod değerleri kullanılarak ifade edilmiştir.



Şekil 3.6 Tek serbestlik dereceli genelleştirilmiş sistem

Bu modelleme yönteminde birinci geçici mod ile en büyük geçici moda ait kütle ve birinci kararlı mod ile kararlı moda ait kütle birleştirilmektedir. Geçici moda ait periyodun hesabı değişken olmayan çeşitli duvar kalınlıkları için hem çelik hem de betonarme haznelerde ifade edilmiştir.

Geçici moda ait doğal periyot T_{imp} ve kararlı moda ait doğal periyot T_{con} ile gösterilmek üzere aşağıdaki denklemlerle ifade edilmiştir.

$$T_{imp} = C_i \frac{H\sqrt{\rho}}{\sqrt{h/r} \times \sqrt{E}} \quad (3.30)$$

$$T_{con} = C_c \sqrt{r} \quad (3.31)$$

Denklem (3.30) da h depo haznesinin duvar kalınlığını, ρ suyun öz kütlesini, E ise haznede kullanılan malzemenin elastisite modülünü ifade etmektedir.

C_i ve C_c katsayıları Tablo 3.1 de gösterilmiştir. C_c nin boyutu s/\sqrt{m} olmakla beraber C_i boyutsuzdur. Depo haznesinin duvar kalınlığının sabit olmadığı durumlarda ıslak hacimde ortalama bir yükseklik alınarak h değeri kullanılabilir. Tablo 3.1 deki tüm katsayılar modellenen hazne için bulunmuştur. Yükseklik yarıçap oranına (H/r) göre birinci geçici ve kararlı modun tasarım değerleri bu tablodan kullanılabilir. Tablo 3.1 den yararlanılarak Şekil 3.7 deki grafik elde edilmiştir.

Tablo 3.1 Tasarım Değerleri – H/r - Oranına Göre

H/r	C_i	C_c (s/em)	m_i/m_1	m_c/m_1	h_i/H	h_c/H	h_i'/H	h_c'/H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

Tablo 3.1 de kullanılan m_1 suyun toplam kütesini göstermektedir. Ayrıca yine tabloda belirtilen m_i geçici moda ait kütle, m_c ise kararlı moda ait kütle ifade eder.

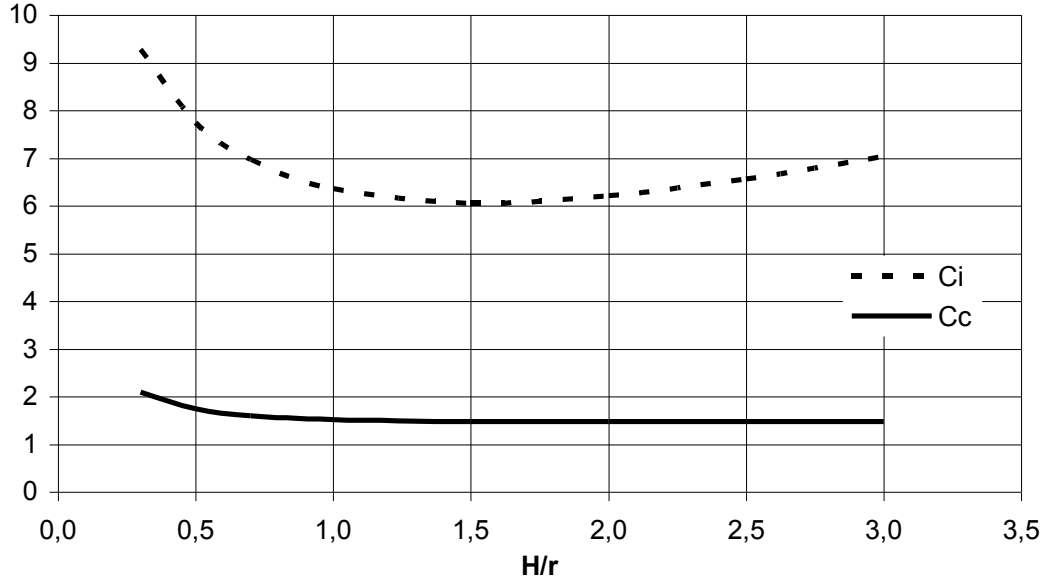
Bu parametrelerden yararlanılarak toplam taban kesme kuvveti denklem (3.32) de verilmiştir:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (3.32)$$

Denklem (3.32) de; m_w hazne duvarlarının kütesini, m_r hazne tavanının kütesini, $S_e(T_{con})$ ve $S_e(T_{imp})$ ise %5 sönümlü kararlı ve geçici spektral ivmeleri ifade etmektedir.

Şekil 3.7 de H/r oranına göre Tablo (3.1) de verilmiş olan C_i ve C_c katsayılarının değişim oranı gösterilmiştir. C_i ve C_c katsayıları tablodan veya grafikten elde edilebilir.

Geçici ve Kararlı Titreşimlere Ait Katsayı Grafiği



Şekil 3.7 Geçici ve kararlı titreşime ait C_i ve C_c katsayılarının değişimi

Hazne tabanının hemen üstündeki devirici moment M ile gösterilmek üzere,

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (3.33)$$

ile verilmiştir. h_i ve h_c duvarlara etkiyen geçici ve kararlı hidrodinamik basınçların ağırlık merkezini göstermektedir. Bu değerler Tablo 3.1 de verilmiştir.

h_w ve h_r ise haznenin duvar ve tavanının ağırlık merkezlerinin yüksekliğini belirtir.

$$M' = (m_i h'_i + m_w h_w + m_r h_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c h'_c S_e(T_{con}) \quad (3.34)$$

$$d = R \frac{S_e(T_{con})}{g} \quad (3.35)$$

Hazne tabanının hemen altındaki devirici moment M' ile gösterilmiş ve ilgili denklem (3.34) de verilmiştir. Denklem (3.34) de geçen h'_i ve h'_c ifadeleri yine Tablo 3.1 de verilmiştir.

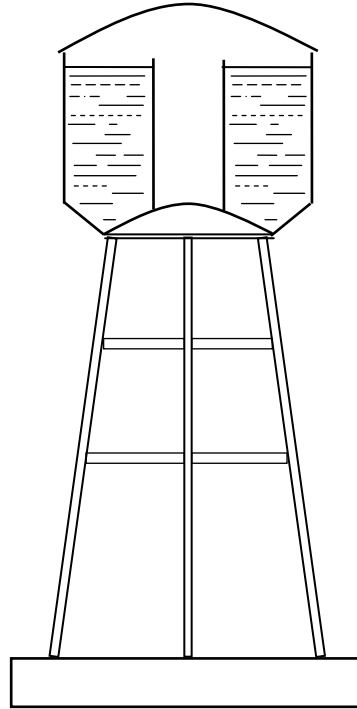
Deprem sırasında çalkalanma sonucu oluşan suyun düşey yer değiştirmesi ise d ile denklem (3.35) de verilmiş olup, ivmelenme ağırlığının g olduğu durum için geçerli olmaktadır.

Radye temellerde M değeri haznenin ankaraj ve duvarlarının tasarımında kullanılmalıdır. Bu temel sistemi olan su haznelerinin temel tasarımı ise denklem (3.34) de verilmiş olan M' değeri alınarak yapılmalıdır.

4. AYAKLI SU DEPOLARI

Bu bölümde diğerlerinden farklı bir davranış gösterdikleri için ayaklı su depolarının tasarımına kısaca değinilecektir. Bölüm 3.2 de belirtilen tasarım esasları diğer depolarda olduğu gibi ayaklı su depoları içinde geçerli olmaktadır.

Basınçlı suya ihtiyaç duyulduğu durumlarda su deposunun kotunun yükseltilmesi gerekmektedir. Böylece istenilen basıncı sağlayacak şekilde yükseltile su haznesi ayaklar üzerine oturtulur ki bu depo çeşidi ayaklı su deposu veya su kulesi olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 4.1 Ayaklı su deposu

Ayaklı su depoları silindirik, kesik koni veya küresel şeklindeki döne yüzeyler şeklinde inşa edilirler. Haznenin kabuk kesimlerinin birleşim noktalarında yatay kuvvetler düzenlenecek betonarme kirişlerle karşılanabilmektedir. Bu sebeple kabuk kısımlarının boyutlarının seçiminde çember kirişlere mümkün olduğunca az kuvvet gelmesine dikkat edilmelidir.

Ayaklı depoların haznesini taşıyan ayaklarda aynı zamanda depoya çıkışı sağlamak için merdiven düzeni bulunmaktadır. Bu merdiven düzeni genellikle konsol döşeme

şeklinde çalışan sahanlıklar şeklinde meydana gelmekte olup bu sahanlıkların çevresinde çember kirişler bulunmaktadır.

Depo haznesi dikdörtgen veya dairesel kesitli olabilir.

a) Dairesel kesitli dönel yüzeyli depolar iki adımda hesaplanabilir:

1-Membran teoriye göre hesap (eğilme etkilerinin göz önüne alınmadığı durum)

2-Kabuk kenar tesirlerinin göz önüne alındığı eğilmeli teoriye göre hesap

Membran teoriye göre membran düzlem içindeki gerilmelerin kabuk kalınlığınca düzgün dağıldığı, eğilme etkilerinin ihmal edildiği kabul edilir. Genellikle membran teoriye göre yapılan hesap yetersiz kalmakta olup eğilme tesirlerinin de göz önüne alınması gerekmektedir.

Kabukların membran teoriye ve eğilmeli teoriye göre hesaplarında; kabuk kalınlığının diğer boyutları yanında çok küçük olduğu, kabuk kalınlığı yanında sehimlerin çok küçük olduğu, şekil değiştirmeden önce ortalama yüzeye dik olan kesitin şekil değiştirmeden sonra da ortalama yüzeye dik kaldığı ve ortalama yüzeye dik gerilmelerin ihmal edilebileceği kabul edilir.

Membran teorisinin uygulanabilmesi için ortalama yüzeyin sürekli olması, kalınlığın sabit olması, kabuğa etkiyen yüklerin sürekli olması ve sınır kuvvetlerin ortalama yüzeye teğet olması şartları sağlanmalıdır.

Şekil 4.1 de görüldüğü gibi depo haznesi birkaç dönel kabuk parçasının birleşmesiyle oluşmaktadır. Kabuklardaki şekil değiştirmeleri sonucu eğrilik değişimleri oluşmaktadır. Bunun sonucu olarak da eğilme momentleri ortaya çıkmaktadır.

Küçük şekil değiştirmelerinden oluşan eğrilik değişimleri ihmal edilebilir. Ancak kabuğun mesnetlerinin, meridyen teğetine dik doğrultudaki hareketi engellenirse oluşacak olan şekil değiştirmeler göz önüne alınıp hesaba katılmalıdır. Genellikle bu durum söz konusudur.

Hesap esaslarına değinmiş olduğumuz dairesel depolarda hazne duvarlarının dışarı ile sıcaklık farkının olacağı da unutulmamalıdır. Haznedeki su ile dış ortamdaki sıcaklık farkının büyük olduğu durumlarda sıcaklık farkından doğan eğilme momentlerinin ortaya çıkardığı çekme gerilmeleri göz önüne alınmalıdır.

C sıcaklık uzama katsayısını göstermekte olup denklem (4.1) de ifade edilmiştir.

$$C = \frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_i} + \frac{\delta}{\lambda_c} + \frac{1}{\alpha_a} \quad (4.1)$$

Denklem (4.1) de δ duvar kalınlığını, λ_c betonun sıcaklık katsayısı (1,5 k cal/mh⁰C), α_i iç duvar alanındaki sıcaklık geçirimsizlik katsayısını (sıvılar için $1/\alpha_i = 0$ alınır), α_a ise dış duvar yüzünün sıcaklık geçirimsizlik katsayısını ($\alpha_a=20$ k cal/m²h⁰C) göstermektedir.

Sıcaklık farkı ise ;

$$\Delta t = (t_i - t_a) \quad (4.2)$$

olmaktadır. Denklem (4.2) de t_i ve t_a , iç ve dış sıcaklığı (hava) göstermektedir. Buna göre Δt sıcaklık farkı sonucu oluşan eğilme momenti;

$$M = \frac{\Delta t \varepsilon E_c I}{\delta} \quad (4.3)$$

olarak gösterilir. Denklem (4.3)'te; ε betonun sıcaklık genleşme katsayısı, E_c betonun elastisite modülü ve I ifadesi de tarafsız eksene göre betonarme kesitin atalet momentidir. Sıcaklık farkından dolayı gerekli donatı kesit hesabı yapılarak bulunabilir.

Kabuk tavanı küresel olduğu durumlarda basınç gerilmesi çok küçük olduğu için kontrol edilmesine gerek yoktur. Meridyen basınç kuvvetleri doğrultusunda kritik burkulma gerilmesinin kontrol edilmesi gerekir.

Kabukta basınç donatısı, montaj ve sıcaklık rötre donatısı göz önüne alınmalıdır. Donatı aralığının 20 cm yi geçmemeli ve eğilme momentinin olduğu sınırlarda dışmerkez normal kuvvete göre kesit hesabı yapılmalıdır.

Su basıncından dolayı çembersel çekme kuvveti ortaya çıkmaktadır. Yatay dış yüklemeler göz önüne alınmadan haznenin su ile dolu olduğu yükleme durumuna göre çembersel donatılar hesaplanmalıdır.

Kesitteki çembersel donatı alanı;

$$A_s = \frac{\tau}{\sigma_s} \quad (4.4)$$

olarak bulunmaktadır. Denklem (4.4) te, τ çekme kuvvetini ifade etmektedir. Çembersel donatı birim genişlikteki şeritler için hesaplanarak yatay olarak yerleştirilir.

Ayrıca duvar kesitlerinin, boş depo ve tüm yatay dış yüklemeler durumunda burkulmaya göre tahkik edilmesi gerekir;

$$P_{kr} = \frac{E_c \delta^2}{r \sqrt{3(1 - u^2)}} \quad (4.5)$$

olarak kritik yükleme hesap edilebilir.

b) Dikdörtgen kesitli su depolarında taban su ağırlığından meydana gelen bir basınca, yan duvarlarda derinlikle artan hidrostatik basınca ve Bölüm 3 te verilen hidrodinamik etkilere maruz kalmaktadır. Bir kenarın diğerinden uzun olması halinde uzun kenara ara kolonlar düzenlenir. Oluşan çerçeveler kirişler vasıtasıyla birbirine bağlanarak rijit bir taşıyıcı sistem oluşturulur.

Dikdörtgen depo haznelerinin hesabında yaklaşık yöntemler kullanılabilir. Dikdörtgen plaklar esas itibariyle yükü iki doğrultuda taşımaktadırlar. Gerekli donatının kullanılması halinde boyutların oranına ve mesnet durumuna bağlı olarak yük bir doğrultuda da taşınabilir.

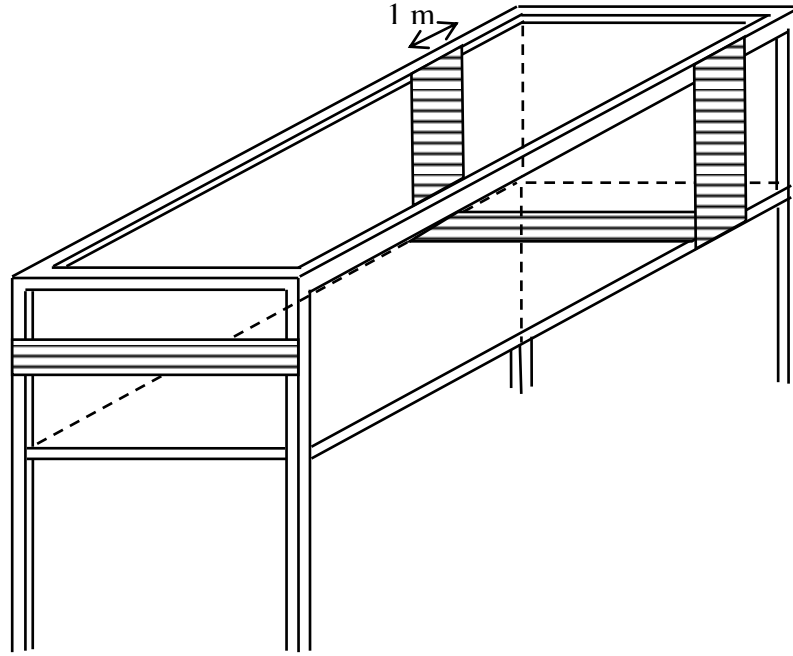
Yapılacak yaklaşık hesaplarda dikdörtgen yan duvarlar iki şekilde hesaplanabilir;

- Düşey şeritler olarak hesaplama,
- Yatay şeritler olarak hesaplama

İlk olarak düşey şerit hesabı üzerinde durulacaktır.

Depo haznesinin yatay boyutu düşey boyutuna oranla daha büyük olması şartı sağlandığı takdirde, depo yan duvarlarının 1 m lik genişlikte (birim genişlikte) düşey şeritler halinde çalıştığı kabul edilebilir. Depo haznesinin üst kısmında yani tavanda

kirişler olması durumunda, bu kiriş mesnet olabilecek yeterli rijitliğe sahipse söz konusu olan birim genişlikteki düşey şerit, iki uçtan mesnetli tek doğrultuda çalışan döşeme olarak hesaplanabilir.



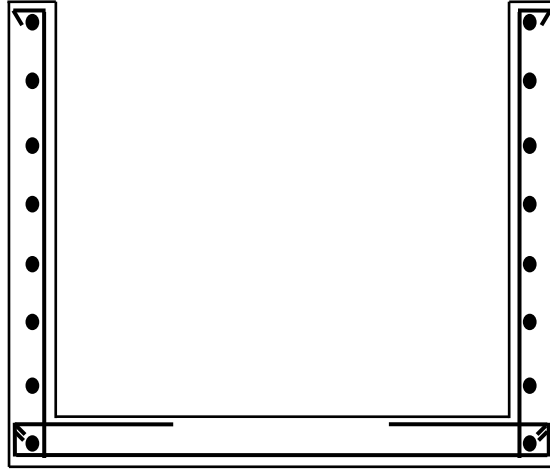
Şekil 4.2 Yükün taşınmasında etkili olan düşey şerit

Eğer üstte kiriş yok veya olan kiriş yeterli rijitliğe sahip değilse düşey şerit, konsol kiriş olarak göz önüne alınabilir. γ suyun özgül ağırlığı ve h su derinliği olmak üzere suyun duvara uyguladığı basınç, su yüzünde sıfırdan başlayıp üçgen yayılı bir şekilde tabanda γh değerine ulaşır. Üçgen alanından hesapla toplam basınç, ağırlık merkezine uygulanmak üzere $\gamma h^2/2$ değerini alır. Tabanda oluşan devrilme momenti de $\gamma h^3/6$ olur. Bu değerlere Bölüm 3 te değinilen deprem etkisinde oluşan hidrodinamik basınçlarda eklenmeli ve daha sonra kesit hesabı yapılabilir.

Taban plağı basit mesnetli olsa bu durumda açıklık momentinin $\gamma h \frac{\lambda^2}{8}$ olması gerekirdi. Monolitik birleşim nedeniyle mesnette $-\gamma h^3/6$ momenti oluşurken açıklıkta

$\left(\frac{\gamma h \lambda^2}{8} - \frac{\gamma h^3}{6} \right)$ değerine sahip moment ortaya çıkar.

Yapılacak hesaplamalar sonucu düşey şerit kabulü yapılan duvarlarda kullanılacak donatının tipik detayı Şekil 4.3 te gösterilmiştir.



Şekil 4.3 Düşey şeritlendirme için tipik donatı şeması

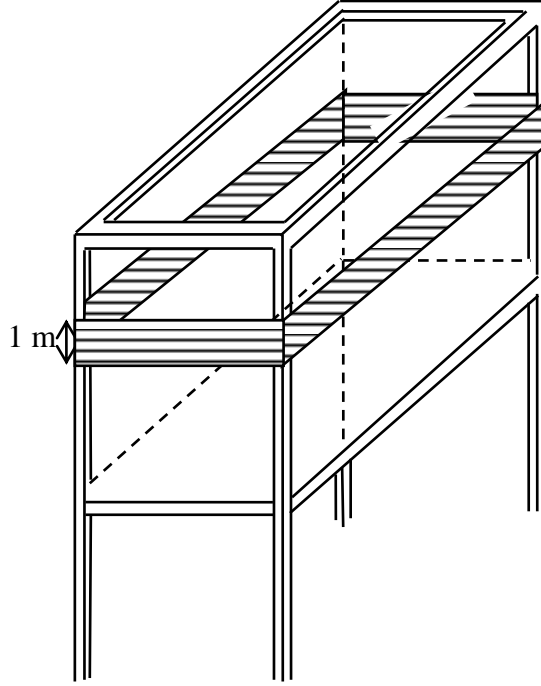
Yan yüzler uzun kenarları için bu yöntem kullanılsa da diğer iki yüzey dar olması halinde bu yüzeylerde yatay şerit göz önüne alınarak hesap yapılmalıdır. Burada köşelerde normal çekme kuvveti de meydana gelmekte olup, hesaplarda buna da dikkat edilmelidir. Çekme bölgesi uzun kenarların olduğu yüzeyde oluşmaktadır. Yüksek duvarlarda yükün büyük bir kısmı yan duvarlar tarafından taşınır. Yan duvarlar yüksek kiriş olarak davranış gösterirler. Donatı hesabında bu durum göz önüne alınmalıdır.

Depo haznesinin yatay boyutlarının haznenin derinliğine oranla küçük olduğu, derinliğin büyük olduğu durumlarda ise depo yan duvarlarının yatay doğrultuda çalıştığı kabul edilebilir. Bu durumda birim genişlikte yatay şeritler söz konusu olmaktadır.

Yatay şerit halinde hesap durumunda, düzgün yayılı yüke maruz kapalı çerçeveler oluşmaktadır. Şekil 4.4 te bu durum gösterilmiştir.

Bu hesap yönteminde söz konusu çerçeveler 1 m yüksekliğinde alınır. Bu yükseklik boyunca su basıncı sabit kabul edilerek (her 1 m derinlikteki basınç değeri alınarak) hesap yapılırsa güvenli bir hesap yapılmış olur. Ancak bu hesap ekonomik

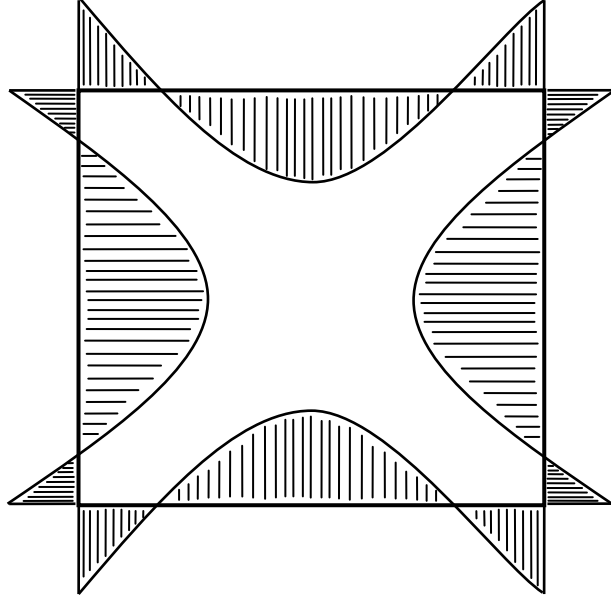
olmayacaktır. Bundan dolayı şeridin ortasına gelen su basıncının göz önüne alınması daha doğru bir yaklaşım olmaktadır.



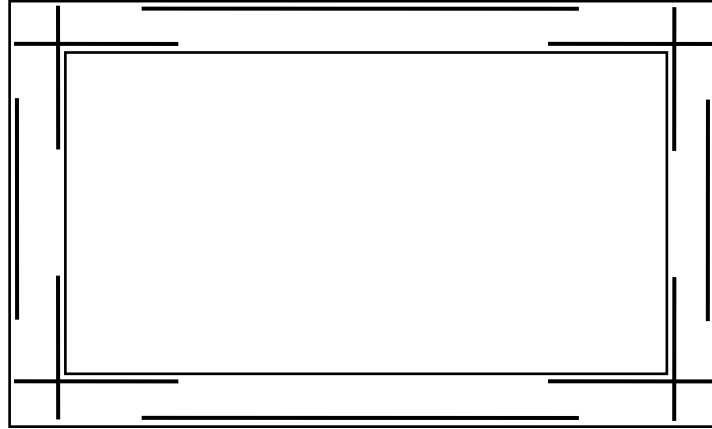
Şekil 4.4 Yükün taşınmasında etkili olan yatay şerit

Oluşan çerçevelerde momentlerin yanında çekme kuvvetleri de etki etmektedir ve hesaba katılmalıdır. Kenar uzunlukları a ve b olan haznelerde, a uzunluğundaki kenarlarda çekme kuvveti $p \frac{b}{2}$, b uzunluğundaki kenarlarda ise $p \frac{a}{2}$ değerinde olmaktadır. Söz konusu p kuvveti su yüzeyinden yatay şeridin ortasına kadar olan derinlikteki su basıncını ifade etmektedir. Çekme kuvveti, oluşan dikdörtgen yayılı yükün iki mesnete (kenarlara) eşit olarak bölüdüğü kabul edilerek bulunmuştur.

Duvarlara etkiyen düzgün yayılı iç basınç sonucu oluşan moment diyagramı ve buna bağlı olarak tipik donatı detayı Şekil 4.5 ve 4.6 da gösterilmiştir.



Şekil 4.5 Yatay şeritlerde oluşan moment diyagramı



Şekil 4.6 Yatay şeritlendirme için tipik ana donatı şeması

Yatay şeritlendirme ve düşey şeritlendirme yapılarak bulunan normal kuvvet ve momentlerin etkisi yanında, Bölüm 3 te ayrıntılı olarak anlatılan deprem anında suyun dalgalanmasıyla oluşan hidrodinamik etkiler de hesaba katılmalıdır. Kesit hesabına bu aşamadan sonra geçilmesi gerekir.

DSİ Su Tutucu Betonarme Yapıların Yapımına Ait Şartnamede, yan duvarların konsol duvar olarak çalıştığı durumlarda tüm yükleme hallerinde devrilme güvenliğinin depremsiz durumda 1,50 den, depremlili durumda ise 1,20 den az olmaması temin edilmesi gerektiği belirtilmiştir.

5. GEÇİRİMSİZLİĞİN SAĞLANMASI

Depo haznelerinde su geçirimsizliğinin sağlanması ayrıca önem kazanmaktadır. Bu bölümde çeşitli yönetmeliklerce izin verilen çatlak genişlikleri ve yapı elemanındaki derz detayları üzerinde durulacaktır. Çatlak kontrolü için DSİ, BSI ve ACI şartnamelerine atıfta bulunarak verdikleri çatlak genişliği ve hesaplama kriterleri üzerinde durulacaktır.

5.1. Çatlak Kontrolü

5.1.1. DSİ Genel Şartnamesi

Çatlak kontrolü için ilk aşamada DSİ ye ait “Su Tutucu Betonarme Yapıların Yapımına Ait Genel Şartname”ye değinilecektir. Bu şartnameye göre (A) sınıfı : hemen hemen daimi olarak su ile temasta olan kısımlar, (B) sınıfı : su ile temasta olmayan kısımlar ve (C) sınıfı : iki tarafında da su bulunan ve bir gözden diğerine su sızmasında mahzur görülmeyen orta duvar veya ara döşemelerin bulunduğu kısımlar olarak tanımlanmaktadır.

Şartnameye göre 25 cm veya daha ince olan ve bir yüzü (A) sınıfı tesirlere maruz duvar veya döşemelerin diğer yüzlerinin de aynı şartlarda olduğu varsayılır. 25 cm den daha kalın ve bir yüzü (A) sınıfı tesirlere maruz olan duvar veya döşemelerin diğer yüzlerinin (B) sınıfı tesirlere maruz olduğu varsayılmaktadır.

Karakteristik çatlak genişliği bu şartnameye göre ; (A) sınıfı tesirlere maruz yapılarda 0,1 mm , (B) sınıfı tesirlere maruz yapılarda 0,4 mm ve (C) sınıfı tesirlere maruz yapılarda 0,25 mm olarak sınırlandırılmıştır.

Çatlak genişliğinin hesabı için TS500 de deney sonuçları ile desteklenen ortalama çatlak genişliği w_m hesabı denklem (5.1) ve (5.2) de verilmiştir. Denklem (5.1) deki ifade düz yüzeyli donatı için, (5.2) deki ise nervürlü yüzeyli donatı için verilmiştir.

$$w_m = 1.2(2c + 0.12 \phi / \rho_r) \sigma_s / E_s \quad (5.1)$$

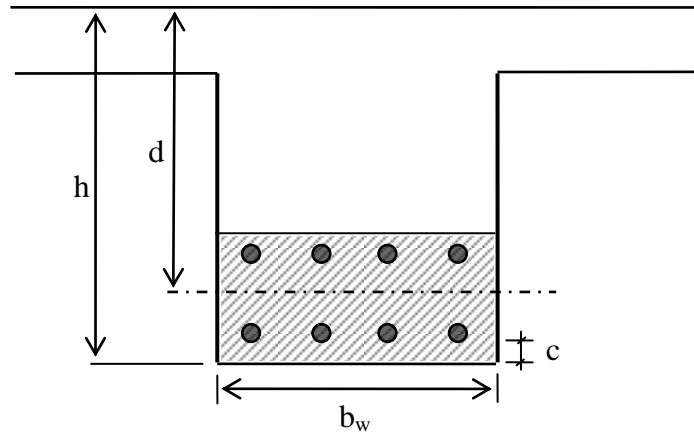
$$w_m = (2c + 0.12 \phi / \rho_r) (\sigma_s / E_s) (1 - 0.7 \sigma_{sr}^2 / \sigma_s^2) \quad (5.2)$$

$$\rho_r = A_s / [2b_w (h - d)] \quad (5.3)$$

$$\sigma_{rs} = 9.5\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (5.4)$$

Denklem (5.3) teki ρ_r , Şekil 5.1 de gösterilen taralı alandaki donatı oranını, denklem (5.4) te σ_{rs} çatlama anında donatıdaki gerilmeyi tarif etmektedir.

Denklem (5.1) ve (5.2) te, ϕ donatı çapı, c dış yüzeye en yakın çekme çubuğunun beton örtüsünü, E_s çeliğin elastik modülünü (2×10^5 MPa) ifade etmektedir.



Şekil 5.1 Eğilme etkisindeki kesitte etkili çekme alanı

Karakteristik çatlak genişliği $w_k = 1.7 w_m$ olarak hesaplanacaktır. Düz yüzeyli donatı, nervürlü donatıya göre daha büyük çatlak genişliğine sebep olduğu için karakteristik çatlak genişliğinin 0,1 mm ile sınırlandırıldığı yapılarda düz yüzeyli donatı kullanılmamalıdır.

5.1.2. ACI 350R-9 Şartnamesi

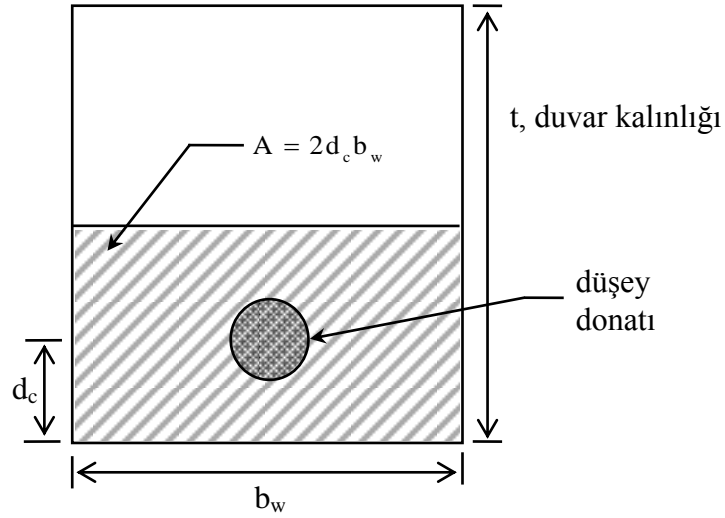
Eğilme çatlakları için ACI 350R-9 da verilen ifadeye değinilecektir. Burada hazne duvarlarındaki donatı aralığına bir sınır getirilmiştir. Donatı aralığı, z ile ifade edilen eğilme donatısının sınırlı dağıtım miktarına bağlı olmaktadır. z değeri için üst sınırlar bu şartnamede verilmiş olup bu değer hesabı denklem (5.5) e göre yapılacaktır.

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (5.5)$$

$$A = 2 d_c b_w \quad (5.6)$$

Denklem (5.5) te, f_s donatıdaki gerilmeyi ifade etmektedir.

Denklem (5.6) daki d_c , b_w ve A değerleri Şekil (5.2) de gösterilmiştir.



Şekil 5.2 Etkili eğilme alanı

ACI 350 de donatı örtü tabakasının kalınlığı en fazla 51 mm alınmaktadır. z değerine bağlı olarak maksimum donatı aralığı ise;

$$\max D = \frac{z^3}{2 \times d_c^2 \times f_s^3} \quad (5.7)$$

ACI 318-89 da z değerinin i yüzeylerde 3130 kN/mm yi ve dış yüzeylerde 2590 kN/mm yi geçmesine müsaade edilmemiŐtir. Bu da sırasıyla maksimum çatlak genişliğinin yaklaşık 0,4 mm ve 0,33 mm olması demektir.

ACI 350 z değerini 2054 kN/mm ile sınırlandırmıŐtır. Çatlak genişliği bu durumda 0,27 mm olmaktadır. Ayrıca maksimum donatı aralığı da 305 mm olarak verilmiş bu değeri geçmesine müsaade edilmemiŐtir. nemli evresel yapılarda bu değer 1700 kN/mm ye kadar indirilerek çatlak genişliği yaklaşık 0,22 mm ile sınırlandırılmıştır.

5.1.3. BS 8007 : 1987 (BSI)

BSI BS 8007 : 1987 Şartnamesinde betonarme su yapıları için maksimum çatlak genişliği 0,2 mm ve kritik dış yüzeylerde 0,1 mm ile sınırlandırılmıştır. Beton prizini almadan önceki ve sonraki durumlar ayrı ayrı değerlendirilecektir.

0,1 mm ve 0,2 mm için donatıdaki müsaade edilen gerilme değerleri de Tablo (5.1) de verilmiştir. Betonun prizini aldıktan sonraki durum için düz yüzeyli ve nervürlü yüzeyli donatılar için tabloda gerilmelerden daha fazla gerilme oluşmasına izin verilmemiştir.

Tablo 5.1 Çekme ve eğilme gerilmeleri için müsaade edilen donatı gerilmeleri

Tasarım çatlak genişliği (mm)	Maksimum gerilme	
	Düz donatılar (N/mm ²)	Nervürlü donatılar (N/mm ²)
0,1	85	100
0,2	115	130

Şartnamede verilen maksimum çatlak aralığı;

$$s_{\max} = \frac{f_{ct}}{f_b} \times \frac{\phi}{2\rho} \quad (5.8)$$

olarak ifade edilmektedir. Denklem (5.8) de f_{ct}/f_b , betonun çekme dayanımının (f_{ct}), betonla donatı arasındaki ortalama gerilme (f_b) değerine oranıdır. f_b değeri C35 için düz donatıda 1,0 N/mm² ve nervürlü donatı içinse 0,67 N/mm² olmaktadır.

ϕ donatı çapını, ρ ise etkili eğilme alanındaki donatı oranını göstermektedir.

$$s_{\max} = 2s_{\min} \quad (5.9)$$

olmaktadır. Tahmin edilen maksimum çatlak genişliği w_{\max} denklem (5.10) da verilmiştir.

$$w_{\max} = s_{\max} \varepsilon \quad (5.10)$$

$$\varepsilon = [\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{te} - (100 \times 10^{-6})] \quad (5.11)$$

Denklem (5.11) de ε_{cs} tahmini kayma gerilmesi, ε_{te} ise toplam termal kısılma (sıcaklık etkisiyle oluşan) olarak tanımlanmıştır.

5.2. Derz Detayları

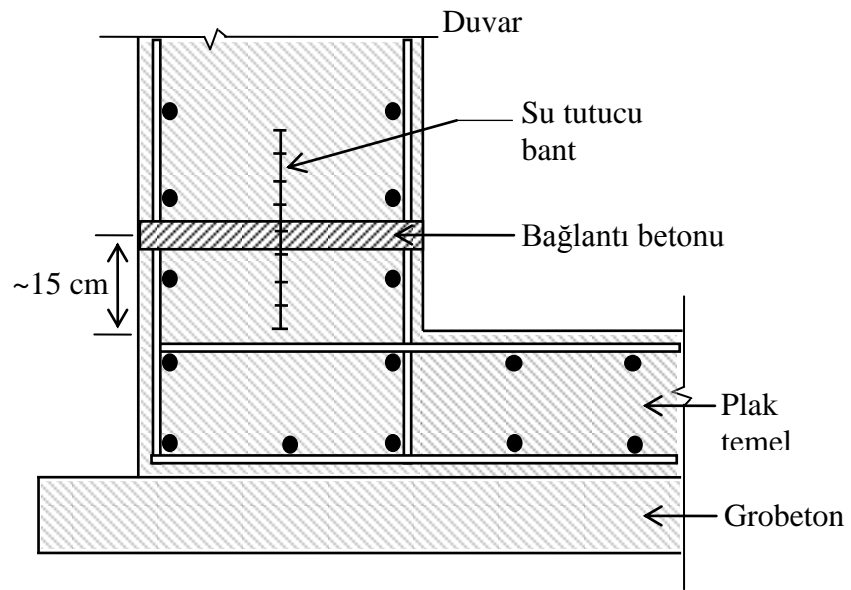
Bu bölümde su depoları için gerekli olabilecek derz türlerine değinilmiş ve gerekli derz detayları şematik olarak gösterilmiştir. BSI 8007 : 1987 ve DSİ “Su Tutucu Betonarme Yapıların Yapımına Ait Genel Teknik Şartname” de belirtilen esaslara ve gösterilen çizimlere değinilmiştir.

Derzler inşaat derzleri ve hareket derzleri olarak ikiye ayrılabilir.

İnşaat derzleri uygulamada şartlara bağlı olarak kolaylık sağlamak amacıyla betona yapılan ve elemanın sürekliliğini bozmayan derzlerdir. Genel olarak inşaat derzleri düşey veya yatay olarak düzenlenebilirler. Perde duvarında yapılan tipik derz Şekil 5.3 te gösterilmiştir.

İnşaat derzlerinde donatının devamı sağlanmalı, betonla birlikte çalışması için gerekli işlemler yapılmalıdır. Uygulamada inşaat derzinde tam süreklilik sağlanamıyorsa, yapılan derzin bir hareket derzi olarak düşünülmesi gerekir.

Düşey inşaat derzleri kiriş ve döşeme gibi elemanlarda düzenlenebilir. Yatay inşaat derzi ise kolon ve perde duvar gibi yapı elemanlarında düzenlenmektedir. Depo haznesinde özellikle geçirimsizliğin sağlanması amacıyla su tutucu bant kullanımına önem verilmelidir. İnşaat derzlerinin statik kesit tesirlerinin az olduğu yerlerde teşkil edilmesine çalışılmalıdır.



Şekil 5.3 İnşaat derzi

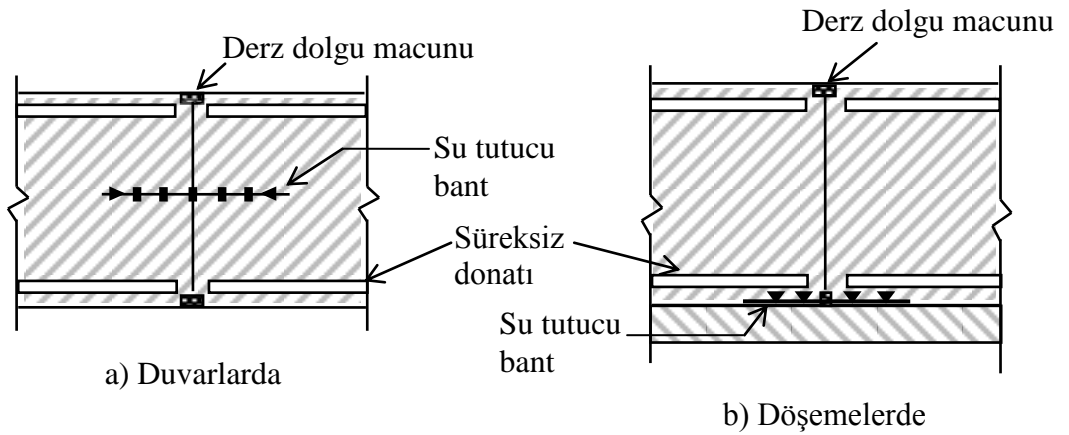
İnşaat derzlerinin dışında depolarda hareket derzleri de bulunmaktadır. Yerlerinin doğru seçilmesi halinde hareket derzleri çatlakların önlenmesinde en etkili yollarından biridir.

Kesit değişiklikleri gibi çatlak meydana gelebilecek yerlerde hareket derzleri teşkil edilmelidir. Bu şekilde uygun yerlere konulması halinde moment azaltılması sağlanmış olur.

Ayrıca farklı zemin oturmalarında çatlak oluşumu önler, betonda rötre ve sıcaklık değişimlerinden doğan çekme gerilmelerinin azaltılmasına sebep olurlar. Hareket derzleri daralma derzleri, genişleme derzleri ve kayma derzleri olarak teşkillere bağlı olarak çeşitli tiplerdedir.

Daralma derzleri boyunca beton sürekli değildir. Ancak derzin iki yanağı arasında boşluk bırakılmamış derzlerdir. Bu derzlerde beton sürekli olmadığı halde donatı sürekli veya süreksiz olabilir.

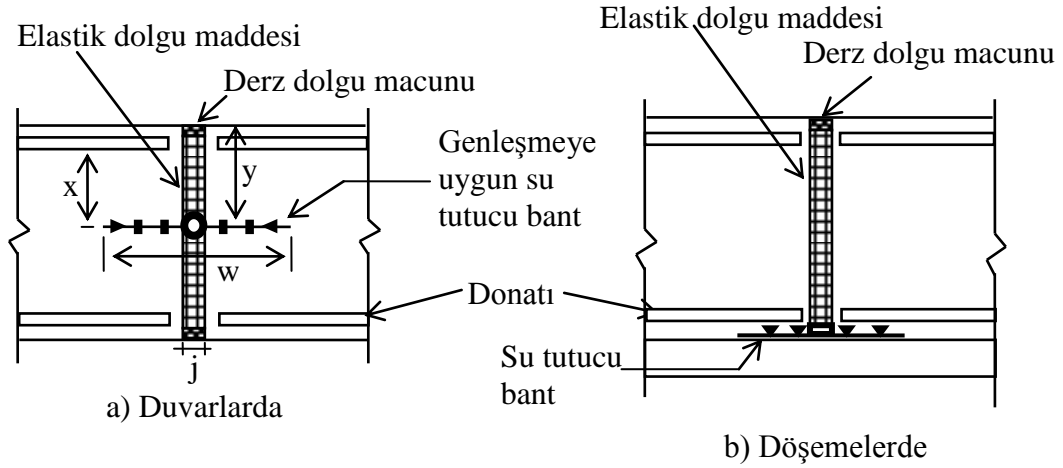
Yapılan derz, hem betonun hem de donatının süreksiz olması halinde “Tam Daralma Derzi”, betonun süreksiz ve donatının sürekli olması halinde “Kısmi Daralma Derzi” dir.



Şekil 5.4 Tam daralma derzleri

Şekil 5.4 de, tam daralma derzleri duvar ve döşeme elemanları için gösterilmiştir. Kısmi daralma derzlerinde ise sadece donatı sürekli olmaktadır ve Şekil 5.4 te ki çizimlerde donatı sürekliliğinin sağlanmasıyla kısmi daralma derzlerinin detayı elde edilmiş olur.

Genleşme derzleri yapıdaki hem genleşme hem de daralma hareketlerine imkan veren derz tipidir. Bu derz boyunca beton ve donatı süreksizdir. Derz teşkilinde derzin iki yanağı arasında uygun bir boşluk bırakılmıştır. Duvar ve döşemelerdeki genleşme derzi Şekil 5.5 verilmiştir.



Şekil 5.5 Genleşme derzleri

Genleşme derzleri için Şekil 5.5 de duvarlar için verilen büyüklüklerle ilgili olarak DSİ şartnamesinde bazı sınırlamalar getirilmiştir. Bu ifadeler, t duvar genişliği ve a en büyük agrega çapı olmak üzere (5.12)-(5.15) denklemlerinde verilmiştir.

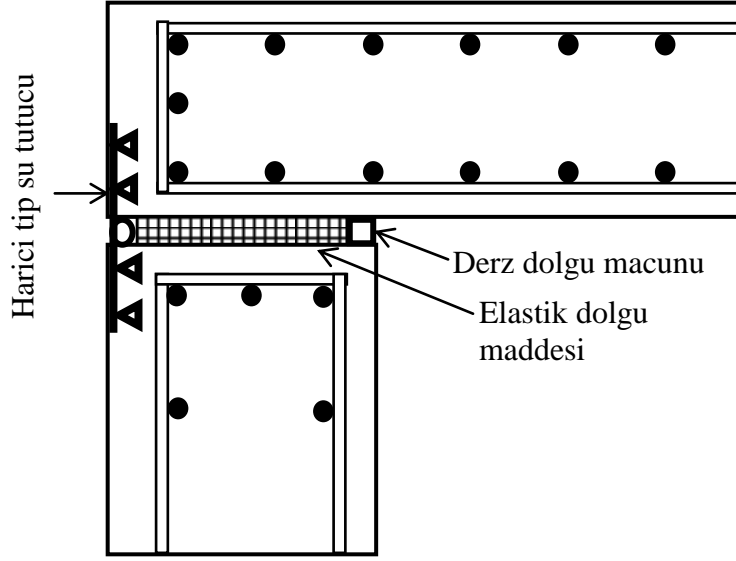
$$w \leq t \quad (5.12)$$

$$w \geq 6a + j \quad (5.13)$$

$$y \geq (w - j)/2 \quad (5.14)$$

$$x \geq 2a \quad (5.15)$$

Derz düzleminde yapı kısımlarının arasındaki rölatif hareketleri kolaylaştırmak için kayma derzi olarak adlandırılan derz tipi kullanılır. Kayma derzinde özel tedbirler alınarak donatı ve betonda tam devamsızlık temin edilmelidir. Bu tip hareket derzlerinin tipik detayı Şekil 5.6 da gösterilmiştir.



Şekil 5.6 Kayma derzi

DSİ şartnamesinde süreksiz yapılarda her 7,5 m de bir kısmi daralma derzi veya her 15 m de bir tam daralma derzi teşkil edilmesi uygun görülmektedir. Yer üstü yapılarda 22,5 m yi geçmeyecek şekilde genişleme derzi yapılması ifade edilmektedir. Bir boyutu 60 m yi geçen yapılarda duvarla çatı arasına muhakkak kayma derzi yapılması istenmektedir. Ayrıca donatının süreksiz olduğu derzlerde donatı derz yanağına 5 cm den daha fazla yanaştırılmaması istenmiştir. BS 8007 : 1987’de de DSİ şartnamesinde tam daralma ve kısmi daralma derzleri için verilen değerler kullanılmıştır. BSI’de su tutucuların minimum yüksekliği 75 mm olarak belirtilmiştir.

6. ÖRNEK

6.1. Örnek Yapı Sisteminin Tanıtılması ve Yüklemeler

Sunulan çalışmada örnek olarak DSİ' ye ait "Betonarme Ayaklı Su Depoları : Tip Projeleri / Hazırlayan Proje Fen Heyeti Müdürlüğü" adlı kaynaktan 75 m³ lük ayaklı su deposu tip projesi ele alınmıştır. Şekil 6.1. de gösterilen ayaklı su deposunun döşeme, kiriş, kolon ve temel yapı elemanları tanımlanarak SAP2000 Yapı Analiz Programı ile hesap yapılmıştır.

Yapı 25 m yüksekliğinde, 6 adet 400 mm × 400 mm boyutunda kolona ve 5 kata sahip, en üst katta da silindirik bir su haznesi bulunan ayaklı su deposudur. Tüm katlarda kat yüksekliği 5 m dir. Kirişler 200 mm × 400 mm boyutundadır.

Yapı depo olduğu için Yapı Önem Katsayısı I=1 alınmıştır. Zemin sınıfı olarak Z3 seçilmiştir. Temelde tanımlanan yaylar için zemin yatak katsayısı $k_0=0,15 \text{ N/mm}^3$ kabul edilmiştir. Beton sınıfı C16 ve donatı S220 olarak alınmıştır. Beton elastisite modülü $E_c= 27000 \text{ N/mm}^2$ alınmıştır.

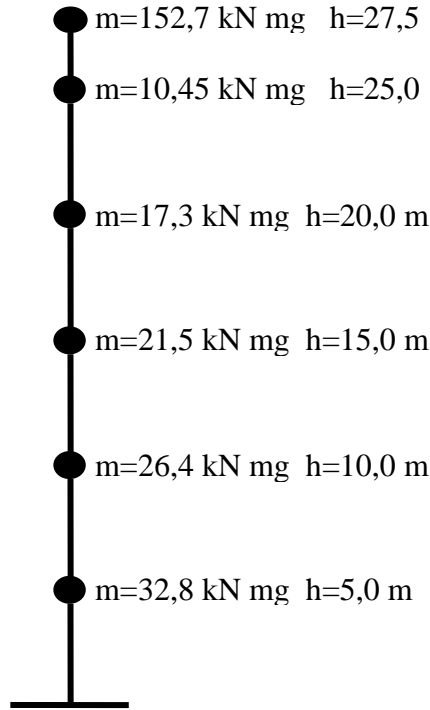
Taşıyıcı sistemin davranış katsayısı ABYYHY98 Tablo 6.8'e istinaden R=4 alınmıştır. (Deprem Yönetmeliği kurallarına tam uyulmadığı için)

Sistem mevcut (beton ve donatı sınıfı) haliyle 1., 2., 3. ve 4. deprem bölgeleri için ayrı ayrı analiz edilmiş ve DSİ tarafından belirlenen kolonlara ait kesit ve donatıların, ABYYHY98-TS500'e ve SAP2000 yardımıyla ACI 318-99'a göre yeterli olup olmadığı incelenmiştir. Ardından yapı 1. deprem bölgesine göre yeniden analiz edilerek kolon ve dairesel kiriş için donatı hesabı yapılmıştır. Yeni düzenlemede beton sınıfı BS25 ve donatı sınıfı S420 alınmıştır ($E_c= 30230 \text{ N/mm}^2$).

Yapı sistemi deprem yükleri için %5 ek dışmerkezlilik verilmesine gerek görülmemiştir. Sistemin döşemelerinde rijit diyafram hareketi yaptığı kabul edilerek SAP2000 veri girişinde her katta Master Joint tanımı yapılmış ve bütün katlarda kütleler master düğümlere yerleştirilmiştir.

Yapı dinamik analiz yapılarak çözülmüş ve bina toplam deprem yükü V_{tB} 'nin, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemiyle hesaplanan bina toplam deprem yükü V_t ' ye oranı karşılaştırılarak gerekliyse Mod Birleştirme Yöntemine göre bulunan tüm iç kuvvet ve yer değiştirme büyüklükleri V_t / V_{tB} oranında arttırılmıştır.

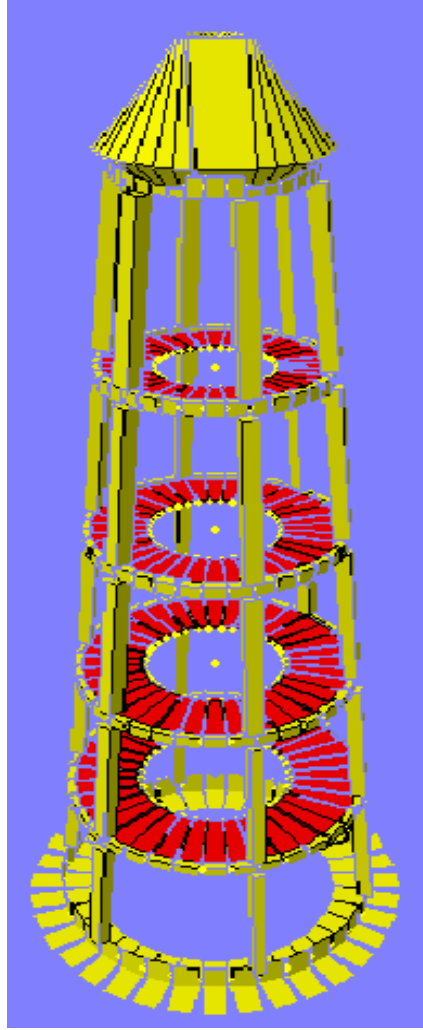
Yapıya ait kat kütleleri hesaplanarak Şekil 6.2'de verilmiştir. En üst katta silindirik depo haznesinin kütlesi ve atalet momentleri hesaplanarak 27,5 m yüksekliğinde özel olarak tanımlanmış noktaya etki ettirilmiştir. Ağırılığı olmayan buna karşılık atalet momenti oldukça büyük olan kirişler yardımıyla bu yükleme 5. kat yapı elemanlarına aktarılmıştır.



Şekil 6.2 Yapıya ait kat kütleleri

Hesapta izlenen yol:

İlk olarak yapıya ait kat kütleleri hesaplandıktan sonra katlara etkiyecek eşdeğer deprem yüklerinin bulunması için yapının birinci doğal periyodu T_1 ' in belirlenmesi gereklidir. T_1 değeri SAP2000 programı ile hesaplanmıştır. Depoya ait birinci doğal periyot 1,76 saniye olarak bulunmuştur. Ele alınan ayaklı su deposunun SAP2000 programındaki grafiksel şekli Şekil 6.3'de verilmiştir.



Şekil 6.3 SAP2000 programındaki yapı modellemesi

6.2. Mevcut Sistemin Tahkiki

1. Deprem Bölgesi

Örnek yapı ilk olarak 1. deprem bölgesi için değerlendirilecektir. Bu deprem bölgesi için A_0 değeri 0,40 olarak alınmıştır. SAP2000 programında “scale factor” değeri $A_0.I.g/R$ olarak hesaplanmış olup, burada g yer çekim ivmesi, R de taşıyıcı sistemin davranış katsayısı olmak üzere, $A_0.I.g/R=0,981$ olarak bulunmuştur. Ayrıca bütün deprem bölgelerinde alınan yüklemeler aşağıda Denklem 6.1, 6.2 ve 6.3 de verilmiştir.

$$\text{Load 1} = 1,4G + 1,4Q \quad (6.1)$$

$$\text{Load 2} = G + Q + E \quad (6.2)$$

$$\text{Load 3} = G + E \quad (6.3)$$

Kat kütlelerinin hesabında su yükü hareketli yük olarak alınmış olup ABYYHY98 madde 6.12. “bina türü olmayan yapılarda depolanan sıvı maddelerinin ağırlıklarının azaltılmamış değerleri kullanılacaktır.” ifadesine istinaden su yükünde azaltma katsayısı kullanılmamıştır.

Denklem (6.1) de gösterilen hareketli Q yükünün, elverişsiz yükleme yapılırken 1,4 katsayısı ile çarpılması yeterli olmaktadır.

Yapı sisteminin dinamik analizinde, deprem yönetmeliğine göre; yerel zemin koşulları ve bina doğal periyodu T ye bağlı olarak Spektrum Katsayısı, $S(T)$ değeri, Denklem (6.4), (6.5) ve (6.6) da verilmiş olup, bu değerler yeterli zaman aralığı için hesaplanarak SAP2000 programında veri olarak kullanılmıştır.

$$S(T) = 1 + 1,5T / T_A \quad (6.4)$$

$$S(T) = 2,5 \quad (6.5)$$

$$S(T) = 2,5(T_B / T)^{0,8} \quad (6.6)$$

%5 sönüm oranı için elastik tasarım ivme spektrumunun yer çekimi ivmesi g 'ye bölünmesine karşılık gelen Spektral İvme Katsayısı $A(T)$ denklem (6.7)'de ve yapının tümüne etkileyen Eşdeğer Deprem Yüğü (taban kesme kuvveti) V_t denklem (6.8)' de verilmiştir. Yapı doğal periyodu $T=1,76s > T_A=0,15s$ olduğu için ABYYHY98 denklem (6.3a)' ya istinaden deprem yükü azaltma katsayısı $R_a(T)$, taşıyıcı sistem davranış katsayısı R' ye eşit alınacaktır.

$$A(T) = A_0 . I . S(T) \quad (6.7)$$

$$V_t = W . A(T_1) / R_a(T_1) \geq 0,10 . A_0 . I . W \quad (6.8)$$

T_1 yapı doğal periyot değeri 1,76 s olmak üzere, yapı sisteminin karakteristikleri ve Eşdeğer Deprem Yüğü, 1. deprem bölgesine göre hesaplanarak Tablo 6.1' de verilmiştir.

Tablo 6.1 Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (1.deprem bölgesi)

Açıklama	Simge	Değeri
Yapı Deprem Bölgesi		1
Yapı Önem Katsayısı	I	1
1. Doğal Periyot	$T_1(s)$	1,76
Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	R	4
Yerel Zemin Sınıfı	Z3	
Spektrum Karakteristik Periyotları	$T_A(s)$	0,15
	$T_B(s)$	0,60
Spektrum Katsayısı	$S(T_1)$	1,057
Etkin Yer İvme Katsayısı	A_0	0,40
Spektral İvme Katsayısı	$A(T_1)$	0,423
Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı	$R(T_1)$	4
Eşdeğer Deprem Yüğü	$V_t(kN)$	270,9

SAP2000 de yapılan dinamik analiz sonucu 1. deprem bölgesinde yapı toplam deprem yüğü (devirici kuvvet) ; $V_{tB} = 246,8$ kN olarak bulunmuştur.

$V_t = 270,9 > V_{tB} = 246,8$ kN olduğu için dinamik analize göre bulunan tüm iç kuvvetler ve yer değıştirme değeri $V_t / V_{tB} = 1,1$ oranında artırılmıştır. SAP2000’de yüklemde spektral analizin katsayısı 1,1 olarak alınmış ve değeri yenilenmiştir.

Elde edilen kat yer değıştirme değeri (d_i) ve denklem (6.9)’da gösterilen, ardışık iki kat arasındaki yer değıştirme farkını ifade eden görel kat ötelemesi (Δ_i) değeri Tablo 6.2’de verilmiştir. ABYYHY98 madde 6.10.1. de görel kat ötelemeleri sınırlandırılmış olup bu ifade denklem (6.10a ve 6.10b) de verilmiştir.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (6.9)$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0,0035 \quad (6.10a)$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0,02 / R \quad (6.10b)$$

Tablo 6.2 Göreli Kat Ötelemeleri (1.deprem bölgesi)

Kat	d_i (m)	Δ_i (m)	h_i (m)	Δ_i/h_i	η_{ki}
1	0,01709	0,01709	5	0,00342	0,841
2	0,03740	0,02031	10	0,00203	0,994
3	0,05784	0,02044	15	0,00136	1,076
4	0,07683	0,01899	20	0,00095	1,555
5	0,08904	0,01221	25	0,00049	

Tablo 6.2’de görüldüğü üzere $\Delta_i/h_i = 0,00342 < 0,0035$ olduğu için göreli kat ötelemesinin sınırın altındadır, ancak 1. kat için sınır değere oldukça yaklaşmıştır.

Ayrıca B2 komşu katlar arası rijitlik düzensizliği kontrol edilmiştir. Rijitlik düzensizliği katsayısı, η_{ki} denklem (6.11) de verilmiş olup, bu katsayını 1,5 den büyük olması halinde ABYYHY98’e göre dinamik analiz yapılması zaten zorunlu olmaktadır.

$$\eta_{ki} = \Delta_i / \Delta_{i+1} \quad (6.11)$$

Tablo (6.2)’de η_{ki} değerleri bilgi sahibi olunması amacıyla hesaplanmıştır. En üst kat olan 5. katta depo haznesi bulunmasından dolayı 4. kata ait η_{ki} değeri 1,5’i geçmiş olup, yumuşak kat olarak adlandırılmalıdır.

1. deprem bölgesinde mevcut kolon donatısının değerlendirilmesi:

İlk olarak mevcut kolon kesitinin taşıyabileceği $maxN_d$ değeri denklem (6.12)’ye göre belirlenmiştir.

$$max N_d = 0,75 f_{cd} b_w h \quad (6.12)$$

Yukarıdaki ifade 40 cm × 40 cm kolon boyutu için hesaplanırsa $max N_d = 1496$ kN olarak bulunur. Yapının SAP2000’de analiz edilmesi sonucu max normal kuvvet, Load2(G+Q+E) yüklemesinden bulunmuş olup değeri $N_d = 850,5$ kN dur.

Burada hesaplanan normal kuvvetin, max normal kuvvetten büyük olmasından dolayı ($N_d < max N_d$), kolon kesitinin güvenli olduğu kabul edilmiş ve bütün deprem bölgeleri için sadece kolon kesitindeki mevcut donatı, ABYYHY98-TS500 ve ACI 318-99’a göre bulunan donatı ile karşılaştırılmıştır.

SAP2000’den bulunan N_d ve M_d değerleri, aşağıda Denklem (6.13) ve (6.14)’de verilen N_d' ve M_d' değerlerine çevrilerek “Mörsch Tabloları” dan ρ_m bulunmuştur. Denklem (6.15) yardımıyla A_s ve A_s' olarak ifade edilen donatı alanı hesabı yapılmıştır.

$$N_d' = N_d / (0,85 f_{cd} bh) \quad (6.13)$$

$$M_d' = M_d / (0,85 f_{cd} bh^2) \quad (6.14)$$

$$A_s = A_s' = \rho_m bh / (f_{yd} / 0,85 f_{cd}) \quad (6.15)$$

Tüm deprem bölgelerinde minimum donatı alanı hesabı denklem (6.16)’ya göre yapılmış olup, $A_{min} = 1600 \text{ mm}^2$ olarak bulunmuştur.

$$A_{s \min} = 0,01 b_w d \quad (6.16)$$

Hesapla bulunan N ve M değerleri içinde donatı alanının hesaplanmasında en elverişsiz yükleme olarak, Load3 olarak verilmiş olan (G + E) yüklemesinden elde edilen değerler hesaba katılmıştır.

Yapı sistem olarak düzenli ve simetrik olduğu için yalnızca x doğrultusunda yapılan yükleme ve bu yöndeki yüklemeye göre en elverişsiz olan kolon için hesaplama yapılmıştır.

5 katta da ayrı ayrı bulunan N ve M değerleri göz önüne alınarak değerlendirilmiştir. Mevcut donatı alanı, SAP2000 ile elde edilen kesit tesirleri vasıtasıyla elle hesaplanan donatı alanı Tablo 6.3 te ve SAP2000 tarafından hesaplanan donatı alanı Tablo 6.4 de karşılaştırılmıştır.

Tablo 6.3 Kolon Donatısının Hesaplanması (1.deprem bölgesi)

Kat	Kolon No	N_d (kN)	M_d (kN m)	N_d'	M_d'	ρ_m	Hesaplanan A_s (mm ²)
5	100	19,05	114,50	0,014	0,20	0,260	4074
4	101	52,73	98,70	0,040	0,17	0,220	3447
3	102	90,07	85,00	0,060	0,15	0,190	2976
2	103	140,09	79,60	0,100	0,14	0,175	2741
1	104	225,5	83,70	0,170	0,14	0,170	2662

Tablo 6.4 Kolondaki Mevcut Donatının ve Hesaplanan Donatının Karşılaştırılması

Kat	Kolon No	Mevcut Donatı Alanı (mm ²)	SAP2000 Programıyla Hesaplanan Donatı Alanı (mm ²)	Hesaplanan Donatı Alanı (mm ²)
5	100	1916	4324	4074
4	101	2340	3505	3447
3	102	2340	2779	2976
2	103	2340	2347	2741
1	104	3348	2258	2662

Tablo 6.4'de görüldüğü üzere DSİ Tip Projelerinde verilen donatı alanları ile SAP2000 programıyla ve elle yapılan hesaplarla bulunan donatı alanlarında farklılık bulunmuştur.

Yapı sistemi göz önüne alındığında özellikle 4. ve 5. kata ait hesapların mevcut durumdan oldukça farklı değerler verdiği görülmüştür. 5. katta bulunan su depo haznesi, yapının deprem davranışı üzerinde olumsuz yönde çok etkili olmaktadır. Mevcut donatı alanlarının 2. kattan yukarıdaki katlarda yetersiz kaldığı görülmüştür.

2. Deprem Bölgesi

Bu deprem bölgesinde yapılan kontrollerde zemin sınıfı yine Z3 kabul edilmiştir. Yapı 2. deprem bölgesinde olduğu için A_0 değeri 0,40 olmaktadır. SAP2000 programında “scale factor” değeri $A_0.g/R$ olarak yeniden hesaplanmış olup, burada g yer çekim ivmesi, R de taşıyıcı sistemin davranış katsayısı olmak üzere, $A_0.g/R=0,736$ olarak bulunmuştur.

Denklem (6.1), (6.2) ve (6.3)’de yapılan yüklemeler bu deprem bölgesinde de uygulanmıştır.

1. deprem bölgesine ait $S(T)$, spektral ivme katsayıları zemin sınıfı değişmediği için bu deprem bölgesi için de geçerli olmaktadır.

T_1 yapı doğal periyot değeri 1,76 s olmak üzere, yapı sisteminin karakteristikleri ve Eşdeğer Deprem Yüğü, denklem (6.8)’de ifade edildiği üzere 2. deprem bölgesine göre hesaplanarak Tablo 6.5’de verilmiştir.

Tablo 6.5 Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (2.deprem bölgesi)

Açıklama	Simge	Değeri
Yapı Deprem Bölgesi		2
Yapı Önem Katsayısı	I	1
1. Doğal Periyot	$T_1(s)$	1,76
Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	R	4
Yerel Zemin Sınıfı	Z3	
Spektrum Karakteristik Periyotları	$T_A(s)$	0,15
	$T_B(s)$	0,60
Spektrum Katsayısı	$S(T_1)$	1,057
Etkin Yer İvme Katsayısı	A_0	0,30
Spektral İvme Katsayısı	$A(T_1)$	0,32
Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı	$R(T_1)$	4
Eşdeğer Deprem Yüğü	$V_t(kN)$	203,1

SAP2000 de yapılan dinamik analiz sonucu 2. deprem bölgesinde yapı toplam deprem yükü (devirici kuvvet) ; $V_{tB} = 185,2$ kN olarak bulunmuştur.

$V_t = 203,1 > V_{tB} = 185,2$ kN olduğu için dinamik analize göre bulunan tüm iç kuvvetler ve yer değiştirme değerleri $V_t / V_{tB} = 1,1$ oranında artırılmıştır. SAP2000’de yüklemde spektral analizin katsayısı 1,1 olarak alınmış ve değerler yenilenmiştir.

Elde edilen kat yer değiştirme değerleri (d_i) ve denklem (6.9)’da gösterilen, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden görel kat ötelemesi (Δ_i) değerleri Tablo 6.6’de verilmiştir. ABYYHY98 madde 6.10.1.’de görel kat ötelemeleri sınırlandırılmış olup bu ifade daha önce Denklem (6.10a ve 6.10b)’de verilmiştir.

Tablo 6.6 Görel Kat Ötelemeleri (2.deprem bölgesi)

Kat	d_i (m)	Δ_i (m)	h_i (m)	Δ_i/h_i	η_{kl}
1	0,01282	0,01282	5	0,00256	0,841
2	0,02806	0,01524	10	0,00152	0,993
3	0,0434	0,01534	15	0,00102	1,077
4	0,05764	0,01424	20	0,00071	1,375
5	0,068	0,01036	25	0,00041	

Tablo 6.6 incelendiğinde, yapı sisteminin 1.deprem bölgesinde bulunan değerlere göre daha güvenli sonuçlar verdiği görülmektedir.

2. deprem bölgesinde mevcut kolon donatısının değerlendirilmesi:

Yapının SAP2000’de analiz edilmesi sonucu max normal kuvvet, Load2(G+Q+E) yüklemesinden bulunmuş olup değeri $N_d = 747,0$ kN dur. Burada hesaplanan normal kuvvetin, max normal kuvvetten büyük olmasından dolayı ($N_d = 747$ kN $<$ max $N_d = 1496$ kN), kolon kesitinin güvenli olduğu kabul edilmiş ve sadece kolon kesitindeki mevcut donatı, ABYYHY98-TS500 ve ACI 318-99’a göre bulunan donatı ile karşılaştırılmıştır.

5 katta da ayrı ayrı bulunan N ve M değerleri göz önüne alınarak değerlendirilmiştir. Mevcut donatı alanı, SAP2000’de bulunan değerler vasıtasıyla elle hesaplanan donatı alanı (Tablo 6.7) ve SAP2000 paket programı tarafından hesaplanan donatı alanı Tablo 6.8 de karşılaştırılmıştır.

Tablo 6.7 Kolon Donatısının Elle Hesaplanması

Kat	Kolon No	N_d (kN)	M_d (kN m)	N_d'	M_d'	ρ_m	Hesaplanan A_s (mm ²)
5	100	4,51	86,00	0,030	0,150	0,180	2820
4	101	7,81	74,30	0,060	0,130	0,130	2037
3	102	11,60	64,20	0,080	0,110	0,095	1600
2	103	18,40	61,30	0,130	0,105	0,080	1600
1	104	22,98	43,00	0,160	0,074	0,075	1600

Tablo 6.8 Kolondaki Mevcut Donatının ve Hesaplanan Donatının Karşılaştırılması

Kat	Kolon No	Mevcut Donatı Alanı (mm ²)	SAP2000 Programıyla Hesaplanan Donatı Alanı (mm ²)	Hesaplanan Donatı Alanı (mm ²)
5	100	1916	2974	2820
4	101	2340	2350	2037
3	102	2340	1754	1600
2	103	2340	1600	1600
1	104	3348	1600	1600

Tablo 6.8’de görüldüğü üzere DSİ Tip Projelerinde verilen donatı alanları ile SAP2000 programıyla ve elle yapılan hesaplarla bulunan donatı alanlarında farklılık bulunmuştur.

Yapı sistemi göz önüne alındığında özellikle 5. kata ait hesapların mevcut durumdan oldukça farklı değerler verdiği görülmüştür. 5. katta bulunan su depo haznesi, yapının deprem davranışı üzerinde olumsuz yönde çok etkili olmaktadır. 2. deprem bölgesinde mevcut donatı alanlarının yalnızca 5. katta yetersiz kaldığı belirlenmiştir.

3. Deprem Bölgesi

Bu deprem bölgesinde yapılan kontrollerde de zemin sınıfı Z3 kabul edilmiştir. Yapı 3. deprem bölgesinde olduğu için A_0 değeri 0,30 olmaktadır. SAP2000 programında “scale factor” değeri $A_0.g/R$ olarak yeniden hesaplanmış olup, $A_0.g/R=0,491$ olarak bulunmuştur. Denklem (6.1), (6.2) ve (6.3)’de yapılan yüklemeler bu deprem bölgesinde de uygulanmıştır. 1. deprem bölgesine ait $S(T)$, spektral ivme katsayıları zemin sınıfı değişmediği için bu deprem bölgesi için de geçerli olmaktadır.

T_1 yapı doğal periyot değeri 1,76 s olmak üzere, yapı sisteminin karakteristikleri ve Eşdeğer Deprem Yüğü, denklem (6.8)’de ifade edildiği üzere 3. deprem bölgesine göre hesaplanarak Tablo 6.9’da verilmiştir.

Tablo 6.9 Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (3.deprem bölgesi)

Açıklama	Simge	Değeri
Yapı Deprem Bölgesi		3
Yapı Önem Katsayısı	I	1
1. Doğal Periyot	$T_1(s)$	1,76
Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	R	4
Yerel Zemin Sınıfı	Z3	
Spektrum Karakteristik Periyotları	$T_A(s)$	0,15
	$T_B(s)$	0,60
Spektrum Katsayısı	$S(T_1)$	1,057
Etkin Yer İvme Katsayısı	A_0	0,20
Spektral İvme Katsayısı	$A(T_1)$	0,2114
Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı	$R(T_1)$	4
Eşdeğer Deprem Yüğü	$V_t(kN)$	135,4

SAP2000 de yapılan dinamik analiz sonucu 3. deprem bölgesinde yapı toplam deprem yüğü (devirici kuvvet) ; $V_{tB} = 125,4$ kN olarak bulunmuştur.

$V_t = 135,4 > V_{tB} = 125,4$ kN olduğu için dinamik analize göre bulunan tüm iç kuvvetler ve yer değiştirme değerleri $V_t / V_{tB} = 1,1$ oranında artırılmıştır. SAP2000’de yüklemde spektral analizin katsayısı 1,1 olarak alınmış ve değerler yenilenmiştir.

Elde edilen kat yer değiştirme değerleri (d_i) ve denklem (6.9)’da gösterilen, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden görel kat ötelemesi (Δ_i) değerleri Tablo 6.10’da verilmiştir. ABYYHY97 madde 6.10.1.’de görel kat ötelemeleri sınırlandırılmış olup bu ifade daha önce Denklem (6.10a ve 6.10b)’de verilmiştir.

Tablo 6.10 Görel Kat Ötelemeleri (3.deprem bölgesi)

Kat	d_i (m)	Δ_i (m)	h_i (m)	Δ_i/h_i	η_{ki}
1	0,00855	0,00855	5	0,00171	0,841
2	0,01872	0,01017	10	0,00102	0,994
3	0,02895	0,01023	15	0,00068	1,077
4	0,03845	0,00950	20	0,00048	1,552
5	0,04457	0,00612	25	0,00024	

Tablo 6.10’da η_{ki} değerleri de hesaplanmıştır. En üst kat olan 5. katta depo haznesi bulunmasından dolayı 4. kata ait η_{ki} değeri 1,5’i geçmiş olup, yumuşak kat olarak adlandırılmalıdır.

3. deprem bölgesinde mevcut kolon donatısının değerlendirilmesi:

Yapının SAP2000’de analiz edilmesi sonucu max normal kuvvet, Load2(G+Q+E) yüklemesinden bulunmuş olup değeri $N_d = 643,4$ kN dur.

Burada hesaplanan normal kuvvetin, max normal kuvvetten büyük olmasından dolayı ($N_d = 643,4 < \max N_d = 1496$ kN), kolon kesitinin güvenli olduğu kabul edilmiş ve sadece kolon kesitindeki mevcut donatı, ABYYHY98-TS500 ve ACI 318-99’a göre bulunan donatı ile karşılaştırılmıştır.

SAP2000 programı ve elle yapılan kontrollerde 3. deprem bölgesi için kolonlarda minimum değer olan $A_s = 1600$ mm² donatı alanının yeterli olduğu görülmüştür. Aynı şekilde 4.deprem bölgesi için de mevcut kolon donatısının yeterli olduğu belirlenmiştir.

6.3. Yeniden Yapılan Düzenlemeye Göre Kesit Tahkiki

Ele alınan yapı sistemi 1. deprem bölgesi için yeniden tasarlanmıştır. Kullanılan beton sınıfı BS25 ve donatı S420 (BÇIII) kabul edilerek sistem tekrar analiz edilmiştir.

Bu deprem bölgesi için A_0 değeri 0,40 olarak alınmıştır. SAP2000 programında “scale factor” değeri $A_0.I.g/R$ olarak hesaplanmış olup, burada g yer çekim ivmesi, R de taşıyıcı sistemin davranış katsayısı olmak üzere, $A_0.I.g/R=0,981$ olarak bulunmuştur. Ayrıca alınan yüklemeler aşağıda Denklem (6.17), (6.18) ve (6.19) de verilmiştir.

$$\text{Load 1} = 1,4G + 1,4Q \quad (6.17)$$

$$\text{Load 2} = G + Q + E \quad (6.18)$$

$$\text{Load 3} = G + E \quad (6.19)$$

Yapı sisteminin dinamik analizinde, deprem yönetmeliğine göre yerel zemin koşulları göz önüne alınarak, bina doğal periyodu (T_1 değeri) programla hesaplanmış olup 1,7s’dir.

%5 sönüm oranı için elastik tasarım ivme spektrumunun yer çekimi ivmesi g ’ye bölünmesine karşılık gelen Spektral İvme Katsayısı $A(T)$ denklem (6.7)’de ve yapının tümüne etkiyen Eşdeğer Deprem Yükü (taban kesme kuvveti) V_t denklem (6.8)’ de verilmiştir. Yapı doğal periyodu $T=1,7s > T_A=0,15s$ olduğu için ABYYHY98 denklem (6.3a)’ ya istinaden deprem yükü azaltma katsayısı $R_a(T)$, taşıyıcı sistem davranış katsayısı R' ye eşit alınacaktır.

T_1 yapı doğal periyot değeri 1,7s olmak üzere, yapı sisteminin karakteristikleri ve Eşdeğer Deprem Yükü, 1. deprem bölgesine göre hesaplanarak Tablo 6.11’ de verilmiştir.

Tablo 6.11 Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (Yeni düzenleme)

Açıklama	Simge	Değeri
Yapı Deprem Bölgesi		1
Yapı Önem Katsayısı	I	1
1. Doğal Periyot	$T_1(s)$	1,7
Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	R	4
Yerel Zemin Sınıfı	Z3	
Spektrum Karakteristik Periyotları	$T_A(s)$	0,15
	$T_B(s)$	0,60
Spektrum Katsayısı	$S(T_1)$	1,09
Etkin Yer İvme Katsayısı	A_0	0,40
Spektral İvme Katsayısı	$A(T_1)$	0,436
Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı	$R(T_1)$	4
Eşdeğer Deprem Yüğü	$V_t(kN)$	279,2

SAP2000 de yapılan dinamik analiz sonucu 1. deprem bölgesinde yapı toplam deprem yüğü (devirici kuvvet) ; $V_{tB} = 252,9$ kN olarak bulunmuştur.

$V_t = 279,2 > V_{tB} = 252,9$ kN olduğu için dinamik analize göre bulunan tüm iç kuvvetler ve yer değıştirme değeri $V_t / V_{tB} = 1,1$ oranında artırılmıştır. SAP2000’de yüklemde spektral analizin katsayısı 1,1 olarak alınmış ve değeri yenilenmiştir.

Elde edilen kat yer değıştirme değeri (d_i) ve denklem (6.9)’da gösterilen, ardışık iki kat arasındaki yer değıştirme farkını ifade eden görel kat ötelemesi (Δ_i) değeri Tablo 6.12’de verilmiştir. ABYYHY98 madde 6.10.1. de görel kat ötelemeleri sınırlandırılmış olup bu ifade denklem (6.10a ve 6.10b) de verilmiştir.

Tablo 6.12 Göreli Kat Ötelemeleri (Yeni düzenleme)

Kat	d_i (m)	Δ_i (m)	h_i (m)	Δ_i/h_i	η_{ki}
1	0,01654	0,01654	5	0,00331	0,847
2	0,03607	0,01953	10	0,00195	0,994
3	0,05572	0,01965	15	0,00131	1,077
4	0,07396	0,01824	20	0,00091	1,552
5	0,08571	0,01175	25	0,00047	

Tablo (6.2)'de görüldüğü üzere $\Delta_i/h_i = 0,0033 < 0,0035$ olduğu için göreli kat ötelemesi sınırın altındadır.

Ayrıca B2 komşu katlar arası rijitlik düzensizliği kontrol edilmiştir. Rijitlik düzensizliği katsayısı, η_{ki} denklem (6.11) de verilmiş olup, bu katsayını 1,5 den büyük olması halinde ABYYHY98'e göre dinamik analiz yapılması zaten zorunlu olmaktadır.

Tablo (6.12)'de η_{ki} değerleri bilgi sahibi olunması amacıyla hesaplanmıştır. En üst kat olan 5. katta depo haznesi bulunmasından dolayı 4. kata ait η_{ki} değeri 1,5'i geçmiş olup, yumuşak kat olarak adlandırılmalıdır.

6.3.1. 1.Deprem Bölgesinde Kolon ve Kiriş Donatısının Hesaplanması

6.3.1.1 Kolon hesabı

Elverişsiz yükleme olarak (G + E) yüklemesi seçilmiştir. Buna göre 5. kat kolonu için $N_d = 2,77$ kN ve $M_d = 12.285$ t-cm değerleri bulunmuştur.

SAP2000'den bulunan N_d ve M_d değerleri, aşağıda Denklem (6.20) ve (6.21)'de verilen N_d' ve M_d' değerlerine çevrilerek "Mörsch Tabloları" dan ρ_m bulunmuştur. Denklem (6.22) yardımıyla A_s ve A_s' olarak ifade edilen donatı alanı hesabı yapılmıştır.

$$N_d' = N_d / (0,85 f_{cd} bh) \quad (6.20)$$

$$M_d' = M_d / (0,85 f_{cd} b h^2) \quad (6.21)$$

$$A_s = A_s' = \rho_m b h / (f_{yd} / 0,85 f_{cd}) \quad (6.22)$$

Minimum donatı alanı hesabı denklem (6.23)'ya göre yapılmış olup, $A_{\min} = 1600 \text{ mm}^2$ olarak bulunmuştur.

$$A_{\min} = 0,01 b_w d \quad (6.23)$$

Narinlik dikkate alınmıştır. Yaklaşık olarak $k = 1,2$ tahmin edilirse $kl/i = 1,2 \times 4,6 / (0,3 \times 0,4) = 46$ bulunur ki, yanal yer değiştirmesi önlenmemiş sistem için; $22 < 46 < 100$ olduğundan narinlik göz önüne alınmalıdır. Yanal yer değiştirmesi önlenmemiş durum için bulunan k değerleri vasıtasıyla N_k hesaplanmış olup, denklem (6.24) ifadesine göre $\beta = 1,27$ olarak bulunmuştur.

$$\beta = 1 / [1 - \sum N_d / \sum N_k] \quad (6.24)$$

$M_d = 1228,5 \text{ kNm}$ değeri β ile çarpılarak büyütülecektir. Yeni moment değeri; $1228,5 \times 1,27 = 1560,0 \text{ kNm}$ bulunmuştur. Aşağıda hesaplanan değerler verilmiştir:

- $N_d' = 0,02$
- $M_d' = 0,27$
- $\rho_m = 0,28$
- $A_s = A_s' = 1773 \text{ mm}^2$, $A_T = 3546 \text{ mm}^2$

Seçilen kolon donatısı $\varnothing 22$ olup, toplam gereken donatı; $10\varnothing 22$, sağlanan donatı alanı $A_s = 3800 \text{ mm}^2 > 3546 \text{ mm}^2$ dir.

Etriye hesabında etriye çapı aşağıda (6.25)' de, etriye aralığı s değeri de (6.26)'da verilen ifadeye göre hesaplanmıştır. \varnothing_h etriye donatısının çapını, \varnothing_l boyuna donatı çapını göstermektedir.

$$\varnothing_h \geq \varnothing_l / 3 ; 8 \text{ mm} \quad (6.25)$$

$$\max s \leq 200 \text{ mm} ; b/2 \quad (6.26)$$

Verilen ifadelere göre kolon etriyesi olarak $\varnothing 8/200 \text{ mm}$ seçilmiştir.

6.3.1.2 Kiriş kesit hesabı

Bu bölümde 4. kata ait dikdörtgen kesitli dairesel kirişin hesabı yapılmıştır. Deprem bölgesi olduğu için minimum kiriş genişliği olarak 250 mm alınmıştır. Kiriş yüksekliği 400 mm ve kiriş boyu $L=2,54$ m'dir. Kiriş etkili yüksekliği $d = 370$ mm kabul edilmiştir.

Tablo 6.13 Kiriş Bilgileri

Kiriş Genişliği	b_w (mm)	250
Kiriş Yüksekliği	h (mm)	400
Kiriş Etkili Yüksekliği	d (mm)	370
Mesnet Momenti	M_d' (kN m)	116,5
Açıklık Momenti	M_d (kN m)	112,2
Burkulma Momenti	T_d (kN m)	30,88
Kesme Kuvveti	V_d (kN)	94,2
j_λ		0,86

Kesitin uygunluğu abaklar yardımıyla kontrol edilmiştir. Buna göre $j_l = 0,86$ ve $k_l = 29,1$ cm²/t bulunmuştur. k değeri (6.27) ifadesinde hesaplanmıştır.

$$k = \frac{b_w d^2}{M_d} = 30,18 \text{ cm}^2/\text{t} \quad (6.27)$$

$k = 30,18$ cm²/t $>$ $k_l = 29,1$ cm²/t olduğu için kesit yeterlidir.

- **Açıklık donatısı**, aşağıda (6.28) ifadesinden bulunarak pilye ve düz donatı seçimi yapılmıştır.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} (j_\lambda) d} = 966 \text{ mm}^2 \quad (6.28)$$

Tablo 6.14 Kiriş Açıklık Donatısı Hesabı

M_d (kN m)	Seçilen Donatı	Donatı Alanı (mm ²)	Toplam Alan (mm ²)
112,2	3Ø16	603	1065
	3Ø14	462	

$A_s = 1065 > 966 \text{ mm}^2$ yeterli donatı alanı sağlanmıştır.

Montaj donatısı 2Ø12 kabul edilmiştir. Ancak kontrolü yapılacaktır.

Minimum donatı alanı kontrolü:

$\rho_2 = A_s / (b_w d) = 0,012 > \min \rho_2 = 12 / f_{yd} = 0,0033$ sağlanmıştır.

Açıklık ve mesnette bulunması gereken donatı oranları kontrolü yapılmıştır;

Mesnette üstte bulunması gereken minimum donatı oranı ρ_1 , altta bulunması gereken ρ_1' , açıklıkta üstte bulunması gereken ρ_2' ve altta bulunması gereken donatı oranı ρ_2 olmak üzere gerekli ifadeler (6.29), (6.30) ve (6.31)' de verilmiştir.

$$\min \rho_1 = f_{ctd} / f_{yd} = 0,0032 \quad (6.29)$$

$$\min \rho_2' = \rho_1 / 4 \quad (6.30)$$

$$\min \rho_1' = 0,5 \rho_1 \text{ (1. deprem bölgesinde)} \quad (6.31)$$

- **Mesnet donatısı**, açıklık donatısında olduğu gibi aşağıda (6.32) ifadesinde hesaplanmıştır;

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} (j_\lambda) d} = 990 \text{ mm}^2 \quad (6.32)$$

Tablo 6.15 Kiriş Mesnet Donatısı Hesabı

M_d' (kN m)	Mevcut Donatı	Donatı Alanı (mm ²)	Toplam Alan (mm ²)
116,5	2x3Ø14 (pilye donatısı)	924	1150
	2Ø12 (montaj donatısı)	226	

$A_s' = 1150 > 990 \text{ mm}^2$ yeterli donatı alanı sağlanmıştır.

$$\rho_1 = 11,5 / (25.37) = 0,012 > \min \rho_1 = 0,0032 \quad (6.33)$$

$$\rho_1' = 2.6,03 / (25.37) = 0,013 > \min \rho_1' = 0,5 \rho_1 = 0,0016 \quad (6.34)$$

$$\min \rho_2' = \rho_1 / 4 = 0,003 > \rho_2' = 2,26 / (25.37) = 0,00244 \quad (6.35)$$

(6.33) ve (6.34)'deki ifadelerde gereken minimum değerler sağlanmış olup, (6.35)'de ifade edilen açıklık üst donatısı yetersiz kalmaktadır. Bu yüzden üst montaj donatısı artırılarak 3Ø12 kullanılmıştır.

- **Etriye hesabı**, yapılırken ilk olarak etriye aralığı s için denklem (6.36)'da ifade edilen sınırlama dikkate alınmıştır;

$$s \leq h/2 ; s \leq 400 \text{ mm} \quad (6.36)$$

$$\min \rho_w = 0,30 f_{ctd} / f_{ywd} = 0,30.11/1910 = 0,0018 \quad (6.37)$$

İfade (6.37)'de minimum etriye donatı oranı hesaplanmıştır. Etriye olarak Ø10/200 mm seçilirse;

$$\rho_w = A_{sw} / (b_w d) = 2.0,79 / (25.37) = 0,0018 \quad (6.38)$$

Etriyenin yukarıdaki ifadelere göre Ø10/200 mm seçilmesi uygun olmaktadır.

Kayma hesabı;

$$V_{r \max} = 0,25 f_{cd} b_w d = 314,5 \text{ kN} \quad (6.39)$$

$$V_{cr} = 0,65 f_{ctd} b_w d = 69,0 \text{ kN} \quad (6.40)$$

$$V_{r \max} = 314,5 \text{ kN} > V_d = 94,2 \text{ kN} > V_{cr} = 69,0 \text{ kN} \quad (6.41)$$

(6.41)'de ifade edilen kontrol sonucu kayma hesabı gerekmektedir. Etriyenin karşılayacağı kesme kuvveti (6.42) ifadesinde hesaplanmıştır.

$$V_{ws} = A_{sw} d f_{ywd} / s = 2.79.370. 0,0191 / 200 = 55,8 \text{ kN} \quad (6.42)$$

Pilyelerin taşıması gereken kuvvet $94,2 - 55,8 = 3,84 \text{ kN}$ olarak belirlenir. 3Ø14 pilye donatısı ile taşınan kesme kuvveti ;

$$V_{wb} = A_{swb} d f_{ywd} / (\beta l_b) = 462 \times 370 \times 0,0191 / (0,5 \times 1500) = 43,5 \text{ kN} \quad (6.43)$$

(Pilye donatısı ile taşınan kesme kuvveti = 43,5kN) > (3,84 kN = Taşınması gereken kesme kuvveti), olduğuna göre emniyetli yönde kalınmaktadır. Bu hesapta, beton tarafından karşılanacak olan $V_c = 0,80 V_{cr} = 0,80.6,9 = 55,2$ kN değerinin göz ardı edildiği unutulmamalıdır. Kesme kuvveti için daha az etriye donatı alanı yeterli olmasına karşın, minimum donatı oranı kullanıldığı için etriye olarak $\varnothing 10/200$ mm uygun bulunmuştur.

1.deprem bölgesi için yeniden yapılan hesaba göre belirlenen kolon ve kirişe ait donatı teçhizatı Şekil 6.4'de verilmiştir. Ayrıca Şekil 6.5, 6.6, 6.7 ve 6.8 de mevcut DSİ projesinin detayları gösterilmiştir.

6.3.1.3 Kiriş çatlak hesabı

Su haznesinde en üst kattaki dairesel kiriş için çatlak kontrolü yapılmıştır. Daha önce Bölüm 5.1.1. de açıklanan w_m ortalama çatlak genişliğinin hesabında TS500 de deney sonuçları ile desteklenen ve nervürlü donatı için verilmiş olan (6.44) ifadesi kullanılmıştır.

$$w_m = (2c + 0,12 \phi / \rho_r)(\sigma_s / E_s)(1 - 0,7 \sigma_{sr}^2 / \sigma_s^2) \quad (6.44)$$

(6.44) ifadesinde; c dış yüzeye en yakın çekme çubuğunun beton örtüsü, \varnothing donatı çapı, $\rho_r = A_s / [2b_w(h-d)]$ donatı oranı, $E_s = 2 \times 10^5$ MPa çeliğin elastik modülü ve $\sigma_{rs} = 9,5 \sqrt{f_{ck}}$ (MPa) olarak tarif edilmiştir. σ_s kullanma yükleri altında donatıdaki gerilme olup $(1,4G + 1,6Q) / (G + Q) \approx 1,45$ kabul edilebilir. [3]

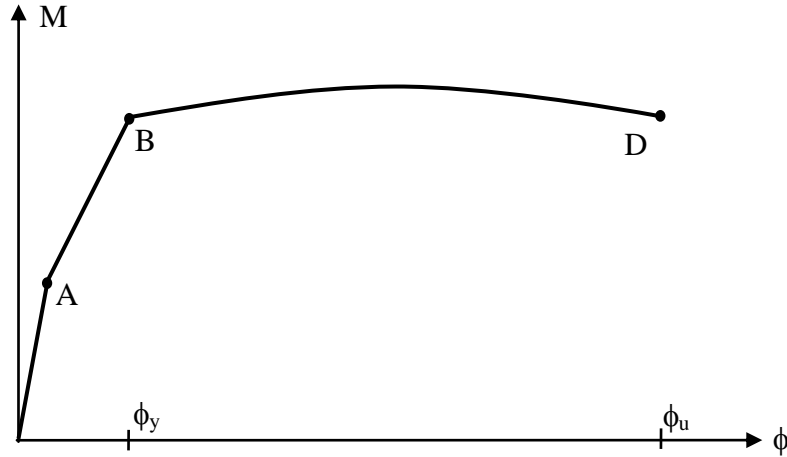
Tablo 6.16 Ortalama Çatlak Genişliği

b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	\varnothing (mm)	c (mm)	σ_s (MPa)	σ_{rs} (MPa)	ρ_r	w_m (mm)
250	400	375	14	25	252	190	0,0852	0,0533

Karakteristik çatlak genişliği: $w_k = 1,7w_m$ olduğuna göre $w_k = 1,7 \times 0,0533 = 0,0901$ mm bulunmuştur. DSİ Genel şartnamesinde verilen 0,1 mm sınır değerinin altında kaldığı görülmüştür.

6.4. Su Deposunun Lineer Olamayan Statik Analizi

Lineer olmayan analiz yapılırken yapı sistemini oluşturan elemanların lineer olmayan davranışlarının tanımlanması gerekir. Yapı elemanlarının bu davranışı kuvvet ve deplasman arasındaki ilişkiye bağlı olarak tanımlanır. Bu ilişki yapı elemanı üzerinde etkiyen yük altında elemanın nasıl deplasman yapacağını göstermektedir.



Şekil 6.9 Basit Eğilme Etkisinde Eğilme Momenti-Eğrilik Bağlantısı

Şekil 6.9’ da betonarme kesite ait moment-eğrilik değişimi gösterilmiştir. Sünek davranış gösteren kesitte *A* noktası; çekme bölgesinde çatlakların meydana gelmesine, *B* noktası ise çekme donatısının akmasına karşılık gelmektedir. *D* noktasında ise beton ezilmekte ve basınç donatısı burkulmaktadır. Eğri başlangıçta doğrusal değişim gösterir ve bu duruma karşılık gelen elastik davranış bağlantısı,

$$EI = M/\Phi \quad (6.44)$$

olmaktadır. *EI*, kesitin eğilme rijitliğini göstermektedir. Momentin küçük değerleri için, bu bağlantı doğrusal ve elastik olarak kabul edilebilir. Gerilmelerin artmasıyla moment-eğrilik değişimi doğrusal davranıştan ayrılır. Çekme donatısının akmaya erişmesine karşılık gelen noktadaki eğrilik ϕ_y , ve güç tükenmesine karşılık gelen eğrilik ϕ_u , olmak üzere kesitin eğilme sünekliği ise;

$$\mu = \phi_u/\phi_y \quad (6.45)$$

ile ifade edilir.

Konsol kiriş için yapılan incelemede; oluşan çatlakların kesit atalet momentini azaltmasından dolayı eğriliğin, çatlak kesitlerinde büyüdüğü görülür. Mesnede yakın bölgelerde eğilme momenti büyük olduğu için plastik dönmeler daha etkili olur.

Dönmelerin , boyu λ_p olan bir bölgede yoğunlaştığı ve ϕ_u en büyük kesit dönmesine eşit olduğu kabul edilebilir. Plastik dönmelerin belirli bir bölgede yoğunlaştırılması Plastik Mafsal kabulü olarak adlandırılır. Plastik mafsal bölgesi boyu, eğrilik-moment diyagramına, eleman boyunca eğilme momentinin değişimine, kesit yüksekliğine ve kesitteki normal kuvvete bağlıdır. [4]

Boyutlamada kapasite ilkesinden yararlanılarak herhangi bir yapı elemanının öngörülenin üstünde yüklenmesi durumunda hasarın bir kesitte yoğunlaşması önlenerek, dağılı küçük hasar oluşması amaçlanmaktadır. Kapasite kavramında eğilme momenti taşıyan kritik bölgelerde plastik mafsal oluşumu kabul edilir. Sünekliğin sağlanması için etriyenin sıklaştırılması, donatının yeterince kenetlenmesinin sağlanması gibi önlemler alınmalıdır.

İzlenen yöntemde ilk olarak kapasite eğrisi oluşturulur. Yapı üst noktasının yatay yer değiştirmesinin,etkiyen deprem kuvvetlerinin fonksiyonu olarak gösterildiği eğri kapasite eğrisi olarak adlandırılır. Düşey yüklerin etkisi hesaplandıktan sonra yapıya bu durum için talep edilen deprem davranışı etki ettirilir. Birinci modun etkili olduğu yapılarda sadece birinci moda göre hesap yapılabilir. Bu durumda deprem yönetmeliğine göre bulunan eşdeğer deprem kuvvetlerinin etki ettirilmesinin de uygun olduğu görülür. Elde edilen kapasite eğrisi kapasite spektrumuna dönüştürülür. Kapasite spektrumu ile sismik talep spektrumunun yeterli hassasiyette kesiştiği nokta *Performans Noktası* olarak adlandırılmıştır. Gerekli hesaplama ayrıntılı olarak ATC-40 raporunda belirtilmiştir.

Lineer olmayan statik analiz, SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir. Kolon ve kiriş uçlarında, programda tanımlı olup ATC-40 ve FEMA-27 baz alınarak oluşturulan mafsal tipleri kullanılarak mafsal tanımlaması yapılmıştır. Lineer olmayan statik analizde düşey yükler altında artan yatay yüklemeye göre hesap yapıldığı için, düşey yükler altında kuvvet kontrollü yükleme ve yatay yükler altında deplasman kontrollü yatay yükleme yapılmıştır.

Yapının performans seviyesi kontrol edilirken su deposu olması dolayısı ile maksimum toplam ötelenmenin can güvenliği için sınır değer olan 0,02'nin altında olması yeterli görülebilir. İlgili yatay yer değiştirme sınırları Tablo 6.17'de verilmiştir.

Tablo 6.17 Yatay Rölatif Yer Değiştirme Sınırları

	Performans Seviyesi			
	Hemen Kullanım	Hasar Kontrol	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
Maksimum Toplam Ötelenme	0,01	0,01-0,02	0,02	$0,33(V_i / P_i)$

Tablodaki V_i değeri yatay kesme kuvvetini, P_i değeri ölü ve hareketli yüklerin toplamını ifade etmektedir. Performans noktasındaki rölatif ötelenmenin, kat yüksekliğine bölümü maksimum toplam ötelenmeyi göstermektedir.

6.4.1. Mevcut Yapı Sisteminin Performans Kontrolü

Talep eğrisini şekillendiren C_A ve C_V değerleri, seçilen deprem kaynağının yakınlığına, deprem bölgesine, zemin sınıfına göre değişmektedir. Ele alınan örnek su deposunun, Z3 zemin sınıfında ve 1. deprem bölgesinde olduğu kabul edildiğine göre ATC-40'da verilen ZEN değeri 0,40 için; C_A ve C_V katsayıları sırasıyla 0,44 ve 0,64 değerini alır.

Tablo 6.18 ve Tablo 6.19 da C_A ve C_V katsayılarının hesabı verilmiştir. Bu tablolarda kullanılan Z katsayısı, binanın bulunduğu deprem bölgesine göre değişmekte olup, ABYYHY98'de tanımlanan A_0 katsayısı gibi değerlendirilebilir. Faya yakınlığı ifade eden N değeri için deprem yönetmeliğinde bir tanımlama bulunmadığından dolayı bu değeri 1.0 seçmek uygun görülmüştür. ABYYHY98'e göre Z3 zemin sınıfına ait parametreler ATC-40 ile karşılaştırıldığında zeminin, S_D zemin sınıfına eşdeğer olduğu belirlenmiştir. Kullanılan E katsayısı, yapıya uygulanacak deprem etki seviyesini tanımlayan katsayıdır. Bu değer Kullanım Depremi (SE) için 0.50 , Tasarım Depremi (DE) için 1.00 ve Maksimum Deprem (ME) için 1.25-1.50 değerlerini almaktadır. Örnekte tasarım depremi için hesap yapılmıştır.

Tablo 6.18 C_A Deprem Katsayısı Tablosu

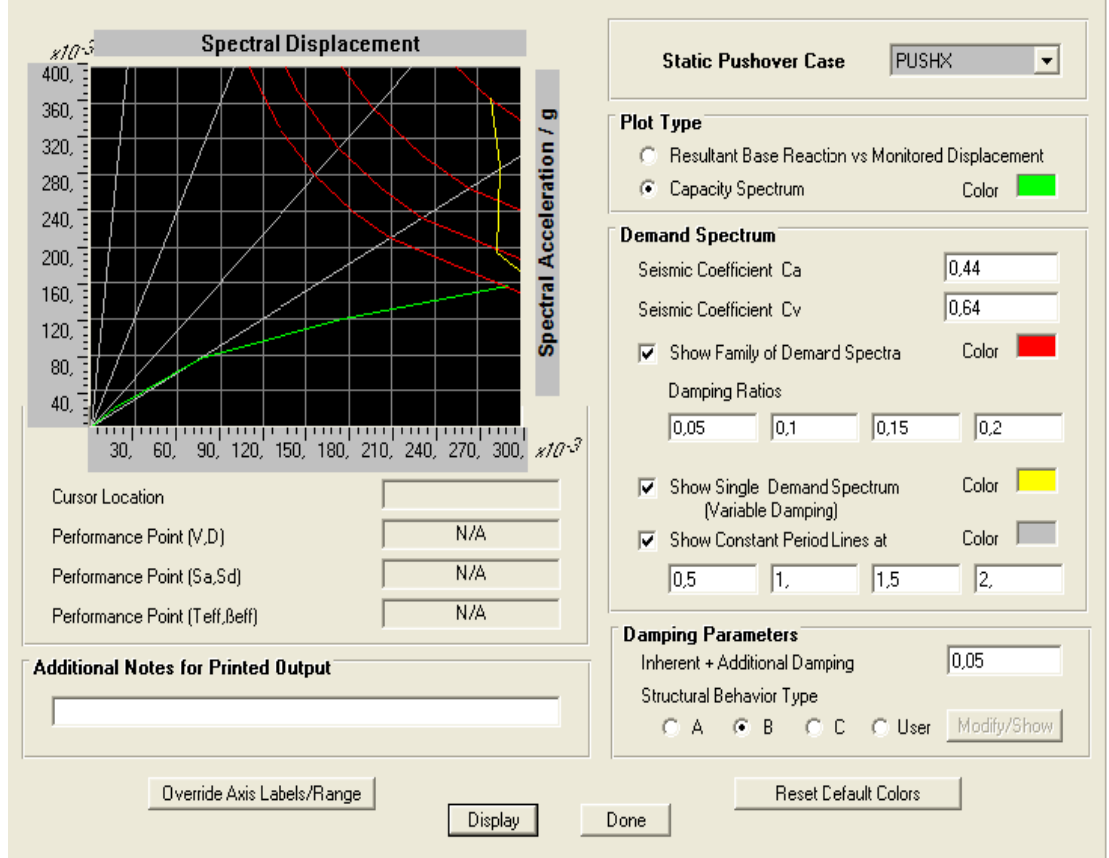
	Deprem Katsayısı Z×E×N					
Zemin Sınıfı	=0,075	=0,15	=0,2	=0,3	=0,4	>0,4
S _A	0,08	0,15	0,20	0,30	0,40	1,0×Z×E×N
S _B	0,08	0,15	0,20	0,30	0,40	1,0×Z×E×N
S _C	0,09	0,18	0,24	0,33	0,40	1,0×Z×E×N
S _D	0,12	0,22	0,28	0,36	0,44	1,1×Z×E×N
S _E	0,19	0,30	0,34	0,36	0,36	0,9×Z×E×N
S _F	Yerel zeminin incelenmesi gerekmektedir					

Tablo 6.19 C_V Deprem Katsayısı Tablosu

	Deprem Katsayısı Z×E×N					
Zemin Sınıfı	=0,075	=0,15	=0,2	=0,3	=0,4	>0,4
S _A	0,08	0,15	0,20	0,30	0,40	1,0×Z×E×N
S _B	0,08	0,15	0,20	0,30	0,40	1,0×Z×E×N
S _C	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56	1,4×Z×E×N
S _D	0,18	0,32	0,4	0,54	0,64	1,6×Z×E×N
S _E	0,26	0,50	0,64	0,84	0,96	2,4×Z×E×N
S _F	Yerel zeminin incelenmesi gerekmektedir					

Talep spektrumunun sönüm oranları 0,05-0,10-0,15 ve 0,20 verilmiştir. SAP2000 deki yapı davranış tipi B seçilmiştir. Su deposu ilk olarak DSİ projesinde verildiği üzere C16 ve S220 malzeme özellikleri kullanılarak performans kontrolü yapılmıştır. Ardından yeniden düzenlenen projelendirmeye göre C25 ve S420 malzeme özellikleri kullanılarak yapılan lineer olmayan statik analiz tekrarlanmıştır.

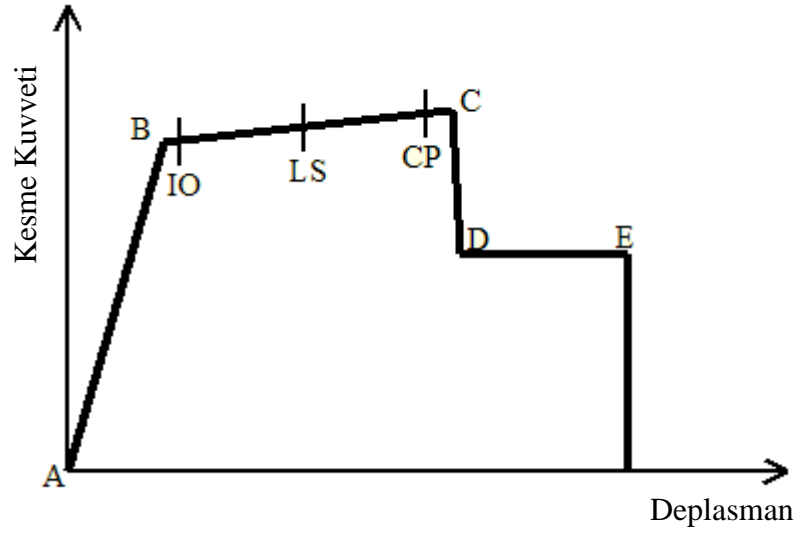
Yatay yükleme için X yönünde 1. mod yüklemesine ait kapasite ve talep spektrumları elde edilmiştir. Yapı simetrik olduğu için Y yönünde ayrıca hesap yapılmasına gerek duyulmamıştır.



Şekil 6.10 Mevcut Su Deposunun X Yönünde Performans Kontrolü

Şekil 6.10 da mevcut su deposu için X yönünde 1. mod yüklemesine ait kapasite ve talep spektrumları gösterilmektedir. Görüldüğü gibi yapının performans noktası bulunamamakta, diğer bir deyişle su deposu depremden doğan talebi karşılayamamaktadır. Eşdeğer deprem yüklemesi ile yapılan inceleme de aynı sonucu vermiştir. SAP2000 ile hesaplanan kapasite eğrisi sonuçlarının değerlendirilmesinde geçen simgelerin açıklaması Şekil 6.11 de verilmiştir.

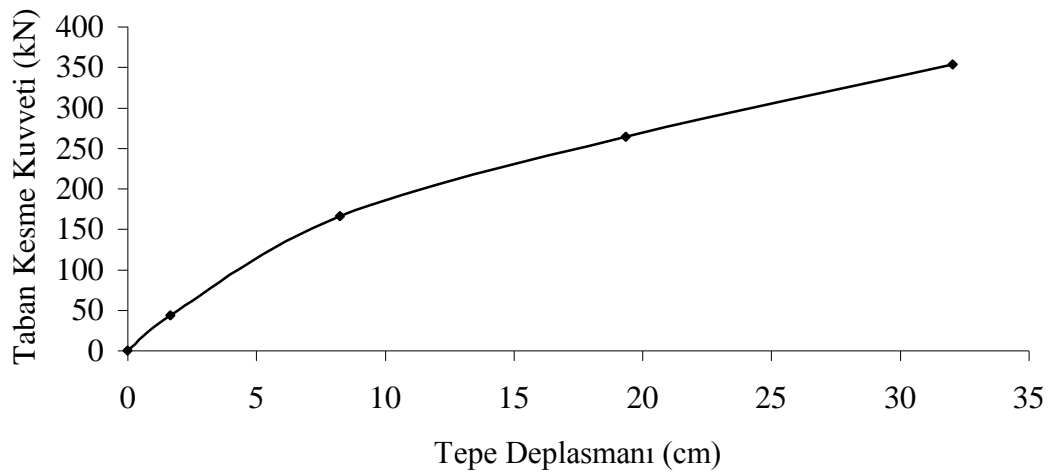
1.mod yüklemesi sonucu yük artımları boyunca oluşan mafsallar ve performans seviyeleri Tablo 6.20 de, kapasite eğrisi de Şekil 6.12 de verilmektedir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti 353 kN değerindedir. Mafsal oluşumu ilk olarak 4. kat kirişlerinde görülmektedir. Sistemdeki ilk göçmeler, 4. adımda 1. ve 4. kat kolonlarının üst uçlarında dönme kapasitesinin yitirilmesiyle oluşmaktadır.



Şekil 6.11 Kapasite Eğrisindeki Tanımlamalar

Tablo 6.20 1.Mod Yüklemesine Ait Kapasite Eğrisi Sonuçları (kN-cm)

Adım	Deplasman	Taban K.K.	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0,0000	0,0000	420	0	0	0	0	0	0	0	420
1	1,6708	43,8249	416	4	0	0	0	0	0	0	420
2	8,2570	165,8302	308	112	0	0	0	0	0	0	420
3	19,3616	263,8759	240	145	35	0	0	0	0	0	420
4	32,0495	353,0210	206	168	15	29	0	2	0	0	420



Şekil 6.12 1.Mod Yüklemesi İçin Kapasite Eğrisi (kN-cm)

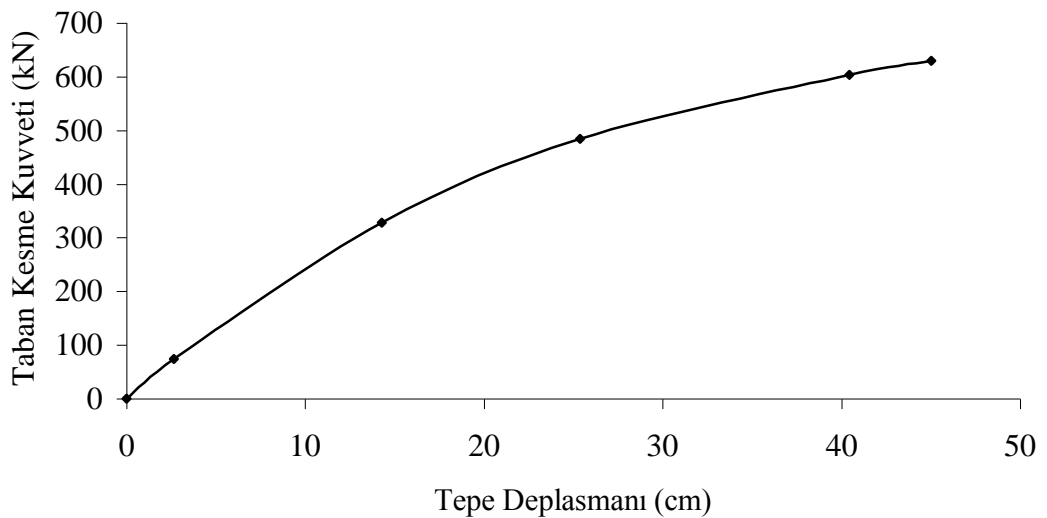
6.4.2. Yeniden Düzenlenen Yapı Sisteminin Performans Kontrolü

İkinci adımda deposu sistemi, BS25 ve S420 malzeme özelliklerine göre yeniden çözümlenmiştir. Tekrarlanan analizde yatay kuvvet olarak 1. mod yüklemesi ve eşdeğer deprem yüklemesi kullanılmıştır. Bu yüklemelere göre elde edilen kapasite eğrisi sonuçları yardımıyla kapasite eğrisi çizilmiştir.

Tablo 6.21 de kapasite eğrisi sonuçları, Şekil 6.9 da ise kapasite eğrisi verilmiştir. Yapının taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti 629 kN değerindedir. Mafsal oluşumu ilk olarak 3. ve 4. kat kirişlerinde görülmektedir. Sistemdeki ilk göçme, 5. adımda 2. kat kolonunun üst ucunda dönme kapasitesinin yitirilmesiyle oluşmaktadır.

Tablo 6.21 1.Mod Yüklemesine Ait Kapasite Eğrisi Sonuçları (kN-cm)

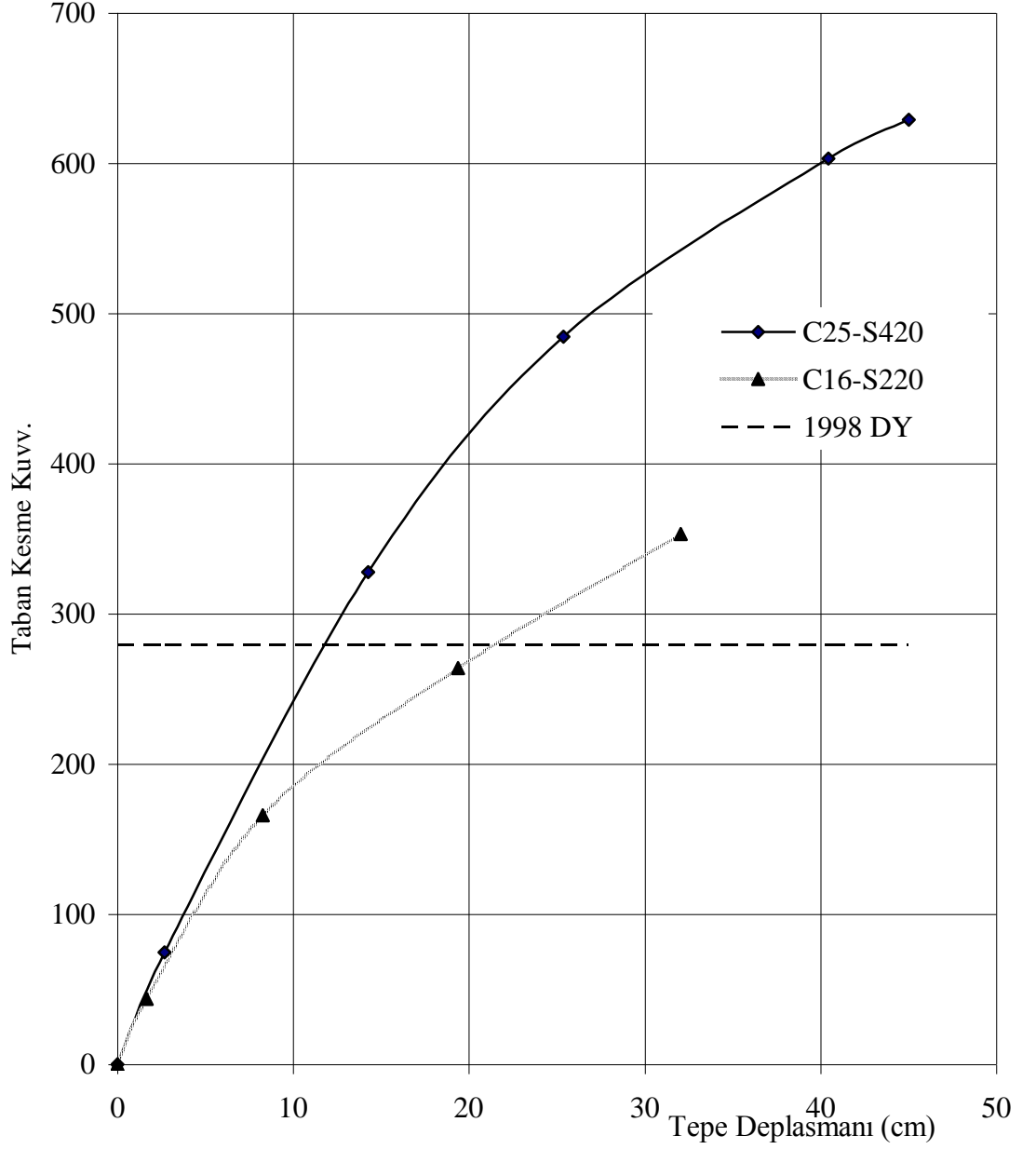
Adım	Deplasman	Taban K.K.	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0,0000	0,0000	121	0	0	0	0	0	0	0	121
1	2,6616	74,4435	117	4	0	0	0	0	0	0	121
2	14,2642	327,7566	80	39	2	0	0	0	0	0	121
3	25,3713	484,6083	43	64	8	6	0	0	0	0	121
4	40,4419	603,1452	26	44	25	26	0	0	0	0	121
5	45,0271	629,0737	23	40	25	32	0	1	0	0	121



Şekil 6.13 1.Mod Yüklemesi İçin Kapasite Eğrisi (kN-cm)

6.4.3. Kapasite Eğrilerinin Karşılaştırılması

Yapının X doğrultusunda 1.mod yüklemesine göre artan yükler altındaki davranışını temsil eden kapasite eğrileri Şekil 6.14 da gösterilmiştir. Grafikte kıyaslama yapabilmek amacıyla 1998 Deprem Yönetmeliği'ne göre hesaplanan 279,2 kN taban kesme kuvveti de verilmiştir.



Şekil 6.14 Yapının X Yönündeki Kapasite Eğrileri (kN-cm)

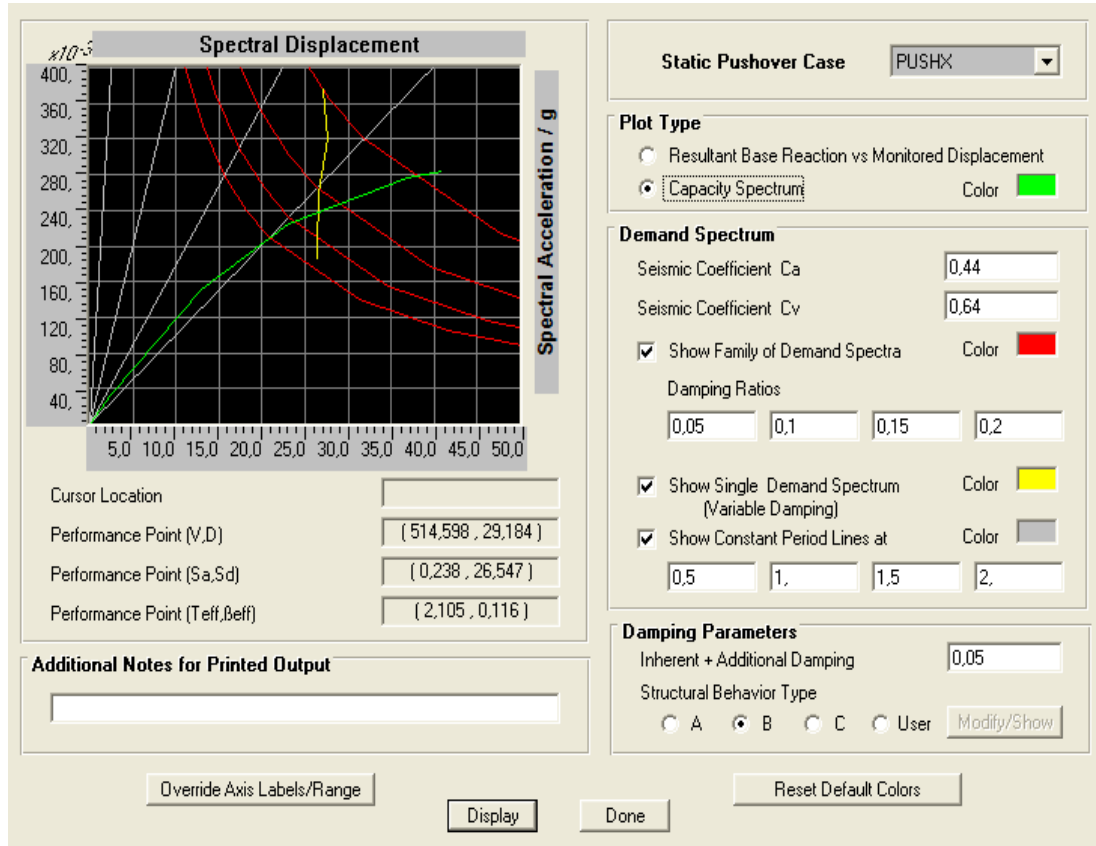
Görüldüğü gibi yeniden yapılan düzenlemeye göre yapının dayanımı oldukça artmıştır. 1998 Deprem Yönetmeliği'ne göre yapıya etkiyecek taban kesme

kuvvetiyle bir kıyas yapılırsa, deponun yük taşıma kapasitesi açısından yaklaşık 2,25 gibi bir güvenlik değerine sahip olduğu belirlenmiştir.

6.4.4. Yeniden Düzenlenen Yapının Performansının Belirlenmesi

Yeniden düzenlenen yapı için performans seviyesinin belirlenmesinde tasarım depremi esas alınmıştır. Şekil 6.15 de yapı davranışı tipi B için 1.mod yüklemesine ait kapasite eğrisi ile değişik sönüm değerlerine karşılık gelen talep eğrileri yer almaktadır. Şekilde; %11,6 sönüm değerine karşılık gelen indirgenmiş talep eğrisi ile kapasite eğrisinin performans noktasında kesiştiği görülebilir. Performans noktası 514 kN taban kesme kuvvetine ve 29 cm tepe deplasmanına karşı gelmektedir. Efektif sönüm değeri %11,6 olmaktadır.

Yapının genel olarak performans seviyesine bakıldığında, B tipi davranış için maksimum tepe deplasmanının yapı yüksekliğine oranından elde edilen $(0,29/27,5) = 0,0105$ değerinin, ATC-40 da “hasar kontrol seviyesi” için verilen 0,01-0,02 değer aralığında kaldığı görülmektedir.



Şekil 6.15 Yeniden Düzenlenen (C25-S420) Su Deposunun B Tipi Yapı Davranışı İçin X Yönündeki Performans Kontrolü

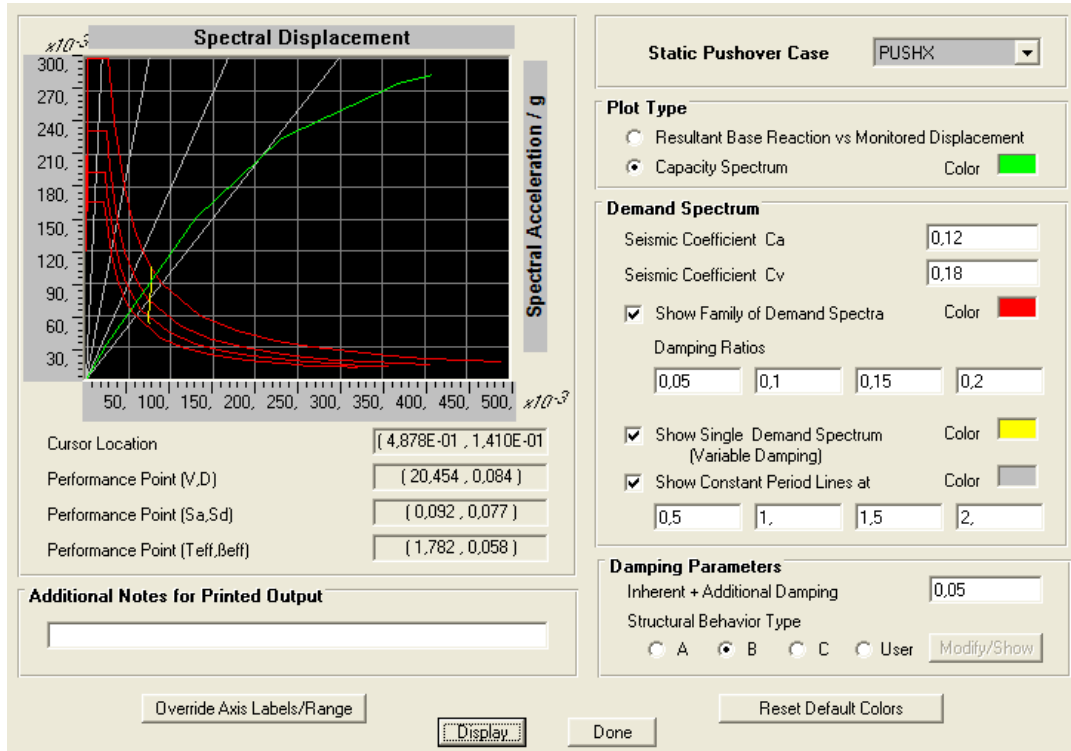
6.4.5. Deprem Bölgelerine Göre Kapasite Eğrilerinin Karşılaştırılması

Yapının X doğrultusunda 1.mod yüklemesine göre artan yükler altındaki davranışını temsil eden performans noktaları 1., 2., 3. ve 4. derem bölgelerinde, C25-S420 malzeme özelliği için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Sonuçlar, Tablo 6.22 gösterilmektedir.

Tablo 6.22 Deprem bölgelerine Göre Performans Noktaları

Performans Noktası	Deprem Bölgesi			
	1.	2.	3.	4.
Kesme Kuvveti (kN)	514	475	390	201
Tepe Deplasmanı (cm)	29	24	18	8,5
Efektif Sönüm Değeri	%11,6	%10	%8	%5,8

4. deprem bölgesine ait performans kontrolü Şekil 6.16 de gösterilmiştir. Elde edilen grafik incelendiğinde yapının talep edilenden çok daha fazla performans gösterdiği sonucuna ulaşılmaktadır.



Şekil 6.16 4. Deprem Bölgesine Ait Performans Kontrolü

6.5. Sonuç

- Ele alınan 6rnekte 1. ve 2. deprem b6lgesi için, DSİ projesinde verilen kolon donatılarının ABYYHY98'e g6re yapılan kontrol sonucu yetersiz olduğu saptanmıştır.
- İtme analizi ile yapılan kontrolde de talep edilen depremi karşılayamadığı sonucuna ulaşılmıştır.
- İtme analizine g6re ilk mafsal 4. kat dairesel kirişinde oluşmakta olup, yapının g6mesi ise beklendiği 6zere kolon elemanlarının g6 t6kenmesiyle olmaktadır.
- Donatı seçiminin S220 yerine S420 olması halinde yapının karşılayabileceği deprem kuvvetinin, yaklaşık olarak iki katına çıktığı saptanmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] **Bayındırlık ve İskan Bakanlığı**, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Ankara.
- [2] **Eurocode 8**, 1994.
- [3] **Celep Z., Kumbasar N.**, 2001. Yapı Dinamiği, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [4] **Celep Z., Kumbasar N.**, 2000. Deprem Mühendisliğine Giriş, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [5] **Demir H., Atlan M., Güler K.**, 1988. Betonarme Depolar, İTÜ İnşaat Fakültesi, 1988.
- [6] **TS500**, 1985. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [7] **Housner G.W.**, 1963 . The Dynamic Behavior of Water Tanks, Bulletin of the Seismological Society of America 53/2,381-87.
- [8] **DSİ**, 1987. Su Tutucu Yapıların Hesap ve Yapımına Ait Genel Teknik Şartname, Ankara.
- [9] **Malhotra P.K., Wenk T., Wieland M.**, Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks, Structural Engineering International.
- [10] **ACI 350R-89**, 1990.
- [11] **BSI**, 1987. BS 8007 Design of Concrete Structures for Retaining Aqueous Liquids, İngiliz Standartları Enstitüsü.
- [12] **DSİ**, 1987. Betonarme Ayaklı Su Depoları : Tip Projeleri, Fen Heyeti Müdürlüğü, Ankara.

ÖZGEÇMİŞ

Ragıp DEMİRÖREN 1976 yılında Elazığ'da doğdu. İlk öğrenimine Erzurum'da başlayıp Tokat'ta tamamladıktan sonra, ortaokulu da aynı şehirde tamamladı. Lise eğitimini 1993 yılında Giresun'da bitirdi ve aynı yıl Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nü kazandı. 1998 yılında İnşaat Mühendisi ünvanıyla bu okuldan mezun oldu. 1999 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yapı Mühendisliği Bölümünde Yüksek Lisans programına başladı. Halen bir kurumda İnşaat Mühendisi olarak çalışmaktadır.