

T.C.  
İSTANBUL AYDIN ÜNİVERSİTESİ  
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ



**BİR SU DEPOSUNUN TAŞIYICI SİSTEMİNİN KARBON FİBER  
MALZEME İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Muhammed AYDOĞAN**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı  
İnşaat Mühendisliği Programı**

**Eylül, 2020**

T.C.  
İSTANBUL AYDIN ÜNİVERSİTESİ  
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ



**BİR SU DEPOSUNUN TAŞIYICI SİSTEMİNİN KARBON FİBER  
MALZEME İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Muhammed AYDOĞAN  
(Y1713.090038)**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı  
İnşaat Mühendisliği Programı**

**Tez Danışmanı: Prof. Dr. Mehmet Fatih ALTAN**

**Eylül, 2020**

## **YEMİN METNİ**

Yüksek Lisans tezi olarak sunduğum “Bir Su Deposunun Taşıyıcı Sisteminin Karbon Fiber Malzeme ile Güçlendirilmesi” adlı çalışmanın, tezin proje safhasından sonuçlanmasına kadarki bütün süreçlerde bilimsel ahlak ve geleneklere aykırı düşecek bir yardıma başvurulmaksızın yazıldığını ve yararlandığım eserlerin Bibliyografya’ da gösterilenlerden oluştuğunu, bunlara atıf yapılarak yararlanılmış olduğunu belirtir ve onurumla beyan ederim. (.../.../2020)

**Muhammed AYDOĞAN**

## **ÖNSÖZ**

Bu tezin gerçekleştirilmesinde, çalışmam boyunca benden bir an olsun yardımlarını esirgemeyen saygı değer danışman hocam Prof. Dr. Mehmet Fatih ALTAN' a ve hayatımın her evresinde bana destek olan değerli aileme sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

**Eylül, 2020**

**Muhammed AYDOĞAN**  
**İnşaat Mühendisi**

## İÇİNDEKİLER

### Sayfa

ÖNSÖZ.....	iv
İÇİNDEKİLER .....	v
KISALTMALAR .....	vi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	vii
ŞEKİL LİSTESİ.....	viii
ÖZET.....	x
ABSTRACT .....	xi
<b>1. GİRİŞ .....</b>	<b>1</b>
1.1 Su Tankı Çeşitleri.....	3
1.1.1 Yeraltı su tankı .....	3
1.1.2 Zeminde duran tanklar .....	4
1.1.3 Yükseltilmiş su tankları .....	5
1.1.3.1 Dairesel tanklar .....	5
1.1.3.2 Konik veya huni şeklinde tanklar.....	6
1.1.3.3 Dikdörtgen tanklar .....	6
1.2 Tasarım Adımları .....	7
1.2.1 Yeraltı dikdörtgen tankı .....	7
1.2.2 Zeminde Duran Tanklar .....	8
1.2.3 Yükseltilmiş tanklar .....	8
1.3 Intze Su Tankı .....	9
<b>2. RC YÜKSEK SU TANKLARININ DEPREM HASARLARI.....</b>	<b>16</b>
2.1 Kirişlerde Kesme Kırılması Modları.....	17
2.2 Kirişlerde Bükülme - Kesme Arızası .....	19
2.3 Kolonlarda Eksenel Arıza .....	20
2.4 Bağlantılarda Çatlaklar.....	22
2.5 Burulma Hatası.....	22
<b>3. SU TANKLARININ SİSMİK TEPKİSİ .....</b>	<b>24</b>
3.1 Sismik Analiz Yöntemleri .....	29
3.1.1 Doğrusal olmayan analiz.....	29
3.1.2 Yükseltilmiş su depolarının kod tabanlı analizi ve tasarımı .....	30
3.1.3 Statik doğrusal olmayan (İtme) analizi .....	31
3.1.4 Zaman geçmişi analizi .....	35
3.1.5 Artımsal dinamik analiz (IDA) .....	38
<b>4. SU TANKININ FRP İLE GÜÇLENDİRİLMESİ.....</b>	<b>39</b>
4.1 Yükler.....	40
4.2 Takviye Yapılmamış Model.....	50
4.3 Takviye Yapılmış Model.....	52
<b>5. SONUÇ VE ÖNERİLER.....</b>	<b>61</b>
<b>KAYNAKLAR .....</b>	<b>63</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ.....</b>	<b>64</b>

## **KISALTMALAR**

<b>CMR</b>	: Çökme Marjı Oranı
<b>FE</b>	: Sonlu Elemanlar Yöntemi
<b>FEMA</b>	: Federal Acil Durum Yönetim Kurumu
<b>FRP</b>	: Karbon Fiber Takviyeli Polimer
<b>IDA</b>	: Karbon Fiber Takviyeli Polimer
<b>MDOF</b>	: Çoklu Serbestlik Dereceli
<b>NEHRP</b>	: Ulusal Deprem Tehlikelerini Azaltma Programı
<b>RC</b>	: Betonarme
<b>SDOF</b>	: Tek Serbestlik Dereceli
<b>UST</b>	: Yeraltı Depolama Tankı

## ÇİZELGE LİSTESİ

	<b><u>Sayfa</u></b>
<b>Çizelge 4.1:</b> SI uluslararası ölçü birimleri .....	40
<b>Çizelge 4.2:</b> Etkin yer ivmesi katsayısı ( $A_0$ ) .....	44
<b>Çizelge 4.3:</b> Spektrum karakteristik periyotları ( $T_A$ , $T_B$ ).....	45

## ŞEKİL LİSTESİ

### Sayfa

Şekil 1.1: Kolon ve kirişlerle desteklenen su tankı .....	1
Şekil 1.2: İçi boş dairesel şaft tipi su tankı .....	2
Şekil 1.3: Yeraltı su tankı .....	4
Şekil 1.4: Yer seviyesinde tank .....	4
Şekil 1.5: Dairesel tank .....	5
Şekil 1.6: Huni şeklinde su tankı .....	6
Şekil 1.7: Dikdörtgen su tankı .....	7
Şekil 1.8: Intze tankının farklı bileşenleri .....	10
Şekil 1.9: Üst Halka Kirişi [ .....	12
Şekil 1.10: Tankın Yan Duvarı Kirişteki kasnak çekmesi,.....	13
Şekil 1.11: Alt Halka Kirişi .....	13
Şekil 1.12: Konik kubbe .....	14
Şekil 1.13: Alt Dairesel giriş .....	15
Şekil 2.1: Puerto Varas Hotel'in yükseltilmiş su deposu, Şili depremi. ....	17
Şekil 2.2: 50 m <sup>3</sup> kapasiteli yükseltilmiş su deposu, Şili depremi. ....	18
Şekil 2.3: (a) Manfera'da çökmüş su tankı; (b) Bhachau'da çökmüş su tankı .....	19
Şekil 2.4: Depremde 700 m <sup>3</sup> kapasiteli yükseltilmiş su deposu 1960 Şili.....	20
Şekil 2.5: Hindistan'da bulunan Gujarat'ın yükseltilmiş su deposu.....	21
Şekil 2.6: Bam'nın yükseltilmiş su deposu, İran, 26 Aralık 2003. ....	22
Şekil 2.7: Bhuj depremi 680 m <sup>3</sup> kapasiteye sahip yüksek su deposu. ....	22
Şekil 2.8: Cezayir El-Asnam depreminden sonra su tankı .....	23
Şekil 3.1: (a) Yükseltilmiş su tankı (b) Yer destekli tank .....	24
Şekil 3.2: (a) RC pedestalde geometrik doğrusal olmayanlık (P- etkisi) (b) beton malzemede doğrusal olmama .....	30
Şekil 3.3: Tasarım tepki spektrumu .....	31
Şekil 3.4: Bir örnek RC pedestal için geliştirilen tipik itme eğrisi.....	33
Şekil 3.5: İtme eğrilerinin bilinear yaklaşımı .....	35
Şekil 3.6: Yalnızca yatay serbestlik derecesine sahip RC yükseltilmiş tank yapısının idealize edilmiş MDOF modeli .....	36
Şekil 4.1: RC taşıyıcı sisteme sahip su tankı .....	39
Şekil 4.2: Hidrostatik basınç (1) .....	41
Şekil 4.3: Hidrostatik basınç (2) .....	41
Şekil 4.4: Hidrostatik basınç (3) .....	42
Şekil 4.5: Yükseltilmiş su deposuna eşdeğer mekanik model.....	43
Şekil 4.6: Silindirik tankdaki hidrodinamik kuvvetler ( $h < 1.5R$ ) .....	44
Şekil 4.7: Yapının bilgisayar ortamında modeli (a).....	47
Şekil 4.8: Yapının bilgisayar ortamında modeli (b) .....	47
Şekil 4.9: Yapının bilgisayar ortamında modeli (c).....	48
Şekil 4.10: Azaltılmış ivme spektrumu .....	49
Şekil 4.11: Deforme olmuş şekil (SPX) .....	50



<b>Şekil 4.12:</b> Deforme olmuş şekil - a (Modal) .....	50
<b>Şekil 4.13:</b> Deforme olmuş şekil - b (Modal) .....	51
<b>Şekil 4.14:</b> Dikdörtgen kesit .....	51
<b>Şekil 4.15:</b> Kolon ve kiriş tasarımı (takviye yapılmamış) .....	52
<b>Şekil 4.16:</b> Köşebet kullanılmış kolon kesiti .....	53
<b>Şekil 4.17:</b> C40x60-12F22 .....	53
<b>Şekil 4.18:</b> Yapılmış köşebetler ( kiriş ve kolonlarda) .....	54
<b>Şekil 4.19:</b> Karbon fiber etkisi .....	55
<b>Şekil 4.20:</b> $c - c$ grafiği .....	55
<b>Şekil 4.21:</b> Time period = 1.56 s ( periyot % 20 düştü) .....	55
<b>Şekil 4.22:</b> Öteleme sınırı .....	56
<b>Şekil 4.23:</b> Kolon tasarımı (a) .....	56
<b>Şekil 4.24:</b> Kolon tasarımı (b) .....	57
<b>Şekil 4.25:</b> Kolon tasarımı (c) .....	57
<b>Şekil 4.26:</b> Temel hesabı .....	58
<b>Şekil 4.27:</b> Temel kesiti .....	58
<b>Şekil 4.28:</b> Temel gerilmeleri (a) .....	59
<b>Şekil 4.29:</b> Temel gerilmeleri (b) .....	59
<b>Şekil 4.30:</b> Temel gerilmeleri (c) .....	60

## **BİR SU DEPOSUNUN TAŞIYICI SİSTEMİNİN KARBON FİBER MALZEME İLE GÜÇLENDİRİLMESİ**

### **ÖZET**

Betonarme taşıyıcı sisteme sahip yüksek su depoları kamu hizmeti veya endüstriyel kullanım açısından son derece önemli yapılardır ve bu yüzden deprem sonrasında sorunsuzca kullanılabilir durumda kalmaları sağlanmalıdır. Bu yapıların tasarım ve yapım yöntemleri, geçerli inşaat uygulamalarından, malzemenin fiziksel özelliğinden ve iklim koşullarından etkilenir. Uygun olmayan tasarımlar, yanlış analizler, sismik dalgalara dayanıklı tasarım eksikliği, hatalı jeolojik tercihler gibi nedenlerden taşıyıcı sistem hasarları kaçınılmaz olmaktadır. Bu tezin birinci bölümünde belli başlı su tankı çeşitleri tanıtilerak bunların tasarım adımları özetlenmiştir. İkinci bölümde yükseltilmiş su tanklarının betonarme taşıyıcı sistemlerinde deprem sırasında oluşan hasar tipleri örneklerle anlatıldı. Üçüncü bölümde su tanklarında kullanılan belli başlı sismik analiz yöntemleri ayrıntıya girilmeden ana hatlarıyla anlatılmıştır. Daha sonra örnek bir su tankının betonarme taşıyıcı sistemi SAP2000 programı kullanılarak mevcut haliyle ve FRP ile güçlendirilmiş şekilde her iki durum içinde incelendi. Bu yapılarda FRP kullanımının avantajları tartışılarak güçlendirme için öncelikli tercih edilebileceği önerildi.

**Anahtar Kelimeler:** *İtme Analizi, Güçlendirme, Sismik Performans, Titreşim Kuvvetleri, Yükseltilmiş Su Tankları.*

# **PROJECT OF THE STRENGTHENING OF A WATER TANK CARRIER SYSTEM WITH CARBON FIBER MATERIAL**

## **ABSTRACT**

Elevated water tanks with reinforced concrete carrier system are extremely important structures for public service or industrial use, and therefore they should be kept in a usable condition after an earthquake. The design and construction methods of these structures are affected by current construction practices, physical properties of the material and climatic conditions. Structural system damages are inevitable due to reasons such as improper designs, wrong analysis, lack of seismic wave resistant design, faulty geological preferences. In the first part of this thesis, the main water tank types are introduced and their design steps are summarized. In the second part, the damage types that occurred in the reinforced concrete carrier systems of the elevated water tanks during the earthquake were explained with examples. In the third chapter, the main seismic analysis methods used in water tanks are explained without going into detail. Afterwards, the reinforced concrete carrier system of a sample water tank was examined in both cases, both in its current form and reinforced with FRP, using the SAP2000 program. By discussing the advantages of using FRP in these structures, it was suggested that it could be preferred primarily for reinforcement.

**Keywords:** *Pushover Analysis, Reinforcement, Seismic Performance, Vibration Forces, Elevated Water Tanks.*

## 1. GİRİŞ

Yükseltilmiş su depoları, birçok şehirde önemli şehir hizmetleri olarak kabul edilen bir tür yükseltilmiş sıvı tanklarıdır. Güvenlik performansları güçlü depremler sırasında kritik bir konudur ve depremden sonra çökmemelidirler. Böylece içme suyu temin etmek ve yangın söndürmek gibi temel gereksinimlerde kullanılabilirler. Bu yapıların çökmesi deprem sonrası kritik koşullar sırasında çıkan yangınları söndürememek ve içme suyu sıkıntısı nedeniyle, kentteki insanların sağlıklarını tehlikeye atmak demektir. Birçok çalışma, özellikle su tanklarında olmak üzere tanklar üzerindeki sismik davranış, analiz ve tasarıma odaklanmıştır.

Son on yılda bu çalışmaların çoğu yüksek tanklar üzerinde yoğunlaşmıştır. Sismik direnci yetersiz olan yüksek tanklar gibi belli bir kullanım süresine sahip yapıların kullanım dışı kalması nedeniyle, geçmiş depremlerin yangın söndürme sürecini ve diğer acil müdahale çabalarını önleyebileceğini göstermiştir.



**Şekil 1.1:** Kolon ve kirişlerle desteklenen su tankı [1].

Sıvı depolama tanklarının dinamik davranışlarını analiz eden ve araştıran çeşitli çalışmalar yapılmıştır; ancak, bu çalışmaların büyük bir kısmı zemin seviyesindeki silindirik tanklara odaklanmıştır. Çok az sayıda çalışma, yükseltilmiş tankların davranışları üzerine yoğunlaşmıştır (Doğangun ve ark. 1996; Doğangun ve Livaoğlu 2004; Livaoğlu ve Doğangun 2005; Livaoğlu 2005; Livaoğlu ve Doğangun 2006; Livaoğlu ve Doğangun 2007; Sezen ve ark. 2008).

Şaft kademelendirmeli betonarme yükseltilmiş su tankları ile karşılaştırıldığında, çerçeve kademelendirmeli betonarme yükseltilmiş su tankları, doğrusal olmayan davranışlar sayesinde daha belirsiz ve sismik enerji soğurma kapasitesine sahip oldukları için, yanal yüklere karşı dirençli olmalarından dolayı daha iyi sismik davranış göstermiştir.



**Şekil 1.2:** İçi boş dairesel şaft tipi su tankı [1].

## 1.1 Su Tankı Çeşitleri

Su deposu, sıvıyı depolamak için kullanılan bir konteynırdır. Bir su tankına olan ihtiyaç, birçok uygulamada kendini gösterir. İçme suyu depolanmasında, tarımsal sulamada, yangın söndürmede, hayvancılıkta, kimyasal üretimde, gıda hazırlamada ve diğer birçok kullanımda bu ihtiyaçtan söz edebiliriz. Su tankı tasarım parametreleri, tankın genel tasarımını, inşaat malzemeleri ve kaplamaları seçmeyi içerir. Tasarım, tankların konumuna bağlıdır, yer üstü veya yer altı su depolarında farklı yaklaşımlar söz konusudur. Tanklar RCC veya çelikten yapılabilir. Yükseltilmiş tanklar genellikle kolon ve kiriş kullanılarak zemin seviyesinden yükseltilir. Öte yandan, yeraltı tankları yer seviyesinin altındadır.

Şekle, zemin seviyesine, pozisyona vs. bağlı olarak farklı tipte su depoları vardır ve bunlar aşağıdaki şekilde basitçe tiplere ayrılabilirler,

- Yeraltı tankları
- Yerde duran tanklar
- Yükseltilmiş su tankları

Çoğu durumda, yeraltı ve yerüstü tankı dairesel veya dikdörtgen şeklindedir, ancak havai tankların şekli çevrenin estetik görünümünden ve tasarımdan etkilenir.

### 1.1.1 Yeraltı su tankı

Bir yeraltı depolama tankı (UST), zemin seviyesinin altına yerleştirilmiş bir depolama tankıdır. Yeraltı depolama tankları üç farklı türe ayrılır:

- Çelik / alüminyum tank.
- Kompozit, cam elyaf / aramid veya karbon fiber gibi filaman sargıları olan bir metal tank (alüminyum / çelik) veya korozyon koruması ve bir geçiş boşluğu oluşturmak için metal silindir çevresinde plastik bir bileşik üzerine sarılan tanklar.
- Kompozit malzeme, cam elyaf / aramid veya metal astarlı (alüminyum veya çelik) karbon fiberden yapılmış tanklar.

Yeraltı suyu depolama tankları, içme suyu, atık su ve yağmur suyu toplamak amacıyla yer altı depolaması için kullanılmaktadır. İster su deposu ister su sarnıcı olarak adlandırın, yeraltında su depoladığımız sürece bunlar sizin için depolama

tanklarıdır. Plastik yeraltı su depoları (sarnıç) beton sarnıçlara mükemmel bir alternatiftir.



**Şekil 1.3:** Yeraltı su tankı [4].

### **1.1.2 Zeminde duran tanklar**

Bunlar, sadece temiz su depoları, çökeltme tankları, havalandırma tankları vb. şeklinde olan tanklardır. Bu tankların duvarı basınca, tabanı suyun ağırlığına maruz kalmaktadır. Bu tanklar dikdörtgen veya dairesel şekildedir.



**Şekil 1.4:** Yer seviyesinde tank [5].

### 1.1.3 Yükseltilmiş su tankları

Çeşitli şekillerde havai su depoları, servis rezervuarları, su sağlama planlarında bir dengeleme tankı olarak ve diğer tankları çeşitli amaçlarla doldurmak için kullanılabilirler. Betonarme su kuleleri, iklim değişikliklerinden etkilenmedikleri, sızdırmaz oldukları, daha fazla sağlamlık sağladıkları ve tüm şekiller için kabul edilebilir oldukları için belirgin avantajlara sahiptir. Şekil açısından bakıldığında, su tankları çeşitli tiplerde olabilir. Bunlar,

- Dairesel tanklar
- Konik veya huni şeklindeki tanklar
- Dikdörtgen tanklar

Yukarıdaki çeşitli tiplerin birbirine göre avantaj ve dezavantajları vardır.

#### 1.1.3.1 Dairesel tanklar

Dairesel tanklar genellikle çok daha büyük depolama kapasiteleri için iyidir, yan duvarlar çevresel çember etriye gerilmesi ve bükülme momenti için tasarlanmıştır, çünkü duvarlar birleşme yerindeki zemin döşemesine sabitlenmiştir. Alt döşeme genellikle düzdür çünkü bu durum oldukça ekonomiktir.



Şekil 1.5: Dairesel tank [6].



### 1.1.3.2 Konik veya huni şeklinde tanklar

Bu tank mimari açıdan en iyisidir ve bu tankın estetik olmasının yanı sıra, tankın içindeki boş şaftının yüksek kademelendirilme için uygun olması ve bunun kolay bir şekilde yapılabilmesi gibi bir başka önemli avantaja daha sahiptir.



Şekil 1.6: Huni şeklinde su tankı [7]

### 1.1.3.3 Dikdörtgen tanklar

Dikdörtgen tankın duvarları hem yatay hem de dikey yönde bükülme momentlerine maruz kalır. Duvardaki moment analizi zordur çünkü su basıncı üzerlerinde üçgen yük oluşturur. Momentin büyüklüğü, tankın uzunluğu, genişliği ve yüksekliği ve duvarın üst ve alt kenarındaki destek koşulları gibi çeşitli faktörlere bağlı olacaktır.

Duvarın uzunluğu yüksekliğine göre daha fazla kısaltılırsa, moment esas olarak dikey yönde olacaktır, yani panel bir konsol olarak bükülecektir. Bununla birlikte, yükseklik uzunluğa göre daha büyükse, momentler yatay yönde olacaktır ve panel kenarlarda desteklenen ince bir levha olarak bükülecektir.

Böylece tankın duvarı hem bükülme momentine hem de doğrudan gerilime maruz kalacaktır.



Şekil 1.7: Dikdörtgen su tankı [8].

## 1.2 Tasarım Adımları

### 1.2.1 Yeraltı dikdörtgen tankı

Tasarım sabitleri,

$$k = \frac{mc}{mc + s_{st}} \quad (1.1)$$

Uzun duvar tasarımı,

$$P_a = K_a \left[ \frac{g \phi H}{a} + \frac{H}{w} \right] \quad (1.2)$$

$$P_a = K_a \left[ g \phi (H - h) + g_w (H - h) \right] \quad (1.3)$$

Alt döşemenin tasarımı,

$$\frac{P}{u} = \frac{wH}{1} \quad (1.4)$$

Burada,  $m$  = Modüler oran

$c$  = Basınç kuvveti

$st$  = Gerilme sırasında çelikte izin verilen stres  $Ka$  = Aktif toprak basıncı katsayısı  $H$  = Yükseklik

$w$  = Suyun birim ağırlığı

$W$  = Toplam yük

### 1.2.2 Zeminde Duran Tanklar

Su basıncı,

$$P = w(H - h) \quad (1.5)$$

Konsol moment,

$$M_c = wH \times \frac{h^2}{6} \quad (1.6)$$

Uzun duvarların köşelerinde takviye,

$$X = d - \frac{T}{2} \quad (1.7)$$

Burada,  $d$  = Etkili derinlik

$T$  = Burulma momenti

### 1.2.3 Yükseltilmiş tanklar

Tank boyutları,

$$V = \frac{\pi \times D^2}{4} \times rD \quad (1.8)$$

Maksimum duvar tabanındaki kasnak gerilimi,

$$F_1 = w h D_2 \quad (1.9)$$

Alt küresel kubbe tasarımı,

$$R = \frac{\frac{D^2}{2} + r^2}{2r} \quad (1.10)$$

Halka kiriş üzerindeki toplam tasarım yükü,

$$W = p D w \quad (1.11)$$

Burada,

$D$  = Tabandaki çap

$R$  = Kubbenin yarıçapı

$r$  = Merkezi artış

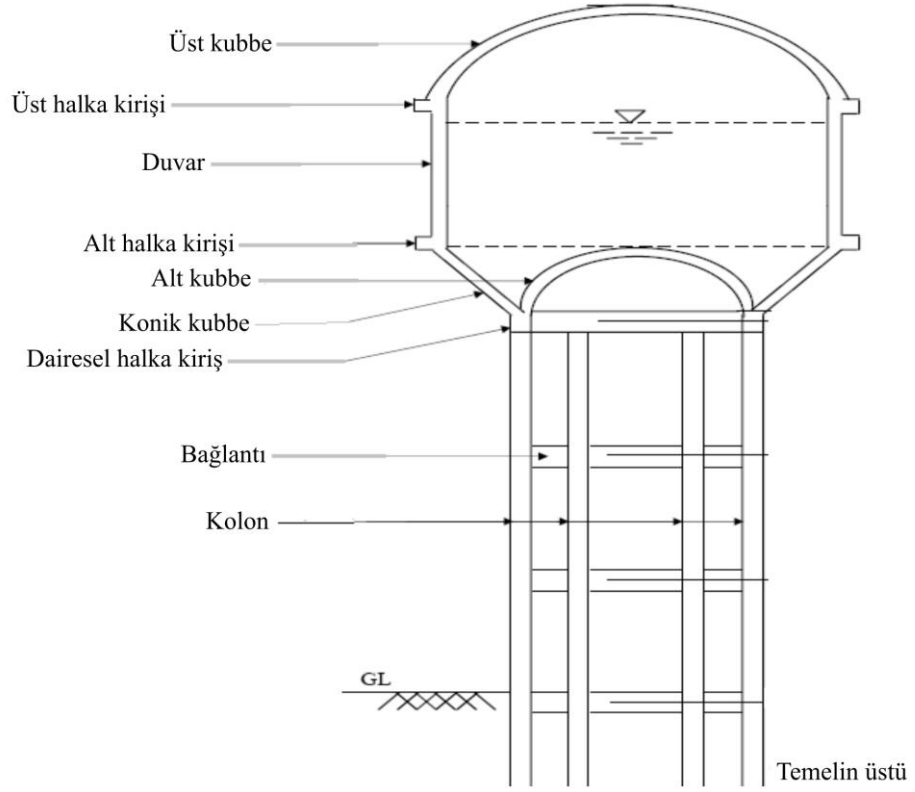
$w$  = Suyun yoğunluğu

$h$  = Su derinliği  $W$

= Tasarım yükü

### 1.3 Intze Su Tankı

Büyük çaplı tanklarda, ekonomik bir alternatif, konik kubbe ile çapını azaltmaktır. Böyle bir tank Intze tankı olarak bilinir ve yaygın olarak kullanılır. Böyle bir tankın ana avantajı, konik parçanın üst kısmından dışa doğru itme kuvvetinin, silindirik duvarın altındaki halka kirişi ile karşı karşıya kalmasıdır ve alt kubbeden dışa doğru olan itme, konik kubbenin dibindeki halka kiriş ile karşılanır. Konik kubbenin ve alt kubbenin oranları, alt kubbeden dışa doğru itme, konik kubbeden dolayı içe doğru itme kuvvetini dengeleyecek şekilde düzenlenmiştir.



**Şekil 1.8:** Intze tankının farklı bileşenleri [9].

Daha fazla su depolanma kapasitesi için, yükseltilmiş dairesel bir tankın zemin levhasının ekonomik olmayan bir tasarıma sahip olduğu keşfedilmiştir. Esas olarak bu durum, zemin döşemesinin büyük çaplı tanklar için çok kalın hale gelmesinden kaynaklanmaktadır. Intze tankı bu koşullar altında en uygundur. Bir Intze tankı esasen bir konik kubbe ve alt küresel kubbenin bir kombinasyonu olan bir üst kubbe (çatı), silindirik duvar ve zemin döşemesinden oluşur. Doğrudan sıkıştırmaya maruz kalan kubbe gibi zeminin kalınlığı çok daha azdır ve bu nedenle düz döşeme zemine ekonomik bir alternatiftir.

Intze su tanklarının yapısal bileşenleri:

- Üst küresel kubbe
- Üst halka kiriş
- Dairesel yan duvarlar
- Alt halka kiriş
- Konik kubbe
- Alt küresel kubbe

- Alt dairesel giriş
- Temeller
- Kolon ve mesnet ile kule

Konik kubbenin ve alt kubbenin oranı, zeminin alt kubbeli kısmından dışarıya doğru itme, zeminin konik kubbeli kısmından dolayı içeri itme kuvvetini dengeleyecek şekilde düzenlenmiştir. Alt kubbenin çapı tercihen tank çapının yaklaşık % 65 ila % 70'i kadar olmalıdır. Ekonomi açısından, konik kubbenin eğimi yatay ile 50° ila 55° arasında olmalıdır.

Bir kubbenin, birbiri üzerine yerleştirilmiş bir dizi yatay halkadan oluştuğu varsayılabilir. Herhangi bir bölümde iki tip kuvvet birbirine dik açıyla etki eder. Kendi ağırlığı ve dış yük nedeniyle kubbede meridyonel itme ve çevresel sıkıştırma veya gerginliği gelişir. Kubbedeki takviyeler maksimum meridyonel itme ve çevresel kuvvet için tasarlanmıştır.

- Meridional itme destekte ve çevresel kuvvet tepe noktasında maksimumdur.
- Meridional itme radyal çubuklarla sağlanırken, çevresel / kasnak kuvveti dairesel halkalarla sağlanır.

$$T_1 = \left( \begin{array}{c} \omega R \\ 1 + \cos\theta \end{array} \right) \quad (1.12)$$

$$\omega R \left( \begin{array}{c} \cos\theta - 1 \\ 1 + \cos\theta \end{array} \right) \quad (1.13)$$

$T_1$  = Meridional itme

$T_2$  = Çevresel kuvvet

$t$  = kubbe kalınlığı genellikle 75 ila 100 mm arasında

$h$  = kubbenin yüksekliği (1/5 değişir ila 1/6 tank çapı (D))

$R$  = kubbe yarıçapı

$\omega$  = birim yüzey alanı başına eşit dağılmış yük.

Halka girişte beklenen çekme,

$$\sigma_h = \left( \frac{T_1 D \cos \theta}{2} \right) \quad (1.14)$$

Halka kirişin enine kesit alanı, halka kirişteki çekme geriliminin betonun derecesine bağlı olarak IS:456-2000'de belirtilen değerlerle sınırlandırılmasıyla belirlenir. Betonda çekme gerilimi aşağıdaki denklemle hesaplanır,

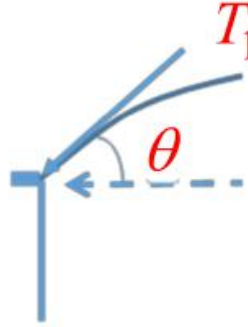
$$\sigma_t = \left( \frac{F}{A + mA} \right) \quad (1.15)$$

$F_t$  = Direkt veya kasnak gerilimi  $A_c$  = Betonun kesit alanı

$A_c$  = Betonun kesit alanı

$m$  = Modüler oran

$A_{st}$  = Çeliğin kesit alanı



Şekil 1.9: Üst Halka Kirişi [10].

Tankın yan duvarı, tanktaki su basıncı nedeniyle geliştirilen kasnak gerilmesi için tasarlanmıştır. Maksimum kasnak çekmesi,

$$h = \frac{\gamma_w H D}{2} \quad (1.16)$$

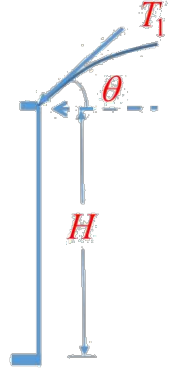
burada,  $\gamma_w$  = birim su ağırlığı = 10 kN/m<sup>3</sup>

$H$  = Dikey derinlik yüksekliği

$D$  = Tankın çapı

Tankın üstünde minimum 150-200 mm kalınlık ve dikey duvarın tabanındaki kalınlık çekme gerilmesinin sınırlandırılmasıyla tasarlanmıştır. Kasnak

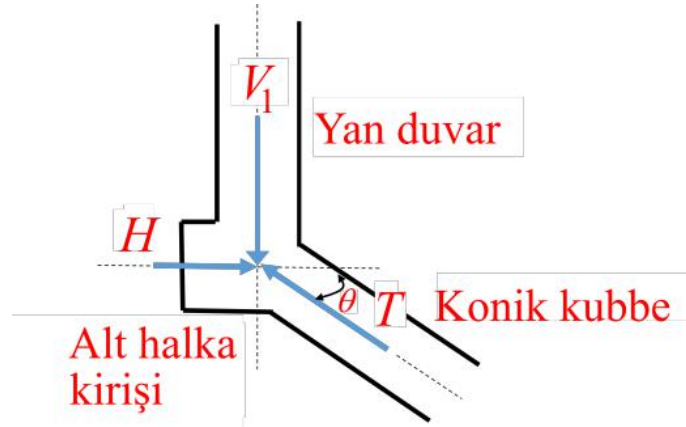
takviyesinin aralığı tankın üstüne doğru kademeli olarak arttırılır. Brüt bölümün % 0,3'lük dağılımı ve sıcaklık takviyesi dikey yönde sağlanır.



Şekil 1.10: Tankın Yan Duvarı [10] Kirişteki kasnak çekmesi,

$$\sigma_h = \left( \frac{H \cdot D}{2} + \frac{\gamma_w \cdot d \cdot D}{2} \right)$$

(1.17)



Şekil 1.11: Alt Halka Kirişi [10]

Burada,  $V_1$  = Metre başına tavan, yan duvar ve üst dairesel kirişin ağırlığı  $h$  = Dairesel kirişin üzerindeki su yüksekliği

$T$  = Konik kubbede itme

$D$  = Dairesel kirişin çapı

$H$  = Birleşme yerinde gelişen yatay kuvvet

$d$  = Dairesel kirişin dikey kalınlığı



Konik kubbede meridyen itme ve kasnak gerilimi aşağıdaki denklemler kullanılarak

hesaplanır.

Meridional itme,

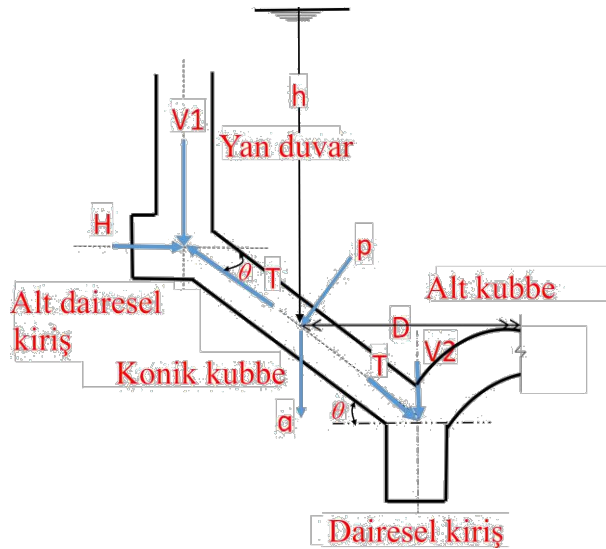
$$T = V_2 \cdot \text{cosec } q \quad (1.18)$$

Kasnak gerilimi,

Kasnak gerilimi,

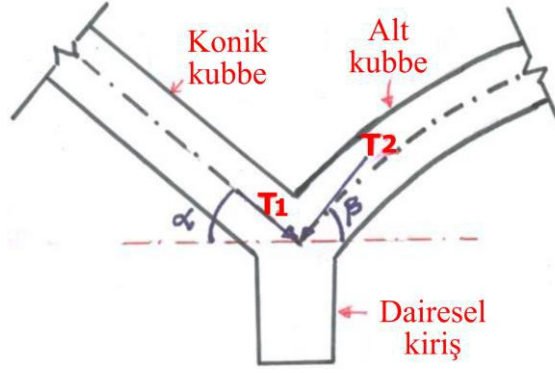
$$H = \frac{(p \cdot \text{cosec } q + q \cdot \cot q) \cdot D}{2} \quad (1.19)$$

Konik kubbede takviye kasnak gerilimi ve meridyen itme kuvveti için tasarlanmıştır.



şekil 1.12: Konik kubbe [10]

Zemin kubbesinin tasarımı st kubbenin tasarımına benzer, kubbenin tasarım yükü kubbenin kendi ağırlığını ve kubbenin üzerindeki su kolonunun ağırlığını içerir. Kubbe takviyeleri meridyen itme kuvveti ve çevresel kuvvetler için tasarlanmıştır. Aşağıdaki şekle bakarak,



Şekil 1.13: Alt Dairesel kiriş [10]

$T_1$  = Konik kubbe yönünde  $\alpha$  açısına doğrultusunda hareket eden itme kuvveti.

$T_2$  = Alt küresel kubbeden itme,  $\beta$  açısının doğrultusunda yatay olarak etki eder.

$P$  = Halka kiriş üzerindeki net yatay kuvvet.

$T_1 \cdot \cos \alpha > T_2 \cdot \cos \beta$  ise halka kiriş basınç kuvvetine maruz kalır. Bu sıkıştırma kuvvetinin büyüklüğü, iyi orantılı tanklarda ihmal edilebilir derecede küçüktür. Halka kiriş üzerindeki dikey yük, buradaki  $T_1 \cdot \sin \alpha + T_2 \cdot \sin \alpha$  den veya alternatif olarak toplam dikey yüklerin değeri halka kirişin tabanının çevresine bölerek elde edilir. Alt kubbe, maksimum meridyen itme kuvveti ve kasnak stresi için üst kubbe ile aynı şekilde tasarlanmıştır. Kolonlar ve mesnetler, kuleye etki eden ölü yükler ve

rüzgar yükleri nedeniyle tasarlanan maksimum kuvvetler ve momentler için tasarlanmıştır. Dairesel kolon grubunun temeli genellikle radye döşemeye sahip bir halka kirişten oluşur. Halka kirişin sahip olduğu maksimum bükülme ve burulma momentleri için, dairesele radye temel alttan maksimum toprak basıncı için tasarlanmıştır.

## 2. RC YÜKSEK SU TANKLARININ DEPREM HASARLARI

Bazı kirişler ve kolonlar da dahil olmak üzere kademelendirilmiş momente dirençli çerçeveli betonarme yükseltilmiş su tanklarının elemanları, yanal yüklere karşı daha fazla dirence sahiptir ve bunlar biraz az zarar görür, bu nedenle, bu tanklar için esnek olmayan deformasyonlar ve birkaç elemanda hasar dağılımı nedeniyle beklenmedik çökmeler meydana gelmemiştir.

Bu şekilde, beton çerçeveye sahip, yanal yükler altında uygun sünekliği olan, saft kademelendirme tipindeki tanklar ince duvarlı bölümlere sahip tanklara göre aksine güvenli olacak şekilde tasarlanabilir. Kirişlerin ucuna yakın bölümler, deprem enerjisini dağıtabilmek amacıyla elastik olmayan deformasyona maruz kalmak için en uygun ayrıntılara sahip olacak şekilde tasarlanabilir. Betonarme çerçeve kolonunda, kuvvetlerin yapıdaki yeniden dağılımının daha fazla belirsizliğe ve fizibiliteye yol açması nedeniyle, diğer noktaların akmış olması mümkündür.

Yük aktarma ve kiriş-kolon bağlantılarını bütünleştirmenin farklı yolları, bu tür bir kolonun iyi bir sismik davranışa sahip olmasına neden olur. Bu tür kolonları tasarlarken, plastik mafsalların oluşturulmasını önlemeli ve mafsalların kiriş üzerindeki yerini ileterek bunların sayısını arttırmak gerekir. Bu sayede doğrusal olmayan deformasyonlar ve yapıdaki yıkımlar daha az olmuştur.

Buna ek olarak, kolonlarda mafsalların oluşturulması, çerçeve içinde mekanizmaya neden oldu ve bunu da çöküş izledi. Çerçeve içindeki katların sayısını artırarak, çerçeve şekli davranışı ve ayrıca rijitlik arttı, bu da yer değiştirmelerin azalmasına ve yanal yüklere karşı çerçeveye daha fazla entegre olmasına neden oldu. Deprem raporlarını incelerken ve çeşitli bölgelerdeki mevcut yüksek su depoları üzerine araştırma yaparken, bu tip tankların arıza modları aşağıdaki gibi sınıflandırılır.

## 2.1 Kirişlerde Kesme Kırılması Modları

Kirişlerin ucundaki yüksek kesme kuvveti nedeniyle bu tip bir arıza, plastik mafsallarda 45 derece açılı kesme çatlakları ortaya çıkartır ve bu durum kirişlerin ucunda oluşan bir başarısızlıktır. Bu tür başarısızlık örnekleri, 1960 yılında Güney

Amerika'da  $M = 8.5$  büyüklüğünde Şili depremi ile ortaya çıkmıştır, yükseltilmiş su deposu için bu durum, çatlaklara neden olmuş ve daha sonra kırılma kesme kirişleri ve plastik mafsal oluşturmuştur. Tank böylece istikrarsızlık ve bazı kolonlarda yüksek performans nedeniyle ciddi problemler oluşturur.

Hasarlı tank bağlantı kirişleri ve bazı kolonlar, yüksek momentlerden dolayı üst kısımlarda hafifçe çalıştı. Şekil 2.1'de gösterilen bu tür bir başarısızlık örneği.



**Şekil 2.1:** Puerto Varas Hotel'in yükseltilmiş su deposu, Şili depremi [2].

Şili'deki (Güney Amerika) 22 Mayıs 1960'ta  $M = 8.5$  büyüklüğündeki deprem, 50 metreküp hacimli su deposunda hasara yol açtı. Bağlantılar, birbirine 40 cm ve 180 cm mesafeden sekiz kare kolonu birbirine bağlamaktadır. Ortak plastik bir destek oluşturan kiriş kaybı rapor edilmiştir ve kolonlarda hasar bildirilmemiştir. Bazı takviye çeliği, Şekil 2.2'de gösterildiği gibi şoktan önce çatlamaya maruz kalmıştır.



**Şekil 2.2:** 50 m<sup>3</sup> kapasiteli yükseltilmiş su deposu, Şili depremi [2].

Hindistan'da 2001 yılında Bhuj depremi, uygun olmayan tasarım bağlantıları ve kolon kiriş bağlantılarının zayıf detaylandırılması nedeniyle 100 metreküp hacimli yüksek su tankı çöktü. Bağlantılar sismik kuvvetler için tasarlanmamışsa, yüksek su depolarında kusura neden olurlar. Kolonları birleştiren kirişlerin kesme çatlaklarına sahip olduğu ve bu sonucun kararsız yan çerçevesine neden olduğu durumdan dolayı bir taraftan kolonlar, daha sonrada yükseltilmiş su tankları çöktü.

2001 Bhuj (Hindistan) depremindeki yüksek su depoları, bağlantılar sismik kuvvetler için tasarlanmadığından kusura yol açtıklarını gösteren başarısızlıkla karşılaşmıştır (C Rai 2003). Yan çerçeve ve sonrasında kararsızlık arızası meydana geldiğinde, Kiriş - kolon çerçeve bağlantılarında bazı kesme çatlaklarının oluşması ve bazı kolonlarda dikey çatlakların oluşması nedeniyle tank, Şekil 2.3'te gösterildiği gibi çökme yaşamıştır.



(a)



(b)

**Şekil 2.3:** (a) Manfera'da çökmüş su tankı; (b) Bhachau'da çökmüş su tankı [2].

Manfera köyündeki ve Bhachau'da su tanklarının ince ve zayıf çerçeveli taşıyıcı sisteme sahip olması söz konusu su tanklarında ciddi hasar meydana getirmiştir. Bununla birlikte, çerçeve elemanları ve mesnet-kolon eklemleri elastik olmayan deformasyonlar için tasarlanmamış ve ayrıntılı değilse, depremin merkez üssünde, su tankları ciddi hasar alır (26 Ocak 2001, Bhuj, Hindistan,  $M = 7.7$ ). Açıkçası, Manfera ve Bhachau'daki tankların destek ve kolon elemanları depreme dayanıklılık için süneklik ve tokluk gereksinimlerini karşılamamaktadır (C Rai 2003).

## 2.2 Kirişlerde Bükülme - Kesme Arızası

Bükülme-kesme nedeniyle bu tip bir arıza, orta bölümdeki kirişlerde meydana gelir, bu durumu önlemek için desteğin ortasına doğru kademeli bir artış ile kesme başarısızlığının ortaya çıkması önlenmelidir ve bunu sağlamak için kirişlerin ortasına plastik kirişlerin ucuyla bağlantı yapılmalıdır. Bu tür deprem

başarısızlığının bir örneği, 700 m<sup>3</sup> yüksek su deposu hacmi için  $M = 8.5$  büyüklüğünde Şili'deki depremdir. Bu depremde destek sağlayan plastik kirişlerde eklem hasarı rapor edilmiştir.

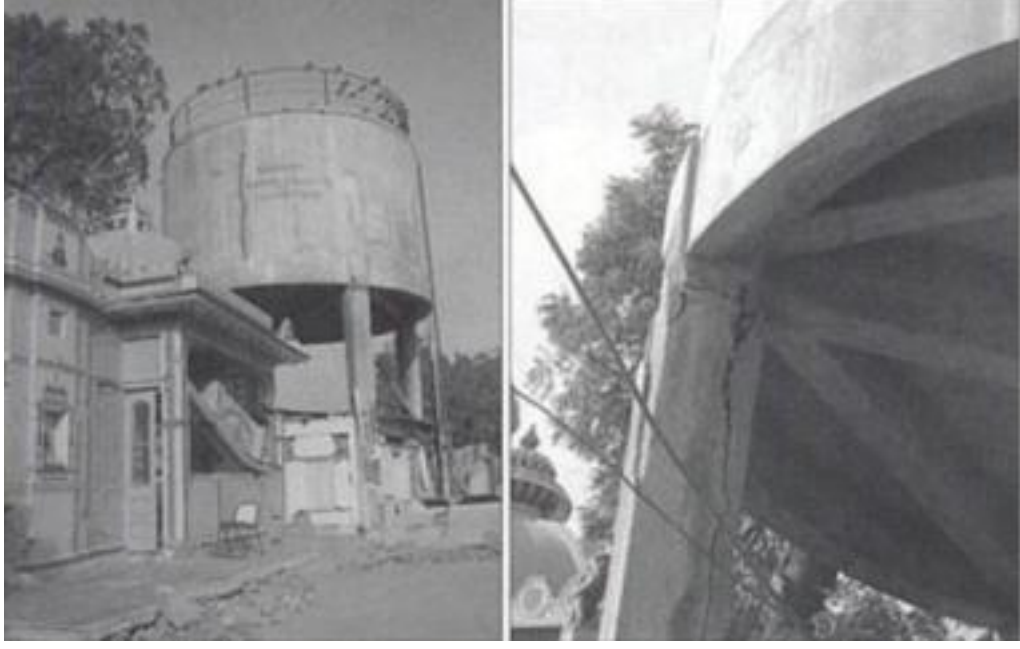


**Şekil 2.4:** Depremde 700 m<sup>3</sup> kapasiteli yükseltilmiş su deposu 1960 Şili

### 2.3 Kolonlarda Aksenal Arıza

Beton, Hindistan'daki en yaygın ve en kolay ulaşılabilir yapı malzemelerinden biridir ve kalite açısından tartışmasız en az kontrol edilen ve en çok suistimal edilen yapı malzemesidir. Beton, diğer yapıların yanı sıra, kaldırım, temeller, zemin ve çatı plakaları, kirişler, kolonlar ve istinat duvarları için yaygın olarak kullanılır. Beton yapı, sadece betonun kendisi ile değil, aynı zamanda çelikle güçlendirme, şekillendirme ile de uygun prosedürler gerektirir.

Su tanklarında başka bir arıza türü, üzerinde dikey çatlaklar oluşması nedeniyle kolonlarda basınç oluşmasıdır. Bu tür bir başarısızlığa örnek olarak, 1958 yılında inşa edilen ve nispeten ciddi hasarlar alan kolonlara sahip olan Gujarat'da bulunan 20m<sup>3</sup> kapasiteli yüksek su tankı için 2001 yılında Hindistan'daki Bhuj depremidir. (Eidinger 2001). Bu depremden sonra kolonlarda derin çatlaklar gözlemlendi. Çatlaklar takviyeli kolon boyunca uzunlamasına meydana gelmiştir. Ayrıca, kolonları tutan konteynır taşıyıcı sisteminde kolonların performansını düşüren dikey çatlaklar oluşmuştur.



**Şekil 2.5:** Hindistan'da bulunan Gujarat'ın yükseltilmiş su deposu (Eidinger 2001).

Şekil 2.6'da görülebilen, yaklaşık 20 metre yüksekliğinde ve  $350 \text{ m}^3$  kapasiteli diğer yükseltilmiş betonarme su deposunda kulenin sekiz bacağı vardır. Tank, Bam depremi sırasında su ile doluydu (İran, 26 Aralık 2003,  $M = 6.3$ ). Şekil 2.6'da gösterildiği gibi bu yapının uygun genel performansına rağmen, bazı ek yerleri çatlamış, böylece çelik donatılar görülebilir hale gelmiştir.

Nitekim bu yapıda gözlenen tek kusur, donatı detaylarının yanlış olmasıydı. Araştırmalar, yapıda kullanılan çelik inşaat demirinin, çatlakların bir dereceye kadar ilişkilendirilebileceği yuvarlak borular olduğunu göstermiştir. Ek olarak, sütunların etriyelerle güçlendirilmediği (en azından eklemlerde) bir sürpriz olarak karşımıza çıkmıştır. Mafsallardaki çatlakların büyük ölçüde mafsallardaki etriyelerin eksikliği ile ilişkili olduğuna inanılıyordu.

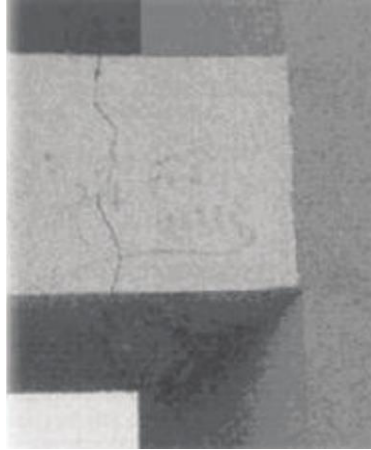
Ayrıca, Şekil 2.5'te, çerçeve evrelemeli yükseltilmiş bir su tankı, Gujarat'taki 2001 depreminden 20 yıl önce, tabana beton püskürtülmüştü. Depremden sonra tank tabanından etkilenen kiriş ve kolon bağlantılarında küçük çatlaklar oluştu. Eski ve püskürtülen beton arasındaki uyumsuzluk bazı kolonlarda dikey çatlaklara sebep oldu buda kolonlarda basınç kuvvetleri ortaya çıkmasına sebep oldu.





## 2.4 Bağlantılarda Çatlaklar

Yıllar önce taşıyıcı sistemine beton püskürtülen yüksek su deposunda, Hindistan'da 2001 yılındaki Bhuj depreminden sonra, kiriş-kolon bağlantılarında bazı ince çatlaklar, kolonlarda dikey çatlaklar ve kirişlerde kesme çatlakları oluşmuştur. Kolonlardaki yüksek sıkıştırma kuvvetleri nedeniyle, bazı kolonlarda eski beton ve püskürtülen betonun sınırları arasında meydana gelen dikey çatlaklar vardı.



Şekil 2.7: Bhuj depremi 680 m<sup>3</sup> kapasiteye sahip yüksek su deposu (C Rai 2003).

## 2.5 Burulma Hatası

Çerçeve kademelendirmeli beton yükseltilmiş tanklarda diğer arıza tipleri, burulma arızası olarak adlandırılan duruma göre daha yaygındır. Genel olarak, yükseltilmiş tankların, geometrik merkezde simetri eksenine sahip olması ve aynı zamanda kütle merkezi ve rijitlik merkezinin aynı noktada olması için tasarlanması gerekir.

Bununla birlikte, merdiven kullanımı, tesisat boruları ve kullanım hataları, kütle merkezi ve rijitlik merkezi arasında olası eksantrikliğe neden olabilir. Birçok yükseltilmiş su deposu, geçmiş depremlerde herhangi bir yanal salınım yapmadan dikey yönde çöktü, ancak çökmüş tankları inceleyerek, bunların çoğunun ekstra burulma sapmasına sahip olduğunu anlayabiliriz.

Şekil 2.8'de bir örnek gösterilmiştir. Ana davranıştaki bu tür başarısızlık, bükülme momentinden kaynaklanır, çerçeve elemanlarında kesme ve eksenel kuvvetler ortaya çıkar ve yukarıda bahsedilen hasar ve arıza türlerinin sebepleri çerçeve elemanlarındadır. 1980'de yükseltilmiş su deposu  $M = 7.2$  büyüklüğünde Cezayir El-Asnam depreminde, yanlış bağlantıların etkisi ve uygulanmış güçlendirme planı nedeniyle büküldü. Yükseltilmiş tankta bulunan çerçeve elemanlarının düzeni dönme davranışını arttıracak şekilde meydana gelmemelidir. Başarısızlık, kiriş-kolon bağlantılarındaki takviyenin zayıf detaylandırılmasından kaynaklanmıştır.

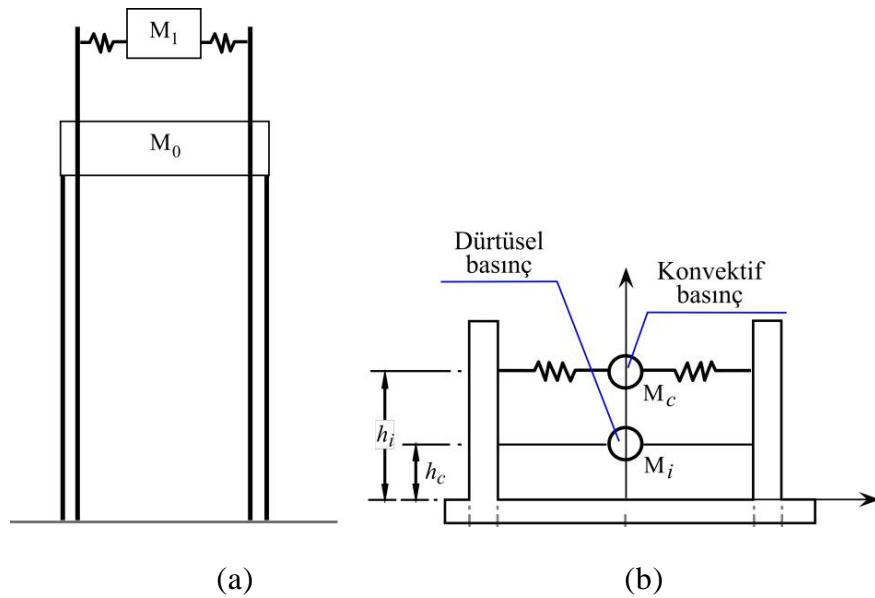


**Şekil 2.8:** Cezayir El-Asnam depreminden sonra su tankı [2]

### 3. SU TANKLARININ SİSMİK TEPKİSİ

Housner (1964) deprem yanal yüklerine maruz kalan hem yer altı hem de yüksek su depolarının sismik tepki davranışını ele almak için ilk araştırmayı gerçekleştirmiştir. Bu çalışmada, Housner, mühendislik uygulamasında hala yaygın olarak kullanılan tankların içindeki suyun dinamik yanıtını modellemek için bir formülasyon önerdi. ACI 350.3-06 ve ACI 371R-08 gibi birçok geçerli kod ve kılavuz, orijinal Housner formülasyonunu yalnızca birkaç düzeltme uygulayarak uyarlamıştır.

Housner'ın önerilen formülasyonuna göre, hidrodinamik tepki dürtüsel ve konvektif titreşimin iki bileşenine ayrılmıştır. Dürtüsel titreşim modunun tank duvarına tutturulduğu varsayılmaktadır (rijit bağlantı). Diğer yandan, konvektif hareket, yaylar kullanılarak duvara bağlanmış toplu bir kütle olarak modellenen ve daha uzun bir titreşim periyoduna sahip olan su yüzeyinin salınımıdır. Şekil 3.1'te Housner tarafından hem yer destekli hem de yükseltilmiş su tankları için önerilen model gösterilmiştir. Şekil 3.1'te gösterildiği gibi, itici ve konvektif bileşenler toplu bir kütle kullanılarak modellenmiştir. Yükseltilmiş tank modeli için, itici kütle ( $M_0$ ), eşdeğer yapı kütlelerini ve itici su kütlelerini temsil eder.



Şekil 3.1: (a) Yükseltilmiş su tankı (b) Yer destekli tank (Housner, 1964)

Veletsos ve Tang (1986), hem rijit hem de elastik kademelendirilmiş destekleyiciye sahip dikey yer hareketine maruz kalan sıvı depolama tanklarını analiz etmişlerdir. Toprak-yapı etkileşiminin hidrodinamik etkileri azaltılabileceği sonucuna varılmıştır. El Damatty ve diğ. (1997) sismik yüklemeye maruz kalan sıvı dolgulı konik tankların stabilitesini incelemek için sayısal bir model geliştirmiştir.

Aşağıda sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak serbest titreşim analizi yapılmış ve konik tankların dinamik stabilitesi incelenmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi, hem geometrik hem de malzeme doğrusal olmayışını modelleyebilmiştir. 1971 San Fernando depreminin yatay ve dikey bileşenlerini kullanarak doğrusal olmayan dinamik analizler yaparak, tankın tabanının yakınındaki lokalize burkulma nedeniyle bir dizi yükseltilmiş tankın doğrusal olmayan bir şekilde tepki verdiği gösterilmiştir.

Yükseltilmiş tanklardan elde edilen benzer sonuçlara dayanarak, konik tankların sismik yüklemeye çok duyarlı oldukları ve güçlü yer hareketleri altında çökmemesi için büyük statik yük faktörleri göz önüne alınarak tasarlanması gerektiği sonucuna varılmıştır. Dikey ivmenin sıvı dolu konik tanklarda dinamik dengesizliğine önemli ölçüde katkıda bulunduğu ve sismik bir analizde göz ardı edilemeyeceği de gösterilmiştir.

Deneysel bir çalışmada, El Damatty ve arkadaşları (2005) sıvı dolu kombine konik kabukların (tank kapları) dinamik tepki davranışını araştırmışlardır. Kombine konik kaplar, altta konik bir kısım ve üstte silindirik bir kısımdan oluşur ve Kuzey Amerika'da yaygın olarak kullanılır. Küçük ölçekli alüminyum kombine konik bir tank üzerinde çalkalama masası testleri yapıldı ve sonuçlar sayısal ve analitik yöntemlerle çok iyi uyuştu.

Yüksek su depolarının sismik tepkisi üzerine yapılan en eski çalışmalardan birinde Shepherd (1972), su kulesi yapılarının iki kütle gösteriminin teorik sonuçlarının doğruluğunu, ön gerilmeli beton yüksek su tankı üzerindeki dinamik test sonuçlarıyla karşılaştırarak doğruladı. Yükseltilmiş su kulesinin dinamik tepki karakteristikleri Housner yöntemi kullanılarak hesaplanmıştır. Su kulesinde bir dizi geri çekme testi yapıldı ve tankın titreşimi kaydedildi. Teorik

ve deneysel testlerin karşılaştırılması, yükseltilmiş su tanklarının teorik iki kütle modellemesinin verimliliğini ve kabul edilebilir doğruluğunu kanıtlamıştır.

Haroun ve Ellaithy (1985), tankları destekleyen güçlendirilmiş kulelerin esnek olmayan sismik tepkisini incelediler. Tankları destekleyen çapraz bağlantılı kulelerin esnek olmayan davranışlarını analiz etmek için bir bilgisayar programı geliştirdiler. Daha hafif bir destek sisteminin elastik olmayan tepki ve enerji dağılımı nedeniyle daha iyi bir sismik performansa sahip olduğu sonucuna varılmıştır.

Memari ve Ahmadi (1992), 1990 Manjil-Roudbar depreminde iki beton yükseltilmiş su tankının davranışını araştırdı. Her iki yapının sonlu eleman modelleri geliştirilmiş ve tasarım yükleri ile gerçek yükler karşılaştırılmıştır. Tanklar, inşaat süresince standartlara göre tasarlanmasına rağmen, tasarım yüklerinin mevcut standartlardaki tasarım yüklerinin neredeyse beşte biri olduğu sonucuna varılmıştır. Ayrıca, beton yükseltilmiş tanklarda çalkalama ve P- etkisinin çok küçük olduğu sonucuna varmışlardır.

Tek serbestlik dereceli modelin yüksek su depolarının modellenmesinde yetersiz olduğu biliniyordu ve yapılan çalışmalarda baskın arıza modunun eğilme (kesme değil) olduğu belirtilmiştir. Potansiyel tankın dinamik özellikleri ve sismik talep seviyeleri, Housner (1963) ve Malhotra ve ark. (2000) tarafından karşılaştırmalı modeller kullanılarak incelenmiştir. Betonarme mantolama, temel olarak uygun inşaat yönteminden dolayı güçlendirme planı çözümü olarak seçilmiştir. Beton mantolamanın, arıza modunu beton kırılmasından daha sünek bir gerilime dönüştürebildiği gösterilmiştir.

Sweedan ve Damatty (2003), sıvı dolu konik yükseltilmiş tankların dinamik özelliklerini değerlendirmek için deneysel bir program yürüttüler. Küçük ölçekli bir alüminyum konik tank üzerinde birkaç çalkalama tezgahı testi yapılmıştır. Testlerin sonuçları, aynı yazarlar tarafından önerilen önceki bir sayısal yöntemle çok iyi bir uyum içindeydi. Rai (2003), 2001 Bhuj depreminde yüksek tankların performansını inceledi. Bu araştırmaya dayanarak, yükseltilmiş tank desteklerinin (hem çerçeve hem de silindirik şaft) zamanın tasarım kodlarına göre tasarlandığı sonucuna varıldı (Hindistan'da), tasarımlar uluslararası bina kodu gereksinimlerini karşılamadı ve bu nedenle ciddi yer hareketine maruz

kaldığında son derece savunmasız kaldı. RC pedestallerde çoğunlukla yapının yanal stabilitesinin tek başına pedestale bağlı olmasından dolayı, başarısızlığının yapının bütünlüğünün kaybolmasına ve tüm yapının çökmesine neden olması son derece ciddi bir sorundur. Çalışma, şaft tipi desteklerde, ince şaft duvarlarının sismik enerjii dağıtamayacağı sonucuna

varmaktadır. Ayrıca çalışma, yüksek aksel yüküne sahip dairesel ince beton kesitlerin eğilme mukavemetinde daha kırılabilir bir şekilde davrandığını ve bu nedenle kaçınılmasını önermektedir.

Rai ve diğ. (2004), RC pedestal destekli tankların sismik tasarımını değerlendirmek için analitik bir araştırma ve vaka çalışması gerçekleştirmişlerdir. Önceki depremler sırasındaki hasar paternine göre, uzun doğal periyotlarda büyük en boy oranına sahip tanklar için eğilme davranışının sismik yükler altında makaslamadan daha kritik olduğu görülmüştür. Bununla birlikte, ACI 371R-08 hükümlerine göre tasarlanmış çok büyük tank kapasiteleri için, kesme dayanımı genellikle pedestal duvarının tasarımını etkiler. Çalışma, aksel sıkıştırmanın faydalı etkilerinin göz ardı edilmesinin, kesme kuvvetinin şaft yapılarının tasarımını neden yönettiğini açıklayabileceğini düşündürmektedir. Vaka çalışması, kesme talebinin dolu tank durumu yerine boş tank için daha fazla olduğunu ortaya koydu. Analiz edilen yükseltilmiş tanklar için duvar kalınlığı aralığı 125 mm ile 250 mm arasında ve şaft yüksekliği 11m ile 20 m arasında değişmiştir. Bu çalışmada analiz edilen 8 tank için, boş tankların tüm şaft en-boy oranlarında, eğilme dayanımının esas arıza modu olduğu sonucuna varılmıştır. Öte yandan, daha rijit şaftlara monte edilen dolu tanklar için, kesme başarısızlığının ana mod olduğu kanıtlanmıştır.

Livaoğlu ve Doğangün (2005), “sıvı yükseltilmiş tank temeli” sistemlerinin sismik analizi için bir yöntem önermişlerdir. Yöntem, taban kesme kuvvetinin, devrilme momentinin, destek sisteminin deplasmanının ve tanktaki sıvının yer değiştirmesinin bir tahminini sağlamıştır. Sıvının çalkalanma tepkisinin temel olarak toprak özelliklerinden etkilenmediği gösterilmiştir. Ayrıca, sert topraklardaki ankraj uzunluğu çatı yer değiştirmesini ve taban kesme kuvvetini etkilemese de, nispeten yumuşak toprak için durum böyle değildi ve ankraj uzunluğunun etkilerinin ihmal edilemez olmadığı kanıtlanmıştır. Genellikle

daha yumuşak topraklar, çatı yer değiştirmelerini arttırdı ve taban kesme ve devrilme momentini azalttı.

Başka bir çalışmada Livaoğlu ve ark. (2007), temel ankrajının yükseltilmiş tankların sismik davranışı üzerindeki etkisini sonlu eleman modeli kullanarak analiz etmişlerdir. Gömülü ve gömülü olmayan iki temel tipi incelenmiştir. Yumuşak topraklar için temel yerleşiminin sistem davranışı üzerinde daha fazla etkiye sahip olduğu sonucuna varılmıştır. Öte yandan, sert topraklar için temel gömme etkisinin ihmal edilebilir olduğu gösterilmiştir. Bu çalışma aynı zamanda daha büyük bir

gömme oranının çatı seviyesindeki yanal yer değiştirmeyi azalttığı sonucuna varmıştır.

Dutta ve diğ. (2009) sonlu elemanlar analizi ve küçük ölçekli deneyler yoluyla beton yükseltilmiş tankların toprak yapı etkileşimi ile dinamik davranışını incelemişlerdir. Bu çalışma, tank kademelendirmesinde aksel gerilim üretiminin yaygın olarak beklenmesi gerektiği sonucuna varırken, taban kesme esas olarak full tank koşuluyla oluşmaktadır. Ayrıca, toprak-yapı etkileşiminin etkisinin, sabit mesnet durumuna kıyasla kademelendirmenin bir tarafında gerilimde önemli bir artış sağladığı gösterilmiştir. Çalışma aynı zamanda toprak-yapı etkileşiminin dürtüsel yanal periyodu önemli ölçüde değiştirebileceğini göstermektedir.

Nazari (2009), yükseltilmiş su tanklarının tasarımındaki mevcut yaklaşımı araştırmak için bir çalışma yapmıştır. Mevcut uygulamaya göre tasarlanan yükseltilmiş bir su tankının sismik tepkisi, doğrusal olmayan statik sonlu eleman analizi yapılarak araştırılmıştır. Yükseltilmiş su deposunun sismik tepki faktörleri hesaplanmış ve tepki modifikasyon faktörü ATC 19 (1995) yöntemine göre belirlenmiştir. Tepki modifikasyon faktörünün Kanada'nın farklı bölgeleri için 1.6 ila 2.5 arasında değiştiği belirlenmiştir.

Shakib ve diğ. (2010), beton yükseltilmiş su tanklarındaki sismik talebi incelemek için bir sonlu eleman prosedürü kullanmıştır (çerçeve kademelendirilmesi). Üç betonarme yükseltilmiş su deposu sismik yüklere maruz bırakılmış ve sonlu elemanlar modeline doğrusal olmayan betonarme davranışlar dahil edilmiştir. Bu çalışma ile full tanklarda maksimum tepkinin

her zaman ortaya çıkmadığı sonucuna varılmıştır. Çalışmada aynı zamanda betonarme çerçeve kademelendirmesinin rijitliği ve kütlelerin artışı aynı anda azaltılırsa yapının doğal periyodunun arttığı gösterilmiştir.

Moslemi ve diğ. (2011), sıvı dolu tankların sismik tepkisini araştırmak için sonlu elemanlar tekniğini kullanmışlardır. Yüksek su depolarında sıvı-yapı etkileşim problemini araştırmak için modal süperpozisyon tekniği kullanılarak geçici analize ek olarak serbest vibrasyon analizleri yapılmıştır. Modal FE analizlerinin, tüm vakalar için sıvının toplam kütlelerinin % 3'ünden daha az su kütlesi oranlarında Housner'ın formülasyonlarından elde edilenlere çok yakın doğal frekanslara ve etkili su-kütle oranlarına yol açtığı sonucuna varılmıştır. Yöntemin doğruluğu, literatürde bulunan deneysel sonuçlarla karşılaştırılarak doğrulanmıştır. Ayrıca hesaplanan FE zaman geçmişi sonuçları mevcut uygulamadan elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmış ve çok iyi bir uyum gözlenmiştir.

### **3.1 Sismik Analiz Yöntemleri**

#### **3.1.1 Doğrusal olmayan analiz**

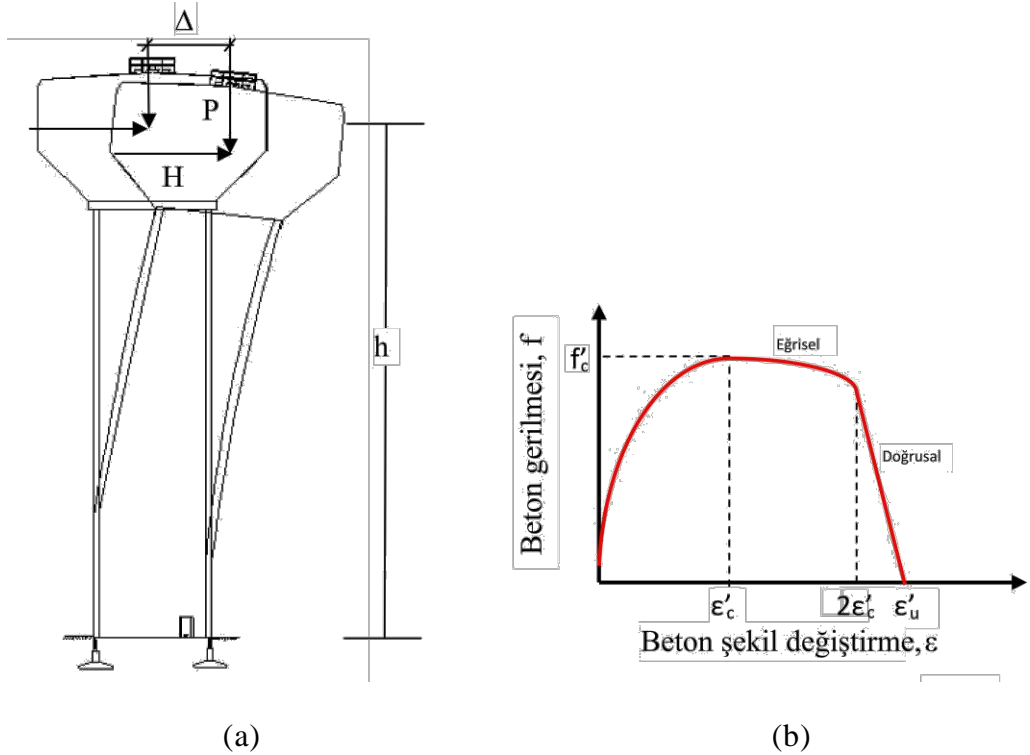
Genel olarak betonarme yapılarda gözlemlenebilecek farklı doğrusal olmayan tepki kategorileri vardır. Geometrik doğrusal olmayanlık ve malzeme doğrusal olmayanlık olarak bilinen iki tip doğrusal olmayan davranış, beton pedestal yapısının sonlu eleman modellemesine dahil edilmelidir. Geometrik doğrusal olmama genellikle yapının öğelerindeki (yerel) veya tüm yapıdaki (küresel) büyük deformasyonların sonucudur. Büyük deformasyonlar yapının rijitlik matrisini ve dolayısıyla yapının denge denklemini değiştirerek analizini etkileyebilir.

Geometrik doğrusal olmamanın en yaygın etkisi genellikle Şekil 3.2 (a) 'da gösterilen P- etkisi olarak bilinir. Yükseltilmiş tank yapısı sismik yüklere maruz kaldığında, beton şaftın en üst seviyelerinde büyük deformasyon meydana gelir ve bu tankın oldukça büyük yerçekimi yükleriyle birleştirilirse, genel dengesizlik ve tüm yapının çökmesi meydana gelebilir. Genellikle, yüksek yükseklik-çap oranına ve daha büyük tank kapasitelerine sahip daha uzun kaideler P- etkisine daha duyarlıdır.



Öte yandan, betonarme malzemenin doğrusal olmayan gerilim-gerinim ilişkisi ve daha sonra kaidenin sertliğindeki değişikliklerin bir sonucu olarak malzeme doğrusalsızlığı üretilir. Genellikle, büyük yükseklik-çap oranına ve daha büyük tank kapasitelerine sahip daha uzun pedestaller P- etkisine daha duyarlıdır. Öte yandan, betonarme malzemenin doğrusal olmayan stres-gerinim ilişkisi ve daha sonra pedestalin rijitliğindeki değişikliklerin bir sonucu olarak malzeme doğrusalsızlığı üretilir.

Bir itme veya doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirirken, pedestal içindeki gerilme seviyesi, Şekil 3.2 (b) 'de gösterildiği gibi betonun elastik sınırının ötesine yükselir ve gerilme-şekil değiştirme davranışında doğrusal olmamaya neden olur. Beton çatlaması veya dağılması, betonarme elemanların esneklik modülünü ve gerilme-şekil değiştirme ilişkisini de değiştirebilir.

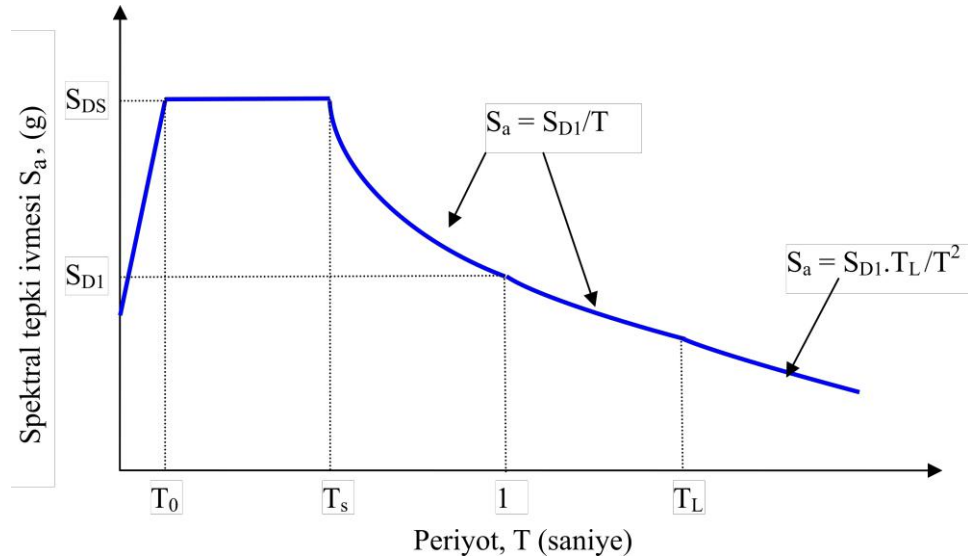


**Şekil 3.2:** (a) RC pedestalde geometrik doğrusal olmayanlık (P- etkisi) (b) beton malzemedeki doğrusal olmama

### 3.1.2 Yükseltilmiş su depolarının kod tabanlı analizi ve tasarımı

Statik doğrusal analiz (kod tasarımı), çeşitli yapıların tasarımı için yaygın olarak kullanılan en basitleştirilmiş ve uygun maliyetli sismik analiz ve tasarım yaklaşımıdır. Bu yöntemde, yapının tüm yükleme koşulları altında lineer elastik kaldığı varsayılır, bu da analiz prosedürü sırasında malzemenin esneklik

modülünün sabit olduğu anlamına gelir. Ayrıca plastik deformasyonlar modellenmez ve bu nedenle deformasyonlar kalıcı değildir. Yükseltmiş su tankları için beton pedestal yapılarının tasarımı, esas olarak ACI 350.3-06 ve ASCE/SEI 7-10 ile birlikte ACI 371R-08'e dayanmaktadır. Temel olarak, yükseltmiş su tanklarının kod tabanlı sismik analizinde, yatay sismik yükler, tanka ve pedestal yapısına yanal olarak uygulanan eşdeğer statik yüklerle değiştirilir. Sismik yükler ASCE/SEI 7-10 standardına göre hesaplanır. Bunu yapmak için, alanın depremsellik ve toprak sınıflandırmasına dayanarak, ilk olarak tasarım tepki spektrumu geliştirilir. Şekil 3.3, ASCE/SEI 7-10'un hükümlerine göre geliştirilen tasarım tepki spektrumunu göstermektedir. Etkin yük ( $W_e$ ), ACI 350.3-06'nın gereksinimlerine göre hesaplanır. Daha sonra önem faktörü, spektral tepki hızlanması ( $S_a$ ) ve tepki modifikasyon faktörünün ( $R$ ) bir fonksiyonu olan sismik tepki katsayısı ( $C_s$ ) belirlenir. Bu aşamada, sismik tepki katsayısı ve etkin yükün ürünü olan sismik taban kesme kuvveti oluşturulabilir. Son olarak, kütlelerin yükseltmiş tankın yüksekliği boyunca dağılımına göre, sismik taban kesme kuvvetleri pedestal ve tank kabı seviyelerinde dağıtılır. Çeşitli seviyelerde devrilme momentleri hesaplanır ve pedestalin kritik kısımlarında maksimum kesme ve moment bulunur.

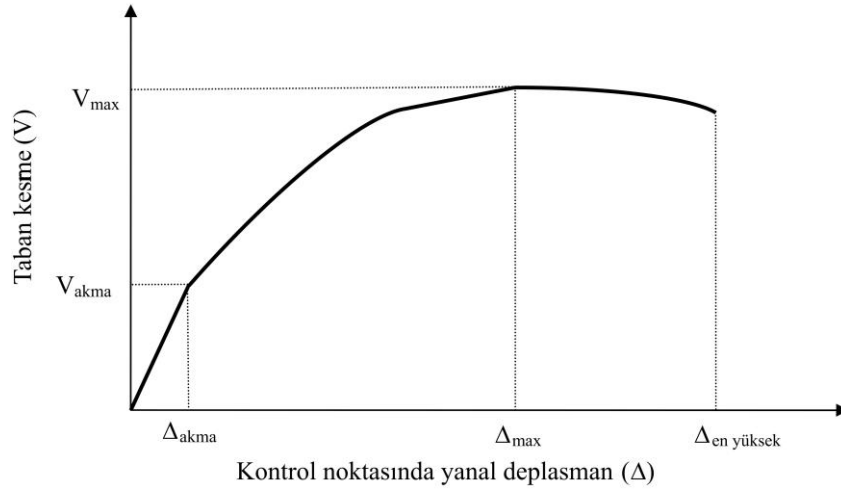


Şekil 3.3: Tasarım tepki spektrumu

### 3.1.3 Statik doğrusal olmayan (İtme) analizi

İtme analizi 1980'lerin başında ortaya çıktı ve o zamandan beri birçok yönden değişikliklere maruz kaldı. Başlangıçta, itme analizi yapıların doğrusal olmayan

analizi için analitik bir yöntemdi ve bir deprem sırasında zayıf noktalar ve potansiyel yapısal hasarlar oluşturmak için kullanıldı. İtme analizi konusunda literatürde bulunabilecek birçok araştırma vardır. Saiidi ve Sozen (1981) ve Fajfar ve Gaspersic (1996) türün ilk çalışmaları arasındadır. Daha sonra 1997'de NEHRP mevcut binaların sismik rehabilitasyonu için FEMA 273 rehberini yayınladı. FEMA 273'e göre itme analizi yöntemi veya "doğrusal olmayan statik prosedür" ilk olarak bu kılavuzda yapıların sismik değerlendirilmesi için standart bir prosedür olarak tanıtılmıştır. Burada, başlangıçta, bir deprem sırasında yapının maruz kalabileceği maksimum yer değiştirmeyi temsil edebilen bir hedef yer değiştirme belirli bir prosedüre göre belirlenir. Daha sonra itme analizi yapılır ve analiz sonuçları kaydedilir. Elemanlardaki yer değiştirme, rotasyon ve gerilmeleri içeren sonuçlar daha sonra her bir eleman için izin verilen maksimum tepki ile karşılaştırılır ve zayıf veya istenmeyen elemanlar tespit edilir. İtme analizi yapmanın temel amacı, yükseltilmiş su tankları için itme eğrisi oluşturmaktır. Çatı kayma eğrisine karşı taban kesmesi olarak da adlandırılan bu eğri, yapıların sismik tepki özellikleri hakkında değerli bilgiler sağlayabilir. Maksimum gelişmiş taban kesmesi, yapının sünekliği ve çökmeden önce maksimum deformasyonu, itme eğrisinden türetilebilecek en yararlı bilgiler arasındadır. Şekil 3.4, bir RC pedestal için geliştirilmiş tipik bir itme eğrisini göstermektedir. Doğrusal olmayan bir statik analiz yapmak için, başlangıçta ağırlık yükü yapının matematiksel modeline uygulanır. Daha sonra tanımlanan yük (veya yer değiştirme) modeline göre, yapısal model artan bir yanal yüke (veya yer değiştirme) tabi tutulur. Yük paterni, depremler sırasında yapıda üretilen kuvvet veya deformasyonlara benzer olmalıdır. Daha sonra, yanal yük, kontrol noktasındaki yer değiştirme belirli bir hedefe ulaşana veya yapı çökene kadar arttırılır. Her bir artış seviyesinde, taban kesme ile birlikte kontrol noktasında karşılık gelen yer değiştirme kaydedilir.



**Şekil 3.4:** Bir örnek RC pedestal için geliştirilen tipik itme eğrisi

Buna göre, bu denklem teğet sertlik matrisi dahil edilerek ve her bir yük artışında hem geometri hem de malzemenin doğrusal olmayan varyasyonunun hesaplanabilmesi ile revize edilebilir.

$$F = K_t DU + R_t \quad (3.1)$$

Aşağıdaki denklemde  $i$ , mevcut denge iterasyonunu temsil eder,  $K_t$  teğet rijitlik matrisini temsil eder ve  $R_t$ , denklem 3.2'de gösterildiği gibi her bir yük artışının başlangıcındaki geri yükleme kuvvetleridir.

$$R_t = \sum_{i=1}^{j-1} K_{t,i} \Delta U_i \quad (3.2)$$

Her adımda, denklemlerin yakınsamasından sonra, teğet sertlik matrisi revize edilir ve bir sonraki yük (veya yer değiştirme) artışı uygulanır. Yapılar hedef yer değiştirmeye (veya performans seviyesine) ulaşıncaya veya entegrasyonlar birbirine yaklaşıncaya kadar artışlar devam edecektir.

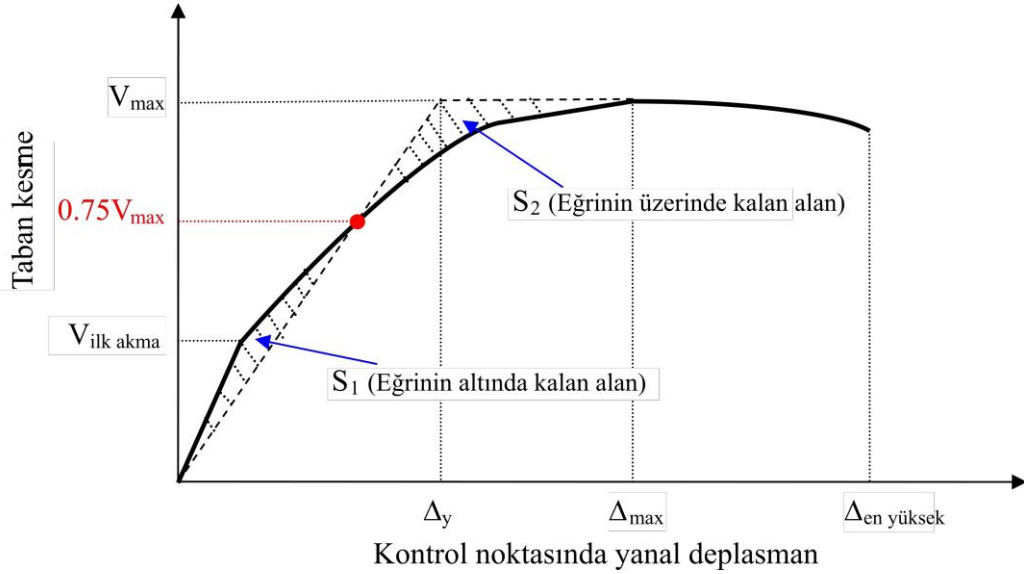
Genel olarak, “Geleneksel itme analizi” ve “uyarlamalı itme analizi” olarak bilinen iki ana itme analizi kategorisi vardır (Elnashai, 2008). Geleneksel itme analizinde, kuvvet veya yer değiştirme dağılımı analiz sırasında sabit kalır. Başka bir deyişle, yük veya yer değiştirme düzeninin mod şekillerindeki değişikliklerden etkilenmediği varsayılmaktadır. Öte yandan, yük (veya yer değiştirme) paterni, itme analizi yapılırken yapının doğrusal olmayan tepkisi

nedeniyle değişebilir. Bu varyasyonlar, farklı analiz aşamalarında kuvvet modelini değiştirerek uyarlamalı itme analizinde dikkate alınır. İtme analizi için uygun yöntemin seçimi büyük ölçüde yapıların konfigürasyonuna bağlıdır. Kapsamlı bir araştırmada Papanikolaou ve ark. (2006) genel olarak uyarlamalı iticinin geleneksel itme analizine göre önemli avantajlar sağlamadığı sonucuna varmıştır. Uyarlamalı analiz, düzensiz yapılar için geleneksel analize kıyasla daha iyi performans gösterebilmesine rağmen, bu avantaj tüm durumlar için geçerli değildir. Konfigürasyonda spesifik bir düzensizliği olmayan simetrik yapılar durumunda, geleneksel itme analizi yeterli doğrulukla sonuçlanacaktır. Yüksek su depoları simetrik yapılar olduğundan ve planda düzensizlikleri bulunmadığından, geleneksel yöntem adaptif olarak seçilmektedir. Yükseltilmiş su depoları ters bir sarkaçta benzerdir ve genellikle ağırlığın % 80'inden fazlası depoda yoğunlaşmaktadır. Bu yapılarda, modal kütlelerin % 90'ından fazlası, geleneksel itme analizi seçimine uygun olan ilk moda katılır.

İtme eğrisinden anlamlı ve pratik bilgiler elde etmek için, genellikle itme eğrisinin eşdeğer bir bilinear yaklaşımının geliştirilmesi gerekir. Örnek olarak, maksimum yer değiştirmenin ( $\Delta_{max}$ ) akmanın yer değiştirmeye ( $\Delta_y$ ) oranı olarak tanımlanan yapının yer değiştirme sünekliğini ( $\mu$ ) ele alalım. Bu parametreler Şekil 3.5'te gösterilmektedir. Tek başına itme eğrisi, esas olarak malzemenin doğrusal olmama durumu ve dolayısıyla bu noktaların konumunun belirsizliği nedeniyle belirgin bir akma ve maksimum yer değiştirme göstermez. Sonuç olarak bu noktaların analitik bir prosedürle tespit edilmesi gerekir. Betonarme yapılarda, beton malzemenin çatlama ve ezilme özellikleri nedeniyle bu zor bir uygulama olabilir. Ayrıca, çelik donatıların dağılımı, yapının küresel akma noktasını tespit etmenin karmaşıklığına

katkıda bulunur. Park (1988) sünekliği laboratuvar sonuçlarını ve analitik testleri değerlendirerek incelemiştir. Çalışmasında, bir itme eğrisinde verimi ve maksimum yer değiştirmeyi tespit etmek için dört farklı stratejiyi ele almaktadır. İlk yöntemde, küresel akma noktasının yapının ilk akma noktasında olduğu varsayılır. İkinci yöntem, eşdeğer bir elasto-plastik yapıya dayanmaktadır. Bu eşdeğer sistem, orijinal yapı ile aynı elastik rijitliğe ve nihai yüke sahiptir. Şekil 3.5'de gösterildiği gibi üçüncü yaklaşım, akma noktasını,  $V_{max}$ 'ın % 75'inde (nihai temel kesme) azaltılmış rijitliğe sahip eşdeğer bir

elasto-plastik sistemin akma noktası olarak tanımlar. Şekil 3.5'de gösterildiği gibi son yöntem, eşit enerji ilkesine göre akma noktasını belirler.



**Şekil 3.5:** İtme eğrilerinin bilinear yaklaşımı

Bu son yöntemle göre, elasto-plastik eşdeğer sistem orijinal yapı ile aynı enerjiyi emer ve sonuç olarak eğri ve çift doğrusal yaklaşım arasındaki alan eğrinin altında ve üstünde olmalıdır ( $S_1 = S_2$ ).

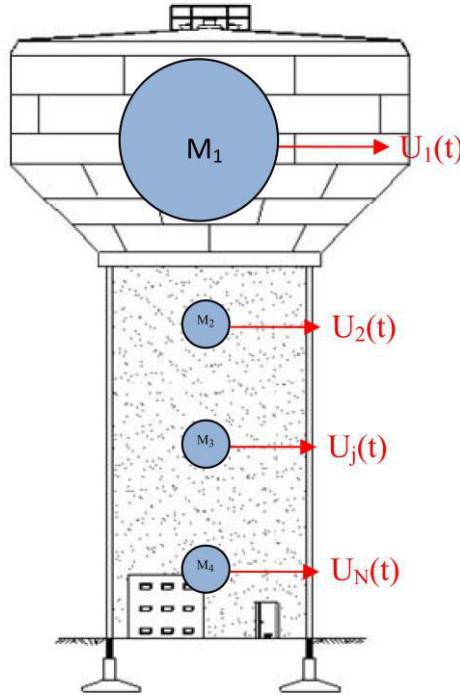
### 3.1.4 Zaman geçmişi analizi

Dinamik analiz yapıların sismik analizi için en doğru yöntemdir. Yapıların statik analizi, sönümlenmenin etkilerini daha yüksek vibrasyon modlarının atalet kuvvetlerini, malzemenin histerezis davranışını ve kütlelerin hızını dikkate almaz. Tüm bu etkiler dinamik analizde dikkate alınır. Dinamik analiz doğrusal veya doğrusal olmayan analiz olarak da sınıflandırılabilir. Dinamik doğrusal analizde, daha yüksek vibrasyon modları, malzemenin sönümlenmesi ve geometrik doğrusal olmama gibi parametrelerin etkileri analize yansır. Yapılar ciddi sismik hareketlere maruz kaldığında aşırı deformasyona uğrar ve bu nedenle doğrusal olmayan bir şekilde tepki verir. Doğrusal olmayan dinamik analiz, analiz süreçlerinde malzeme doğrusallığı dahil olmak üzere yukarıda belirtilen tüm parametreleri uygulayan en gerçekçi ve en karmaşık analiz yöntemidir. Bu yöntemle ilgili en büyük sorun, zaman ve hesaplama belleği açısından oldukça talepkar olmaktadır.

Tek serbestlik dereceli bir sistemin (SDOF) hareket denklemi, d'Alembert prensibi kullanılarak formüle edilebilir. Denklem 3.3'te  $t$  indeksi zamanı temsil eder ve kuvveti zamanın bir fonksiyonu olarak tanımlar ve  $P(t)$  kütleyle uygulanan dinamik dış kuvvettir. Atalet kuvvetinden oluşan dayanım yükleri  $F_I(t)$ , sönümlenme kuvveti  $F_D(t)$  ve rijitlik kuvveti  $F_S(t)$  'den oluşur. Denklem 3.3, yapı üzerinde etkili olan yukarıdaki kuvvetlerin denge durumunu ifade eder.

$$P(t) = F_I(t) + F_D(t) + F_S(t) \quad (3.3)$$

Mühendislik uygulamalarının çoğunda, bir sistemin SDOF idealizasyonu, yapıların dinamik tepkisini modellemek için yeterli doğruluğa sahip olmayacaktır. Bu, örnek olarak Şekil 3.6'da gösterilmiştir. Yüksek bir su tankı için, ağırlığın çoğu tankta yoğunlaşmasına rağmen, bir SDOF sistemi varsayımı gerçekçi bir dinamik tepki ile sonuçlanmayabilir. Bunun yerine shaftın ağırlığı, shaft yüksekliği boyunca dağılmış parçalı kütleler ile değiştirilir.



**Şekil 3.6:** Yalnızca yatay serbestlik derecesine sahip RC yükseltilmiş tank yapısının idealize edilmiş MDOF modeli

Bir MDOF için dinamik hareket denklemlerinin geliştirilmesi, SDOF dinamik dengesi için kullanılan aynı prensibe dayanılarak gerçekleştirilir. Denklemlerde skaler yerine vektörler ve matrisler kullanılır. Gerçekte yapılar sismik yüklere

doğrusal olmayan tepki gösterir ve çözüm sırasında hareket denkleminin ayarlanması gerekir. MDOF dinamik sistemlerinin hareket denklemi zaman alanında veya frekans alanında çözülür. En yaygın kullanılan frekans alanı analiz yöntemleri modal ve spektral analizdir. Modal analizde, MDOF hareket denklemleri bir dizi SDOF sistemine ayrıştırılır. Daha sonra her bir SDOF sistemi çözülür ve yanıtlar belirli cebirsel yöntemler kullanılarak birleştirilir. Spektral analizde, tepki spektrumu kullanılarak sadece maksimum tepkilerin değerleri bulunur. Hem modal hem de spektral analiz ile ilgili temel sorun, doğrusal olmayan sistemleri çözemedikleridir. Bunun nedeni, süperpozisyon yaklaşımının uygulanması ve doğrusal olmayan varyasyonların yok sayılmasıdır. Doğrusal olmamanın etkileri zaman alanı çözüm yönteminde uygulanabilir. Tepki alanı analizi olarak da bilinen zaman alanı çözümündeki ana yaklaşım, adım adım entegrasyona dayanmaktadır. Tüm adım adım yöntemlerde, yükleme ve yanıt geçmişi bir dizi zaman aralığına bölünür. Bu işlemde, yapısal özelliklerin sabit olduğu varsayılır ve hareket denklemi her  $\Delta t$  artışında elastik kalır. Her bir zaman artışı sırasında verilen tepki başlangıç koşulundan hesaplanır. Doğrusal olmayan bir dinamik analiz yapılması durumunda, denklemler, teğet rijitlik matrisini değiştirerek zaman artışları arasındaki geometrik ve malzeme doğrusalsızlığının etkileri için ayarlanır. Aksi takdirde (doğrusal dinamik analiz için), bu özellikler tüm zaman aralıklarında aynı kalır. Adım adım yöntem, açık veya kapalı yaklaşım kullanılarak gerçekleştirilir. Kapalı yöntemde, bir zaman artışı için yeni yanıt değerlerinin aynı adımla ilgili bir veya daha fazla değeri vardır ve sonuç olarak bir deneme değeri gerektirir ve ardışık tekrarlamalar gereklidir. Öte yandan, açık bir yöntemde, her bir zaman artışında hesaplanan yeni tepki değerleri yalnızca adımın başlangıcında mevcut tepki miktarlarına bağlıdır.

Doğrusal olmamanın etkilerini dikkate almak için, bunlar vektör formunda  $FD(ti)$  ve  $FS(ti)$  olarak ifade edilecektir. Desteklerde uyarmalara maruz kalan tipik bir MDOF sisteminin  $ti$  zamanındaki hareket denklemi aşağıdaki gibidir.

$$M \ddot{U}(t) + F(t) + F(t) = -M J U(t) \quad (3.4)$$

$J$  vektörüne 1 ve 0 içeren etki vektörü denir. 1 sayısı yatay serbestlik derecesine ve 0 dikey ve dönme serbestlik derecesine atanır.



### 3.1.5 Artımsal dinamik analiz (IDA)

Artımlı dinamik analiz, her biri artan şiddet seviyelerine göre ölçeklendirilmiş bir veya birkaç yer hareketi kaydına yapısal bir modelin tabi tutulmasını ve dolayısıyla şiddet seviyesine karşı parametrelenmiş bir veya daha fazla tepki eğrisi üretilmesini içerir (Vamvatsikos ve Cornell, 2002). Ayrıca, statik itme yöntemine benzerliği nedeniyle dinamik itme analizi olarak da adlandırılır, ancak statik yükleri kademeli olarak arttırmak yerine yer hareketi kayıtlarını kademeli olarak artırarak gerçekleştirilir. Artımlı dinamik analiz (IDA) kavramı ilk olarak Bertero (1977) tarafından ortaya atılmış ve zaman içinde Nassar ve Krawinkler (1991) gibi diğer araştırma çalışmaları ile gelişmiştir. IDA yönteminin popülaritesini etkileyen en önemli parametre, bilgisayar belleklerindeki son gelişmeler ve bilgisayar işlemcilerinin hızıdır.

Doğrusal olmayan bir IDA gerçekleştirmek oldukça zaman alan ve bilgi işlem zorluğu gerektiren bir iştir ve büyük miktarda bilgisayar belleği ve sağlam bir işlemci birimi gerektirir. Yapısal model üzerinde gerçekleştirilen her doğrusal olmayan dinamik analizin sonucu bir grafik üzerinde çizilir. Statik itme eğrisine çok benzeyen bu grafiğe IDA eğrisi denir. Her analiz yapıldıktan sonra yapının durumunu temsil etmek için bir hasar ölçüsü (veya yapısal durum değişkeni) tanımlanmalıdır. Bu önlem lokal veya genel olabilir. Hasar ölçüsünün seçimi tamamen analizin amaçlarına bağlıdır ve taban kesmesi, kat kayması, mafsalların dönüşü ve yapının çatı seviyesindeki maksimum deformasyonu gibi parametreler olabilir.

Bir IDA eğrisinde grafik, bir veya daha fazla şiddet ölçüsüne karşı hasar ölçümünün grafiğidir. Şiddet ölçümü de analiz hedeflerine bağlıdır. Tipik şiddet ölçümleri, yapının ilk mod periyodunda ( $S_a$ ) pik yer ivmesi (veya hızı) ve spektral ivmeyi içerir. Farklı performanslara tabi tutulduğunda yapı tutarsız bir şekilde yanıt verebilir. Bu tutarsız davranış için IDA, çalışmanın genelliğini sağlamak ve olası tüm tepki davranışlarını kapsamak için makul sayıda kayıt kullanılarak gerçekleştirilmelidir. IDA analizi yapmak, beton pedestaller için çökme marjı oranı (CMR) oluşturulmasına ve ayrıca sismik yüklere maruz kaldığında yükseltilmiş su tanklarının davranışını anlamaya yardımcı olur.

#### 4. SU TANKININ FRP İLE GÜÇLENDİRİLMESİ



Şekil 4.1: RC taşıyıcı sisteme sahip su tankı

Gerek tasarımda, gerek hesaplarda gerekse çizimlerde SI uluslararası ölçü birim sistemi (kN,m) kullanılmıştır.

**Çizelge 4.1:** SI uluslararası ölçü birimleri

Fiziksel büyüklük	Birimi
Uzunluk	m
Yükler	kN
Ağırlık	kN
Kütle	$\text{Kn.sn}^2/\text{m}$
Moment	kN.m
Gerilme	$\text{kN}/\text{m}^2$

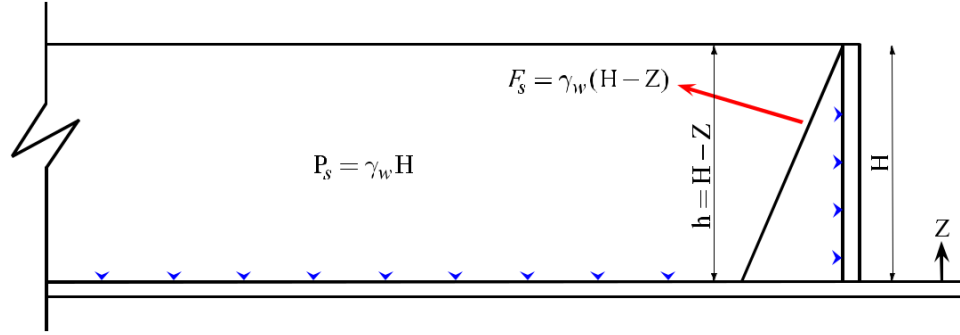
Söz konusu yapının yapısal tasarımı için, Prof. E.L.Wilson ve A.Habibullah tarafından geliştirilen, sonlu eleman analizi yapma kapasitesine sahip, uluslararası geniş kullanım alanı bulan SAP2000 Ver 14.2.4 bilgisayar destekli tasarım ve analiz programı kullanılmıştır.

#### 4.1 Yükler

Ölü yük yapıların tüm sabit parçalarını ve ilavelerinin ağırlıklarını kapsayacaktır.

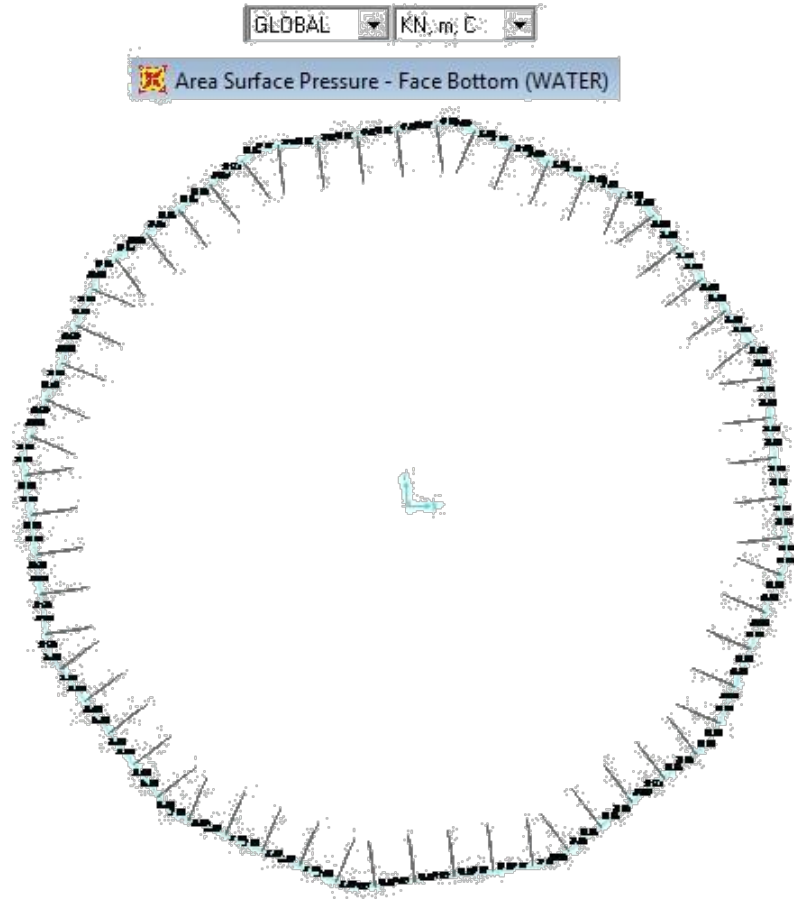
Tüm ağırlık hesapları için aşağıdaki kabuller yapılmıştır.

- Çatı örtüsü birim hacim ağırlığı,  $g = 0.25 \text{ kN}/\text{m}^2$
- Donatılı betonun birim hacim ağırlığı,  $g = 25.0 \text{ kN}/\text{m}^3$
- Donatısız betonun birim hacim ağırlığı,  $g = 25.0 \text{ kN}/\text{m}^3$
- G dead = zati yük
- WG = su ağırlığı
- Q live =  $3 \text{ kN}/\text{m}^2$

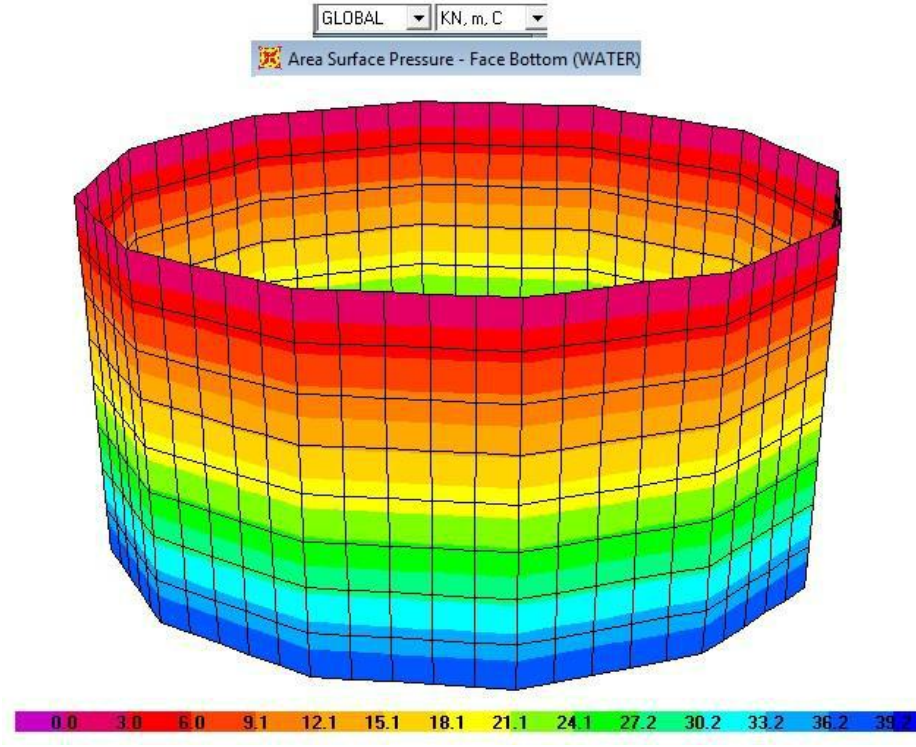


Şekil 4.2: Hidrostatik basınç (1)

$F_s = \gamma_w (H - Z) = 1000(4 - Z)$  ve  $Z = 0$  alırsak  $F_s = 4000 \text{ kg/m}^2 = 40 \text{ kN/m}^2$  bulunur.



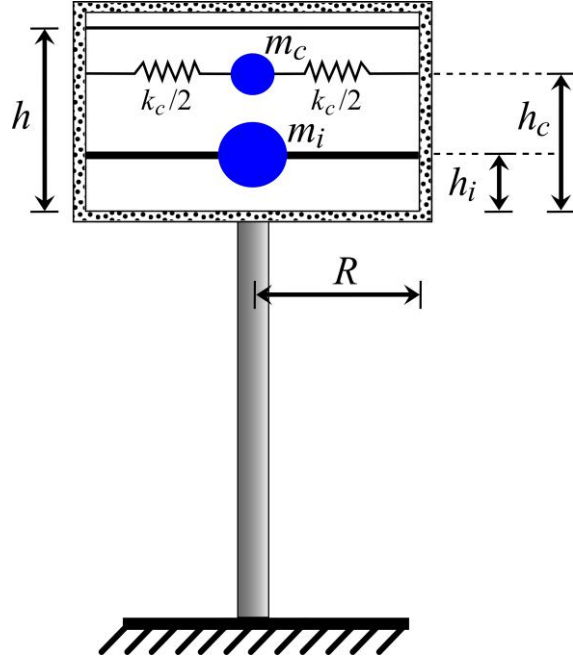
Şekil 4.3: Hidrostatik basınç (2)



Şekil 4.4: Hidrostatik basınç (3)

Hidrodinamik basınç için Housner (Epstein, 1976) yaklaşımlarına ait bağıntılar aşağıda belirlenmektedir.

- $w$ : yapısal frekans
- $k_c$ : konvektif kütle yaylarının sertliği
- $m_c$ : konvektif kütleler
- $m_i$ : impulsif kütle
- $h_c$ : konvektif kütlelerin yüksekliği
- $h_i$ : impulsif kütlelerin yüksekliği
- $m_w$ : toplam kütle
- $g$ : yer ivmesi



Şekil 4.5: Yükseltmiş su deposuna eşdeğer mekanik model

$$\omega^2 = g \cdot 1.84 \tanh \left( \frac{1.84 h}{R} \right) \quad (4.1)$$

$$k_c = m_c \frac{g \cdot 1.84 \tanh \left( \frac{1.84 h}{R} \right)}{R} \quad (4.2)$$

$$m_c = m_w \cdot 0.318 \frac{R}{h} \tanh \left( \frac{1.84 h}{R} \right) \quad (4.3)$$

$$h_i = \frac{3}{8} h \quad (4.4)$$

$$m_i = m_w \frac{\frac{\tanh \left( \frac{1.74 R}{h} \right)}{1.74 \frac{R}{h}}}{h} \quad (4.5)$$

$$h_c = \left[ 1 - \frac{\cosh \left( \frac{1.84 h}{R} \right) - 1}{1.84 \frac{h}{R} \sinh \left( \frac{1.84 h}{R} \right)} \right] h \quad (4.6)$$



### Input Parameters

Fluid Unit Weight, $\gamma$ =	1	ton/m <sup>3</sup>
Tank Diameter, R =	4	m
Water Height, h=	4	m
Seismic Zone=	1	
Soil Type=	Z3	
Important factor, I=	1	
TA=	0.15	sec
TB=	0.6	sec
Reduction Factor, R=	4	
Effective Ground Acceleration, A0=	0.4	g
Natural Period of Vibration of the Fluid Tank, T =	3.033353	sec
Spectral Acceleration, SA	0.068379	g
Acceleration Gravity	9.81	m/s <sup>2</sup>

### General Computations

Water Weight, W=	230	ton
Steel Tank Weight, Wt =	185	

### Calculations of Impulsive Forces

Equivalent weight of fluid, W0=	124.7299	ton
Gross Equivalent weight of fluid, W0''=	309.7299	ton
Application distance from the bottom of the tank, h0 (EBP) = h0''=	1.5	m
Application distance from the bottom of the tank, h0 (IBP) =h0''=	3.187969	m
Impulsive Force, P0=	49.89195	m
Modified Impulsive Force, P0'' =	123.892	ton
Bending Moment, M0'' (EBP)=	185.8379	ton.m
Bending Moment, M0'' (IBP)=	394.9638	ton.m

### Calculations of Convective Forces

Equivalent Oscillating Weight, W1=	69.54116	ton
Application distance from the bottom of the tank, h1 (EBP)=	2.421962	m
Application distance from the bottom of the tank, h1 (IBP)=	3.137424	m
Circular frequency of free Vibration, $\omega$ =	2.071366	rad
Natural Period of Vibration, T =	3.033353	sec
Maximum Displacement of W1, A1=	0.323843	m
Angular amplitude of water free oscillation, $\theta_h$ =	0.118083	
Convective Force, P1=	9.853947	ton
Bending Moment, M1 (EBP)=	23.86589	ton.m
Bending Moment, M1 (IBP)=	30.91601	ton.m
Maximum Water surface Displacement, dmax=	0.446913	m

salınım kütesinin K rijitliği	298.0662	ton.m
-------------------------------	----------	-------

**Şekil 4.6:** Silindirik tankdaki hidrodinamik kuvvetler ( $h < 1.5R$ )

**Çizelge 4.2:** Etkin yer ivmesi katsayısı (A0)

Deprem Bölgesi	A0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Deprem yükü için etkin yer ivmesi katsayısı A0 = 0.4 alınmıştır.

- Bina Önem Katsayısı,  $I = 1$
- Zemin Gurubu = C (Zemin Etüt Raporu)

- Yerel Zemin Sınıfı = Z3 (Zemin Etüt Raporu)
- Spektrum Karakteristik Periyotları  $T_A = 0.15$  sn
- Spektrum Karakteristik Periyotları  $T_B = 0.60$  sn

**Çizelge 4.3:** Spektrum karakteristik periyotları ( $T_A$ ,  $T_B$ )

Yerel zemin sınıfı	$T_A$ (saniye)	$T_B$ (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Spektrum Katsayısı için,

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (4.7)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (4.8)$$

$$S(T) = 2.5 \left( \frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (4.9)$$

Kat kütlelelerin hesabı  $n = 0.3$  alınarak aşağıdaki denklemlere göre yapılmıştır.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (4.10)$$

$$w_i = g_i + nq_i \quad (4.11)$$

Deprem yüklerinin hesabında mod birleştirme yöntemi kullanılacaktır. Bulunan iç kuvvetler için bölüm  $\beta = 0.9$  alınarak arttırılacaktır. Gözönüne alınan deprem doğrultusunda elde edilen bina toplam yükü  $V_tB$ 'nin, bina toplam deprem yükü  $V_t$ 'ye oranının aşağıda tanımlanan  $\beta$  değerinden küçük olması durumunda, mod birleştirme 42

yöntemine göre bulunan tüm iç kuvvet ve yer değiştirme büyüklükleri, denklem (4.12)'ye göre büyütülecektir.



$$B_D = \frac{\beta V_{tB}}{V_{tB} B} \quad (4.12)$$

Yukarıdaki hesap için kullanılacak eşdeğer depremyükü değeri için kullanılan formüller;

$$A(T) = A_0 \cdot I \cdot S(T) \quad (4.13)$$

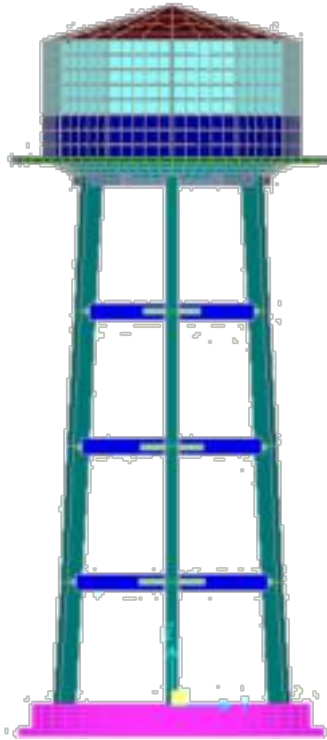
$$S_{ae}(T) = A(T) \cdot g \quad (4.14)$$

$$V_t = \frac{W \cdot A(T_1)}{K_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 \cdot I \cdot W \quad (4.15)$$

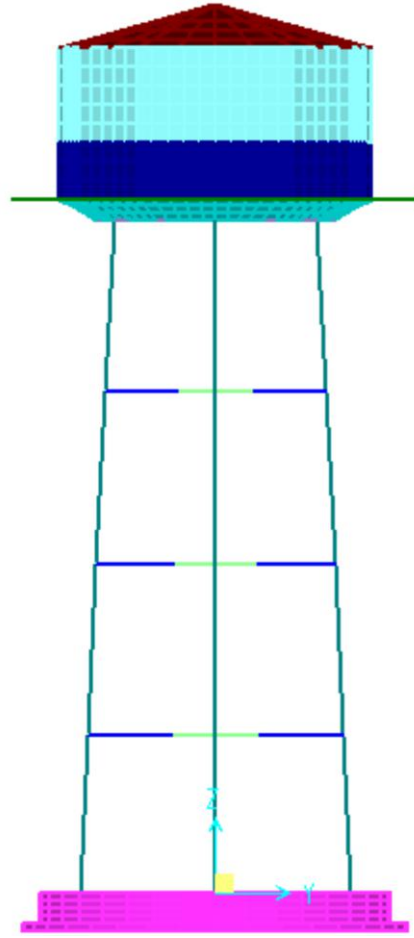
$$T_i = 2\pi \left( \frac{N}{\sum_{i=1}^N m \cdot d_{fi}^2} \right)^{1/2} \quad (4.16)$$



Şekil 4.7: Yapının bilgisayar ortamında modeli (a)



Şekil 4.8: Yapının bilgisayar ortamında modeli (b)



Şekil 4.9: Yapının bilgisayar ortamında modeli (c)

Sap2000'de aşağıdaki tanımlı azaltılmış ivme spektrumu kullanılmıştır.

$$S_{R_n}(T) = \frac{S_n(T)}{R_n(T)}$$

(4.17)

		Elastic			Inelastic	
		Spectral	Spectral	Spectral	Spectral	
Period	Coeff.	Acc.	Acc.		Acc.	
(S)		(g)	(m/s <sup>2</sup> )		(m/s <sup>2</sup> )	
T	S(T)	A <sub>0</sub> IS(T)	A(T)	Ra(T)	(T)/Ra(T)	
0.000	1.00	0.40	3.924	1.50	2.62	
0.075	1.75	0.70	6.867	1.75	3.92	
0.150	2.50	1.00	9.810	2.00	4.91	
0.600	2.50	1.00	9.810	2.00	4.91	
0.650	2.34	0.94	9.202	2.00	4.60	
0.700	2.21	0.88	8.672	2.00	4.34	
0.750	2.09	0.84	8.206	2.00	4.10	
0.800	1.99	0.79	7.793	2.00	3.90	
0.900	1.81	0.72	7.092	2.00	3.55	
1.000	1.66	0.66	6.519	2.00	3.26	
1.100	1.54	0.62	6.041	2.00	3.02	
1.350	1.31	0.52	5.128	2.00	2.56	
1.600	1.14	0.46	4.476	2.00	2.24	
2.100	0.92	0.37	3.601	2.00	1.80	
2.600	0.77	0.31	3.035	2.00	1.52	
3.100	0.67	0.27	2.637	2.00	1.32	
3.600	0.60	0.24	2.340	2.00	1.17	
10.000	0.26	0.11	1.033	2.00	0.52	
				for R=1	R= 2.00	

Z3-Q1-R2			
Input SAP2000			
Freq.		Period	Acc.
(Hz)		(S)	(m/s <sup>2</sup> )
F		T	A(T)
100.00		0.000	2.616
13.33		0.075	3.924
6.67		0.150	4.905
1.67		0.600	4.905
1.54		0.650	4.601
1.43		0.700	4.336
1.33		0.750	4.103
1.25		0.800	3.897
1.11		0.900	3.546
1.00		1.000	3.260
0.91		1.100	3.020
0.74		1.350	2.564
0.63		1.600	2.238
0.48		2.100	1.800
0.38		2.600	1.518
0.32		3.100	1.318
0.28		3.600	1.170
0.10		10.000	0.517
		R=	4.00

Tablo 6.4	Soil	z3
Tablo 6.2	A <sub>0</sub>	0.40
Tablo 6.3	I	1.00
Tablo 6.4	T <sub>A</sub>	0.15
Tablo 6.4	T <sub>B</sub>	0.60
Tablo 6.5	R=	2.00
Gravity=		9.81
T		

Input blue values from table 6.4, 6.2 & 6.5		
z3	Soil Type (Z)	Zemin Tipi
1	Earthquake Zone Type	Deprem Bölgesi
1.00	Importance Factor	Önem Katsayısı
2.00	Reduction Factor	Azaltma Katsayısı

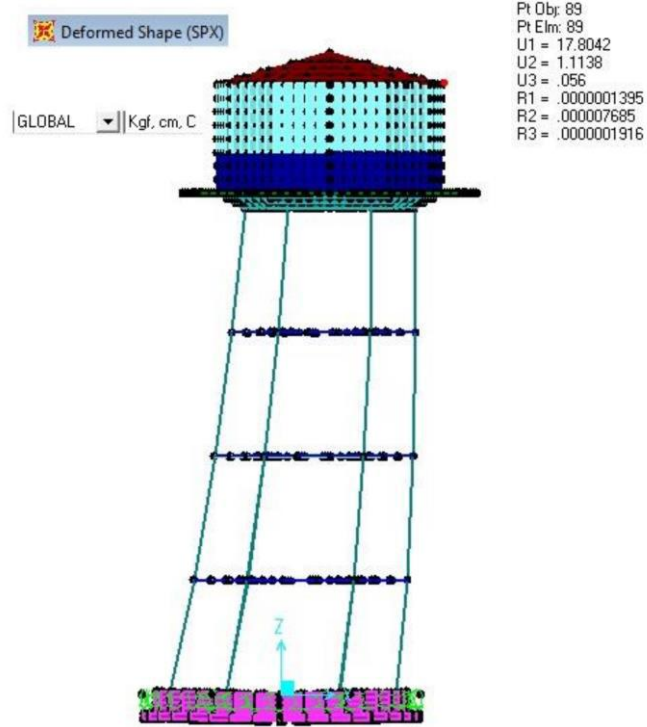
FORMULA S:

(6.1)	A(T)= A <sub>0</sub> I S(T)=	0.400	S(T)
(6.2a)	S(T)=1+1.5T/T <sub>A</sub> =		(0<T<T <sub>A</sub> )
(6.2b)	S(T)=2.5=		(T <sub>A</sub> <T<T <sub>B</sub> )
(6.2c)	S(T)=2.5(T <sub>B</sub> /T) <sup>0.8</sup> =		(T>T <sub>B</sub> )
(6.3a)	Ra(T)=1.5+(R-1.5)T/T <sub>A</sub> =		(0<T<T <sub>A</sub> )
(6.3b)	Ra(T)=R=	2.00	(T>T <sub>A</sub> )

TABLO 6.2.		TABLO 6.4.		
Etkin yer ivmesi katsayısı		Spektrum karakteristik periotları		
deprem bölgesi	A <sub>0</sub>	Zemin Sınıfı	T <sub>A</sub> (S)	T <sub>B</sub> (S)
1.00	0.40	Z1	0.10	0.30
2.00	0.30	Z2	0.15	0.40
3.00	0.20	Z3	0.15	0.60
4.00	0.10	Z4	0.20	0.90

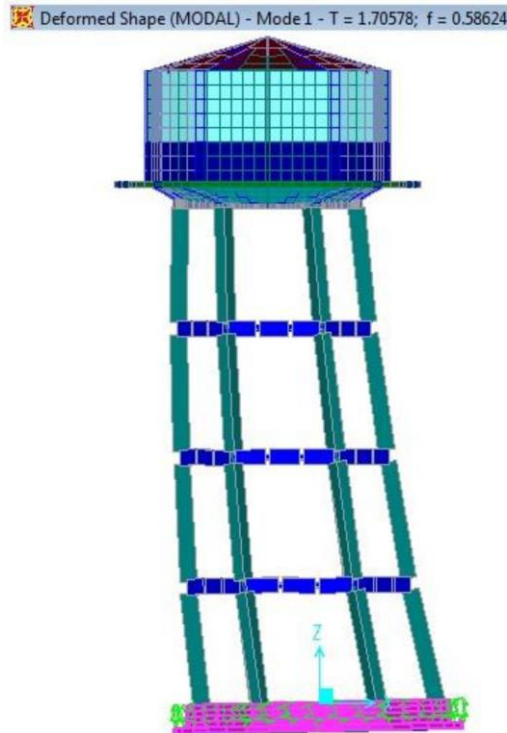
Şekil 4.10: Azaltılmış ivme spektrumu

## 4.2 Takviye Yapılmamış Model



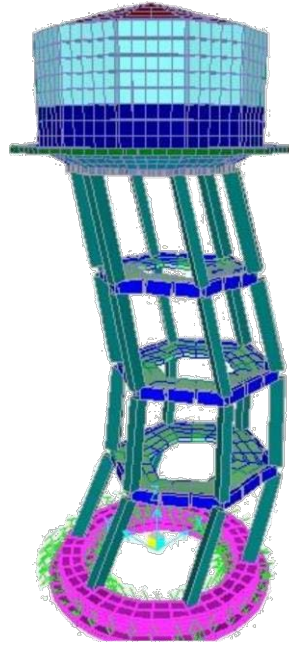
Şekil 4.11: Deforme olmuş şekil (SPX)

Ötelenme sınırı =:  $(\text{disp}/h) < 0.025$   $\text{disp}(\text{max}) = 0.025 \times 18.35 \times 100 / 4.5 = 10.1$  cm ve modelde ki deplasman = 17.80 cm dir. Time period = 1.26 alırsak;



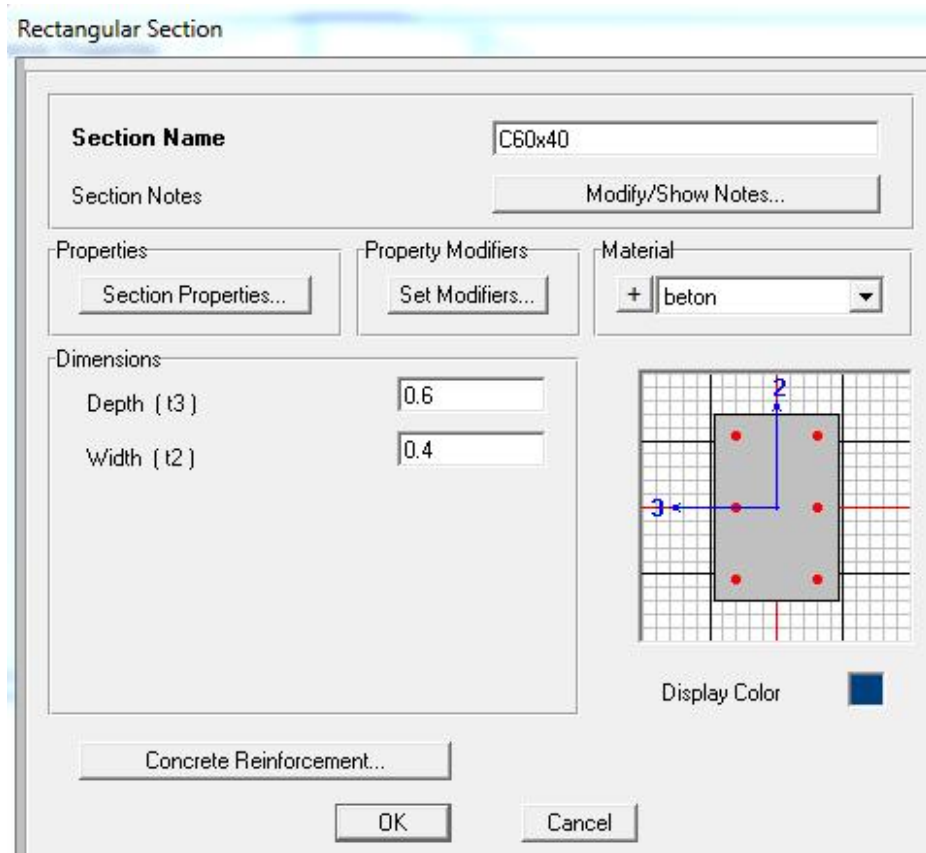
Şekil 4.12: Deforme olmuş şekil - a (Modal)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - T = 0.36359; f = 2.75036



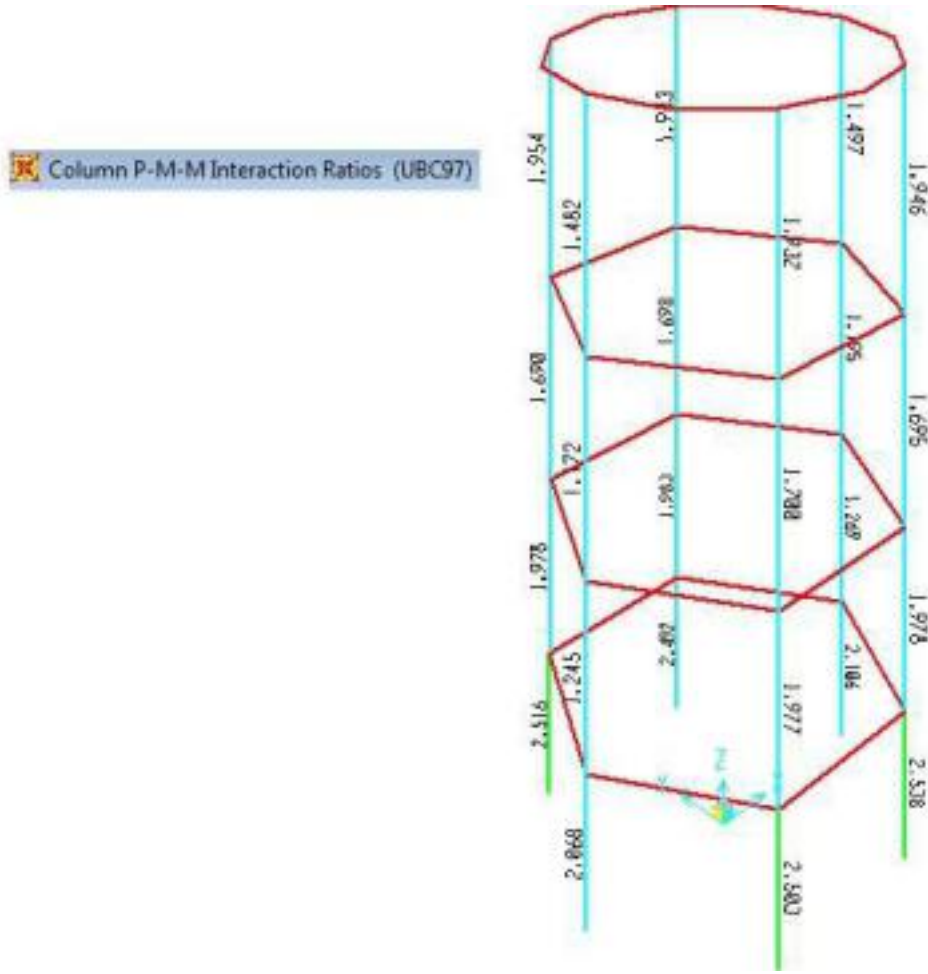
Şekil 4.13: Deforme olmuş şekil - b (Modal)

Kolonların tamamında kısa köşelerde 4Ø22 göbekte 2Ø14 demir var ve etriye Ø8/20 cm arayla konumlandırılmış.



Şekil 4.14: Dikdörtgen kesit

Kirişlerin tamamında üstte 2Ø12 pilye 2Ø12, alt demir 4Ø12 demir var.

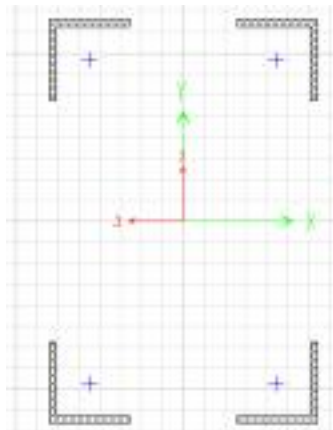


Şekil 4.15: Kolon ve kiriş tasarımı (takviye yapılmamış)

Bu modelde beton sınıfı  $f_c = 10$  Mpa olarak girilmiştir.

### 4.3 Takviye Yapılmış Model

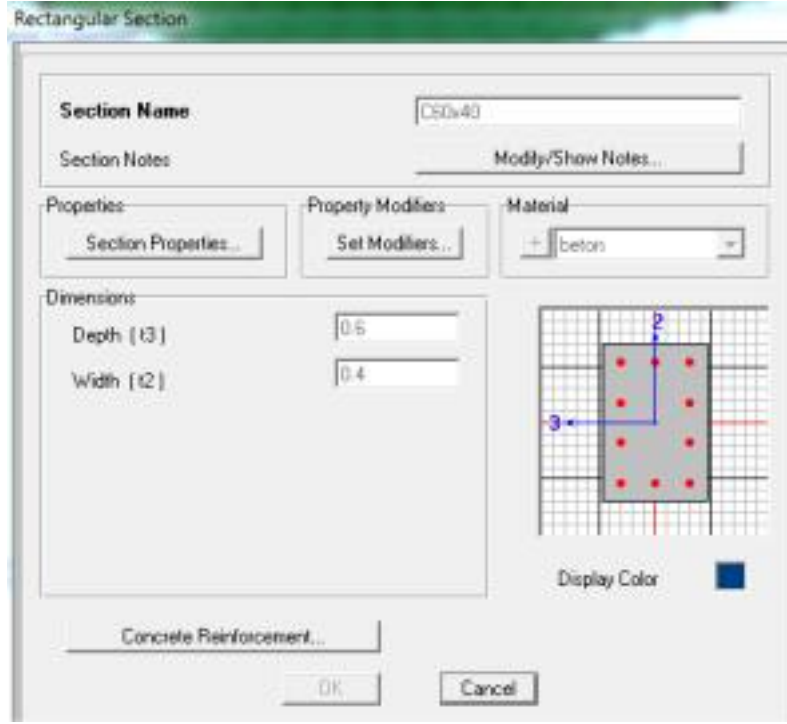
Köşebet 4 adet (12x12x1) ve köşebet alanı : $24 \times 4 = 96$  cm<sup>2</sup> dir.



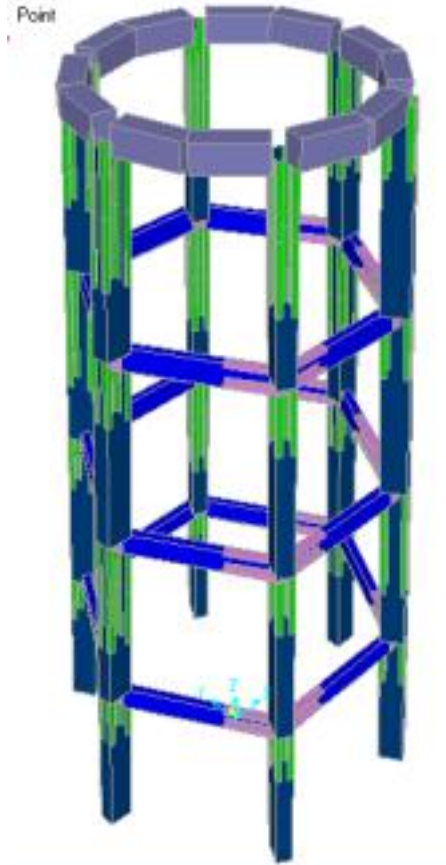


**Şekil 4.16:** Köşebet kullanılmış kolon kesiti

Bu köşebetler yapıldıktan sonra kolon kesiti yerine aşağıdaki kesiti kullanırız.



**Şekil 4.17:** C40x60-12F22



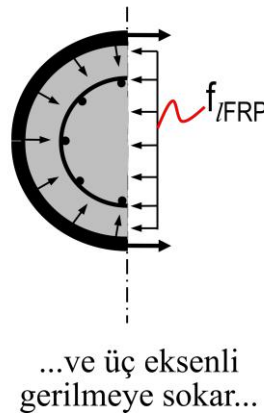
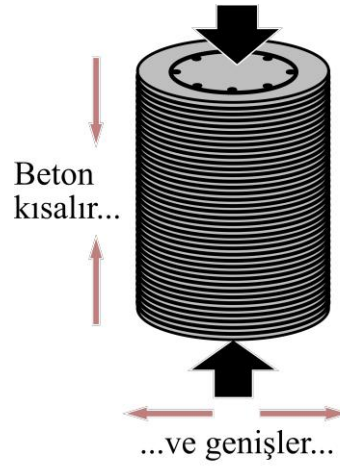


**Şekil 4.18:** Yapılmış köşebetler ( kiriş ve kolonlarda)

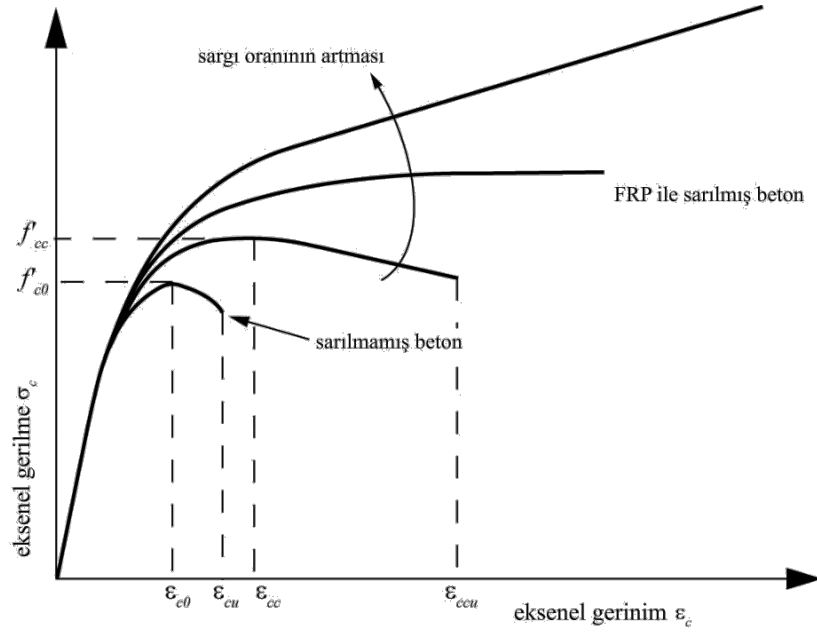
Karbon fiber şerit güçlendirme malzemelerinin avantajları;

- Çok hafiftir,
- Kolay ve hızlı uygulanır,
- Çok yüksek mukavemete sahiptir,
- Korozyan riski yoktur.

FRP şeritler, mukavemeti arttırmak için beton kolonların etrafına sarılabilir.



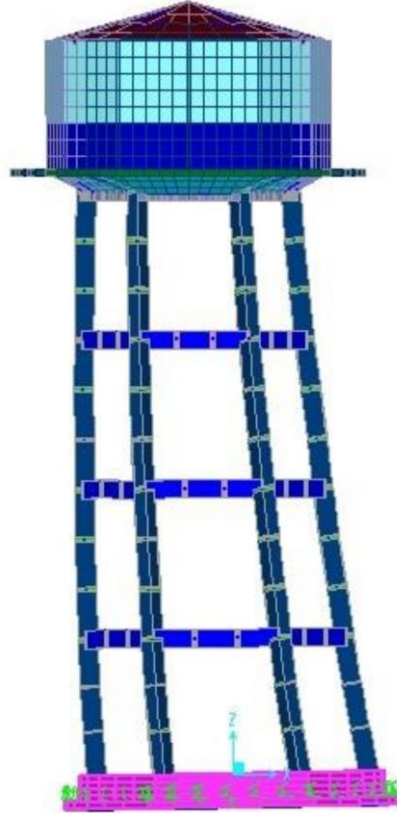
Şekil 4.19: Karbon fiber etkisi



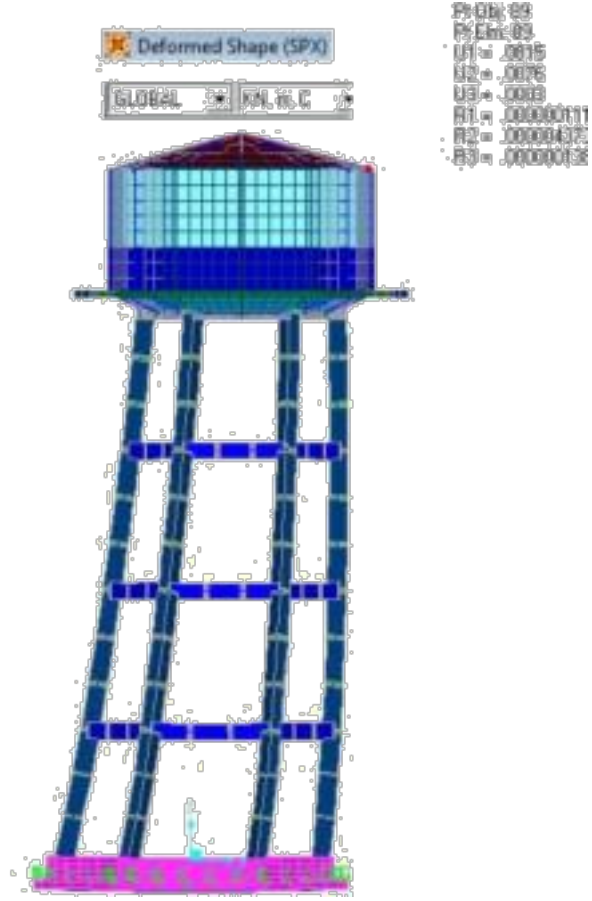
Şekil 4.20:  $\sigma - \epsilon_c$  grafiği

Kolonun aksenal mükavemetini % 100 artırdığını kabul ederek beton sınıfı  $f_c = 20$  Mpa olarak girilmiştir.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 1.55681; f = 0.64234



Şekil 4.21: Time period = 1.56 s ( periyot % 20 düştü)



Şekil 4.22: Öteleme sınırı

Öteleme sınırı =:  $(\text{disp}/h)_{\text{xcd}} < 0.025$  ve  $\text{disp}(\text{max}) = .025 \times 18.35 \times 100 / 4.5 = 10.2 \text{ cm} > 8.2 \text{ cm}$  dir.

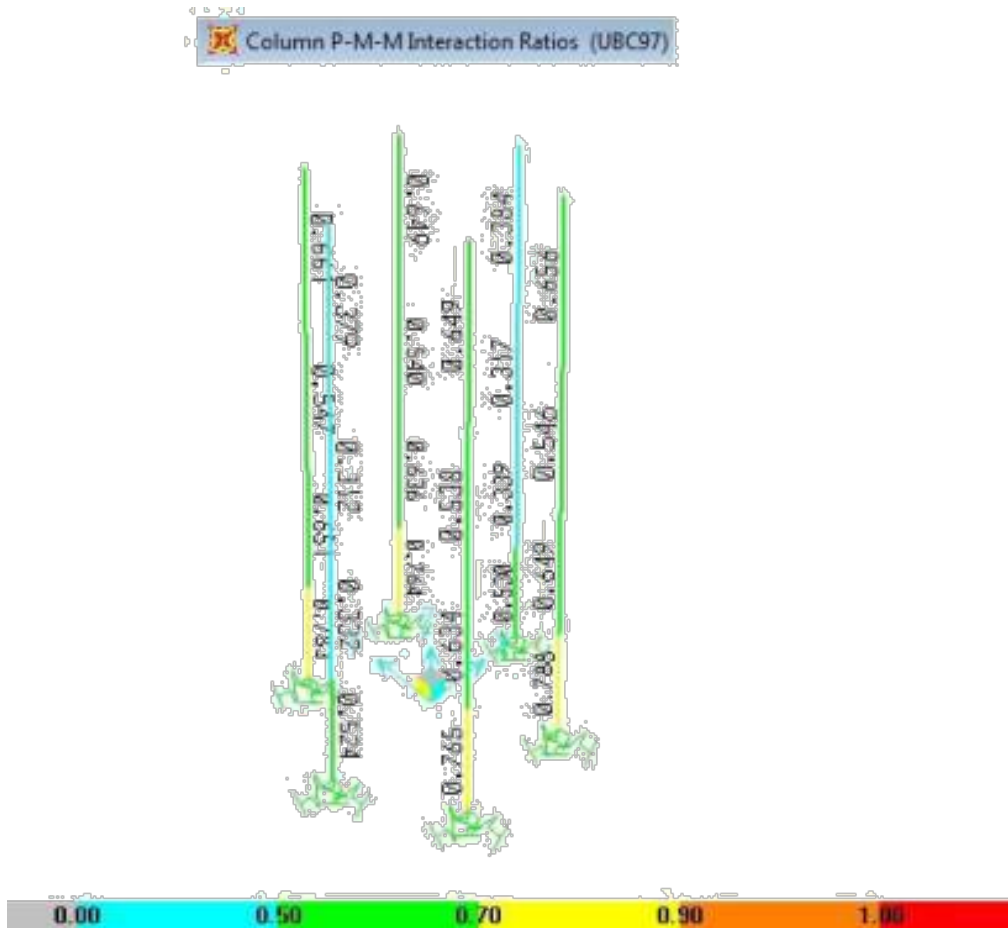
Concrete Column Check Information (UBC97)

Frame ID: 30 Analysis Section: C60x40  
 Design Code: UBC97 Design Section: C60x40

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
TAsarım-S	1.39	0.312	0.000	0.000
TAsarım-S	1.39	0.301	0.000	0.000
TAsarım-S	1.98	0.379	0.000	0.000
TAsarım-S	2.77	0.509	0.000	0.000
TAsarım-S	2.77	0.470	0.000	0.000
TAsarım-S	3.95	0.788	0.000	0.000

Modify/Show Overwrites: Overwrites  
 Display Details for Selected Item: Summary, Flex Details, Shear Details, Interaction, Joint Shear, B/C Details  
 Display Complete Details: Tabular Data  
 Stylesheet: Default  
 Table Format File  
 OK Cancel

Şekil 4.23: Kolon tasarımı (a)



Şekil 4.24: Kolon tasarımı (b)

UBC97 COLUMN SECTION CHECK Type: Sway Intermediate Units: KN, m, C (Summary)

L=4.357  
 Element : 38 B=0.400 D=0.600 dc=0.071  
 Station Loc : 3.951 E=20250000.0 I=20000.000 Lt.Mt. Fac.=1.000  
 Section ID : C08040 fy=412685.473 fcs=412685.473 As=0.906 (Given)  
 Combo ID : T08arln-SPK RLF=1.000 As=1.5842 (Given)

Phi(Compression-Spiral): 0.750 Overstrength Factor: 1.25  
 Phi(Compression-Tied): 0.700  
 Phi(Tension): 0.900  
 Phi(Bending): 0.900  
 Phi(Shear/Torsion): 0.850

AXIAL FORCE & BENDING MOMENT CHECK FOR P0, M2, M3						
Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3	
0.788	142.532	142.890	-98.156	0.000	0.000	

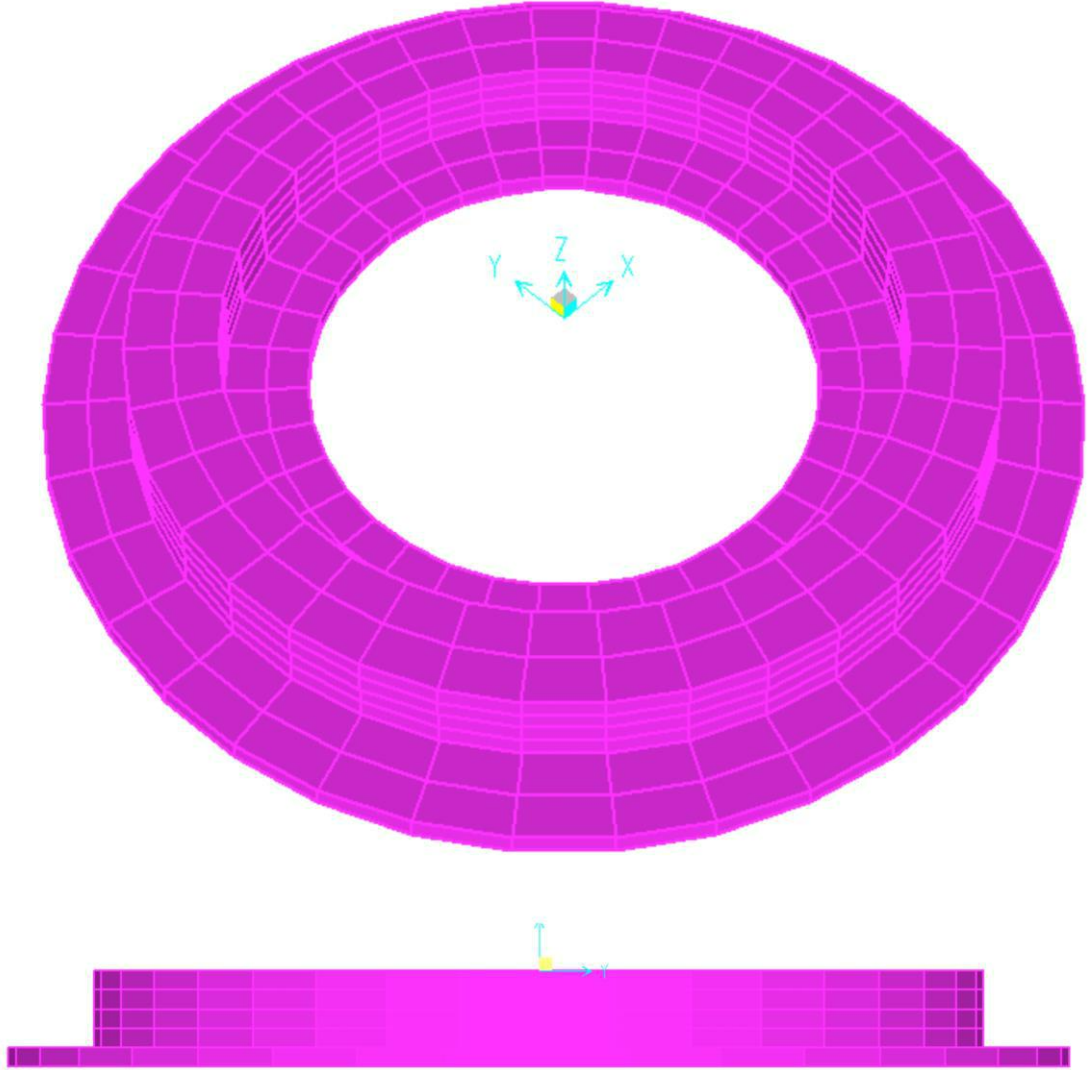
AXIAL FORCE & BENDING MOMENT FACTORS						
	cm	Delta ns	Delta s	K	L	
Major Bending(M2)	Factor	1.000	1.000	1.000	3.951	
Minor Bending(M3)	Factor	1.002	1.000	1.000	3.951	

SHEAR DESIGN FOR M2, M3						
	Design Rebar	Shear Vn	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp	
Major Shear(M2)	0.000	21.065	163.407	0.000	0.000	
Minor Shear(M3)	0.000	46.065	152.441	0.000	0.000	

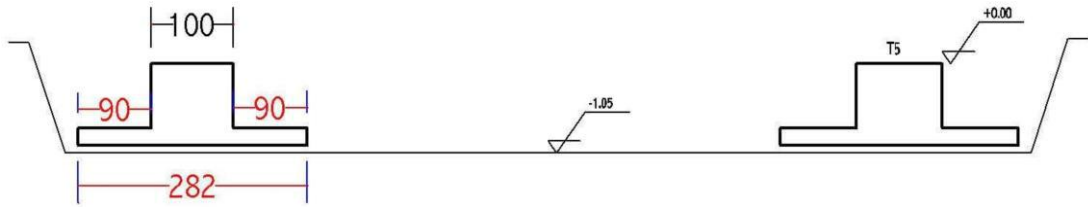
The diagram shows a square cross-section of the column with dimensions B=0.400 and D=0.600. It illustrates the reinforcement layout, including longitudinal bars and spiral reinforcement.

Şekil 4.25: Kolon tasarımı (c)

Zemin yatak katsayısı = 10000 KN/m<sup>3</sup> ve zemin emniyet gerilmesi = 100 KN/m<sup>2</sup> alınır.



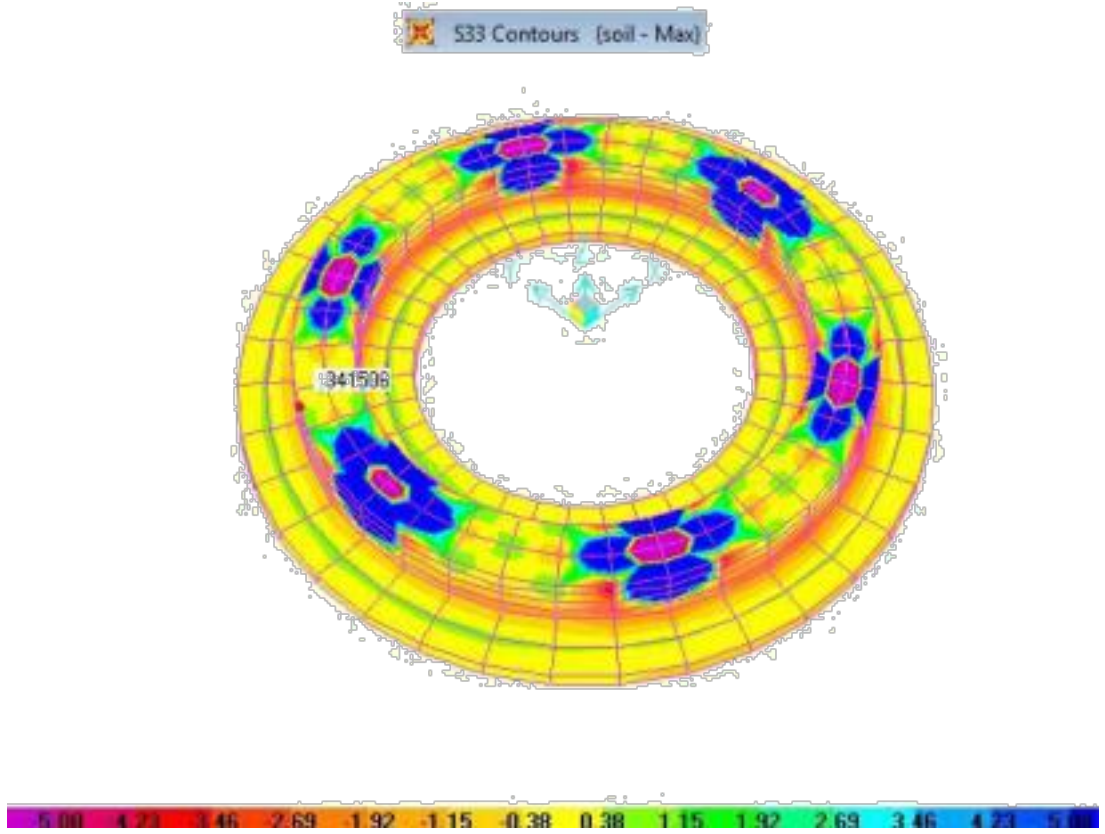
Şekil 4.26: Temel hesabı



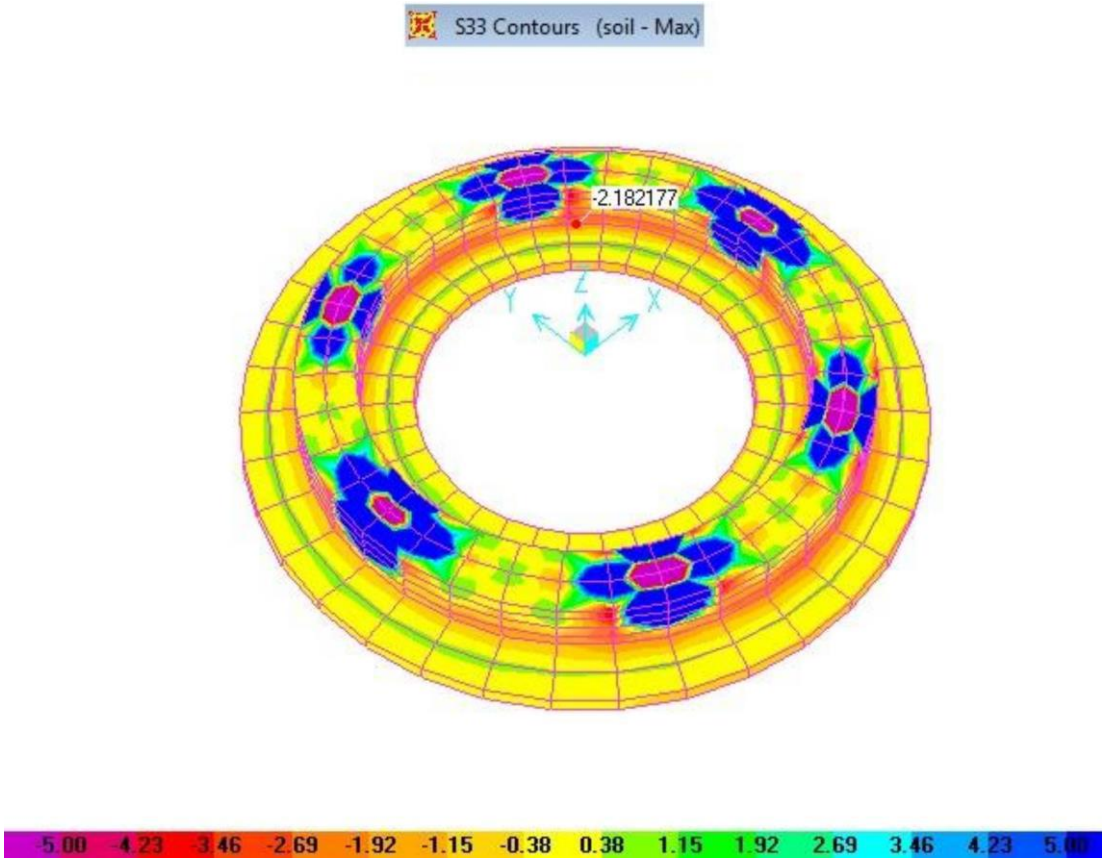
Şekil 4.27: Temel kesiti

Temel gerilmeleri (0.75 Gdead + 0.75 Qlive + 0.75 SPX) alınmıştır.



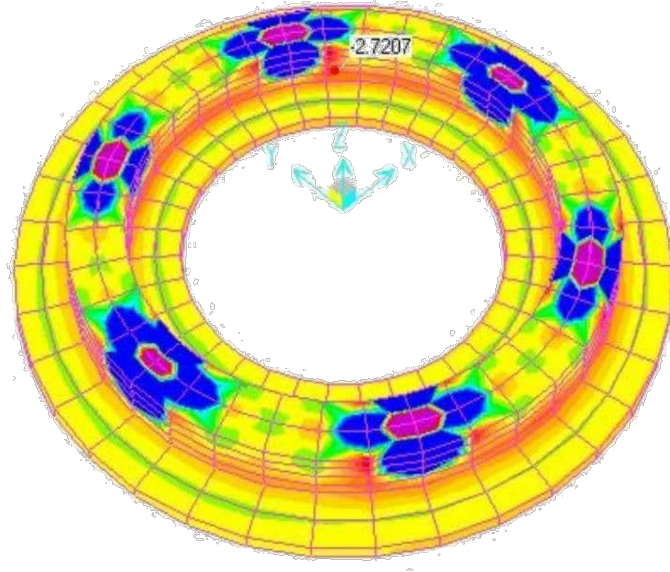


Şekil 4.28: Temel gerilmeleri (a)



Şekil 4.29: Temel gerilmeleri (b)

S33 Contours (soil - Max)



Şekil 4.30: Temel gerilmeleri (c)

## 5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Su tankının kapasitesinin ve kademelendirme yüksekliğinin artmasıyla, taban kesme kuvveti en çok basit bağlantı için artar. Bunu sırasıyla çapraz bağlantı ve radyal bağlantı takip eder. Bağlantı modelindeki değişikliklerle taban kesme kuvveti ve devrilme momenti değişir. Basit bağlantı bükme momentini radyal bağlantı ile karşılaştırıldığında bir miktar azaltır. Basit bağlantı bükme momentini kolonun tabanındaki çapraz bağlantı ile karşılaştırıldığında ise daha fazla azaltır.

FRP, uygulamadan sonra sabit bir sarmalama basıncı uygulayan çeliğin aksine, başarısızlığa kadar elastik bir davranışa sahiptir ve bu nedenle sarmalama hareketini, eksenel yük altında beton numuneleri üzerinde çelikten farklı bir şekilde uygular. Su tanklarının taşıyıcı sistemlerini güçlendirmek için FRP kullanmanın avantajları şu şekilde sıralanabilir.

- Korozyona dayanıklı olması,
- Yüksek mukavemet / ağırlık oranı,
- Daha kısa montaj süresi ve maliyeti,
- İletken ve metalik değildir,
- Düşük bakım gereksinimleri,

FRP kullanımında önemli bir dezavantaj olan yangına karşı dayanıksızlık, su tanklarında geçerli değildir. Isıtma sistemlerinden kaynaklı risklere sahip ya da yanıcı malzemelerle dolu bir binadaki yangın olasılığı su tankında mevcut değildir. Ayrıca bu tip tankta yanıcı madde depolanmadığı için ekstra bir avantajdan söz edebiliriz. Su tanklarında yıpranma ya da yetersiz bakım nedeniyle oluşan sızıntıların taşıyıcı sistemde korozyon oluşturma ihtimalide FRP kullanımı nedeniyle ciddi olarak azalmaktadır. Çelikle güçlendirmeye karşı FRP kullanımının üstünlükleri, başarısızlık durumunda doğrusal elastik davranış gösterme, akma olmaması, daha yüksek nihai dayanım ve arıza durumunda daha



aşağı gerinim olarak sıralanabilir. Sonuç olarak su tanklarında FRP kullanımı, artan yük kapasitesi ve artırılmış deformasyon kabiliyeti sağlaması nedeniyle son derece önemlidir.

## KAYNAKLAR

- [1] **Kapadia I., Dholiya N., Patel P., Patel N.** (2017). Parametric Study Of Rcc Staging (Support Structure) For Overhead Water Tanks As Per IS:811682–1985 and IS:3370.
- [2] **Soroshnia S., Tafreshi T., Omidinasab F., Beheshtian N., Soroshnia S.** (2011). Seismic Performance of RC Elevated Water Tanks with Frame Staging and Exhibition Damage Pattern.
- [3] **Thalapathy M., Vijaisarathi R. P., Sudhakar P., Sridharan V., Satheesh V. S.** (2016). Analysis and Economical Design of Water Tanks.
- [4] <https://sydneytanks.com>
- [5] [https://img3.exportersindia.com/product\\_images/bc-full/dir\\_158/4739028/water-storage-tanks-1510050452-3437178.jpeg](https://img3.exportersindia.com/product_images/bc-full/dir_158/4739028/water-storage-tanks-1510050452-3437178.jpeg)
- [6] <https://www.jagran.com/uttar-pradesh/meerut-city-overhead-tank-water-tank-rule-selfy-tanki-gril-gate-student-meeut-17223592.html>
- [7] <https://www.atlasobscura.com/places/grand-central-water-tower>
- [8] <https://www.indiamart.com/proddetail/overhead-tank-waterproofing-6436889273.html>
- [9] **Manohar B., Kashinath B. R.** (2017). Study of Structural Behaviour of Intze Water Tank Through an User Friendly Program Developed by Visual Basic and by Sap.
- [10] **Irtaza H.** (2018). Analysis and Design of Intze Type Water Tank.
- [11] **Khan Q. M., Hussain B.** (2019). Estimation of Intze Water Tank by User Graphical Interface.
- [12] **Motavalli M.** (2019). Column Confinement - Empa.
- [13] ISIS Educational Module 4, An Introduction to FRP Strengthening of Concrete Structures, 2010.
- [14] **Livaoglu R., Dogangun A.** (2006). Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction.
- [15] **Ghateh R.** (2006). Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Pedestals In Elevated Water Tanks.

## ÖZGEÇMİŞ

**Ad-Soyad :** Muhammed AYDOĞAN

**Doğum Tarihi ve Yeri:** 19.08.1992 / Elazığ

**E-posta :** mhmmdaydogan@gmail.com

### Öğrenim Durumu

**Yüksek Lisans:** : İstanbul Aydın Üniversitesi  
: İnşaat Mühendisliği 2018-2020

**Lisans:** : İstanbul Aydın Üniversitesi  
: İnşaat Mühendisliği 2012-2016

**Lise:** : Elazığ Bilgem Lisesi  
: 2006-2010

### Mesleki Deneyim

**GEDAŞ** : Proje Uzmanı  
:Kasım 2019- Devam Ediyor

**Yekta İnşaat** : Şantiye Şefi  
:Şubat 2018-Ocak 2019

**Özak Gayrimenkul** : Kontrol Mühendisi  
:Ocak 2017-Şubat 2018

**SUI İnşaat** : Şantiye Şefi  
: Ağustos 2016-Aralık 2016

**Öz-Sal İnşaat** : Stajyer  
:Haziran 2015-Eylül 2015