

**T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**KESON TİPİ DALGAKIRANLARIN
SİSMİK DAVRANIŞI**

BERKEN KURTULUŞ

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
KIYI VE LİMAN MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI**

**DANIŞMAN
PROF. DR. YALÇIN YÜKSEL**

İSTANBUL, 2017

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KESON TİPİ DALGAKIRANLARIN SİSMİK DAVRANIŞI

Berken KURTULUŞ tarafından hazırlanan tez çalışması 04.12.2017 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Tez Danışmanı

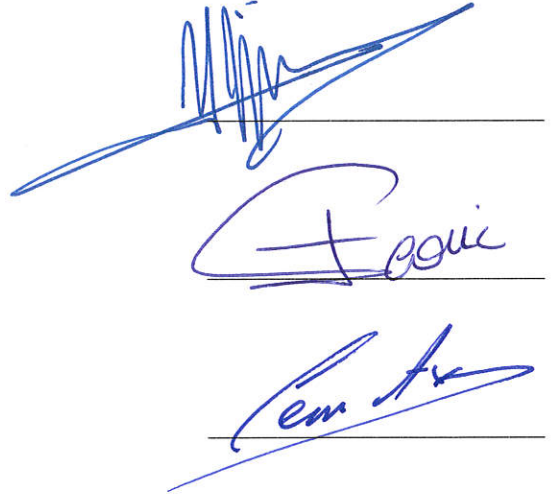
Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL
Yıldız Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri

Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Esin ÇEVİK
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Cem AVCI
Boğaziçi Üniversitesi



ÖNSÖZ

Yüksek Lisans eğitimi aldığım süre boyunca edindiğim bilgiler sayesinde gelişen ufukumun ve kazandığım bakış açısının, bana ömrüm boyunca yarar sağlayacağını söylemek, sanırım abartı olmayacaktır.

Bu çalışmayı yapabilmemi sağlayan, engin bilgi ve tecrübelerini benden esirgemeyen, Sayın Prof. Dr. Yalçın Yüksel'e yürekten teşekkür ederim.

Kendisinden edindiğim bilgiler ve yol göstericiliği için Sayın Prof. Dr. Esin Çevik'e çok teşekkür ederim.

Tez çalışmamı hazırlarken yardımlarını esirgemeyerek bana vakit ayıran Sayın Yrd. Doç. Dr. Burak Aydoğan'a çok teşekkür ederim.

Deney sisteminin çalıştırılması aşamasında yardımlarından dolayı Dr. Müh. Zeynep Tuğçe Yüksel'e çok teşekkür ederim.

Beni her zaman sabırla dinleyen ve çözüm odaklı fikirleriyle bana katkı sağlayan İnş. Yük. Müh. Büşra Başaran'a çok teşekkür ederim.

Deney sistemi kurulurken gösterdiği çaba için Teknisyen Gazi Kurt'a çok teşekkür ederim.

Bana hayatım boyunca verdikleri emek ve destekten ötürü başta annem Songül Kurtuluş'a, babam Enver Kurtuluş'a ve ablam Özen Kurtuluş'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Aileme minnettarım.

Aralık, 2017

Berken KURTULUŞ

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ.....	vii
KISALTMA LİSTESİ	ix
ŞEKİL LİSTESİ.....	x
ÇİZELGE LİSTESİ	xv
ÖZET	xvi
ABSTRACT.....	xvii
BÖLÜM 1	
GİRİŞ	1
1.1 Literatür Özeti.....	1
1.2 Tezin Amacı.....	42
1.3 Hipotez.....	42
BÖLÜM 2	
KESON DALGAKIRANLARIN SİSMİK DAVRANIŞI.....	43
2.1 Dalgakıran Tipleri.....	43
2.2 Keson Dalgakıranlar	47
2.3 Keson Dalgakıranlarda Meydana Gelen Hasarlar	48
2.4 Keson Dalgakıranların Sismik Hasar Modları.....	51
BÖLÜM 3	
DENEYSEL ÇALIŞMA.....	53
3.1 Deney Sistemi	53
3.1.1 Sarsma Tankı	53
3.1.2 Ölçüm Sistemleri	55
3.1.2.1 Veri Toplama Cihazı.....	55
3.1.2.2 İvme Ölçümleri	55
3.1.2.3 Deplasman Ölçümleri	56
3.1.2.4 Su Basıncı Ölçümleri	57

3.2 Deney Koşulları	58
3.3 Model Ölçekleri ve Boyut Analizi	60
3.3.1 Santrifüj ve 1g Yöntemleri	60
3.3.2 1g Yöntemi ile Model Ölçekleri	62
3.3.3 Boyut Analizi	62
BÖLÜM 4	
DENEY SONUÇLARI ve TARTIŞMA	65
4.1 İvme Ölçümleri	65
4.2 Su Basınçlarının Değerlendirilmesi	67
4.3 Su Basıncı ve Atalet Kuvveti Faz İlişkisi	69
4.4 Deplasman Ölçümlerinin Değerlendirilmesi	74
BÖLÜM 5	
KAYAN BLOK ANALİZİ	77
5.1 Giriş	77
5.2 Newmark Kayan Blok Analizi	78
5.3 Geliştirilen Üç Boyutlu Kayan Blok Modeli [16]	82
5.4 Keson Dalgakıran için Bir Boyutlu Kayan Blok Analizi	86
5.5 Model Sonuçları ile Deney Sonuçlarının Birlikte Değerlendirilmesi	92
BÖLÜM 6	
SONUÇ ve ÖNERİLER	96
KAYNAKLAR	98
EK-A	
İVME ÖLÇÜMLERİ	100
EK-B	
BÜYÜTME FAKTÖRÜ GRAFİKLERİ	106
EK-C	
SU BASINCI GRAFİKLERİ	107
EK-D	
DEPLASMAN ÖLÇÜMLERİ	117
EK-E	
MATLAB KODLARI	122

EK-F

MATLAB KODLARINDA KULLANILAN PARAMETRELERİN HESAPLANMASI	124
--	-----

EK-G

STATİK SÜRTÜNME KATSAYISININ 0.45 ALINDIĞI DURUMDA YAPILAN KARŞILAŞTIRMA	126
--	-----

EK-H

STATİK SÜRTÜNME KATSAYISININ 0.55 ALINDIĞI DURUMDA YAPILAN KARŞILAŞTIRMA	129
--	-----

EK-I

STATİK SÜRTÜNME KATSAYISININ 0.6 ALINDIĞI DURUMDA YAPILAN KARŞILAŞTIRMA	132
ÖZGEÇMİŞ	135

SİMGE LİSTESİ

C_F	Hidrodinamik kuvvet katsayısı
F_i	Eylemsizlik kuvveti (Atalet kuvveti)
m_c	Yapı kütlesi
a_x	Zemin ivmesi
F_1	Deniz suyu ile katı maddenin neden olduğu dinamik kuvvet
F_2	Kıyı duvarı için geri dolgunun, dalgakıran için ise deniz suyunun neden olduğu dinamik kuvvet
F_H	Sürtünme kuvveti
B_F	Kaldırma kuvveti
μ_s	Sürtünme katsayısı
F_s	Statik kuvvet
C_t	Toplam kuvvet katsayısı
k_h	Sismik katsayı
α	Hareket ivmesi
g	Yerçekimi ivmesi
W	Keson ağırlığı
P_d	Dinamik su basıncı
W'	Kesonun batık ağırlığı
H	Kesonun sudaki derinliği
γ_w	Suyun özgül ağırlığı
μ	Kesonla taş dolgu arasındaki sürtünme katsayısı
I	Atalet momenti
H	Keson yüksekliği
$a-c$	Yüklemenin kol uzunluğu
B	Keson blok genişliği
R_{def}	Maksimum deplasman
R_{acc}	Pozitif ve negatif maksimum ivme genliklerinin oranlanmasıyla elde edilen değer
N	Yatay kuvvet
K_c	Kritik deprem katsayısı
A_y	Yenilme ivmesi
α	Düzeltilme faktörü
β	Düzeltilme faktörü
λ	Prototip/Model oranı
r_u	Boşluk suyu basıncı
u	Aşırı boşluk suyu basıncı

σ'_{v0}	Belirli derinliklerde efektif düşey gerilme
M_j	Japon meteoroloji ajansı büyüklüğü
M_w	Moment büyüklüğü
ρ_b	Keson özgül kütlesi
ρ_w	Suyun özgül kütlesi
ρ_s	Zeminin özgül kütlesi
Z	Düşey yer değiştirme
θ	Eğilme
X	Yatay yer değiştirme
a	İvme
$a(g)$	Sismik ivme katsayısı
$a_0(g)$	Zemin ivmesi (Sarsma tankı tabanına yerleştirilen ivme ölçerin ivme değeri)
$a_1(g)$	Keson modelin tabanına yerleştirilen ivme ölçerin ivme değeri
$a_2(g)$	Keson modelin üst kotuna yerleştirilen ivme ölçerin ivme değeri
A_1	Büyütme faktörü
A_2	Büyütme faktörü
$a_{ort}(g)$	Taban ivmesinin ortalama değeri
FS	Kaymaya karşı güvenlik katsayısı
R_s	Kaymaya karşı koyan kuvvet
D_s	Kaydırmaya çalışan kuvvet
ϕ	Blok ile düzlem arasındaki sürtünme açısı
β	Yüzeyin eğim açısı
a_h	Yatay ivme
$a_{röl}$	Rölatif ivme
a_b	Yüzey ivmesi
a_y	Yenilme ivmesi
$v_{röl}$	Rölatif hız
$d_{röl}$	Rölatif hareket
Δt	Zaman aralığı
R_d	Kaymaya karşı koyan kuvvetler
D_d	Kaydırmaya çalışan kuvvetler
k_y	Yenilme ivmesi katsayısı
C_x	x yönünde ivme katsayısı
C_y	y yönünde ivme katsayısı
C_z	z yönünde ivme katsayısı
k_x	x yönünde blok ivme katsayısı
k_y	y yönünde blok ivme katsayısı
k_z	z yönünde blok ivme katsayısı
P	Hidrodinamik basınç kuvveti
C_{xl}	Limit ivme katsayısı
μ_s	Statik sürtünme katsayısı
μ_d	Dinamik sürtünme katsayısı
m	Keson bloğun kütlesi

KISALTMA LİSTESİ

CERC	Coastal Engineering Research Center
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
PIANC	Permanent International Association for Navigation Congresses
PLC	Programmable Logic Controller

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 1.1 Su-yapı-zemin modeli [1].....	2
Şekil 1.2 Kıyı duvarı ve dalgakıran için hidrodinamik kuvvet katsayısı a)Taft, 1952 b)Pacoima 1971 c)El Centro 1940 d)Chi Chi 1999 depremleri [1]	3
Şekil 1.3 Bir kıyı yapısının depremde kayma mekanizması [1].....	4
Şekil 1.4 Kıyı duvarı ve dalgakırana etki eden dinamik kuvvet ve sürtünme direnci (a,b) Taft 1952, (c,d) Pacoima 1971, (e,f) El Centro 1940, (g,h) Chi-Chi 1999, (a,c,e,g) Statik kuvvetin dahil edildiği durumlar, (b,d,f,h) Statik kuvvetin dahil edilmediği durumlar [1].....	5
Şekil 1.5 Farklı depremler için C_F ile α_x arasındaki ilişki [1].....	7
Şekil 1.6 Dalgakıranın yükleme modeli [2].....	8
Şekil 1.7 Dip kayadaki maksimum zemin ivmesi ile kesonun dip yüzeyine ait maksimum zemin ivmesi arasındaki ilişki [2].....	10
Şekil 1.8 Deprem tasarımının gerekliliğini gösteren grafik [2]	10
Şekil 1.9 R_{acc} ve R_{def} arasındaki ilişki [2]	11
Şekil 1.10 İlk seride çalışılan keson modeli [3].....	12
Şekil 1.11 Sarsma tankında çalışılan ilk serinin tipik sonuçları: girdi ivmesi, taban deplasmanı, eğilme açısı ve zaman tarihçesi [3]	13
Şekil 1.12 İlk seri için kesona etkiyen kuvvetlerin serbest cisim diyagramı [3]	14
Şekil 1.13 Yüklemenin her çevrimi için kaymanın başladığı an ve eşik ivmeyle kesiştği noktalar [3]	14
Şekil 1.14 Sarsma tankındaki yedi deney için yenilme ivmelerinin ve eşik ivmelerinin karşılaştırılması [3].....	15
Şekil 1.15 İkinci seride çalışılan keson modeli [3].....	15
Şekil 1.16 Yatay deplasman ve eğilme açısının karşılaştırılması [3]	16
Şekil 1.17 Kayan blok yönteminin değiştirilmesiyle elde edilen değerlerin deney sonuçlarıyla karşılaştırılması [3]	17
Şekil 1.18 Ofunato ve Hachinohe kayıtlarının neden olduğu atalet kuvvetleri [3]	18
Şekil 1.19 Geleneksel analiz ile düzeltilmiş analizin karşılaştırılması ve deney sonuçları [3]	19
Şekil 1.20 Kesonla geri dolgu arasına sıkıştırılan lastik talaşları [4].....	20
Şekil 1.21 Modelin en kesiti [4].....	21
Şekil 1.22 Model kesonda toprak basıncı hücreleri [4]	22
Şekil 1.23 Deney Serileri [4]	22
Şekil 1.24 Keson arkasındaki lastik talaşlı koruma tabakası [4]	23
Şekil 1.25 Lastik talaşların dinamik basınç gerilmesi-deformasyon ilişkisi [4].....	23
Şekil 1.26 Toprak basınçları [4]	25

Şekil 1.27	Girdilerin ivme kayıtları [4]	27
Şekil 1.28	Dalga kayıtlarını fourier spektrumları [4]	28
Şekil 1.29	Çeşitli konumlarda kesona etkiyen toprak basınçları [4]	30
Şekil 1.30	Kesona etkiyen sismik kuvvet [4]	31
Şekil 1.31	Yatay deplasmanın tarihçesi (PI kaydı) [4]	32
Şekil 1.32	Yatay deplasmanın tarihçesi (HN kaydı) [4]	33
Şekil 1.33	Yatay deplasmanın tarihçesi (L2 kaydı) [4]	34
Şekil 1.34	Kesonun eğilme tarihçesi(PI kaydı) [4]	34
Şekil 1.35	Farklı deprem koşulları altında prototipte görülen kalıcı deplasmanların kıyaslanması [4]	35
Şekil 1.36	Aşırı boşluk suyu basıncının tarihçesi (PI kaydı) [4]	36
Şekil 1.37	W7 konumu için sıvılaşma potansiyeli (PI kaydı) [4]	37
Şekil 1.38	W9 konumu için sıvılaşma potansiyeli (PI kaydı) [4]	38
Şekil 1.39	W7 konumu için sıvılaşma potansiyeli (HN kaydı) [4]	39
Şekil 1.40	W7 lokasyonu için sıvılaşma potansiyeli (L2 kaydı) [4]	39
Şekil 1.41	Deney sonrası geri dolgunun yaptığı oturmalar (Çizelge 1.6, seri numarası 6) [4]	40
Şekil 1.42	Deney sonrası geri dolguya ait çökme değerleri (Çizelge 1.6, seri numarası 6) [4]	41
Şekil 2.1	Civitavecchia’da bulunan taş dolgu dalgakıran [6]	43
Şekil 2.2	Eğimli (taş dolgu) dalgakıranlar [6]	44
Şekil 2.3	Düşey yüzölçümlü dalgakıranlar [6]	45
Şekil 2.4	Kompozit dalgakıranlar [6]	45
Şekil 2.5	Yatayda kompozit dalgakıranlar [6]	46
Şekil 2.6	Özel tip dalgakıranlar [6]	46
Şekil 2.7	Tipik keson dalgakıran kesitleri [7]	47
Şekil 2.9	Okushuri Limanındaki kompozit dalgakıranın kesit görünümü [7]	48
Şekil 2.10	Hasar gören dalgakıranlar, Okushiri Limanı, Japonya, 1993 Hokkaido-Nansei-oki depremi [7]	49
Şekil 2.11	Kobe Limanında bir kompozit dalgakıranın gördüğü hasar, Japonya, 1995 Büyük Hanshin depremi [7]	49
Şekil 2.12	Dalgakıran kesiti, Kamaishi Limanı, Japonya [8]	50
Şekil 2.13	Liman ağzındaki dalgakıranların hasar durumu, Kamaishi Limanı, Japonya (Kırmızı: Hasar yok, Sarı: Eğilme, Beyaz: Kayma) [8]	50
Şekil 2.14	Liman ağzındaki dalgakıranlarının hasar durumu, Kamaishi Limanı, Japonya [8]	50
Şekil 2.15	Liman ağzındaki dalgakıranlarının hasar durumu, Kamaishi Limanı, Japonya [8]	51
Şekil 2.16	Kaymış olan keson dalgakıranlar, Hachinohe Limanı, Japonya [9]	51
Şekil 2.17	Dalgakıranlarda hasar modları [7]	52
Şekil 3.1	Sarsma tankı	54
Şekil 3.2	Sarsma tankı en kesit görünümü	54
Şekil 3.3	Sarsma tankı plan görünümü	54
Şekil 3.4	Veri toplama cihazı	55
Şekil 3.5	İvme ölçer	56
Şekil 3.6	Deplasman ölçer	57
Şekil 3.7	Su basıncı ölçen sensör	58
Şekil 3.8	Keson modelin yerleştirildiği genişliği ayarlanabilir yan yüzeyleri pleksiglas kılıf	58
Şekil 3.9	Keson modele sabitlenmiş ölçüm aletleri	59

Şekil 3.10	Deneylere ait akış diyagramı	60
Şekil 4.2	3Hz frekans 8 mm genlik için AC2 ivme ölçerinden alınan değerler	66
Şekil 4.3	3Hz frekans 8 mm genlik için AC3 ivme ölçerinden alınan değerler	66
Şekil 4.4	Büyütme faktörü değerlerinin AC1 zemin ivmesi ile değişimi	67
Şekil 4.5	3Hz frekans 8 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı.....	68
Şekil 4.6	3Hz frekans 8 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı.....	68
Şekil 4.7	3Hz frekans 8 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı.....	68
Şekil 4.8	3Hz frekans 8 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı.....	69
Şekil 4.9	Ölçüm sensörlerinin konumları	70
Şekil 4.10	3Hz frekans 8 mm genlik (0.06g) için keson ön yüzü dinamik su basıncı ve keson ataleti zamansal değişimleri	70
Şekil 4.11	3Hz frekans 8 mm genlik (0.06g) için keson arka yüzü dinamik su basıncı ve keson ataleti zamansal değişimleri	71
Şekil 4.12	5Hz frekans 4 mm genlik (0.284g) için keson ön yüzü dinamik su basıncı ve keson ataleti zamansal değişimleri	72
Şekil 4.13	5Hz frekans 4 mm genlik (0.284g) için keson arka yüzü dinamik su basıncı ve keson ataleti zamansal değişimleri	73
Şekil 4.14	$a_{ort}(g)=0.06$ için deplasmanın zamanla değişimi	75
Şekil 4.15	$a_{ort}(g)=0.40$ için deplasmanın zamanla değişimi	76
Şekil 5.1	a) Olası heyelan ve b) eğimli yüzey üzerindeki durağan blok arasındaki benzerlik [14]	78
Şekil 5.2	Eğimli düzlemde bulunan bloka etki eden kuvvetler: a)statik şartlar b)dinamik şartlar [14]	78
Şekil 5.3	Eğimi 20° olan düzlemde bulunan blok için psödostatik güvenlik katsayısının yatay psödostatik katsayı ile değişimi [14]	79
Şekil 5.4	$t=t_0$ ile $t=t_0+\Delta t$ zaman aralığında yenilme ivmesi aşıldığında rölatif hız ve rölatif deplasmanın değişimi [14].....	80
Şekil 5.5	Deprem sırasında alınmış yer hareketi için deplasman [15].....	81
Şekil 5.6	Üç boyutlu kayan blok modeli [16].....	82
Şekil 5.7	x yönünde serbest cisim diyagramı [16].....	83
Şekil 5.8	Bloğun üç boyutlu serbest cisim diyagramı [16].....	84
Şekil 5.9	Pozitif x yönünde sismik ivme verilen keson bloğun serbest cisim diyagramı	87
Şekil 5.10	Negatif x yönünde sismik ivme verilen keson bloğun serbest cisim diyagramı.....	87
Şekil 5.11	Kayma deplasmanlarını belirleyebilmek için oluşturulan akış diyagramı ...	91
Şekil 5.12	3Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması....	93
Şekil 5.13	4Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması....	93
Şekil 5.14	5Hz frekans 4 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması....	94
Şekil 5.15	5Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması....	94
Şekil 5.16	7Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması....	94
Şekil 5.17	8Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması....	95
Şekil A.1	4Hz frekans 8 mm genlik için AC1 ivme ölçerinden alınan değerler	100
Şekil A.2	4Hz frekans 8 mm genlik için AC2 ivme ölçerinden alınan değerler	100
Şekil A.3	4Hz frekans 8 mm genlik için AC3 ivme ölçerinden alınan değerler	101
Şekil A.4	5Hz frekans 4 mm genlik için AC1 ivme ölçerinden alınan değerler	101

Şekil A.5	5Hz frekans 4 mm genlik için AC2 ivme ölçerinden alınan değerler	101
Şekil A.6	5Hz frekans 4 mm genlik için AC3 ivme ölçerinden alınan değerler	102
Şekil A.7	5Hz frekans 8 mm genlik için AC1 ivme ölçerinden alınan değerler	102
Şekil A.8	5Hz frekans 8 mm genlik için AC2 ivme ölçerinden alınan değerler	102
Şekil A.9	5Hz frekans 8 mm genlik için AC3 ivme ölçerinden alınan değerler	103
Şekil A.10	7Hz frekans 2 mm genlik için AC1 ivme ölçerinden alınan değerler	103
Şekil A.11	7Hz frekans 2 mm genlik için AC2 ivme ölçerinden alınan değerler	103
Şekil A.12	7Hz frekans 2 mm genlik için AC3 ivme ölçerinden alınan değerler	104
Şekil A.13	7Hz frekans 2 mm genlik için AC1 ivme ölçerinden alınan değerler	104
Şekil A.14	7Hz frekans 2 mm genlik için AC2 ivme ölçerinden alınan değerler	104
Şekil A.15	7Hz frekans 2 mm genlik için AC3 ivme ölçerinden alınan değerler	105
Şekil B.1	Büyütme faktörü değerlerinin AC2 ivme değerleri ile değişimi	106
Şekil B.2	Büyütme faktörü değerlerinin AC3 ivme değerleri ile değişimi	106
Şekil C.1	4Hz frekans 8 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	107
Şekil C.2	4Hz frekans 8 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	107
Şekil C.3	4Hz frekans 8 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	108
Şekil C.4	4Hz frekans 8 mm genlik için WP91 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	108
Şekil C.5	5Hz frekans 4 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	109
Şekil C.6	5Hz frekans 4 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	109
Şekil C.7	5Hz frekans 4 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	110
Şekil C.8	5Hz frekans 4 mm genlik için WP91 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	110
Şekil C.9	5Hz frekans 8 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	111
Şekil C.10	5Hz frekans 8 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	111
Şekil C.11	5Hz frekans 8 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	112
Şekil C.12	5Hz frekans 8 mm genlik için WP91 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	112
Şekil C.13	7Hz frekans 2 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	113
Şekil C.14	7Hz frekans 2 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	113
Şekil C.15	7Hz frekans 2 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	114
Şekil C.16	7Hz frekans 2 mm genlik için WP91 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	114
Şekil C.17	8Hz frekans 2 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	115
Şekil C.18	8Hz frekans 2 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	115

Şekil C.19	8Hz frekans 2 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	116
Şekil C.20	8Hz frekans 2 mm genlik için WP91 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı	116
Şekil D.1	4Hz frekans 8 mm genlik için DP2 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı	117
Şekil D.2	4Hz frekans 8 mm genlik için DP4 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı	117
Şekil D.3	4Hz frekans 8 mm genlik için DP8 deplasman ölçerden alınan düşey deplasman	118
Şekil D.4	5Hz frekans 4 mm genlik için DP2 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı	118
Şekil D.5	5Hz frekans 4 mm genlik için DP4 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı	118
Şekil D.6	5Hz frekans 4 mm genlik için DP8 deplasman ölçerden alınan düşey deplasman	119
Şekil D.7	7Hz frekans 2 mm genlik için DP2 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı	119
Şekil D.8	7Hz frekans 2 mm genlik için DP4 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı	119
Şekil D.9	7Hz frekans 2 mm genlik için DP8 deplasman ölçerden alınan düşey deplasman	120
Şekil D.10	8Hz frekans 2 mm genlik için DP2 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı	120
Şekil D.11	8Hz frekans 2 mm genlik için DP4 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı	120
Şekil D.12	8Hz frekans 2 mm genlik için DP8 deplasman ölçerden alınan düşey deplasman	121
Şekil F.1	Deneylerde kullanılan keson bloğun plan görünümü	124
Şekil F.2	Deneylerde kullanılan bloğun kesit görüntüleri	124
Şekil G.1	3Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	126
Şekil G.2	4Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	127
Şekil G.3	5Hz frekans 4 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	127
Şekil G.4	5Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	127
Şekil G.5	7Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	128
Şekil G.6	8Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	128
Şekil H.1	3Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	129
Şekil H.2	4Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	130
Şekil H.3	5Hz frekans 4 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	130
Şekil H.4	5Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	130
Şekil H.5	7Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	131
Şekil H.6	8Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	131
Şekil I.1	3Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	132
Şekil I.2	4Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	133
Şekil I.3	5Hz frekans 4 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	133
Şekil I.4	5Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	133
Şekil I.5	7Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	134
Şekil I.6	8Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması ..	134

ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 1.1 Çalışmada kullanılan en kesitler [2]	9
Çizelge 1.2 Kullanılan deprem dalgalarının baskın frekansları [2]	9
Çizelge 1.3 Sarsma tankında çalışılan ilk seriye ait değerler [3]	13
Çizelge 1.4 Kritik deprem katsayısı (K_c) ve yenilme ivmeleri (A_y) (Sarsma tankı deneylerinin ikinci serisi) [3]	16
Çizelge 1.5 1g modeli [4]	24
Çizelge 1.6 Yükleme serileri [4]	29
Çizelge 2.1 Dalgakıran tipleri [5]	44
Çizelge 3.1 Sarsma tankına ait özellikler	53
Çizelge 3.2 Veri toplama (Spartan-2) sisteminin teknik özellikleri	55
Çizelge 3.3 İvme ölçerlere ait kalibrasyon değerleri	56
Çizelge 3.4 Deplasman ölçerlerin hassasiyet değerleri	57
Çizelge 3.5 Su basıncı ölçerler	57
Çizelge 3.6 Deney koşulları	59
Çizelge 3.7 Ölçek oranı	62
Çizelge 3.9 Parametre boyutları	63
Çizelge 3.10 Boyutsuz parametrelerin üstel değerleri	64
Çizelge 4.1 Büyütme faktörü değerleri	67
Çizelge 5.1 Analiz sonucu elde edilen sürtünme katsayıları	92
Çizelge G.1 Analiz sonucu elde edilen sürtünme katsayıları	126
Çizelge H.1 Analiz sonucu elde edilen sürtünme katsayıları	129
Çizelge I.1 Analiz sonucu elde edilen sürtünme katsayıları	132

KESON TİPİ DALGAKIRANLARIN SİSMİK DAVRANIŞI

Berken KURTULUŞ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL

Bu çalışmada, sismik yükler altında keson tipi dalgakıranların davranışı deneysel ve sayısal olarak incelenmiştir.

Düzenli sinüzoidal dalgalar altında farklı frekans ve farklı genlik değerleri için keson model kullanılarak sarsma tankında deneysel çalışma yapılmıştır. Keson modelin yüksekliği ve genişliği sırasıyla 0.40 m ve 0.35 m'dir. Model ölçeği 1/10'dur. Tanktaki su yüksekliği 0.40 m'dir. Keson model rijit taban üzerindedir.

Deneyler tamamlandıktan sonra keson tipi dalgakıranların sismik davranışını hesaplayabilmek için bir boyutlu kayan blok analizi önerilmiştir. Bu nedenle Newmark kayan blok analizini esas alan bir boyutlu kayan blok modeli oluşturmak için akış diyagramı hazırlanmıştır ve akış diyagramından alınan denklemler MATLAB programında yazılmıştır. Elde edilen kayma deplasmanı değerleri deneylerle elde edilen kayma deplasmanı değerleriyle karşılaştırılmıştır ve sonuç olarak; statik ve dinamik sürtünme katsayıları kullanıldığında, önerilen yöntem keson tipi dalgakıranlarda kayma deplasmanı için uygun sonuçlar vermektedir.

Anahtar Kelimeler: Kayan blok analizi, keson tipi dalgakıranlar, sarsma tankı.

ABSTRACT

SEISMIC BEHAVIOUR OF CAISSON TYPE BREAKWATERS

Berken KURTULUŞ

Department of Civil Engineering
MSc. Thesis

Adviser: Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL

In this study, the behaviour of caisson type breakwaters was investigated as experimental and numerical under seismic loads.

Experimental study was carried out by using caisson block model in shaking tank for different values of amplitudes and frequencies under regular harmonic seismic waves. The height and width of the caisson block model were 0.40 m and 0.35 m, respectively. Model scale is 1/10. The water depth is 0.40 m in the tank. The caisson model placed on the rigid bed.

One dimensional sliding block method is proposed to evaluate seismic behaviour of caisson type breakwaters after completed experiments. Therefore flow chart was prepared based on Newmark sliding block concept and equations take from flow chart were written in MATLAB program. Calculated sliding displacement results were compared with experimental sliding displacement results and consequently; if static and dynamic friction coefficients used, proposed method would properly predicts the sliding displacements of caisson type breakwaters.

Keywords: Sliding block concept, caisson type breakwaters, shaking tank.

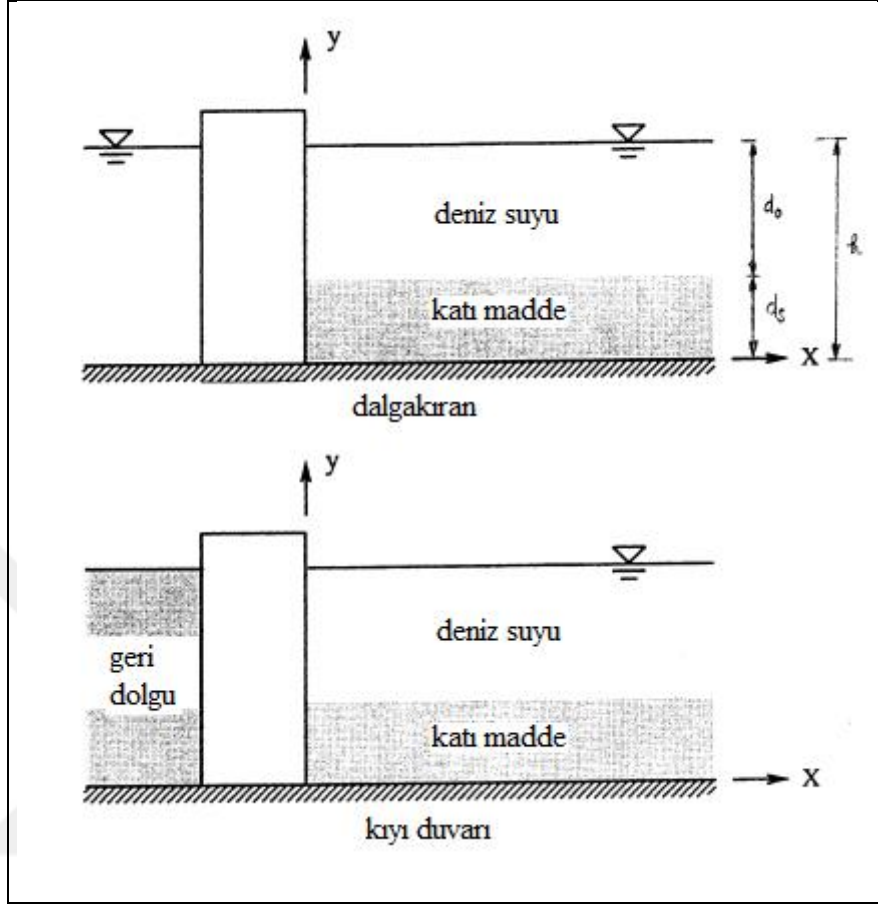
1.1 Literatür Özeti

Dalgakıranlar kıyı alanlarını ve ticarete büyük öneme sahip liman yapılarını korudukları için önemli işlevi olan mühendislik yapılarıdır. Sadece dalga değil, deprem etkisiyle de dalgakıranların ağır hasarlara maruz kalması istenmeyen bir durum olmaktadır. Bu durumu önlemek için dalgakıranların sismik performansı göz önüne alınarak, tasarımlarının yapılması gerekmektedir. Bu şekilde yapılan tasarımlar depremlerde meydana gelecek hasarın onarılabilir seviyede tutulmasına da olanak sağlayarak ekonomik bir çözüm sunmaktadır.

Ağırlıkları ile stabilitelerini sağlayan keson dalgakıranların sismik performansı birçok parametreye ve bu parametreler arasındaki ilişkilere bağlı olarak değişkenlik gösterebilmektedir. Bu nedenle araştırmacılar bu parametreleri de dikkate alarak keson dalgakıranların sismik performansı üzerine çeşitli çalışmalar yapmışlardır. Ayrıca bazı çalışmalarda keson dalgakıranların yanı sıra rıhtım duvarlarının da sismik performansı incelenmiştir. Burada konuya ait başlıca literatürler özetlenmiştir.

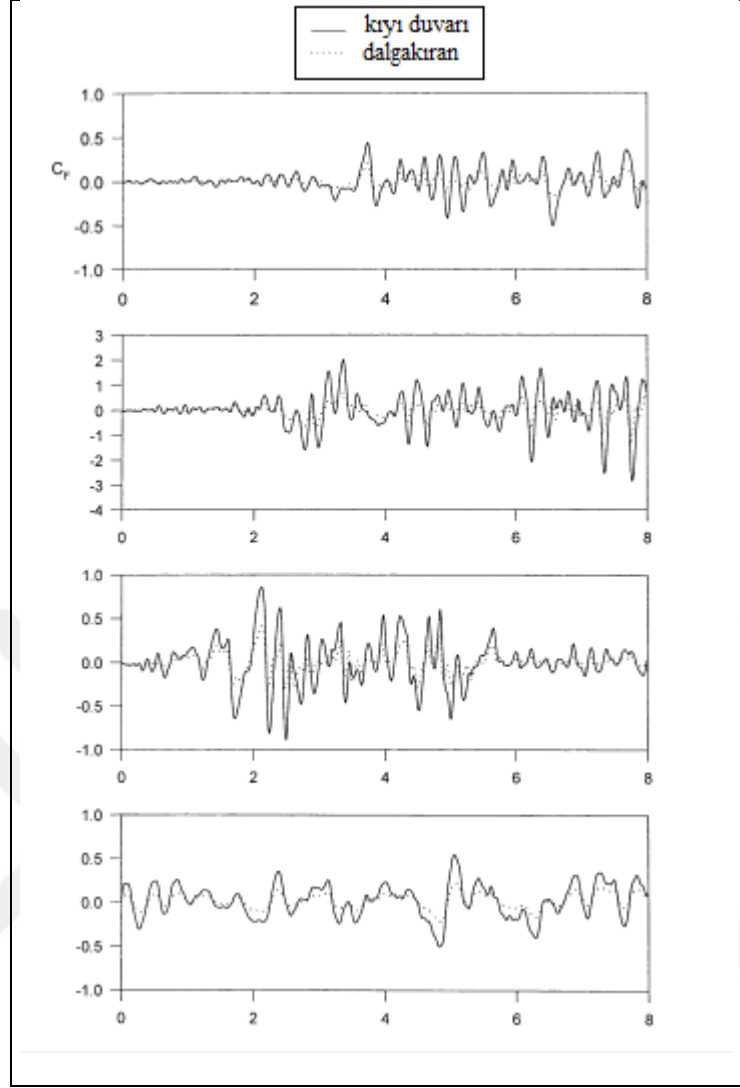
[1]'de yapılan çalışmada kıyı duvarlarının ve dalgakıranların deprem etkisiyle dinamik davranışına, katı madde (sediment) özelliklerinin etkisi araştırılmıştır. Katı madde (sediment) boşluk suyunun ve deniz suyunun hidrodinamik basıncını hesaplamak için bir sonlu fark yöntemi kullanılmıştır. Katı madde (sediment) ve geri dolgu suya doymuş topraktan oluşmaktadır. Farklı temel zemini yükseklikleri, farklı poroziteler ve zeminin hacimsel elastiklik modülü için kapsamlı analizler yapılmıştır ve kıyı yapıları üzerine katı madde birikintisinin etkileri araştırılmıştır. Dört farklı deprem kaydı kullanılarak su-yapı-katı madde sisteminin dinamik özellikleri incelenmiştir. Kıyı duvarı ve dalgakıran gibi

kıyı yapılarının, deniz tarafında zemin değişimini dikkate alan model Şekil 1.1’de gösterilmiştir.



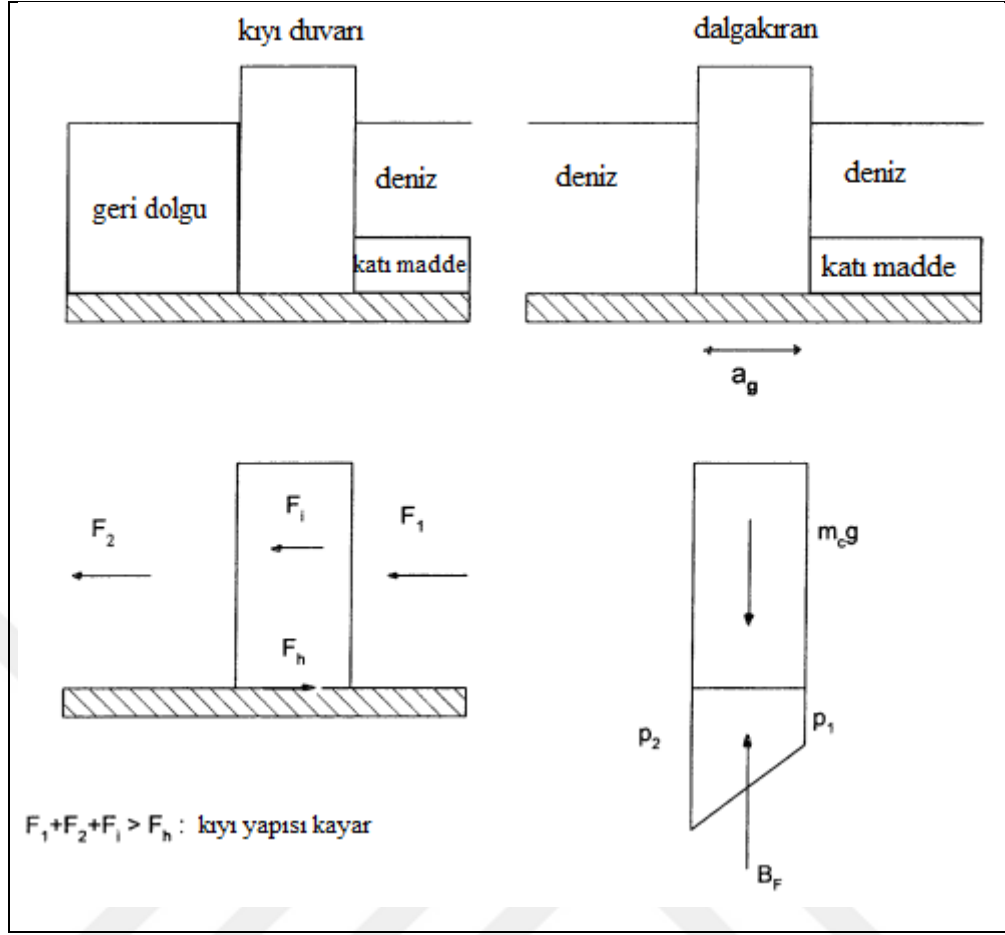
Şekil 1.1 Su-yapı-zemin modeli [1]

Dört farklı deprem kaydı altında dalgakıran ve kıyı duvarına etki eden yatay hidrodinamik kuvvet katsayıları C_F Şekil 1.2’de gösterilmiştir. Zemin ivmesi ile hidrodinamik kuvvet katsayılarının kıyaslanması sonucu maksimum kuvvetlerin hemen hemen maksimum zemin ivmesiyle aynı anda ortaya çıkmaktadır [1].



Şekil 1.2 Kıyı duvarı için hidrodinamik kuvvet katsayısı a)Taft, 1952 b)Pacoima 1971 c)El Centro 1940 d)Chi Chi 1999 depremleri [1]

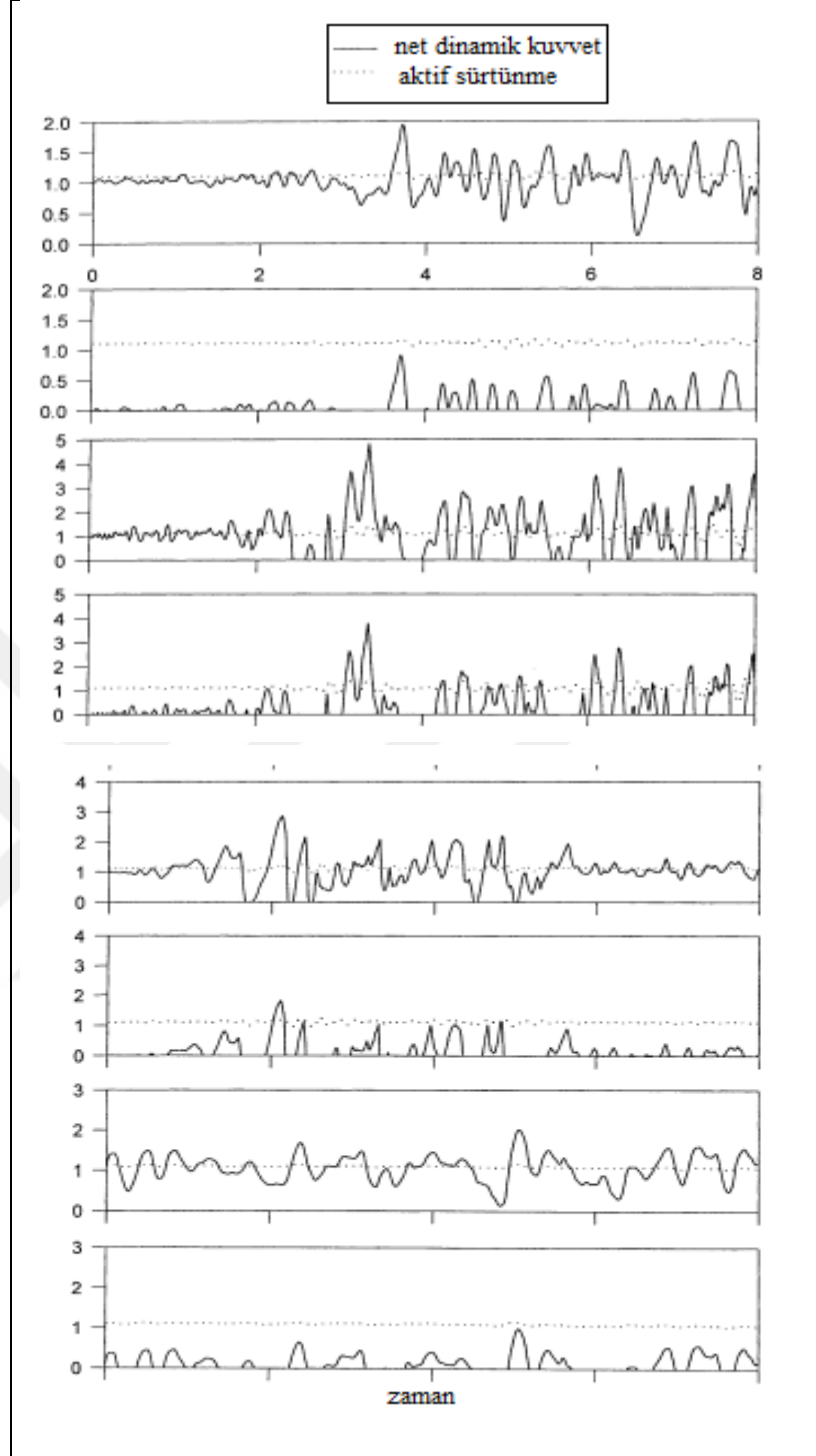
Şekil 1.3’de kıyı yapılarının kayma mekanizması gösterilmiştir. Bu şekilde görülen F_1 değeri yapıya etki eden eylemsizlik kuvvetidir, m_c yapının kütlesi, a_x zemin ivmesi olmak üzere $F_1=m_c a_x$ olarak tanımlanmıştır. Burada F_1 deniz suyu ile katı maddenin neden olduğu dinamik kuvvet, F_2 ise kıyı duvarı için geri dolgunun, dalgakıran için ise deniz suyunun neden olduğu dinamik kuvvettir. $F_H=m_c g-B_F$ sürtünme kuvveti, B_F kaldırma kuvveti, μ_s sürtünme katsayısıdır ve bu çalışmada 0.4 alınmıştır. Net kuvvet ($F_1+F_2+m_c a_x$) direnç kuvvetinden $0.4(m_c g-B_F)$ daha büyük olduğunda kıyı yapısı kayacaktır [1].



Şekil 1.3 Bir kıyı yapısının depremde kayma mekanizması [1]

F_1 ve F_2 kuvvetlerinin aynı veya farklı yönlerde olabileceği belirtilmiştir. Sürtünme kuvveti ise dinamik kuvvete zıt yöndedir. Yapılan analizle hidrodinamik kuvvet ile atalet kuvvetinin (F_i) toplamı ($0.4m_c g - B_F$) kN/m'den veya toplam kuvvet katsayısı ($C_t = C_F + F_i/\rho g h^2$), ($0.4m_c g - B_F$)/ $\rho g h^2$ değerinden büyük olursa yapı kayacaktır [1].

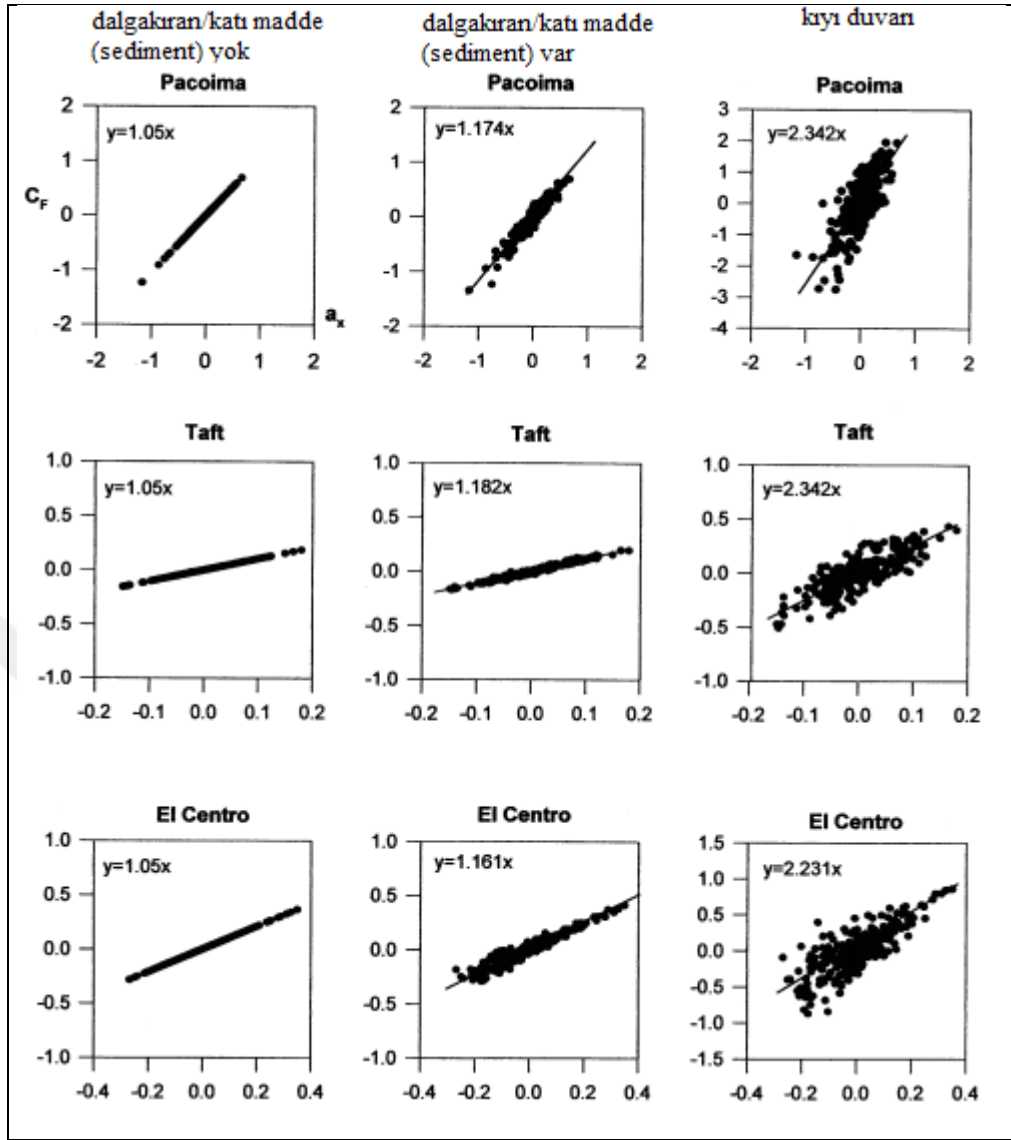
Yapılan analizle yatay kuvvetin dinamik ve statik kuvvetin (F_s) toplamı olması gerektiği söylenmiştir. Statik toprak basıncının ihmal edildiği ve dahil edildiği durumlar Şekil 1.4'de gösterilmiştir. Statik toprak basıncı ihmal edildiğinde yalnızca Pacoima (1971) ve El Centro (NS-1940) deprem uyarılarıyla yapının kaydığı, statik toprak basıncı dâhil edildiğinde ise dört deprem uyarısının tamamında yapının kaydığı Şekil 14'den görülmektedir. Güvenilir tasarım için kaymaya karşı güvenlik faktörü 2 olarak önerilmiştir. Net yatay kuvvet sürtünme kuvvetinin 1.5 katından küçük olmalıdır. Mevcut analizle yapılan ön tasarım çalışmasına göre kıyı duvarı ve dalgakıran genişliğinin CERC (1984) ile yapılan tasarımdaki genişlikten daha büyük olması gerektiği ve deprem bölgelerindeki kıyı yapılarında stabilitenin önerilen analizle kontrol edilmesi gerekmektedir [1].



Şekil 1.4 Kıyı duvarına etki eden dinamik kuvvet ve sürtünme direnci (a,b) Taft 1952, (c,d) Pacoima 1971, (e,f) El Centro 1940, (g,h) Chi-Chi 1999, (a,c,e,g) Statik kuvvetin dahil edildiği durumlar, (b,d,f,h) Statik kuvvetin dahil edilmediği durumlar [1]

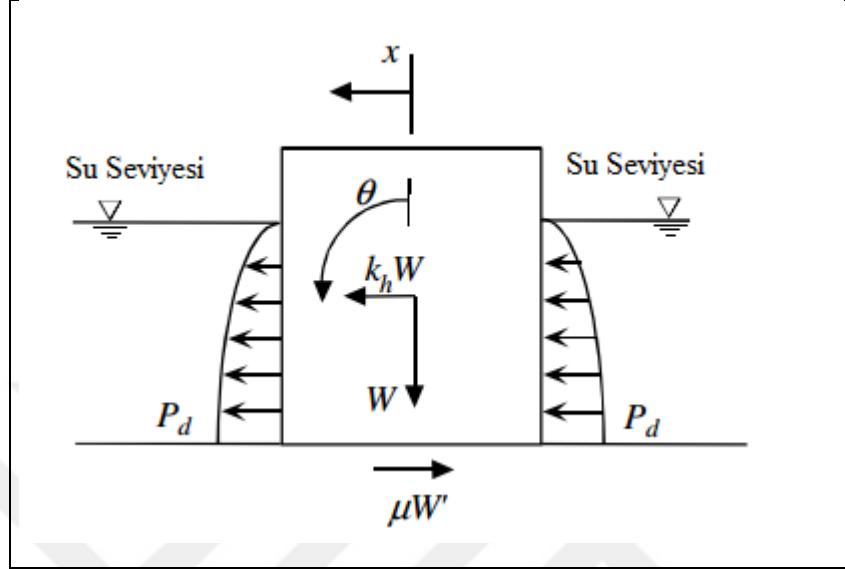
C_F ile a_x arasındaki ilişki ise Şekil 1.5’de gösterilmiştir. İlk sütundaki grafikler katı madde yığılması olmayan, iki tarafında da su bulunan dalgakıran için, ikinci sütundaki grafikler bir yüzeyinde katı madde olan dalgakıran için, üçüncü sütundaki grafikler ise geri dolguya sahip kıyı duvarı için C_F ile a_x arasındaki ilişkiyi göstermektedir. İlk sütundaki

şekiller için $C_F = \alpha a_x + B$ ilişkisi verilmiştir. α ve β sabitleri en küçük kareler yöntemiyle hesaplanmıştır, $\alpha = 0.525$, $\beta = 0$ olarak bulunmuştur. Ön yüzeyinde katı madde birikmiş dalgakıran için C_F ile a_x arasındaki ilişki tam lineer değildir. α sabiti hesaplandığında ise Pacoima depremi için 1.174, Taft depremi için 1.181, El Centro depremi için 1.161 değerleri elde edilmiştir. β sabiti ise çok küçük bir değere sahiptir. Katı madde yığılması olmayan dalgakırana göre katı madde birikintisine sahip dalgakıranlarda α sabiti %10-12 civarında daha büyük değer almaktadır. Kıyı duvarlı sistem için ise α değerleri lineer regresyonla Pacoima depremi için 2.342, Taft depremi için 2.342, El Centro depremi için 2.23 olarak bulunmuştur. Kısaca bu değerler katı madde yığılması olmayan dalgakırana ait α değerlerinden sırasıyla %110, %123 ve %123, yığılmanın olduğu dalgakırana ait α değerlerinden ise sırasıyla %99, %98 ve %98 oranlarında daha büyük değerlere sahiptirler. Pratik uygulamalar ve ön tasarımlarda α sabitinin dalgakıranlar için 1.2, kıyı duvarları için 2.4 olarak alınabileceği söylenmiştir. Bu ampirik formül dalgakırana etki eden hidrodinamik kuvvet tahmininde, kabul edilebilir sonuçlar vermektedir ve kıyı duvarının kayma olasılığını tahmin etmek için yeterince iyidir [1].



Şekil 1.5. Farklı depremler için C_F ile a_x ile arasındaki ilişki [1]

Rıhtım duvarlarından farklı olarak dalgakıranların belirli bir yükleme yönü yoktur. Çünkü hareket edeceği yön değişen atalet kuvveti tarafından kontrol edilmektedir. Keson dalgakıranının yükleme modeli Şekil 1.6’da gösterilmiştir [2].



Şekil 1.6. Dalgakıranın yükleme modeli [2]

Kesonun kayma güvenliği için yatay yöndeki hareket eşitliği (1.1), eğilme güvenliği için ise açısız hareket eşitliği (1.2) kullanılmıştır. Keson dalgakıranla taş dolgu arasındaki sürtünme katsayısı ise Teknik Standartlardan 0.6 olarak alınmıştır [2].

$$\frac{W}{g} \frac{d^2 x}{dt^2} = k_h W + 2P_d - \mu W' \quad (1.1)$$

$$I \frac{d^2 \theta}{dt^2} = a k_h W + 2b P_d - c W' \quad (1.2)$$

Burada;

$$P_d = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \quad (1.3)$$

$$I = \frac{W}{g} \frac{(B^2 + h^2)}{3} \quad (1.4)$$

Yedi farklı dalgakıran kesiti incelenmiştir (Çizelge 1.1) ve dokuz farklı deprem dalgası dikkate alınmıştır (Çizelge 1.2).

Çalışmada öncelikle dalga tasarımına göre keson genişliğine karar verilmiştir. Daha sonra iki parametre dikkate alınmıştır. Bu parametreler ise kesonun genişliğinin su derinliğine oranı (B/H) ve maksimum zemin ivmesi olmuştur.

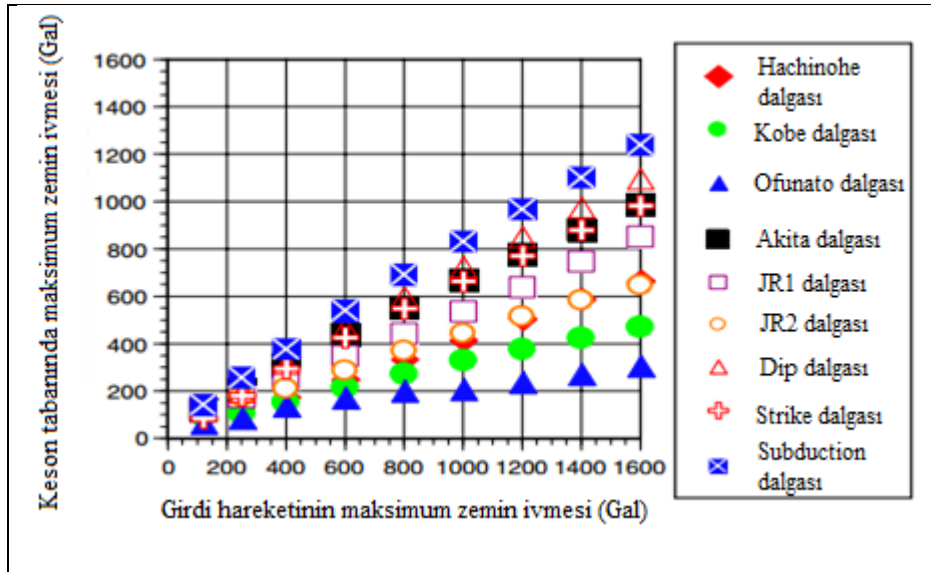
Çizelge 1.1 Çalışmada kullanılan en kesitler [2]

Kesitler	Su derinliği (-m)	Keson genişliği (m)	Keson ön yüzeyinin genişliği (m)
1	11.5 m	7.5 m	6.5 m
2	8.9 m	6.6 m	6 m
3	12.2 m	5.5 m	6.5 m
4	11.1 m	9.5 m	11 m
5	11.8 m	7.5 m	3 m
6	9.05 m	5 m	3.5 m
7	11.05 m	5 m	4.5 m

Çizelge 1.2 Kullanılan deprem dalgalarının baskın frekansları [2]

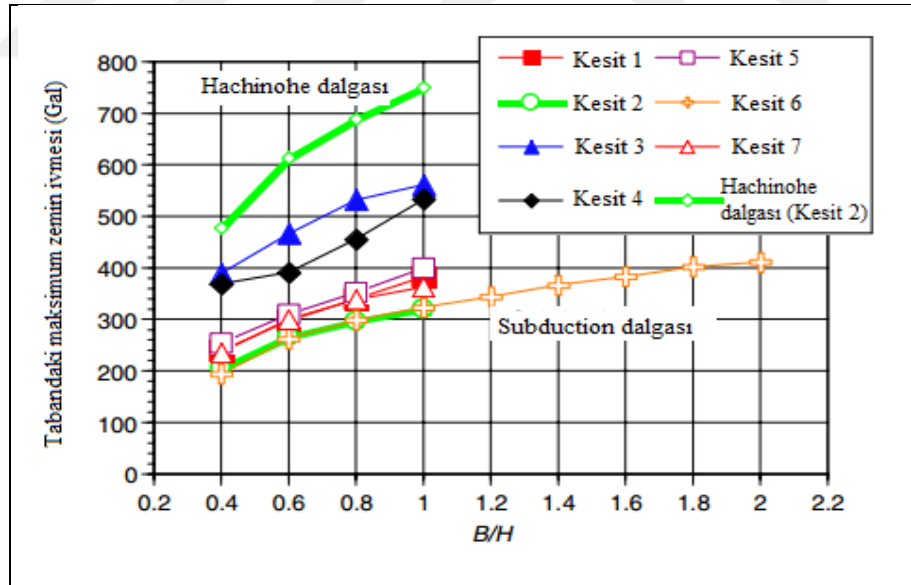
Dalga tipleri	Baskın Frekans (Hz)
Hachinohe	0.39 Hz
Ofunato	2.34 Hz
Kobe	2.88 Hz
Akita	0.44 Hz
Strike	1.66 Hz
Dip	0.68 Hz
Subduction	0.60 Hz
JR1	0.78 Hz
JR2	1.34 Hz

Şekil 1.7’de birinci kesit için maksimum zemin ivmesi ile buna karşılık gelen keson tabanındaki maksimum ivme davranışı gösterilmiştir. Farklı dalgaların büyütme faktörleri farklı olmaktadır. İvme büyütme faktörünün en yüksek olduğu dalga Subduction, en düşük olduğu dalga Ofunato dalgasıdır [2].



Şekil 1.7 Dip kayadaki maksimum zemin ivmesi ile kesonun dip yüzeyine ait maksimum zemin ivmesi arasındaki ilişki [2]

Şekil 1.8’de ise çalışılan her kesit için B/H oranının artırılmasıyla elde edilen kalıcı kayma gösterilmiştir. Keson genişliği her seferinde 0.5 m aralıklarla artırılmaktadır ve keson genişliğinin artması, kesona etkiyen atalet kuvvetini de arttırdığından B/H oranı 2 değerine bile ulaştığında kayma sorunu devam etmektedir [2].



Şekil 1.8 Deprem tasarımının gerekliliğini gösteren grafik [2]

Bazı durumlarda kalıcı deplasman 50 cm’den küçük olsa bile maksimum deplasman 150 cm seviyelerine ulaşmıştır. Kalıcı deplasmanın 50 cm olduğu başka durumlarda ise maksimum deplasmanın 400 cm’ye ulaştığı gözlemlenmiştir (Maksimum ivmenin 1000 Gal olduğu değer). Eğilme sorunu yalnızca pik ivme uç değerinde gözlemlenmiştir (1200-1400 Gal değerlerinde). Seçilen 9 deprem dalgasından yalnızca bir tanesinde (Subduction

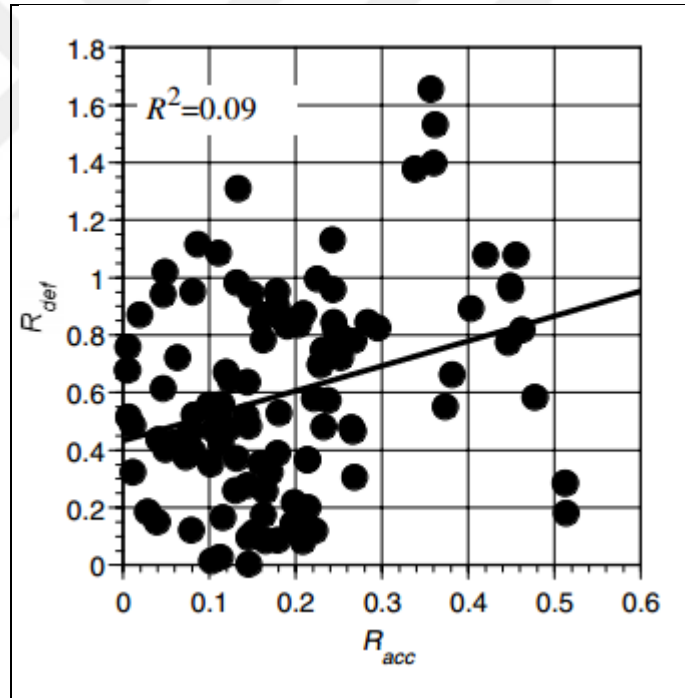
dalgası), B/H oranı çok küçük iken bir eğilme vardır. Bu durumda kalıcı deplasman da 300 cm’den büyük olmuştur [2].

Değerlendirilen tüm durumlar için maksimum deplasmanın (R_{def}) tahmin edilebilirliği söylenmiştir. R_{def} , pozitif ve negatif pik ivme genliklerinin oranlanmasıyla R_{acc} ’den elde edilmektedir (1.5).

$$R_{acc} = \frac{|acc_{maks} + acc_{min}|}{\max(|acc_{maks}|, |acc_{min}|)} \quad (1.5)$$

R_{acc} ve R_{def} arasındaki ilişki ise Şekil 1.9’da gösterilmiştir. Kayma kriteri 50 cm seçilen grafik 106 adet veriyle oluşturulmuştur. Verilerin dağılımı geniş bir alanda olmasına rağmen R_{def} değerinin artmasıyla R_{acc} değerinin de arttığı gözlemlendiğinden, ikisi arasındaki ilişki lineer regresyon kullanılarak (1.6)’da bulunmuştur [2].

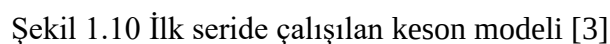
$$R_{def} = 0.87R_{acc} + 0.44 \quad (1.6)$$



Şekil 1.9 R_{acc} ve R_{def} arasındaki ilişki (Ozakı ve Nagao, [2])

Bu denklem yapılan çoklu regresyon yalnızca R_{acc} ile değil, aynı zamanda baskın frekans gibi veriler kullanılarak yürütülmüş fakat korelasyon katsayısı kayda değer bir artış göstermediğinden R_{def} değerinin bulunmasında kolaylık açısından sadece pozitif ve negatif pik ivme değerleri kullanılan R_{acc} eşitliğinden R_{def} eşitliğine geçiş yapılmıştır.

İlk seride çalışılan ağırlık tipi keson duvar sıkıştırılmış kum üzerine oturtulmuştur, geri dolgu ve hidrodinamik basınçtan dolayı duvar modellenirken yatay kuvvet 2000 Newton olarak uygulanmıştır. Bu kesonun boyutları, deplasman ölçerlerin ve ivme ölçerlerin konumları Şekil 1.10’da gösterilmiştir.

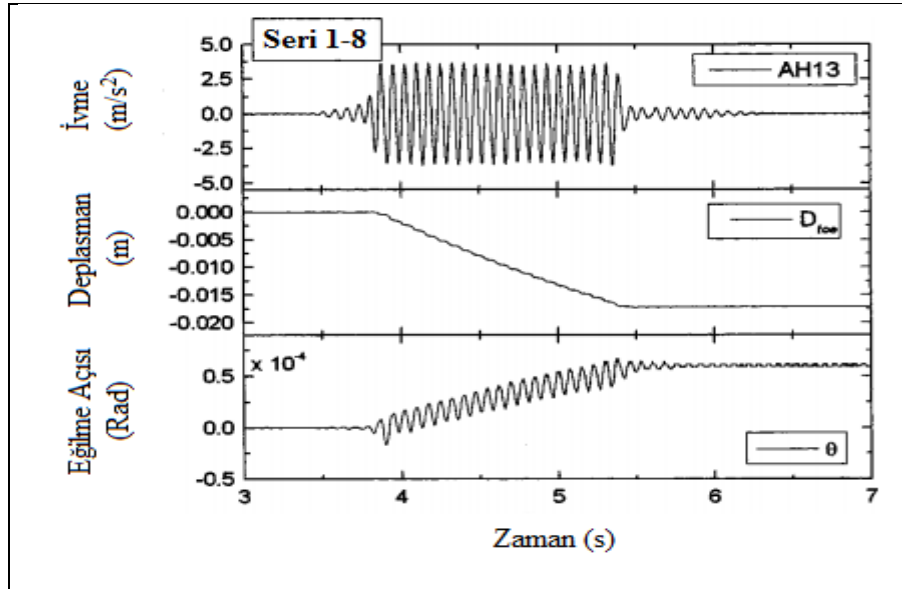


12

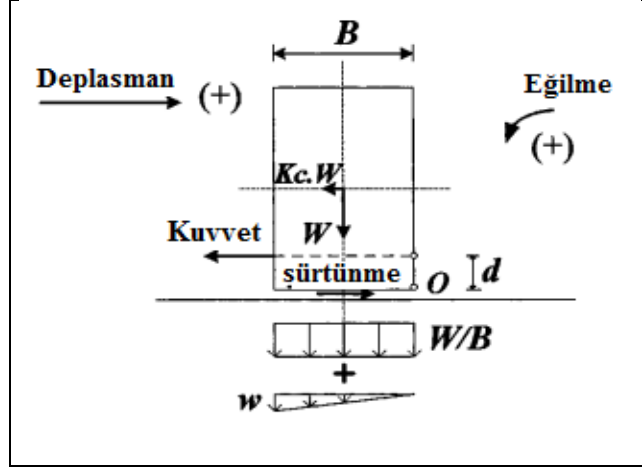
Çizelge 1.3 Sarsma tankında çalışılan ilk seriye ait değerler [3]

Deneyler	Maksimum ivme (m/s^2)	Yatay kuvvetin uygulandığı noktanın tabandan yüksekliği (m)	Yatay kuvvet (N)
1-1	1.00	0.10	2000
1-2	1.25	0.10	2000
1-3	1.50	0.10	2000
1-4	1.75	0.10	2000
1-5	2.00	0.10	2000
1-6	2.25	0.10	2000
1-7	2.50	0.10	2000
1-8	2.75	0.10	2000
2-1	1.50	0.25	2000
2-2	1.75	0.25	2000
2-3	2.00	0.25	2000
2-4	2.25	0.25	2000
2-5	2.50	0.25	2000
2-6	2.75	0.25	2000
2-7	3.00	0.25	2000

Göreceli olarak ideal şartlarda çalışılmıştır. 13 Hz sabit frekans ve düzenli dalga girdi olarak seçilmiştir. Deney sonuçlarına göre keson duvarda eğilme açısı çok küçük olduğu için (Şekil 1.11) kayma üzerinde yalnızca yatay hareketin etkin olduğu kabul edilmiştir. Deplasmanların ve eğilmelerin yönleri Şekil 1.12’de gösterilmiştir.

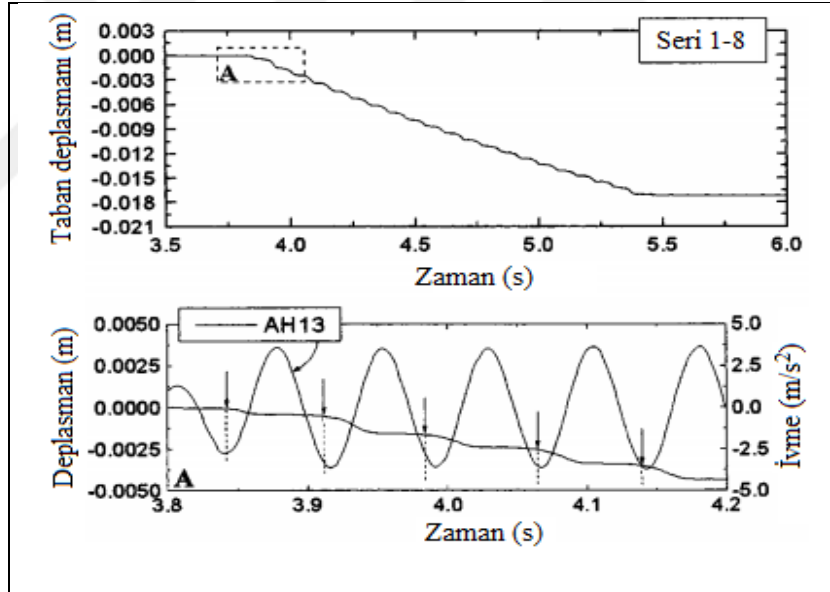


Şekil 1.11 Sarsma tankında çalışılan ilk serinin tipik sonuçları: girdi ivmesi, taban deplasmanı, eğilme açısı ve zaman tarihçesi [3]



Şekil 1.12 İlk seri için kesona etkiyen kuvvetlerin serbest cisim diyagramı [3]

Şekil 1.13'den (deney 1-8) görüldüğü gibi yüklemenin her bir çevrimi için kaymanın başladığı an açıkça ayırt edilebilmektedir. Bu yüzden eşik ivme bu grafikten belirlenmiştir. Diğer deneylerde de eşik ivme (statik yenilme ivmesi) bu şekilde bulunmuştur.

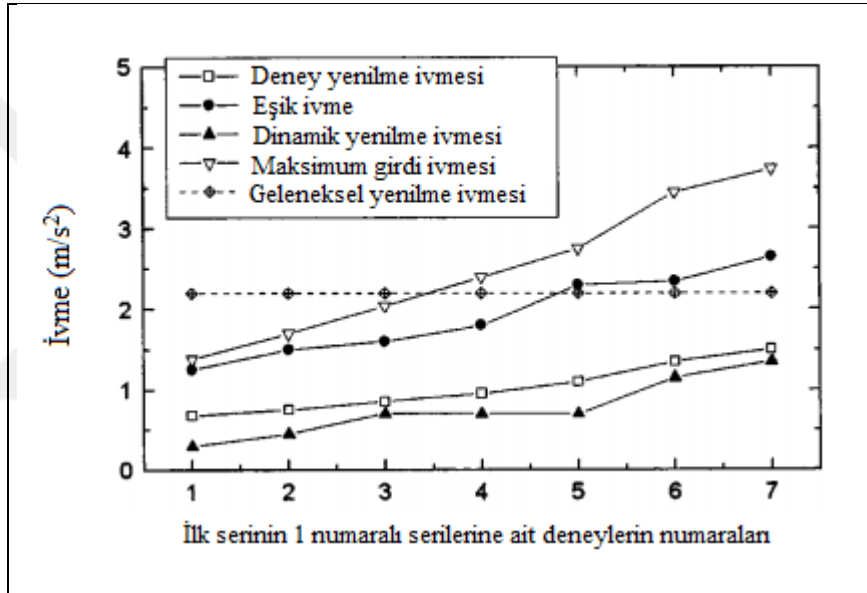


Şekil 1.13 Yüklemenin her çevrimi için kaymanın başladığı an ve eşik ivmeyle kesiştiği noktalar [3]

Deneylerden belirlenen yenilme ivmesi eşik ivmenin yaklaşık %50'si kadar iken maksimum ivmenin yaklaşık %40'ı kadardır. Bu sonuçlara göre kayma başlangıcındaki yenilme ivmesi ile kaymanın devam ettiği süreçteki yenilme ivmesi aynı değere sahip değildir ve yenilme ivmesi kayma başladıktan sonra hızla azalmaktadır. Böylece 2 seviyeli yenilme ivmesi analitik prosedür olarak bulunmuştur. İlk seviye kaymanın başladığı anda oluşan ve eşik ivmeye eşit olan statik yenilme ivmesidir. Kayma devam

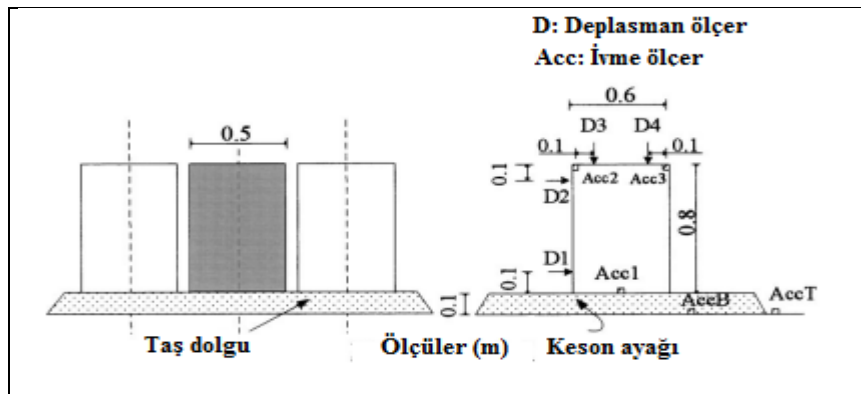
ederken ise yenilme ivmesinde bir düşüş olduğu kabul edilmiştir ve böylece ikinci yenilme ivmesi olarak dinamik yenilme ivmesi dikkate alınmıştır. Statik yenilme ivmesi veya diğer adıyla ona eşit olan eşik ivme deneylerden belirlenmiştir. Statik yenilme ivmesinden küçük olan dinamik yenilme ivmesi ise deneme yanılma yoluyla bulunmuştur. Bu deneme yanılma prosedürü analiz sonuçları deney sonuçlarına yakın değerler çıkana kadar devam ettirilmiştir.

İvmelerin karşılaştırılması Şekil 1.14’de görülmektedir. Dinamik yenilme ivmesi statik yenilme ivmesinden (eşik ivme) küçük olduğu gibi (yüzde 25-50 kadar) deneyden elde edilen yenilme ivmesinden de küçüktür. Şekil 1.14 kayan blok yönteminin iki seviyeli yenilme ivmesine göre uyarlanması gerektiğinin ispatıdır.



Şekil 1.14 Sarsma tankındaki yedi deney için yenilme ivmelerinin ve eşik ivmelerinin karşılaştırılması [3]

İkinci seri olarak çalışılan kompozit keson dalgakıranların boyutları, deplasman ölçerlerin ve ivme ölçerlerin konumları Şekil 1.15’de gösterilmiştir.



Şekil 1.15 İkinci seride çalışılan keson modeli [3]

Bu deneylerde gerçekçi olması açısından Hachinohe ve Ofunato limanları deprem kayıtlarından alınan veriler girdi hareketi olarak kullanılmıştır. Tabana taş dolgu yerleştirilmiştir ve farklı su seviyeleriyle deneyler yapılmıştır. (Şekil 1.15 ve Çizelge 1.4)

Çizelge 1.4 Kritik deprem katsayısı (K_c) ve yenilme ivmeleri (A_y) (Sarsma tankı deneylerinin ikinci serisi) [3]

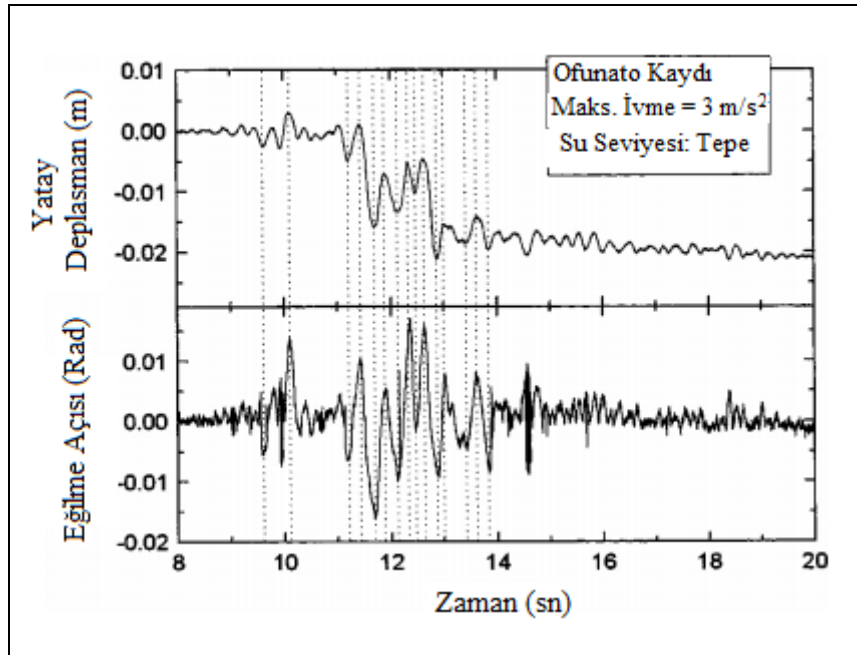
Su Seviyeleri	1 ^a	2 ^b	3 ^c	4 ^d
K_c	0.6	0.6	0.37	0.13
A_y (m/s ²)	5.88	5.88	3.63	1.28

Bu seviyeler aşağıda belirtilmiştir;

- Su seviyesi dolgu seviyesinin altında (kuru test)
- Su seviyesi taş dolgu seviyesinde (taş dolgu suya doymun)
- Su seviyesi kesonun yarı seviyesine kadar
- Su seviyesi kesonun tepe noktasında

Şekil 1.16'ya bakıldığında maksimum yatay deplasmanın ve maksimum eğilmenin hemen hemen aynı anda meydana geldiği görülmektedir. Bu nedenle açılal rezonans dikkate alınmıştır. Kullanılan girdinin frekansı keson duvarın açılal frekansına ulaştığında salınım başlamaktadır ve sonuç olarak yatay deplasman tetiklenmektedir.

Yapılan testlerin sonuçlarına göre kayma ve açılal rezonans aynı anda meydana gelmiştir ve bu durumda açılal frekansın kayma frekansına oranı 1 değerini almıştır.

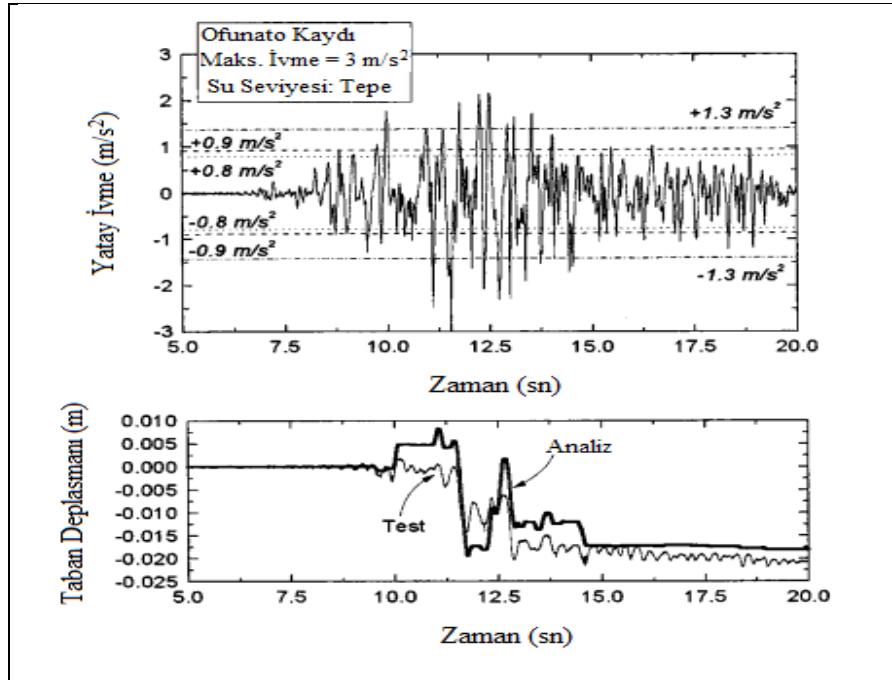


Şekil 1.16 Yatay deplasman ve eğilme açısının karşılaştırılması [3]

Araştırmacılar sarsma tankının frekansı açısıl rezonans frekansına ulaştığında ve ivme belirli bir limiti aştığında yatay deformasyonun başladığını belirtmişlerdir. Bu limit yani yenilme ivmesi geleneksel kayma metoduyla bulunan yenilme ivmesinden farklıdır. Bu nedenle geleneksel yenilme ivmesi için bir düzeltme faktörü ($\alpha < 1$) kabulü gerekli görünmektedir ve bu da statik yenilme ivmesi olarak ifade edilen yeni bir eşik ivmesi anlamına gelmektedir.

Ayrıca ilk serideki deney sonuçları tek seviyeli yenilme ivmesinin uygun bir varsayım olmadığını göstermiştir. Dinamik yenilme ivmesinin statik yenilme ivmesinden küçük olması gerekmektedir ve düzeltme faktörüyle ($\beta < 1$) hesaba katılması gerektiği belirtilmiştir. Bu basitleştirmeye göre ivme, statik yenilme ivmesine eşit olana kadar kayma başlamayacaktır ve kayma başlangıcının hemen ardından limit değer düşerek dinamik yenilme ivmesine dönüşecektir.

Şekil 1.17 düzeltilmiş kayma metoduyla sarsma tankı deneylerinin tipik bir karşılaştırmasıdır. Çizelge 1.4'den görüldüğü üzere suyun keson seviyesinde olması durumunda geleneksel yenilme ivmesi 1.28 m/s^2 civarındadır, statik yenilme ivmesinin 0.90 m/s^2 , dinamik yenilme ivmesinin 0.80 m/s^2 olduğu bu seviyede α düzeltme faktörü 0.7 değerini, β düzeltme faktörü 0.9 değerini almaktadır ($1.28 \times 0.7 \cong 0.90$, $0.90 \times 0.9 \cong 0.80$).

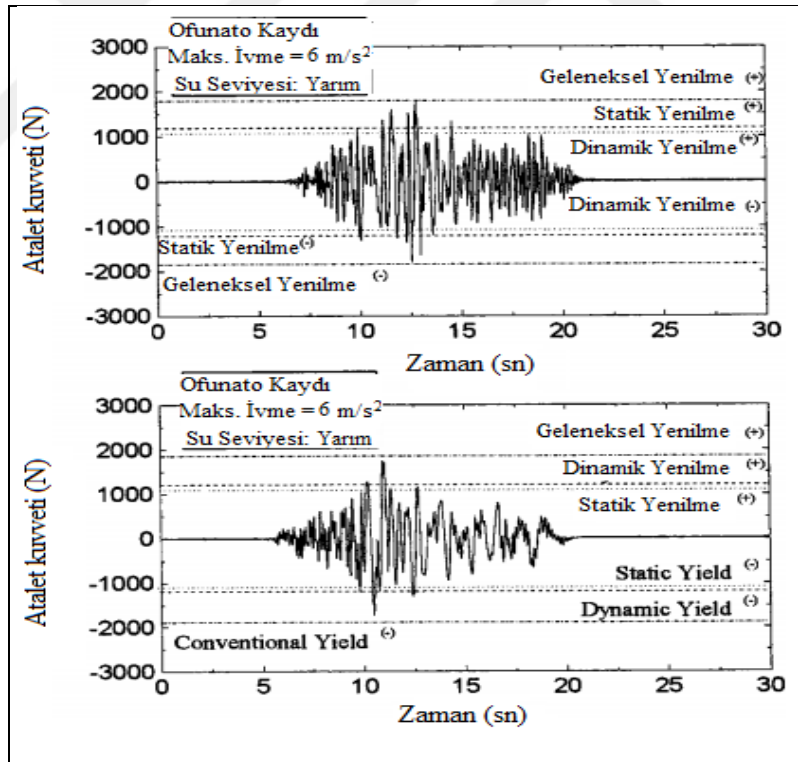


Şekil 1.17 Kayan blok yönteminin değiştirilmesiyle elde edilen değerlerin deney sonuçlarıyla karşılaştırılması [3]

Analiz çıktıları tam olarak deney sonuçlarıyla örtüşmemesine rağmen analizler bir dereceye kadar deney sonuçlarını yani bir dereceye kadar kalıcı kayma deplasmanını verebilmektedir. Analiz ve deney sonuçları arasındaki bu farklılık bu çalışmada sabit değer olarak alınan dinamik yenilme ivmesinin sarsıntı sırasındaki değişiminden dolayı olabilir. Ayrıca keson tabanıyla ve taş dolgu arasındaki sürtünme ölçülmelidir ve zamanın fonksiyonu olarak tanımlanmalıdır [3].

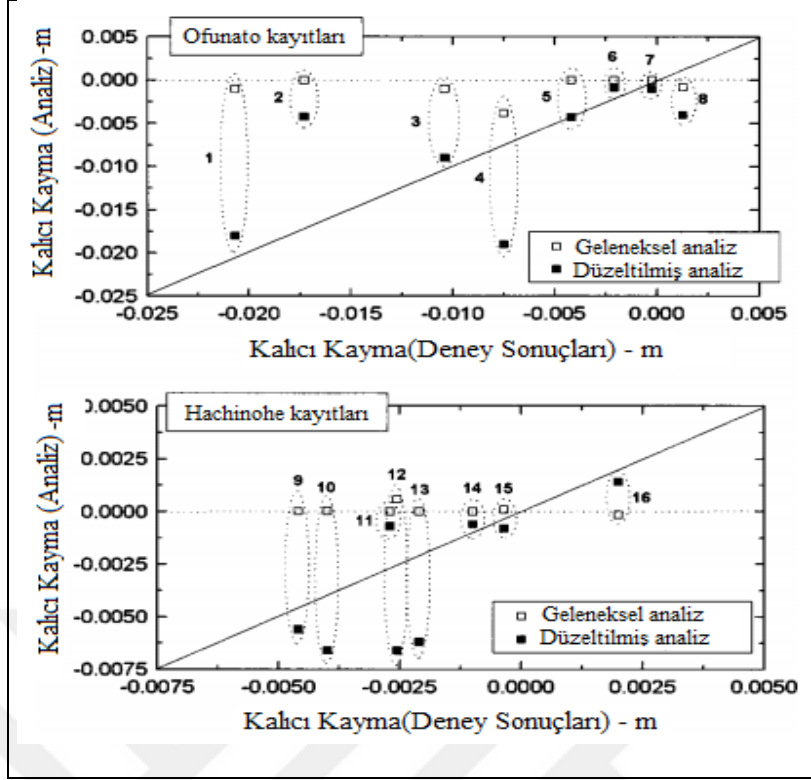
Analizler tüm deney durumları için ve farklı düzeltme faktörleri için tekrar edilmiştir ve bu değerler için aralık belirlenmeye çalışılmıştır. Analizler sonucu düzeltme faktörleri $\alpha=0.7$, $\beta=0.9$ olarak bulunmuştur.

Şekil 1.18 kesonun ağırlığıyla (400 kg) ivmenin çarpımı olan uyarılmış atalet kuvvetini göstermektedir. Bu şekilden görüldüğü gibi geleneksel yöntemle hesaplanan kalıcı deplasman değeri sıfır olarak bulunurken deney sonuçlarından Hachinohe deprem kaydı için 0.015 m, Ofunato deprem kaydı için 0.008 m kalıcı deplasman değerleri elde edilmiştir.



Şekil 1.18 Ofunato ve Hachinohe kayıtlarının neden olduğu atalet kuvvetleri [3]

Şekil 1.19 geleneksel yöntemle, düzeltilmiş yöntemin deney sonuçlarıyla kıyaslanmasıdır. Sonuçlar kalıcı deplasman değeri için düzeltilmiş yöntemin daha yakın sonuçlar verdiğini göstermiştir.



Şekil 1.19 Geleneksel analiz ile düzeltilmiş analizin karşılaştırılması ve deney sonuçları [3]

Düzeltilmiş metot, sonuçların doğruluğunu yüzde yetmiş oranında arttırmıştır. Gelecek araştırmalar için dinamik yenilme ivmesinin zamana bağlı değiştiği kabulü yapılarak, iki seviyeli yenilme ivmesinin geliştirilmesi gerekmektedir [3].

Sonuç olarak araştırmacılar;

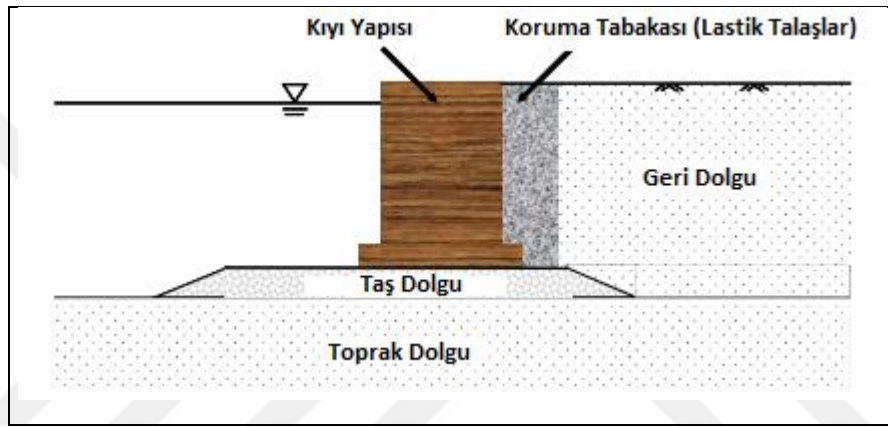
- Maksimum girdi ivmesi arttırıldığında eşik ivmenin buna göre artış gösterdiğini, bununla birlikte eşik ivme-maksimum ivme oranının yedi durum için çok yakın değerler çıktığını gözlemlemişlerdir. (İlk sekiz deneyden yedisi için eşik ivmenin pik ivmeye oranı 0.7-0.9 aralığında bulunmuştur.)
- Kayma sırasında, yenilme ivmesinin sabit bir değere sahip olmadığını ve yenilme ivmesinin kayma başladıktan sonra azalmaya başladığını belirtmişlerdir.
- Statik yenilme ivmesini bulabilmek için ($\alpha < 1$) doğrulama faktörünün geleneksel yenilme ivmesi ile çarpılarak doğrulanması gerektiğini ve elde edilen statik yenilme ivmesinin ($\beta < 1$) değeri ile çarpılarak dinamik yenilme ivmesinin elde edileceğini belirtmişlerdir.

[4]'de yapılan çalışmada ağırlık tipi keson ile geri dolgu arasına koruma tabakası (tampon) olarak lastik talaşları yerleştirilmiştir ve sarsma tankında deneyler yapılmıştır.

Lastik talaşlarının sünek olması ve enerji emme kapasitesi göz önüne alınarak yapıya gelen deprem yükünü ve kalıcı deplasmanı azaltması amaçlanmıştır.

Deneylerde kullanılan 3 farklı deprem yüklemesinin ikisi gerçek deprem kaydından alınmıştır, diğeri ise yapay deprem kaydı olarak hazırlanmıştır. Sonuç olarak; önerilen teknik keson kıyı duvarındaki sismik yükün azalmasını sağlamıştır ve kalıcı deplasmanda anlamlı bir azalma meydana gelmiştir.

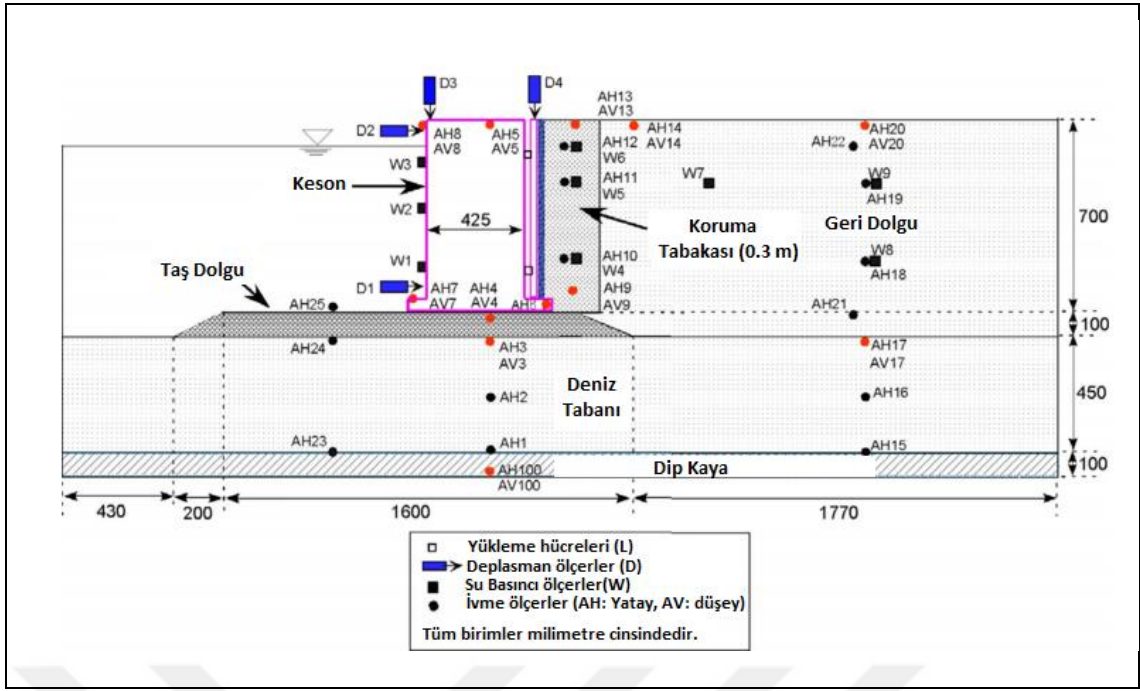
Bu talaşlarla oluşturulan koruma tabakası Şekil 1.20'de gösterilmiştir.



Şekil 1.20 Kesonla geri dolgu arasına sıkıştırılan lastik talaşları [4]

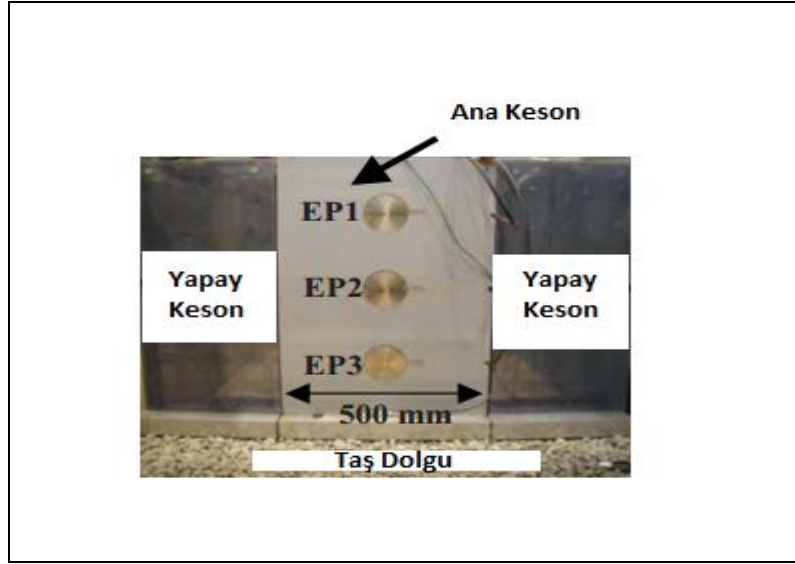
Depremle açığa çıkan enerjiyi emerek yapıya stabilite kazandırmak, bu koruma tabakasıyla alınan bir önlemdir. Kısacası bu teknikle rijit ve rijit olmayan yapıların maliyetini uygun seviyelere çekmek için alternatif bir tasarım önerilmektedir. Bunun içinde lastik talaşlarından oluşturulan koruma tabakası ile desteklenen kesonun, sismik performansı deneylerle test edilmiştir [4].

Deneylerin yapıldığı üç boyutlu sarsma tankının çapı 5.65 metre, genişliği 15 metre ve derinliği 2 metredir. Prototip 1/10 ölçeğinde modellenmiştir, Şekil 1.21'de bu modelle beraber çeşitli ölçüm aletlerinin konumu da gösterilmiştir (İvme ölçerler, deplasman ölçerler, su basıncı ölçerler, toprak basıncı ölçerler).



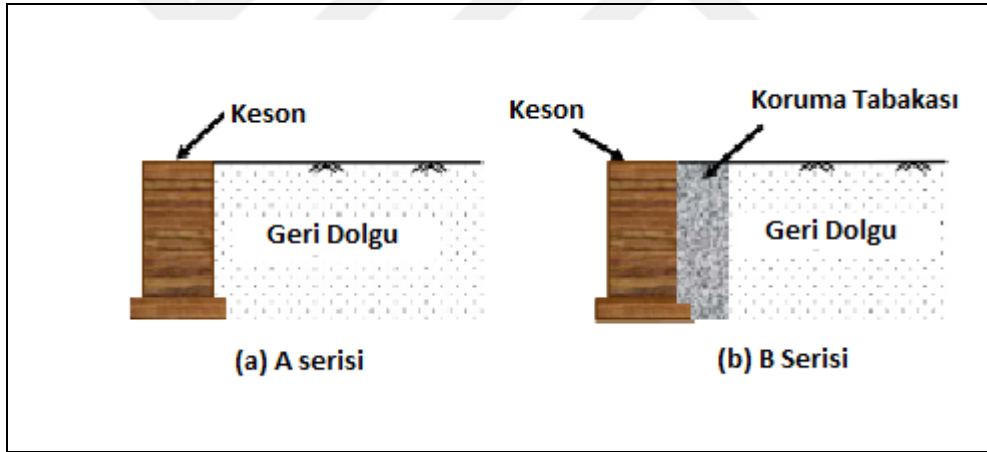
Şekil 1.21 Modelin en kesiti [4]

Model keson Şekil 1.22’de görüldüğü gibi üç parçadan oluşmaktadır. Ana keson 50 cm, diğer iki keson 35 cm genişliğindedir. Model kesonun iç kısmı kuru kumla doldurulmuştur ve ağırlık merkezinden batırılarak stabil konuma getirilmiştir. Kesonun dış kısmına 3 adet toprak basıncı ölçer (EP1,EP2,EP3) yerleştirilmiştir (Şekil 1.22). Hazırlanan sistemin dip kayası 0.1 metre yüksekliğe, deniz tabanı 0.45 metre (rölatif yoğunluğu %78.59) yüksekliğe, geri dolgu 0.8 metre yüksekliğe sahiptir. Kesonun altına taş dolgu yerleştirilmiştir. Dip kaya çimento püskürtülerek 10/3 ağırlık oranıyla dökülmüştür. Taş dolgu 13-20 mm arası çakıldan oluşturulmuştur. Geri dolgu ve deniz tabanı 5 numaralı kumla hazırlanmıştır. Geri dolgu serbest döküm tekniğiyle serilmiştir ve vibrasyonla sıkıştırılmıştır. Sistem hazırlandıktan sonra (temel ve geri dolgu serildikten sonra, aletler kurulduktan sonra) geri dolguyu suya doyurmak için tank 1.3 metre yüksekliğe kadar suyla doldurulmuştur. Bu şartlarda iki gün korunan sistemde geri dolgu doymuş seviyeye ulaştırılmıştır [4].



Şekil 1.22 Model kesonda toprak basıncı hücreleri [4]

Deneyler A ve B serisi olmak üzere iki seri halinde gerçekleştirilmiştir. A serisinde kesonun geri kısmında yalnızca kumlu dolgu bulunmaktadır. B serisinde ise geri dolgu ile keson arasında lastik talaşlarından oluşan 0.3 m kalınlığında koruma tabakası bulunmaktadır (Şekil 1.23).

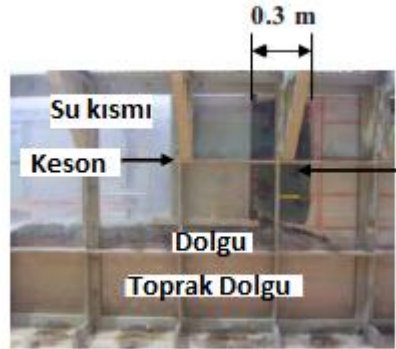


Şekil 1.23 Deney Serileri [4]

Lastik talaşlarının ortalama boyutu 20 mm'dir. Bu talaşlardan oluşturulan koruma kısmının genişliği ise keson yüksekliğinin yaklaşık olarak 0.4 katı seçilmiştir. Pratikte bu kısmın genişliği belirli faktörlere bağlıdır. Yapının rijitliği ve yüksekliği, koruma için kullanılan malzemenin sıkışabilirliği ve sertliği, dolgu toprağın sertliği bu faktörler arasındadır [4].

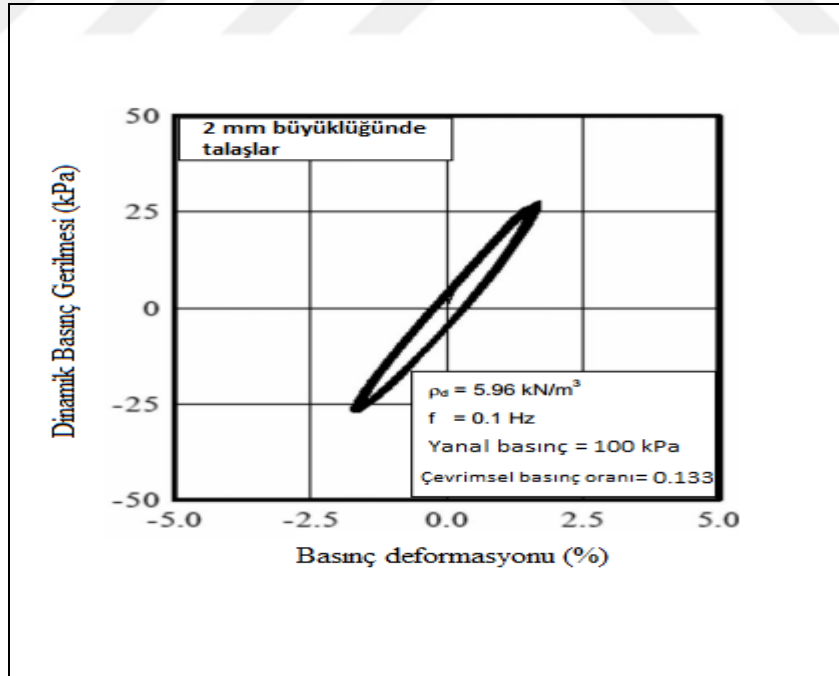
Koruma tabakası, lastik talaşlarının jeotekstil malzemeye sarılmasıyla hazırlanmıştır. Jeotekstil malzemenin lastik talaşlarını bir paket gibi sarmasıyla, bu talaşların geri dolguyla karışması engellenmektedir. Böylece talaşların permeabilite ve sıkışabilme

özellikleri etkilenmemektedir. Lastik talaşlarının ortalama kuru yoğunluğu 0.675 t/m^3 'dür. Koruma tabakasının (tampon) konumu Şekil 1.24'de gösterilmiştir.



Şekil 1.24 Keson arkasındaki lastik talaşlı koruma tabakası [4]

Şekil 1.25 ise 2 mm ortalama tane çapına sahip lastik talaşların dinamik basınç gerilmesi-deformasyon ilişkisini göstermektedir. Tekrarlanan yüklemelerden sonra bile lastik talaşlarının sertliğinin değişmediği Şekil 1.25'de görülmektedir. Bu da deprem yüklemesinden sonra bile koruyucu (tampon) kısmın performansının değişmediği anlamına gelmektedir.



Şekil 1.25 Lastik talaşların dinamik basınç gerilmesi-deformasyon ilişkisi [4]

Geri dolgunun hesaplanan rölatif yoğunluğu A serisi için % 45.94, B serisi için % 49.92 olarak bulunmuştur. Bunun anlamı geri dolgunun sıvılaştırılabilir özellikte olmasıdır. Sıvılaşma toprak basıncını arttıracaktır fakat bu etkiye karşı lastik talaşlarının yapısı

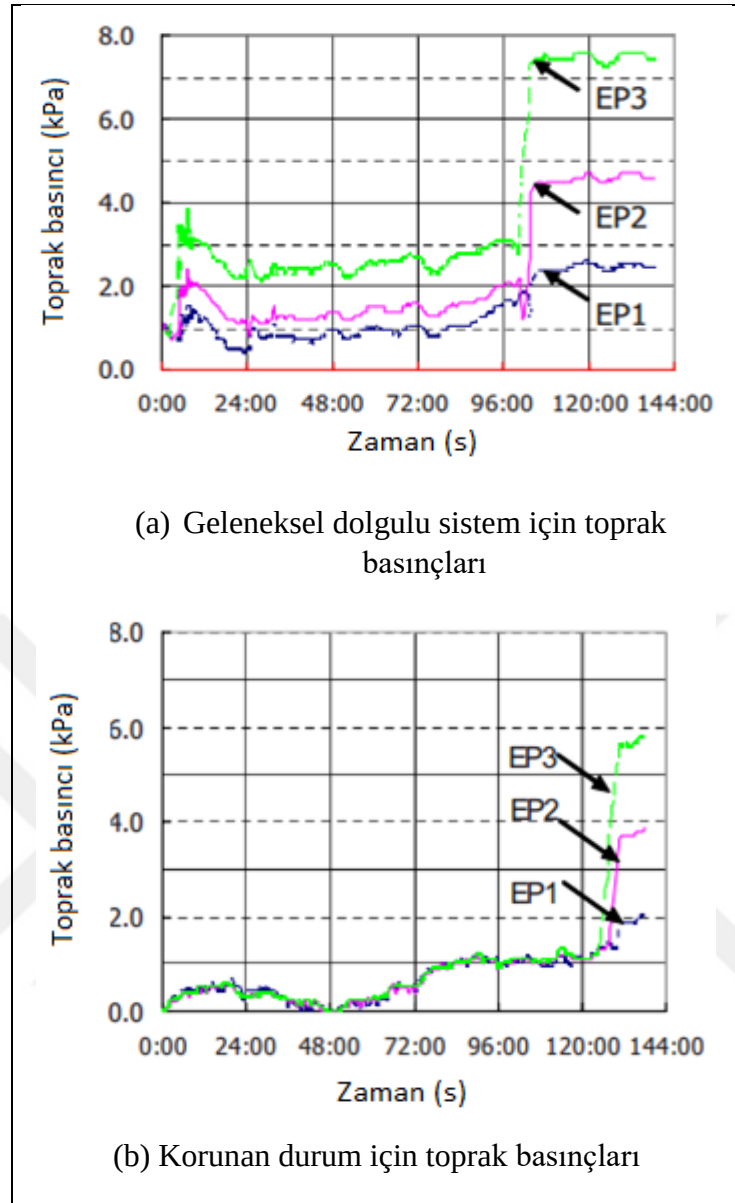
koruması beklenmektedir. Geri dolgunun sıvılaşabilir olması deneylerin amacına hizmet etmesi içindir. Deniz tabanının rölatif yoğunluğu ise %78.59'dur, yani sıvılaşmayan temeldir.

Bu çalışmada modelin prototipe ölçek oranı 1/10'dur. 1g yerçekimi alanında simüle edilen çeşitli parametrelere göre deney modeli uyarlanmıştır ve Çizelge 1.5'de bu değerler görülmektedir. Lastik talaşlarının boyutları için bir ölçeklendirmeye ulaşmak zor olduğundan, prototip için talaş boyutlarının kabaca 20 cm civarında olduğu tahmin edilmektedir.

Çizelge 1.5 1g modeli [4]

Ögeler	Prototip/model	Ölçek faktörü
Uzunluk	λ	10
Zaman	$\lambda^{0.75}$	5.62
Yoğunluk	1	1
Basınç	λ	10
Su Basıncı	λ	10
Deplasman	$\lambda^{1.5}$	31.62
İvme	λ	1

EP1, EP2, EP3 konumlarında ölçülen toprak basınçları A ve B serileri olarak Şekil 1.26 ve Şekil 1.27'de gösterilmiştir. Bu şekilden karşılaştırma yapıldığında lastik talaşlarının statik toprak basıncını azalttığı görülmektedir.



Şekil 1.26 Toprak basınçları [4]

Tampon tabakanın koruyucu görevini yapamadan statik basınç altında sıkışarak malzemenin ortaya çıkacağı düşünülebilir, fakat yeterli bir kalınlık sağlandığında malzeme açığa çıkmamaktadır. İstenmeyen oturmaları engellemek için ise talaşların jeotekstil malzemeyle bir çanta gibi sarılması gerekmektedir. Yapılan deneylerde dolgu-yapı sistemi farklı büyüklüklerdeki depremlerle test edilmiştir. Girdiler 3 adet olmak üzere şu şekildedir [4]:

1. Port Island dalgası (PI)

1995 Hyogo-Ken Nanbu depremi (7.2) : Japonyada Port Island'da kayıtlanmıştır ve kuzey güney yönlerinde güçlü ivmeye sahiptir. Bu depremin meydana getirdiği dalgalar, 1995 yılında keson tipi rıhtım duvarlara ağır hasar vermiştir.

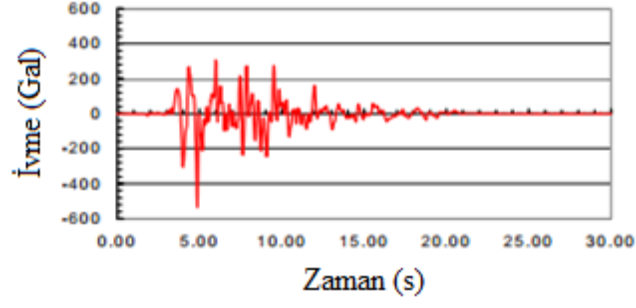
2. Hachinohe dalgası (HN)

1968 Tokachi-Oki depremi (7.9) : Japonya da Hachinohe limanında kayıtlanmıştır ve kuzey güney yönlü deprem hareketidir. Bu deprem dalgası Japon havalimanı ve liman yapıları standartlarında bulunan bir deprem hareketi olduğu için deneylerde kullanılmıştır.

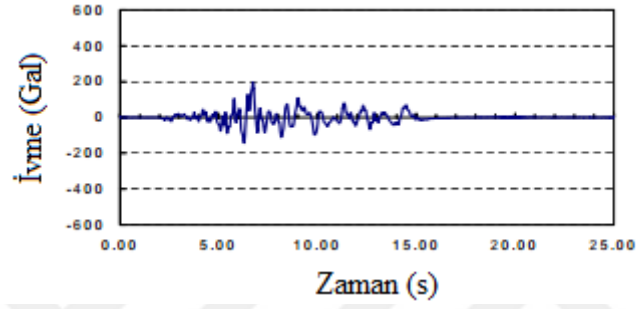
3. Obta Ward dalgası (L2)

1923 Kanto depremi-Tokyo (7.9) : Güney kanto bölgesinde merkez üssü Obta Ward olarak tahmin edilen depremdir. Yapay olarak kayıtlanmıştır ve bu kayıt kullanılmıştır. Performansa dayalı tasarımda 1.seviye ve 2.seviye olmak üzere 2 adet deprem seviyesi mevcuttur. (JSCE 2001; PIANC 2001). Bu deprem 2.seviye (L2) yıkıcı bir deprem olduğu için deneylerde kullanılmıştır ve süresi uzundur.

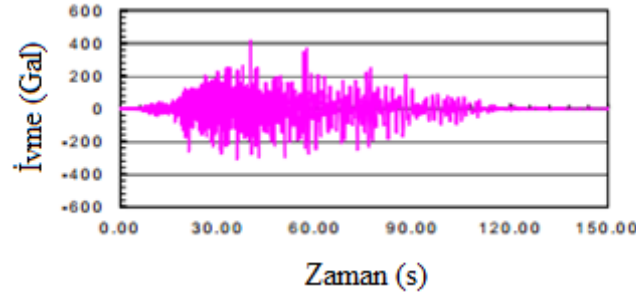
Bu girdilerin ivme kayıtları Şekil 1.27'de gösterilmiştir. Bu 3 dalga kaydının Fourier spektrumunu ise Şekil 1.28'de gösterilmiştir.



a) Port Island, (Kobe,1995 Hyogo-ken Nanbu depremi, Japonya)

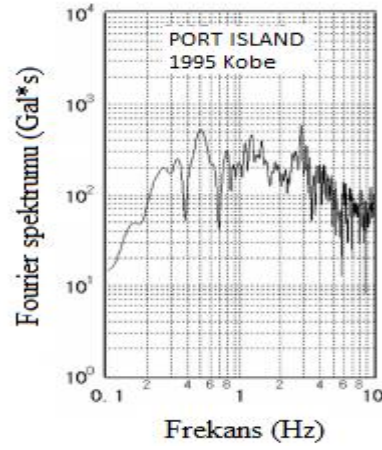


b) Hachinohe, (1968 Tokachi-Oki depremi, Japonya)

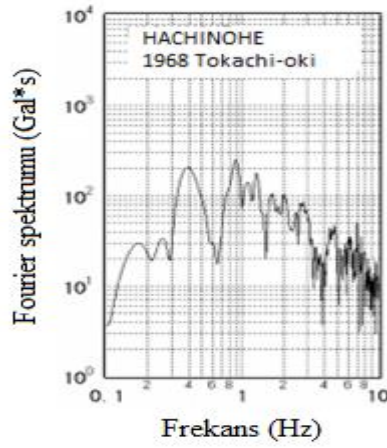


c) Ohta ku, Tokyo (Yapay Kanto depremi, Japonya)

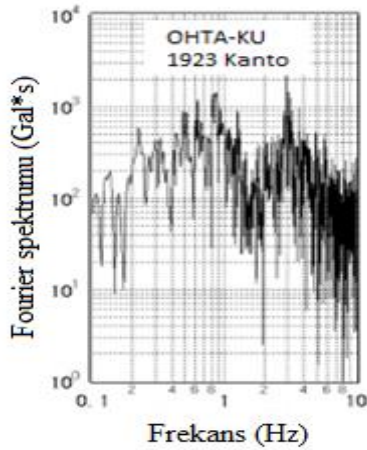
Şekil 1.27 Girdilerin ivme kayıtları [4]



a) PI kaydı, 1995 Hyogo-Ken Nanbu depremi, Japonya



b) HN Kaydı (1968 Tokachi-Oki depremi, Japonya)



c) L2 Hareketi (Yapay Kanto depremi, Japonya)

Şekil 1.28 Dalga kayıtlarını fourier spektrumları [4]

Bu üç farklı hareket farklı frekanslarla, farklı genliklerle ve farklı sürelerle karakterize edilmektedir. Kanto depremi (L2) plakalar arası deprem olarak kabul edilirken, Hyogo Ken (HN) depreminin plaka içi deprem olması önemli bir ayrıntıdır.

Kullanılan deprem kayıtlarının maksimum ivmeleri değiştirilerek çeşitli seriler çalışılmıştır. Bu değerler Çizelge 1.6’da özetlenmiştir.

Çizelge 1.6 Yükleme serileri [4]

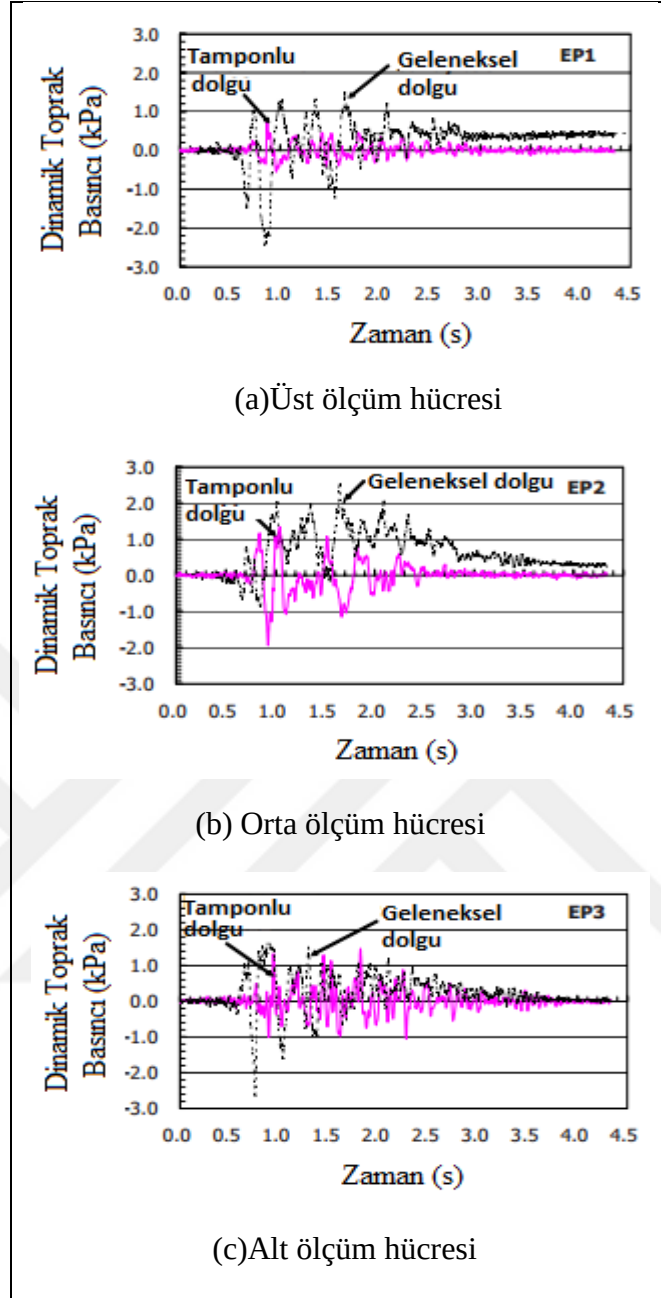
Seri Numaraları	Deprem tipleri	İvme Oranı (Maksimum İvme) (Gal)
1	HN (HN 0.5)	0.5 (100)
2	HN (HN 1.0)	1.0 (200)
3	PI (PI 0.5)	0.5 (339.39)
4	PI (PI 1.0)	1.0 (678.78)
5	OW (L2 1.0)	1.0 (486.94)
6	PI (PI 1.5)	1.5 (1,018.17)

“Bu çalışmada yalnızca 2, 4 ve 5 serileri sunulmuştur. 1g modeli kullanılarak deneyler için PI, HN ve L2 depremlerinin süreleri sırasıyla 5.33 saniye, 4.44 saniye ve 26.69 saniye olarak hesaplanmıştır.

PI tipi dalgaya maruz kalan yapıya etkileyen sismik toprak basınçları (taban kısım, orta kısım ve üst kısımlarda ölçülen) Şekil 1.29’da gösterilmiştir. Lastik talaşlarıyla korunan yapıya etkileyen toprak basıncının, korunmayan yapıya göre azaldığı bu şekilden gözlemlenmektedir. Pik zemin ivmelerinde kesonun üst kısmına etkileyen toprak basıncı %75, orta kısma etkileyen toprak basıncı %25, alt kısma etkileyen toprak basıncı ise %66 oranlarında azalmıştır, böylece kesonun sismik performansı artmıştır.

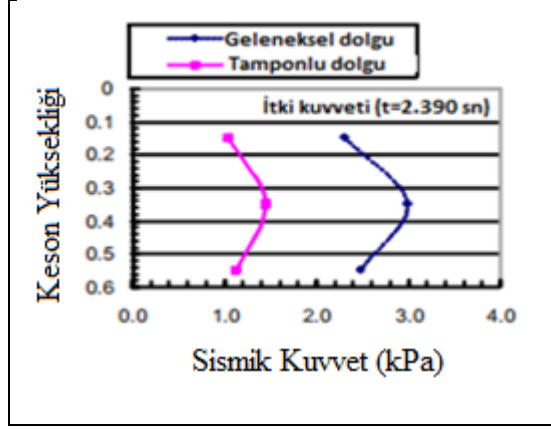
Tamponlu seride (B serisi) artan toprak basınçlarının atalet kuvvetine ters yönlü olması dikkat çeken önemli bir ayrıntıdır. Faz farkları A serisi için gözlemlenememiştir.

Tampon tabakalı durum için yükleme sonunda toprak basıncı sıfırlanmıştır. Ancak geleneksel dolgulu sistemde yükleme bittiğinde bile (3 saniyeden sonra) toprak basıncı stabil hale dönememiştir (Şekil 1.29). Geleneksel durum için kalıcı basınç oluşması aşırı boşluk suyu basıncının bir sonucudur [4].



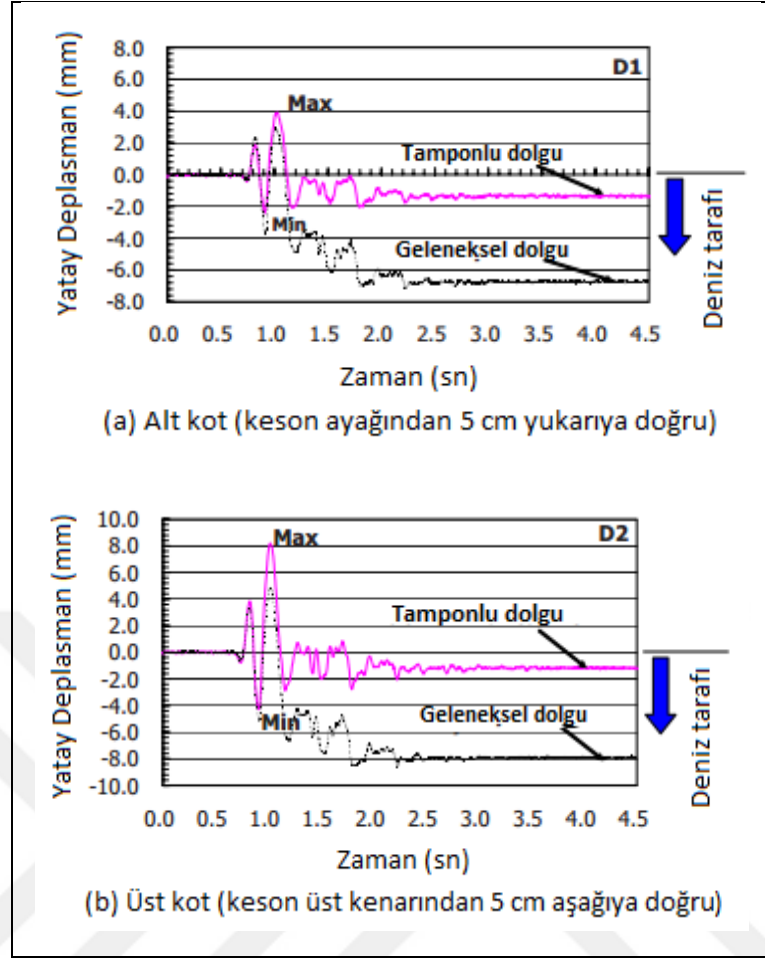
Şekil 1.29 Çeşitli konumlarda kesona etkiyen toprak basınçları [4]

Keson duvara etkiyen bileşke kuvvet (itki) belirli bir zaman ($t=2.39$ sn) için Şekil 1.30'da gösterilmiştir. Sismik itkinin azalmasıyla daha az materyal kullanarak daha küçük genişliklere sahip kesonların üretilmesi sağlanacaktır.



Şekil 1.30 Kesona etkiyen sismik kuvvet [4]

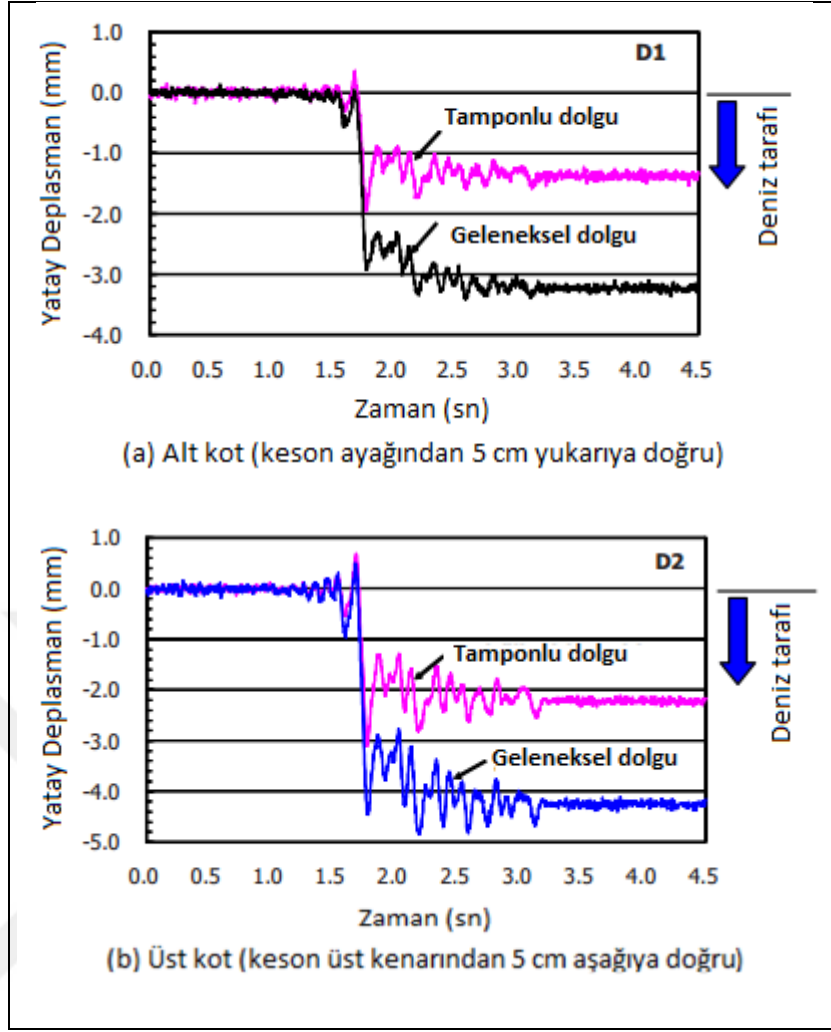
Pratikte yıkıcı depremler sonucu meydana gelen kalıcı deplasmanın liman operasyonlarını aksatmaması büyük önem taşımaktadır. Deprem nedenli toprak basınçları azalsa bile, yapılardaki deplasman tehlike oluşturabilir. Geliştirilen metodun maksimum yatay deplasmanı ve kalıcı deplasmanı minimize edip edemeyeceği 2 farklı seviyede (D1 : alt kot ,D2 : üst kot) karşılaştırılmıştır. PI deprem yüklemesi altında yatay deplasmanlar Şekil 1.31’de gösterilmiştir. Bu şekilden karşılaştırma yapıldığında geleneksel dolgulu kesonda maksimum deplasman deniz tarafına doğru olduğu halde tamponlanmış kesonda maksimum deplasman geri dolguya doğrudur. Lastik talaşlarının sıkışabilir olması toprak-yapı sistemini elastik kılmaktadır, yani keson kendi atalet kuvveti altında eski konumuna dönebilmektedir ve yükleme bittiğinde kesonun deniz tarafına doğru aşırı deplasman yapması engellenmektedir. Geleneksel dolgulu deneylerde ataletten dolayı, keson deniz tarafına doğru fazlaca deplasman yapmaktadır. Yani keson geriye doğru (dolguya doğru) hareket edemediği için kalıcı deplasman değeri büyük olmaktadır (deniz tarafına doğru) [4].



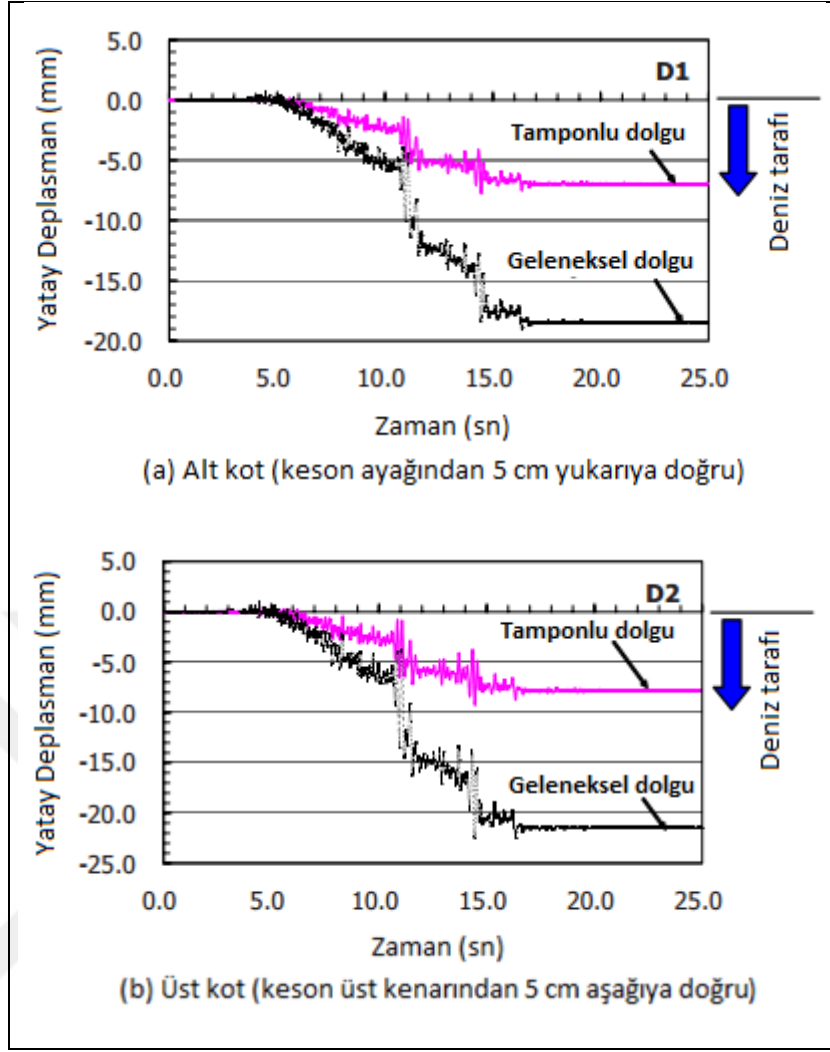
Şekil 1.31 Yatay deplasmanın tarihçesi (PI kaydı) [4]

Yine Şekil 1.31’den görüldüğü üzere tamponlanmış kesonla, geleneksel dolgulu kesonun yaptığı deplasmanlar arasındaki sayısal fark büyük olmuştur. Tamponlanmış keson üst kotta 1.39mm, alt kotta 1.17mm kalıcı deplasmana ulaşırken, geleneksel dolgulu keson ise üst kotta 7.87 mm (prototip için 24.88cm), alt kotta 6.71 mm yatayda kalıcı deplasman değerlerine ulaşmıştır.

HN ve L2 tip dalga kayıtları için kesonun üst kotunda (D1) ve alt kotunda (D2) deplasmanlar sırasıyla Şekil 1.32’de ve Şekil 1.33’de görülmektedir. Bu 3 şekil karşılaştırıldığında L2 tip deprem hareketiyle en büyük kalıcı deplasman ortaya çıkmıştır.

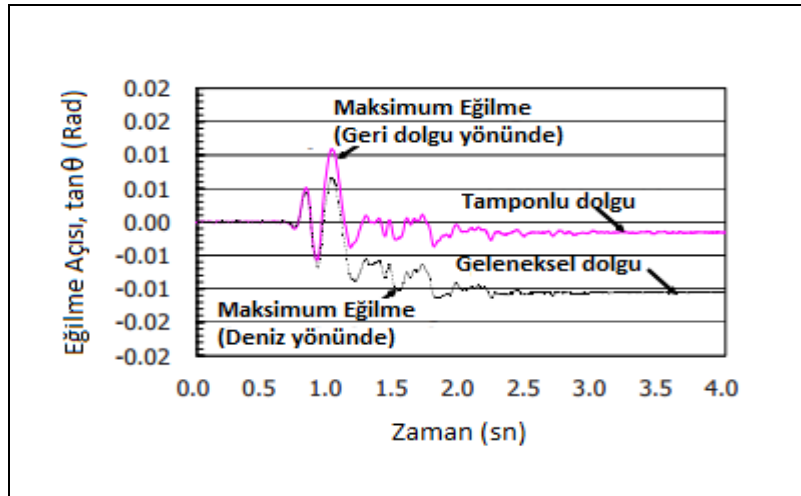


Şekil 1.32 Yatay deplasmanın tarihçesi (HN kaydı) [4]



Şekil 1.33 Yatay deplasmanın tarihçesi (L2 kaydı) [4]

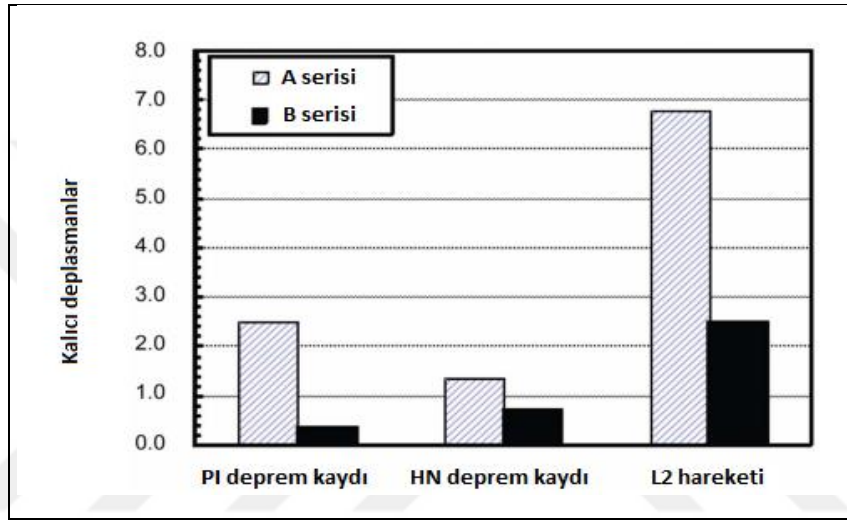
PI dalga kaydı altında kesonun eğilme tarihçesini araştırmacılar Şekil 1.34'deki gibi vermişlerdir.



Şekil 1.34 Kesonun eğilme tarihçesi (PI kaydı) [4]

Bu grafikte dikkat çeken noktalardan biri tamponlanmış kesonda maksimum eğilme değeri geri dolgu yönünde olurken, geleneksel dolgulu kesonda maksimum eğilme denize doğru olmuştur. Lastik talaşlarının elastik ve sünek olması sayesinde birkaç uyarılmadan sonra keson stabilite kazanmıştır ve ilk konumuna (açısına) geri dönmüştür. Yapının stabilite kazanmasıyla sismik performansın iyileşmesi sağlanmıştır [4].

Deneylerden elde edilen deplasman değerleri 1g modeline göre uyarlanarak prototipin yaptığı kalıcı deplasmanlar hesaplanmıştır ve PI, HN ve L2 deprem yüklemeleri altında bu kalıcı deplasmanlar Şekil 1.35’de gösterilmiştir.



Şekil 1.35 Farklı deprem koşulları altında prototipte görülen kalıcı deplasmanların kıyaslanması [4]

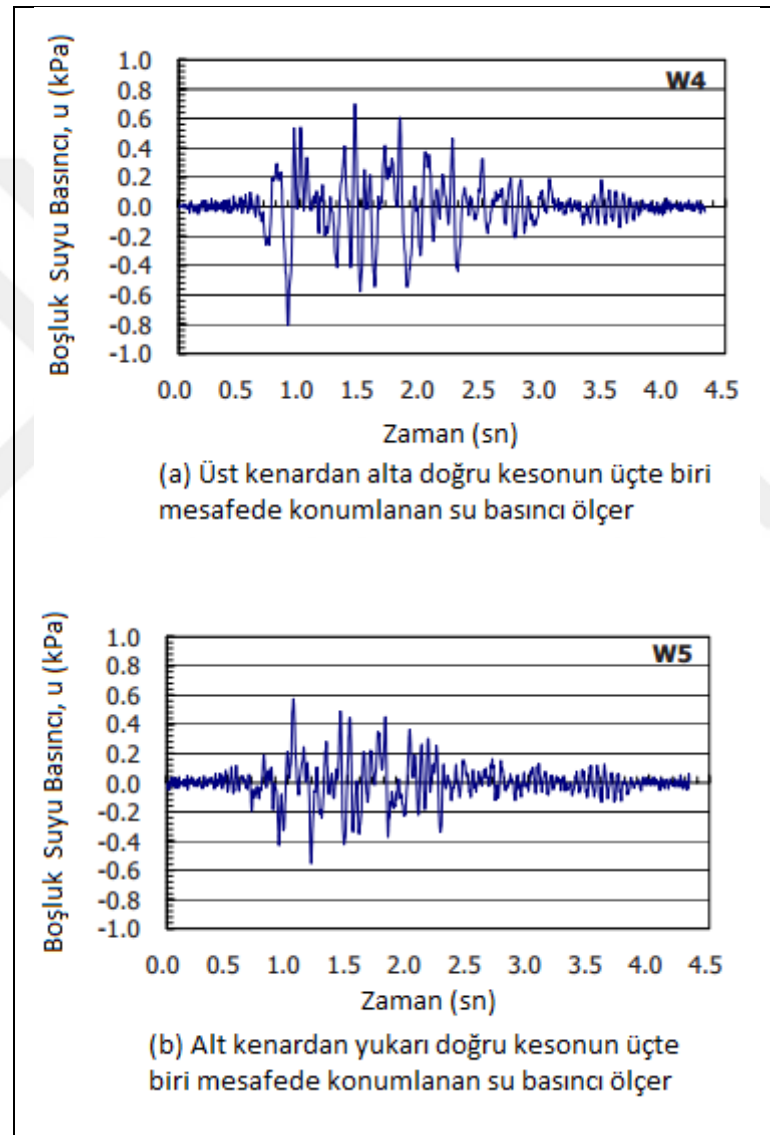
Yapının kalıcı deplasmanı lastik talaşları sayesinde kontrollü hasar seviyesinde tutulmuştur. L2 tip harekette göreceli olarak büyük kalıcı deplasmanların olması tampon tabakasının kalınlığı ile ilgilidir. Şiddetli ve uzun süreli her deprem için kullanılan koruma tabakası kalınlığı yeterli gelmeyebileceği belirtilmiştir ($0.4 \times \text{duvar yüksekliği}$). Büyük deplasman değerlerini telafi etmek için koruma tabakası kalınlığını arttırmak gerekmektedir. Kalınlaşmanın gerekli fakat yeterli bir faktör olmadığı belirtilmiştir. L2 tipi hareket geri dolgunun bazı bölümlerinde muhtemelen sıvılaşmaya neden olduğu belirtilmiştir. Önemli yapılar inşa edilecekse sıvılaşmaya karşı bazı koruyucu önlemlerin alınması gerekmektedir. Koruma kalınlığı konusunda tutarlı bir önermeye ulaşabilmek için daha çok araştırma yapılması gerektiği belirtilmiştir.

Geri dolgudaki sıvılaşmanın başlangıcı boşluksuyu basıncı adı verilen parametreyle belirlenmiştir. Bu parametre aşağıdaki gibi tanımlanmıştır:

$$r_u = \frac{u}{\sigma'_{v0}} \quad (1.7)$$

Burada u aşırı boşluk suyu basıncını, σ'_{v0} belirli derinliklerde efektif düşey gerilmeyi temsil etmektedir.

PI deprem kaydıyla yapılan deneyde W4, W5 konumlarından elde edilen boşluk suyu basıncı Şekil 1.36'da gösterilmiştir. Dinamik su basıncındaki küçük artışlar haricinde lastik talaşlarının aşırı boşluk suyu basıncını engellediği söylenmiştir.

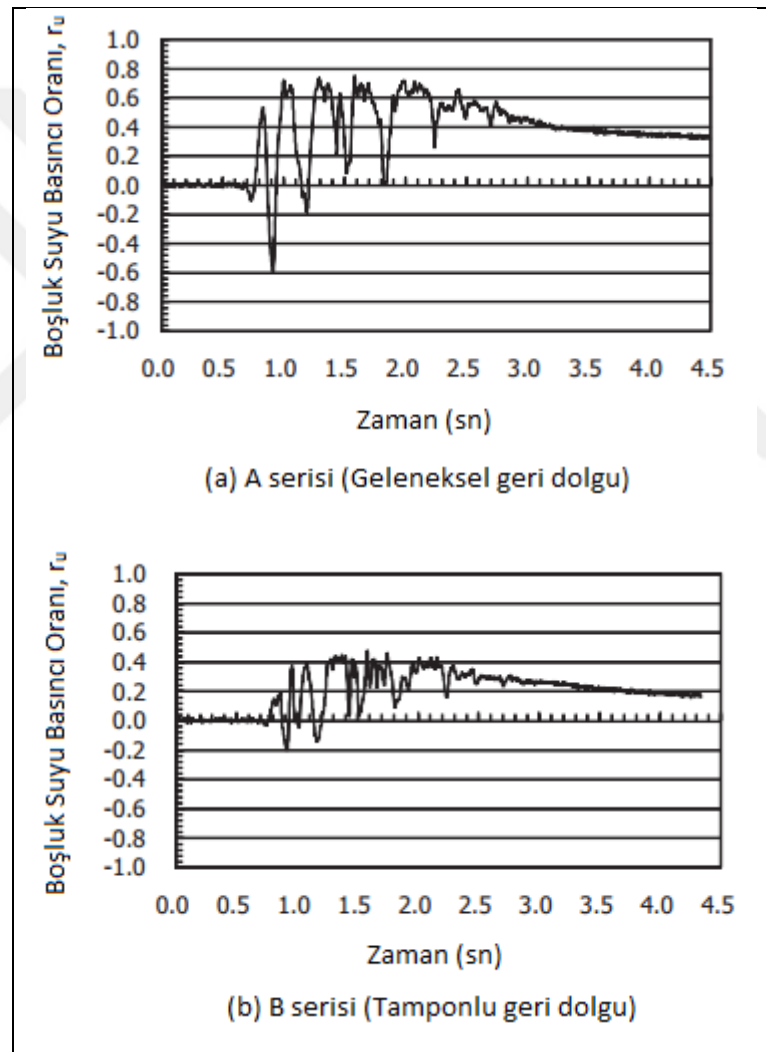


Şekil 1.36 Aşırı boşluk suyu basıncının tarihçesi (PI kaydı) [4]

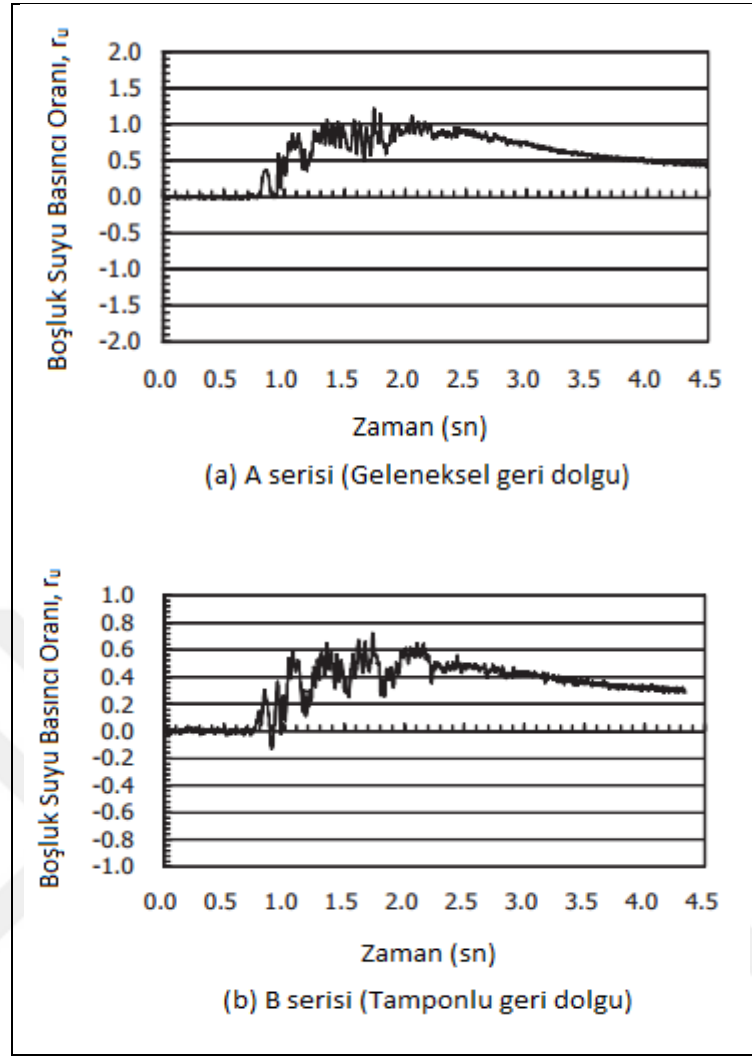
Korumalı durumla geleneksel durumun kıyaslaması ise Şekil 1.37'de W7 ölçüm hücresi için gösterilmiştir. Korumalı durum geleneksel duruma göre yaklaşık iki kat iyileşme göstermiştir. Talaşların tanecikli yapıya ve yüksek permeabiliteye sahip olması sayesinde

boşluk suyu basıncı sönümlenmiştir ve sonuç olarak keson etrafında boşluk suyu basıncının artma ihtimali düşük bir ihtimal olarak kalmıştır. Kesondan 1.25 metre uzaklıktaki (W9 konumu) boşluk suyu basıncı oranı Şekil 1.38’de korumalı ve geleneksel durum için grafik olarak verilmiştir. Bu konumda korumalı ve geleneksel durum içinde boşluk suyu basınçları kayda değer bir artış göstermiştir.

Bu grafiklerden çıkan sonuç lastik talaşlarının keson etrafında boşluk suyu basıncını azaltmaya katkı sağlamasıdır. Fakat bu talaşlardan geri dolguya doğru uzaklaştıkça boşluk suyu basıncını azaltmada talaşların yetersiz kaldığı görülmektedir. Bu konumlarda sıvılaşmanın azalması isteniyorsa tedbir alınması gerektiği söylenmiştir.

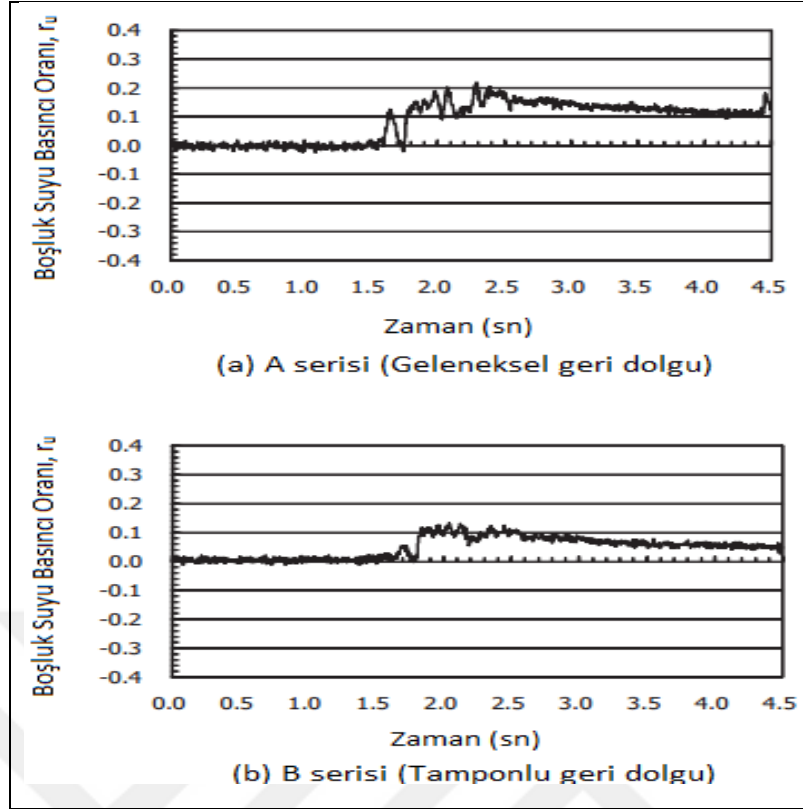


Şekil 1.37 W7 konumu için sıvılaşma potansiyeli (PI kaydı) [4]

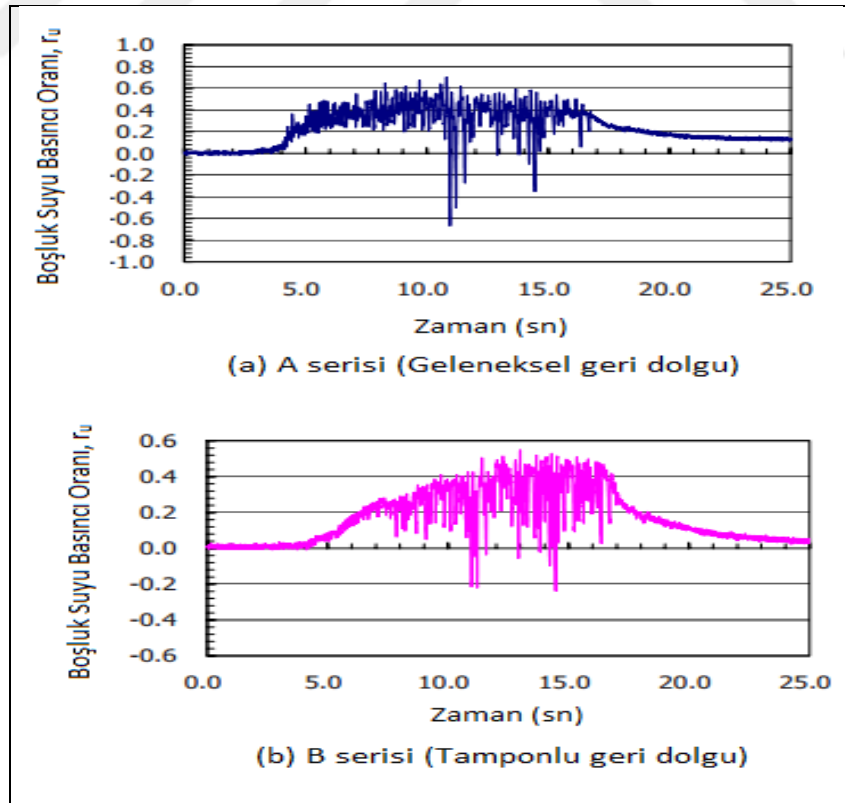


Şekil 1.38 W9 konumu için sıvılaşma potansiyeli (PI kaydı) [4]

Yine W7 konumunda HN ve L2 depremleriyle yapılan deneylerden elde edilen boşluk suyu basınçları Şekil 1.39’da ve Şekil 1.40’da gösterilmiştir. Geleneksel durum için bu konumda karşılaştırma yapılırsa, boşluk suyu basıncının maksimum değerleri HN deprem kaydı için 0.2, L2 deprem kaydı için 0.6 ve PI deprem kaydı için 0.7 olmuştur. Böylece mevcut test koşullarından HN tip dalganın sıvılaşmaya etkisinin az olduğu, PI ve L2 tipi dalgaların sıvılaşmaya daha çok etki ettiği söylenebilir. Benzer sonuçlar korumalı durum içinde gözlemlenmiştir. Korumalı kesonda bu oranlar sırasıyla HN deprem kaydı için 0.1, PI deprem kaydı için 0.4, L2 deprem kaydı için 0.5 olmuştur. Bu gözlemlerden çıkarılan sonuç, güçlü deprem kayıtlarının sıvılaşma davranışını etkilemesi olmuştur.



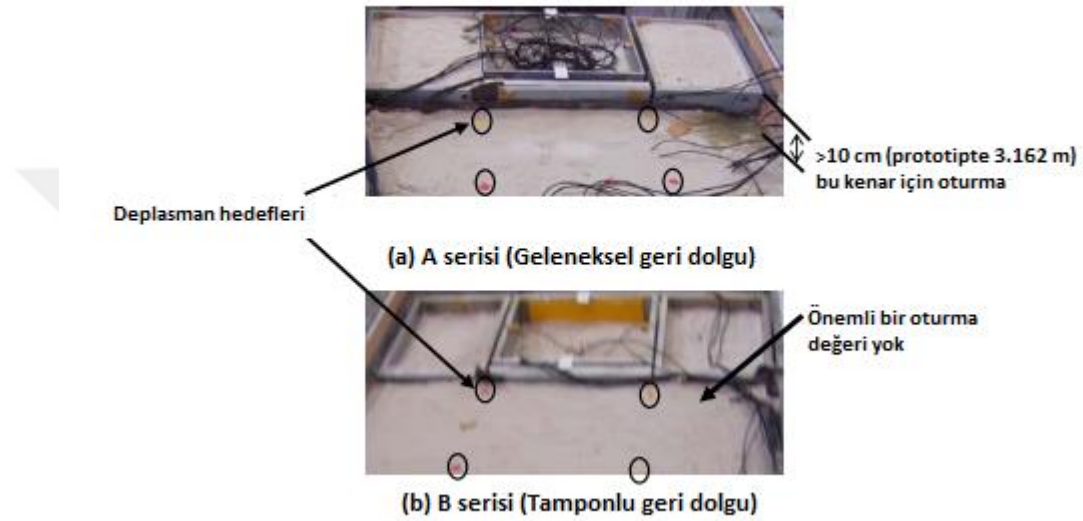
Şekil 1.39 W7 konumu için sıvılaşma potansiyeli (HN kaydı) [4]



Şekil 1.40 W7 lokasyonu için sıvılaşma potansiyeli (L2 kaydı) [4]

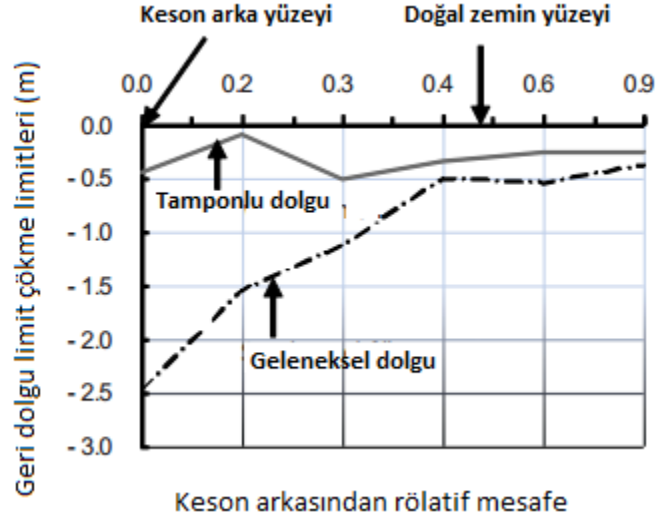
Tekrar eden yıkıcı depremlerden sonra liman operasyonlarının güvenli şekilde sürdürülebilmesi gerekmektedir. Bu nedenle tamponlu dolgunun ve geleneksel dolgunun yaptığı oturmalar ivme genliği 1.5 olan Kobe depremi (Çizelge 1.6, seri numarası 6) deneylenerek Şekil 1.41’de karşılaştırılmıştır.

Geleneksel dolgulu deneyde farklı oturmalar şiddetli olurken ($>10\text{cm}$, prototip için 3.162 metre), korunan geri dolguda kayda değer bir oturma gözlenmemiştir.



Şekil 1.41 Deney sonrası geri dolgunun yaptığı oturmalar (Çizelge 1.6, seri numarası 6) [4]

Şekil 1.41’deki oturmaların prototip için grafiğe dökülmüş hali Şekil 1.42’de verilmiştir. Korumalı teknikte geri dolgu çökmesi büyük oranda azalmıştır. Geliştirilen bu tekniğin yıkıcı depremlerden sonra bile güvenli güvenli liman operasyonlarının devam ettirilebilmesine katkı sağlayacağı aşîkârdır. Çünkü geri dolgudaki farklı oturmaların sayısal değerleri küçüktür ve oturmalar üniformdur.



Şekil 1.42 Deney sonrası geri dolguya ait çökme değerleri (Çizelge 1.6, seri numarası 6) [4]

Bu çalışmada sonuç olarak geoteknik yapıların depreme direnç gösterebilmesi için geri dolgu ile yapı arasına koruma olarak lastik talaşlarının sıkıştırılması önerilmiştir. Rijit ve masif yapıların arkasına talaşların sıkıştırılmasıyla yapıya etkiyen sismik yük ve kalıcı deplasman azalmıştır. Bu yükün azalması daha ince bir yapı ve dolayısıyla daha az maliyet anlamına gelmektedir. Koruyucu tabaka ile birlikte, farklı karakteristiğe sahip ve şiddetleri farklı depremlerden sonra bile yapılar iyi performans göstermiştir ve işlevselliklerini devam ettirmişlerdir. Koruyucu tabaka kalınlığının, deprem hareketinin seviyesine bağlı olarak değişeceği belirtilmiştir.

Projelerde hedeflenen maliyet oranına ulaşabilmek için ve deprem yükünü azaltma üzerine çeşitli faktörlerin etkilerini aydınlığa kavuşturmak için daha çok araştırma yapılması gerekmektedir. Bu faktörler ise koruma tabakasının kalınlığı ve rijitliği, talaşların yoğunluğu, talaşların büyüklüğü ve yapının tipi gibi faktörlerdir.

Bu çalışmada önerilen tekniğin yararı eski yapılarda da (güncel sismik tasarım kriterlerine uymayan yapılar) güçlendirme çalışması olarak uygulanabilir olmasıdır. Yapılarda kullanılacak endüstriyel ürünlerin gelişmesi ve geri dönüşümle ilgili problemlerin çözülmesinin, sürdürülebilir çevre için büyük bir rahatlama sağlayacağı belirtilmiştir.

1.2 Tezin Amacı

Ağırlık tipi kıyı yapılarından biri olan keson dalgakıranın sismik yükler altında davranışının deneysel olarak incelenmesi ve bu davranışı tanımlayan parametreleri kullanarak sayısal bir model oluşturulması amaçlanmıştır.

1.3 Hipotez

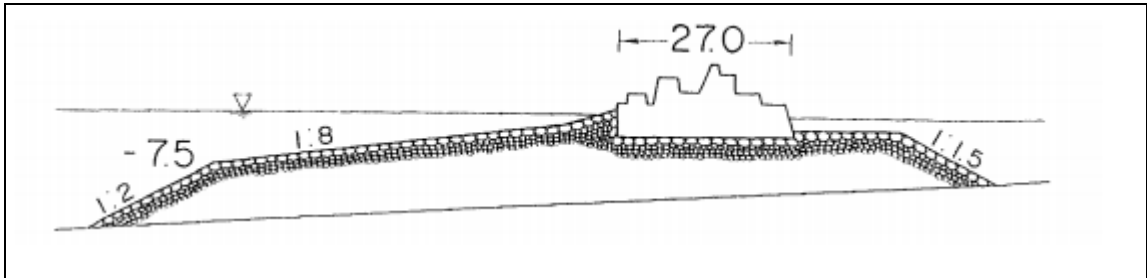
Ağırlık tipi kıyı yapılarından biri olan keson dalgakıranın sismik yükler altındaki performansını Newmark'ın kayan blok modelini esas alan sayısal model yardımı ile gerçeğe yakın bir şekilde analiz etmek mümkündür.



KESON DALGAKIRANLARIN SİSMİK DAVRANIŞI**2.1 Dalgakıran Tipleri**

Dalgakıranlar gemilerin seyir emniyetinin sağlanması, gemilerin liman içinde güvenli barınmaları, liman faaliyetlerinin güvenle sürdürülmesi, limanların kumlanmaya karşı korunması, dalga ve akıntı etkilerine karşı kıyı alanlarının morfolojik yapılarının korunması gibi amaçlara hizmet eden yapılardır [5]

İlk bilinen dalgakıran MÖ 2000 yılında İskenderiye’de taş dolgu olarak inşa edilmiştir. Şekli tanımlanabilen ilk dalgakıran ise MS 53-117 yıllarında inşa edildiği düşünülen İtalya Civitavecchia’da bulunan taş dolgu dalgakırandır (Şekil 2.1).



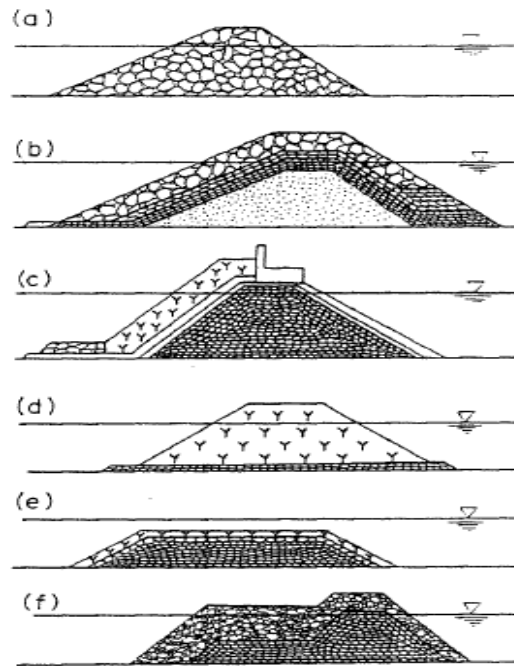
Şekil 2.1 Civitavecchia’da bulunan taş dolgu dalgakıran [6]

Dünyada imal edilmiş birçok dalgakıran tipi bulunmaktadır. Dalgakıranlar; eğimli (taş dolgu), düşey yüzlü (basit düşey yüzlü, kompozit, yatayda kompozit) ve özel tip olarak 3 gruba ayrılabilir (Çizelge 2.1).

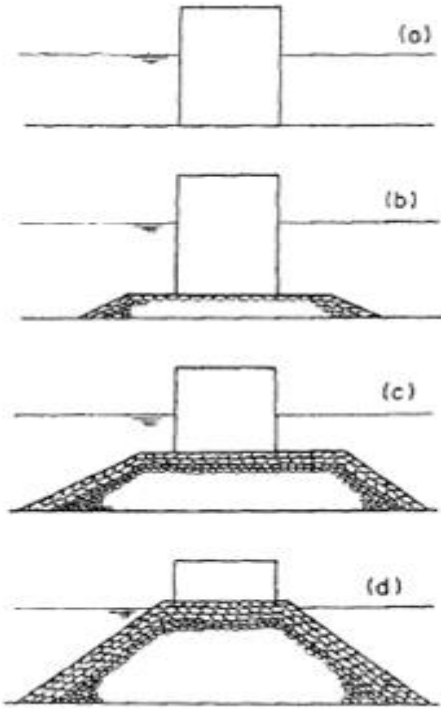
Eğimli taş dolgu dalgakıranlar Şekil 2.2’de, düşey yüzlü dalgakıranlar Şekil 2.3’de, kompozit dalgakıranlar Şekil 2.4’de, yatayda kompozit dalgakıranlar Şekil 2.5’de, özel tip dalgakıranlar Şekil 2.6’da gösterilmiştir.

Çizelge 2.1 Dalgakıran tipleri [5]

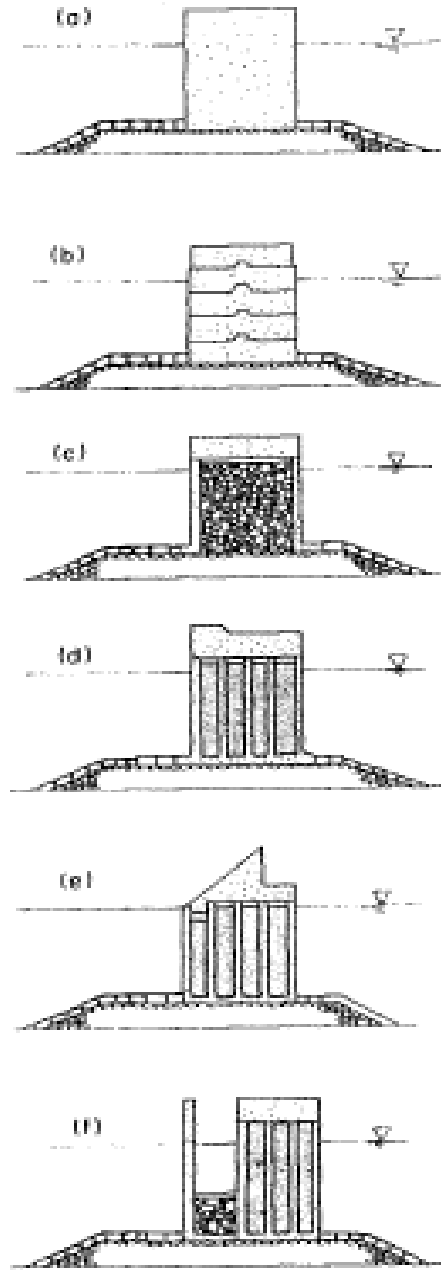
Eğimli (taş dolgu) tip	Taş dolgu Taş dolgu (çok tabakalı) Taş dolgu (blok kaplamalı) Beton bloklu Şekillenebilen taş dolgu (basamaklı) Düşük kretli
Düsey yüzlü Kompozit Yatayda kompozit	Monolitik beton Bloklu Sandık tipi Keson taş dolgu temelli Keson
Özel (ağırlık tipi olmayan)	Perde duvarlı Çelik kazıklı Yatay döşemeli Yüzen tip Pneumatic Hidrolik



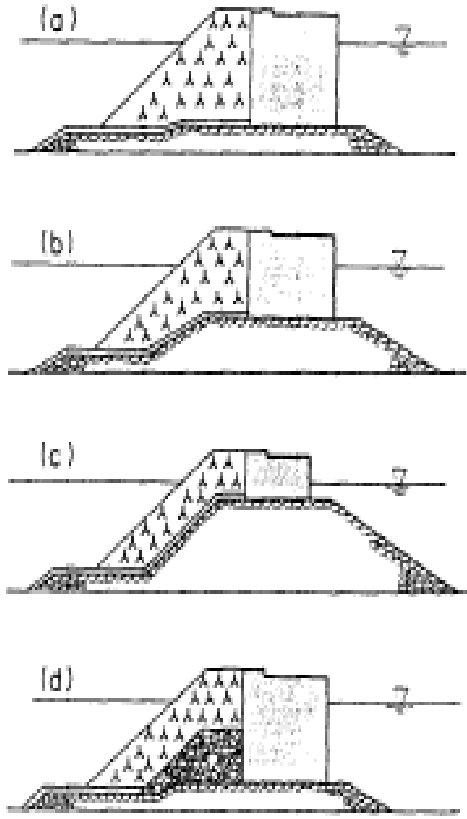
Şekil 2.2 Eğimli (taş dolgu) dalgakıranlar [6]



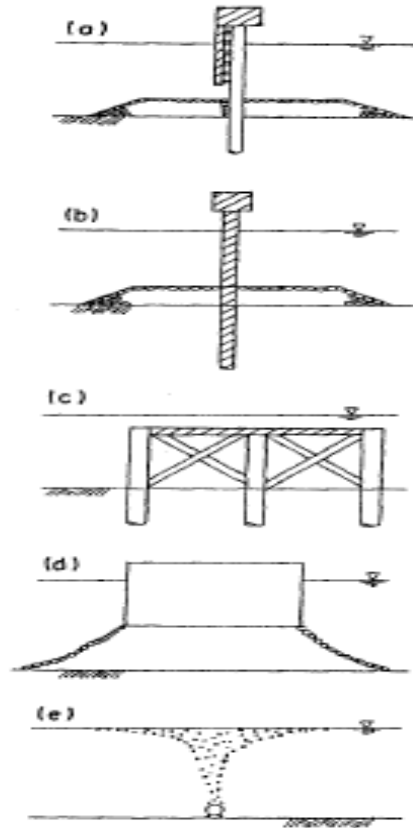
Şekil 2.3 Düşey yüzlü dalgakıranlar [6]



Şekil 2.4 Kompozit dalgakıranlar [6]



Şekil 2.5 Yatayda kompozit dalgakıranlar [6]



Şekil 2.6 Özel tip dalgakıranlar [6]

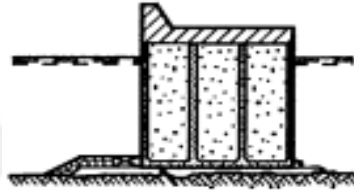
Birçok dalgakıran tipinin olması, dalgakıran tipi seçilirken dikkate alınması gereken koşulları öne çıkarmaktadır. Bu koşullardan bazıları, [6];

- Çevresel koşullar
- Zemin durumu
- Dalga koşulları
- Maliyet
- Kullanılacak malzemenin temini
- Sismik koşullar
- Bakım-onarım olarak sıralanabilir.

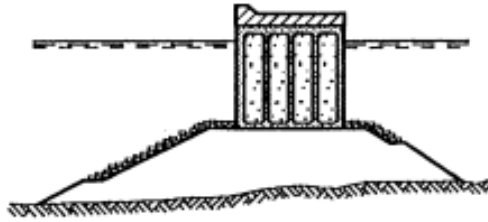
Koşullar göz önüne alındıktan sonra en uygun seçimi yapabilmek için ise dalgakıranların avantaj ve dezavantajlarının irdelenmesi gerekmektedir.

2.2 Keson Dalgakıranlar

Keson dalgakıranlar içi boş olarak kutu biçiminde imal edilen, yüzdürülerek inşaat alanına götürülen ve içerisine granüler malzeme doldurularak batırılan dalgakıranlardır (Şekil 2.7). Gelişen inşaat teknolojileriyle birlikte dünyada keson dalgakıran imalatı 20.yy'ın ikinci yarısından itibaren artış göstermiştir. Birçok tipte yapılabilen keson dalgakıranlar doğal taş bloklarının yetersiz olduğu yerlerde iyi bir alternatif olmaktadır. Kendi ağırlıkları dışında dalga etkisiyle oluşan salınım yüklerini de zemine aktardıkları için taşıma gücü yüksek zeminlere inşa edilmelidirler. Yükün zeminde dengeli biçimde yayılması için koheziv olmayan malzemeden temel teşkil edilmesi gerekmektedir [5].



(a) Deniz tabanı üzerine oturan keson dalgakıran



(b) Taş dolgu temel üzerine oturan keson dalgakıran (düşey kompozit)



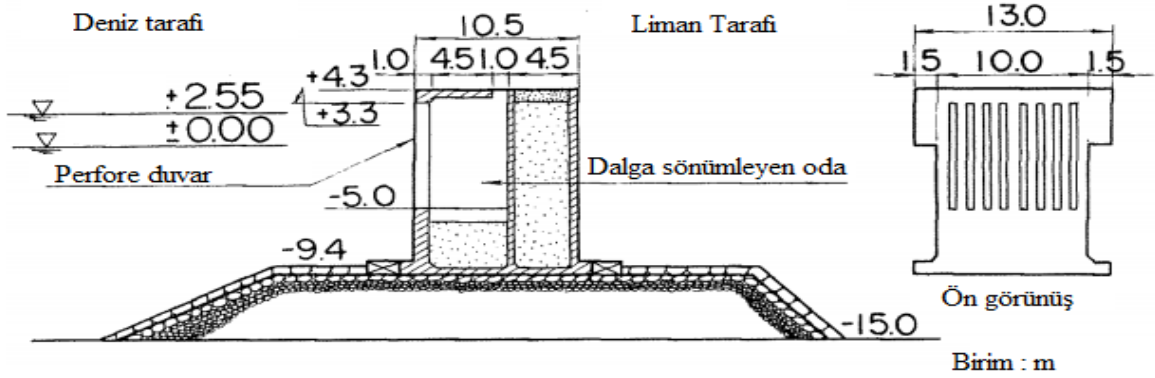
(c) Yatay kompozit keson dalgakıran

Şekil 2.7 Tipik keson dalgakıran kesitleri [7]

Keson dalgakıranların en büyük avantajı başta derin sular olmak üzere ekonomik olmasıdır. Ayrıca hızlı inşa edilmesi ve taranan malzemenin kullanılabilmesi de keson dalgakıranları avantajlı kılmaktadır. Diğer düşey yüzlü yapılarda olduğu gibi hem tasarım

yükü aşıldığında kolaylıkla hasar görmesi hem de dalga yansımalarının göreceli olarak yüksek olması keson dalgakıranların dezavantajı olarak dikkat çekmektedir.

Oluşabilecek ağır hasarları önlemek için uygun tasarım yapılması gerekmektedir. Yansıma sorunu ise yapı ön yüzeyinin dalgayı sönmölendirecek biçimde perfore imal edilmesiyle (Şekil 2.8) çözülebilir [5].

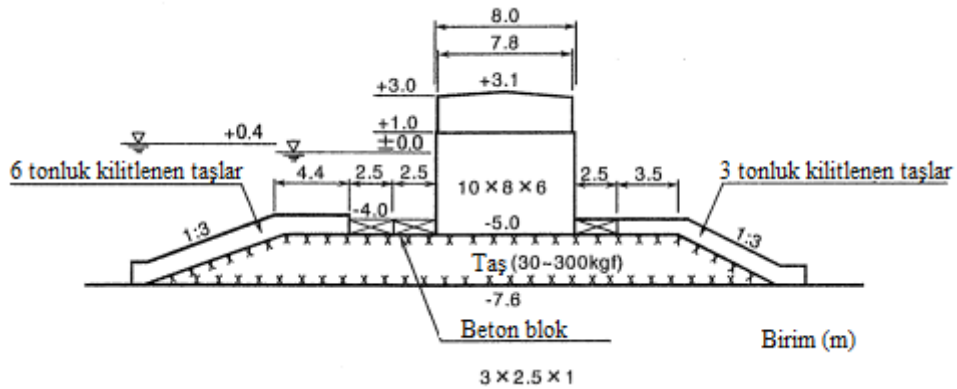


Şekil 2.8 Perfore duvarlı keson dalgakıran, Yobuto Limanı, Japonya [6]

2.3 Keson Dalgakıranlarda Meydana Gelen Hasarlar

Depremler ve beraberinde gelen tsunamiler keson dalgakıranlara önemli hasarlar verebilmektedir. Örnek olarak deprem sonrasında keson dalgakıranlarda meydana gelen hasarlardan bazıları aşağıda özetlenmiştir;

- 1993 Kushiro-oki depreminde ($M_j=7.8$) oluşan tsunamiden dolayı Okushiri Limanındaki kompozit dalgakıranlarda (Şekil 2.9) hasar meydana gelmiştir. Tsunami dalgası keson blokların sürüklenmesine ve taş dolguya gömölmlerine neden olmuştur (Şekil 2.10).

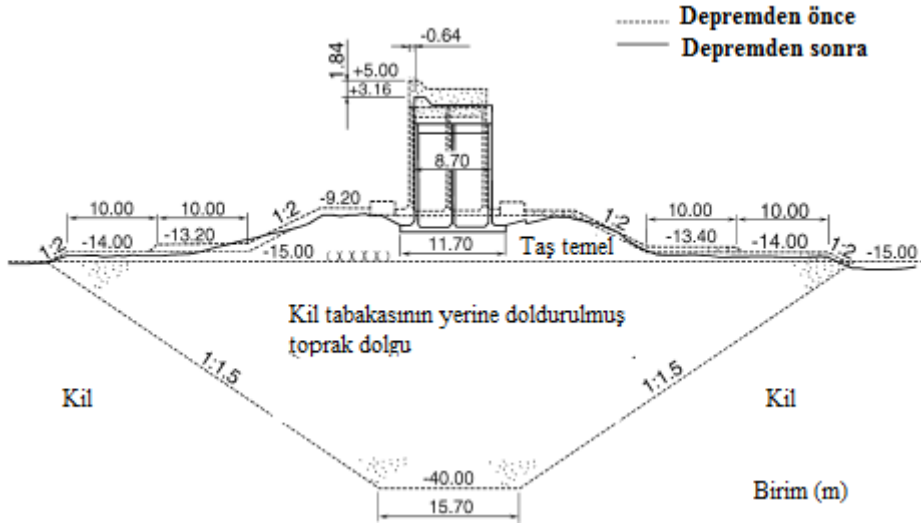


Şekil 2.9 Okushiri Limanındaki kompozit dalgakıranın kesit görünümü [7]



Şekil 2.10 Hasar gören dalgakıranlar, Okushiri Limanı, Japonya, 1993 Hokkaido-Nansei-oki depremi [7]

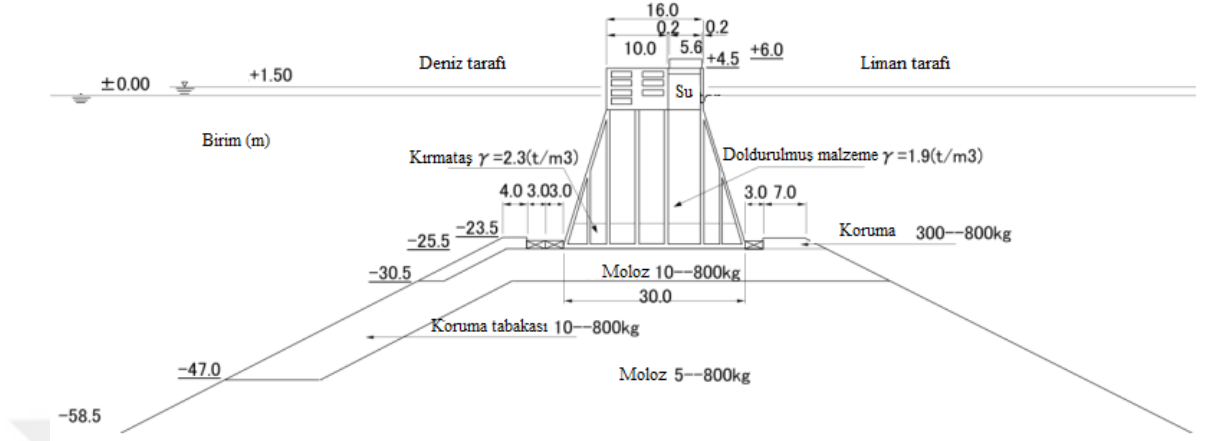
- 1995 yılında Kobe depreminden ($M_j=7.2$) etkilenen Kobe limanında hasar gören dalgakıranlardan biri Şekil 2.11’de gösterilmiştir. Zeminin göçmesi sonucunda kesonda oturma meydana gelmiştir, düşey ve yatay yönlerde deplasmanlar oluşmuştur. Maksimum zemin ivmesi 0.53g olan bu deprem büyük hasarlara neden olmuştur.



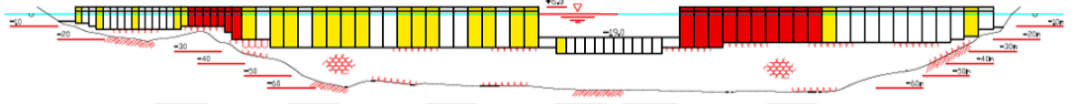
Şekil 2.11 Kobe Limanında bir kompozit dalgakıranın gördüğü hasar, Japonya, 1995 Büyük Hanshin depremi [7]

- Dünyadaki en büyük depremlerden ($M_w=9.0$) biri olan, 2011 yılında Japonya da meydana gelen “Büyük Doğu Japonya Depremi” veya diğer adıyla “Tōhoku” depreminin neden olduğu Tsunami sonrası birçok liman yapısı hasar görmüştür. Bu

limanlardan biri olan Kamaishi Limanında bulunan dalgakıranların (Şekil 2.12) gördüğü hasar modları Şekil 2.13’de gösterilmiştir. Tsunami sonrası liman ağzındaki dalgakıranların hasar durumu şekil 2.14’de ve Şekil 2.15’de görülmektedir.



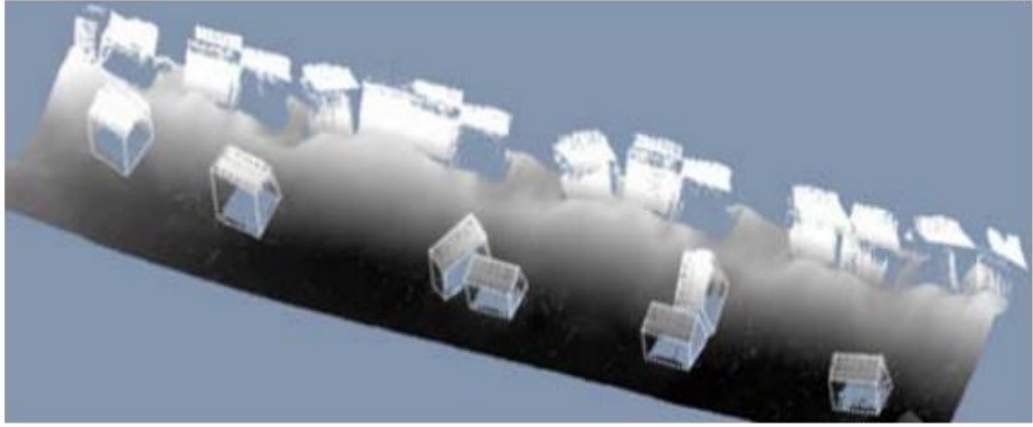
Şekil 2.12 Dalgakıran kesiti, Kamaishi Limanı, Japonya [8]



Şekil 2.13 Liman ağzındaki dalgakıranların hasar durumu, Kamaishi Limanı, Japonya (Kırmızı: Hasar yok, Sarı: Eğilme, Beyaz: Kayma) [8]



Şekil 2.14 Liman ağzındaki dalgakıranlarının hasar durumu, Kamaishi Limanı, Japonya [8]



Şekil 2.15 Liman ağzındaki dalgakıranlarının hasar durumu, Kamaishi Limanı, Japonya [8]

- Büyük Japonya depreminin (2011) zarar verdiği limanlardan biri olan Hachinohe Limanında da tsunami sonrası kaymış olan keson dalgakıranlar bulunmaktadır. Bu dalgakıranlar Şekil 2.16’da gösterilmiştir.



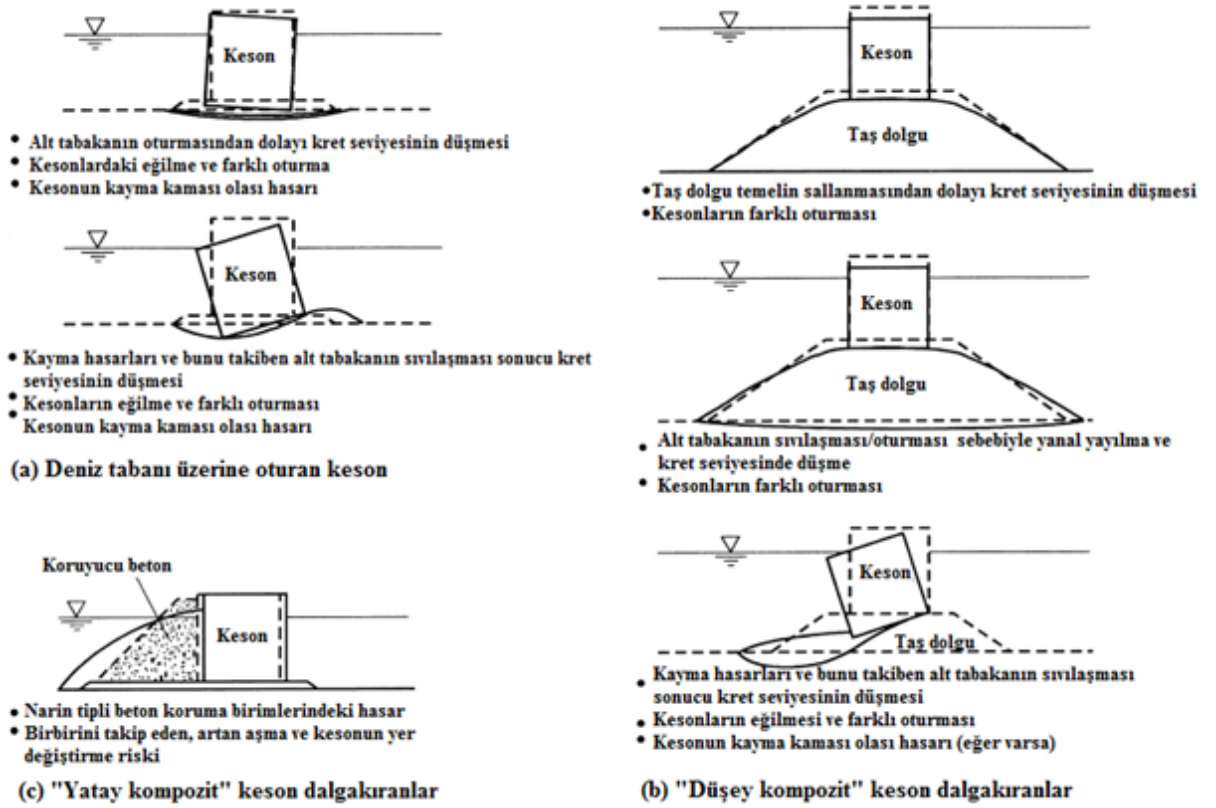
Şekil 2.16 Kaymış olan keson dalgakıranlar, Hachinohe Limanı, Japonya [9]

2.4 Keson Dalgakıranların Sismik Hasar Modları

Dalgakıranlar sıklıkla etkisinde kaldıkları rüzgar dalgalarına karşı stabiliteleri belirlenerek tasarlanırlar. Bu yüklerin altındaki dalgakıranlara ait tasarım çalışmaları literatürde oldukça fazla olmasına karşın, oluşma olasılıkları daha az olan deprem ve tsunami gibi yüklerin etkisindeki dalgakıranların tasarımına yönelik çalışmalar oldukça nadirdir [5].

Depremde kesona etki eden atalet kuvveti ve hidrodinamik basınç kuvveti, temelin altındaki zemin tabakasında meydana gelen sıvılaşma gibi nedenlerden ötürü keson dalgakıranlarda çeşitli deformasyonlar meydana gelmektedir. Bununla beraber depremler sonucunda oluşan tsunamilerde keson dalgakıranlarda deformasyonlara neden

olmaktadır. Keson dalgakıranlarda hasar modları Şekil 2.17’de özetlenmiştir. Keson dalgakıranların hasar modları kayma, eğilme ve oturma olarak ortaya çıkmaktadır.



Şekil 2.17 Dalgakıranlarda hasar modları [7]

Büyük bir depremin tasarım deniz durumuyla aynı zamanda meydana gelmesi olası değildir. Çünkü bu iki durumun birbiriyle ilişkisi bulunmamaktadır. Bu durum göz önüne alınarak tasarım fırtınasıyla meydana gelen dalga hareketi ve deprem iki bağımsız yükleme durumu olarak değerlendirilebilir. Yalnızca normal deniz durumunda oluşan dalga hareketlerinin tasarım depremleriyle birlikte dikkate alınması gerekmektedir. Normal deniz durumunu belirlemek için bölgeye ait uzun dönem fırtına istatistiğinden yararlanılmalıdır. Uygun tasarım kriterinin seçimi, depremde oluşacak hasar çeşidi ve dalgakıranların işleviyle ilgilidir. Ancak tüm dalgakıranlar için ana kriter kret seviyesindeki izin verilen oturmadır. Çünkü aşma ve dalga miktarını bu kriter belirlemektedir. Üzerinde başka yüklerin olduğu dalgakıranlar için izin verilen oturma miktarına ek olarak, kesonun ve üst yapının eğilme ve kayma kriterlerine de ihtiyaç duyulmaktadır. Hasar kriteri dalgakıranlar için bugüne kadar tam olarak geliştirilememiş olduğu için dalgakıranların performans seviyesi izin verilen hasar seviyesiyle belirlenmektedir [7].

DENEYSEL ÇALIŞMA**3.1 Deney Sistemi****3.1.1 Sarsma Tankı**

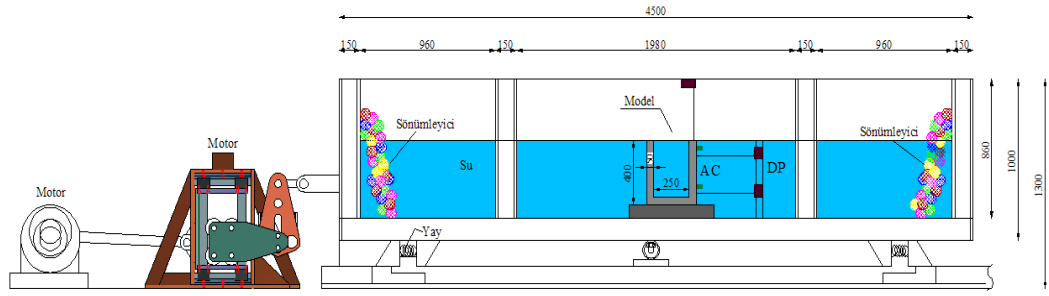
Deneysel çalışma Yıldız Teknik Üniversitesi Kıyı-Liman Mühendisliği Laboratuvarı'nda bulunan sarsma tankında (Şekil 3.1, Şekil 3.2 ve Şekil 3.3) gerçekleştirilmiştir. Sarsma tankının yüksekliği 1.0 metre, genişliği 1.0 metre, uzunluğu 4.5 metredir. Ancak tankın içi çelik panel ile bölünerek, model 0.38 m genişliğe sahip kısımda kurulmuştur. Tankın içindeki taş dolgu temel üzerine dengeli olarak yerleştirilen keson, üst kotuna kadar suyla doldurulmuştur. Sarsma tankına ait özellikler Çizelge 3.1'de sunulmuştur. Sarsma tankı PLC cihazı ile kontrol edilmektedir.

Çizelge 3.1 Sarsma tankına ait özellikler

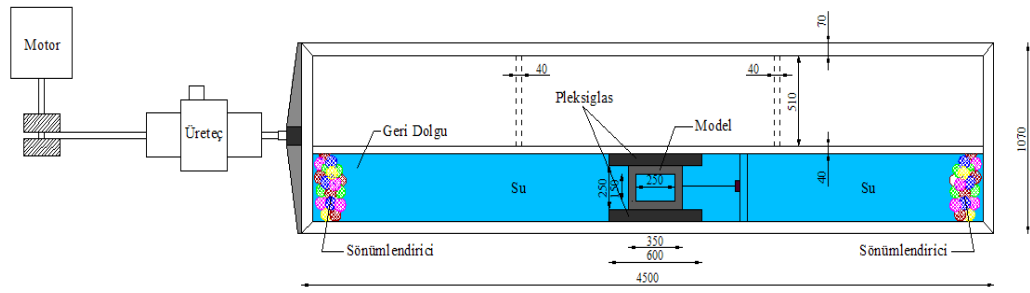
Genlik Aralığı (mm)	Frekans (Hz)	Tahrik Mekanizmanın Motor Özellikleri	Servo Motor	Tank Ağırlığı (kg)	Dikkate alınan maksimum ağırlık (kg) (Dolu hal)
1-5	0-9	1500 RPM 380 Volt 7.5 KW (İnverter kontrollü sürücü)	3000RPM 3x220 Volt 1.5 kW	1000	7000



Şekil 3.1 Sarsma tankı



Şekil 3.2 Sarsma tankı en kesit görünümü



Şekil 3.3 Sarsma tankı plan görünümü

3.1.2 Ölçüm Sistemleri

3.1.2.1 Veri Toplama Cihazı

Sarsma tankında yapılan deneylerde ivme, su basıncı ve deplasman ölçüm cihazları IMC markasına ait Spartan-2 adlı iki adet veri toplama cihazına bağlı olarak çalıştırılmıştır (Şekil 3.4). Bu cihazın teknik özellikleri Çizelge 3.2’de gösterilmiştir.

Çizelge 3.2 Veri toplama (Spartan-2) sisteminin teknik özellikleri

Çalışma Sıcaklığı	Yoğuşmalı	Yoğuşmasız
	(-40°C ~ 85°C)	(-10°C ~ 55°C)
Analog Giriş Sayısı	32	
Çözünürlük	16-bit (dahili 24-bit DAC)	
Maksimum Örnekleme	5Hz kanal başı (dahili ek interpolasyon ile 2Hz)	
Gerilim ve Akım Aralığı	$\pm 50\text{mV} \pm 60\text{V}$, $\pm 1\text{mA} \pm 40\text{mA}$	
Dijital Giriş Sayısı	16	
Dijital Çıkış Sayısı	8	



Şekil 3.4 Veri toplama cihazı

3.1.2.2 İvme Ölçümleri

Deneysel çalışmada IMI Sensors (USA)’ın üretmiş olduğu IMI 626A13 ICP model üç adet ivme ölçer (Şekil 3.5) kullanılmıştır. Bunlardan biri kesonun üst kotuna, diğerleri keson tabanına ve sarsma tankı tabanına yerleştirilmiştir. İvme ölçerler 1000 mV/g hassasiyete, $\pm 5\text{g}$ ölçüm seviyesine, 0.2-6000 Hz frekans aralığına ve $\pm \%1$ hata payına sahiptir. Sertifikalı ivme test cihazı ile tüm ivme ölçerlerin kalibrasyonları yapılmıştır. Teknik özellikleri Çizelge 3.3’de verilmiştir.

Çizelge 3.3 İvme ölçerlere ait kalibrasyon değerleri

İvme Ölçer No	İvme Ölçer Model No	mV/a (g)	mV/a (m/s ²)	Kalibrasyon değeri (g)
AC1	626B13	998	102	1.02
AC2	626B13	1018	104	0.982
AC3	626B14	995	101	1.005



Şekil 3.5 İvme ölçer

İvme ölçerler sinyalleri güçlendiren sinyal koşullayıcılara bağlanmıştır ve buradan çıkan sinyaller ise veri toplama cihazına yönlendirilmiştir. İki adet sinyal koşullayıcı kullanılmıştır. Her bir koşullayıcı da dört adet kanal bulunmaktadır. Sinyal koşullayıcı PCB piezotronics (USA) markasının 442B104 modelidir.

3.1.2.3 Deplasman Ölçümleri

Model kesonun deney sırasında yapabileceği yer değiştirmelerin (deplasmanların) ölçümü için Unimeasure (USA) markasına ait HX-PA-20-N6-L5M seri numaralı üç adet makaralı pozisyon ölçer kullanılmıştır (Şekil 3.6). Bunlardan ikisi yatay, biri ise düşey ölçüm yapabilecek şekilde model üzerine yerleştirilmiştir. Bu sayede keson modelin yatay yer değiştirme ile eğilme miktarı da belirlenebilmektedir. Pozisyon ölçerin ipi sert plastikten, cihazın koruyucu kısmı ise paslanmaz çelikten yapılmıştır. Böylece pozisyon ölçerler hem suda hem de suyun dışında ölçüm yapabilmektedir. Tüm pozisyon ölçerler 0.9 kg ağırlığa sahiptir ve her bir pozisyon ölçerin ip uzunluğu 50 cm'dir. Ayrıca her pozisyon ölçer yaklaşık % 0.1 hassasiyetle çalışmaktadır. Bu ölçüm cihazlarının hassasiyet değerleri Çizelge 3.4'de verilmiştir. Deplasman ölçerlerin ayrı ayrı her biri için ölçüm değerleri test edilmiştir.

Çizelge 3.4 Deplasman ölçerlerin hassasiyet değerleri

Deplasman ölçer	Hassasiyet (mV/mm)
DP2(41031125)	1.914
DP4(41031122)	1.915
DP8(43100058)	1.91596



Şekil 3.6 Deplasman ölçer

3.1.2.4 Su Basıncı Ölçümleri

Keson modelin yüzeyindeki su basınçları Measurement Specialties (USA)'ın üretmiş olduğu dört adet 730S4HE0A028.919000.480A10016C model sensörle ölçülmüştür (Şekil 3.7). Ölçüm aralığı 0.34 mH₂O ile 20.34 mH₂O arasında olan bu sensörlerin hassasiyeti yaklaşık 2.0313 mH₂O/VDC'tir. Sensörler Çizelge 3.5'de görüldüğü gibi isimlendirilmiştir.

Çizelge 3.5 Su basıncı ölçerler

Su basıncı ölçer
WP87
WP91
WP89
WP90



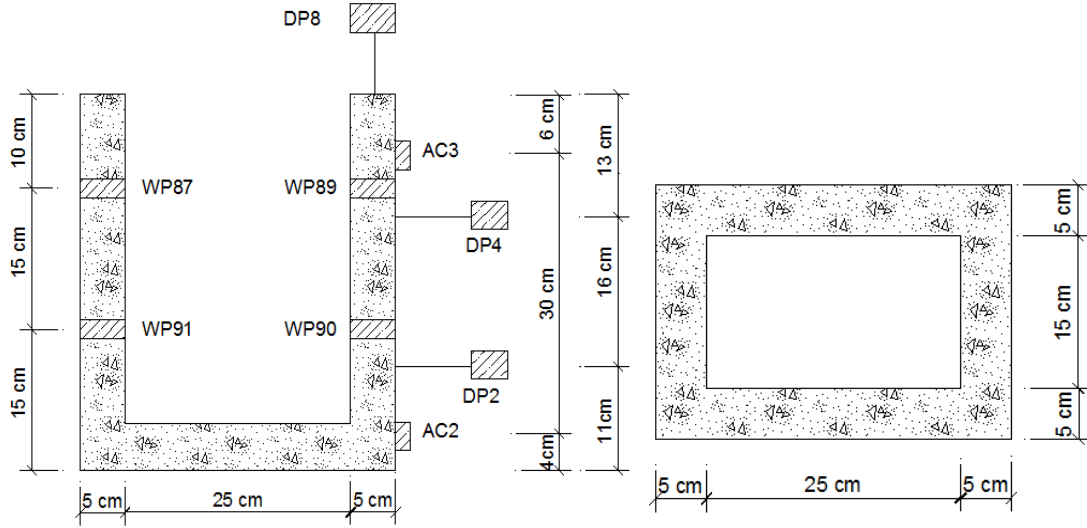
Şekil 3.7 Su basıncı ölçen sensör

3.2 Deney Koşulları

Keson model ilk olarak sarsma tankı içinde sabitlenmiş olan pleksiglas yan duvarlara sahip kılıf içine yerleştirilmiştir. Keson blok yan yüzeylerinin yüzey sürtünmesinden etkilenmemesi için pleksiglas kılıf (Şekil 3.8) blok genişliğine göre ayarlanabilmektedir ve bu çalışmada 25 cm'dir. Böylece yeterince sürtünmesiz yan yüzeyler elde edilmiştir. Keson model yerleştirildikten sonra su basıncı ölçerler, ivme ölçerler ve deplasman ölçerler model üzerine yerleştirilip sabitlenmiştir (Şekil 3.9). Bu işlemlerden sonra sistem su ile doldurulmaya başlanmıştır ve su tankının içindeki keson modelin üst kotuyla eşit seviyeye gelene kadar işlem devam ettirilmiştir.



Şekil 3.8 Keson modelin yerleştirildiği genişliği ayarlanabilir yan yüzeyleri pleksiglas kılıf



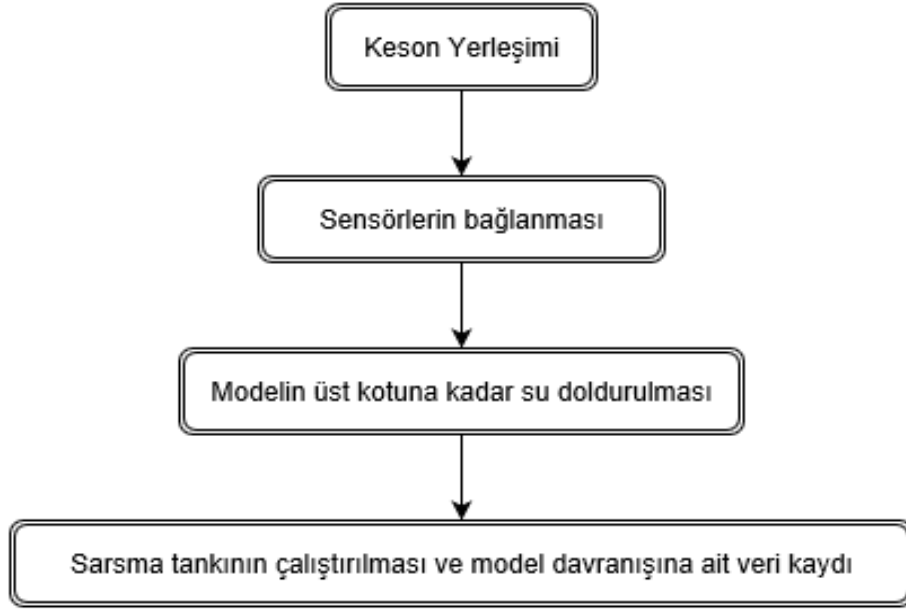
Şekil 3.9 Keson modele sabitlenmiş ölçüm aletleri

Her deney tamamlandıktan sonra sarsma tankı boşaltılarak model sökülmeaktadır. Yeni deney için düzenek yeniden hazırlanmaktadır. Keson 8 cm kalınlığında tokmaklanarak sıkıştırılmış taban malzemesi üzerine yerleştirilmektedir. Son kontroller yapıldıktan sonra sarsma tankı maksimum 20 saniye çalıştırılıp ivme, su basıncı ve deplasman ölçer verileri kaydedilmiştir. Deneylerin yapılmasına ait akış diyagramı Şekil 3.10’da verilmiştir.

Deneylerde dikkate alınan koşullar ise Çizelge 3.6’da sunulmuştur. Çizelgede Hertz (Hz) cinsinden frekans değerleri, genlik değerleri ve ölçülen ortalama taban ivmesi değerleri “g” cinsinden verilmiştir.

Çizelge 3.6 Deney koşulları

Deney No	Frekans	Genlik	$a_{ort}(g)$
1	3 Hz	8 mm	0.06
2	4 Hz	8 mm	0.182
3	5 Hz	4 mm	0.284
4	5 Hz	8 mm	0.4
5	7 Hz	2 mm	0.8
6	8 Hz	2 mm	0.183



Şekil 3.10 Deneylere ait akış diyagramı

3.3 Model Ölçekleri ve Boyut Analizi

Literatürde tanımlandığı gibi dinamik etki altındaki deneylere ait fiziksel model ölçekleri santrifüj ve 1g yöntemleri ile belirlenmektedir. Sarsma tankı deneylerinde 1g yöntemi kullanılmıştır.

3.3.1 Santrifüj ve 1g Yöntemleri

Deprem ve geoteknik mühendisliği kapsamında yapılmış çalışmalar şu şekilde sıralanabilir [10] :

- Zeminin davranışını yerinde gözlemleyip anlamaya çalışmak
- Aşırı boşluk suyu basıncı gibi özel konuları anlamak için model deneyleri yapmak
- Analitik ve sayısal modellerle zemin hareketini gerçeğe yakın bir şekilde benzeştirmek
- Yukarıda belirtilmiş çalışmalardan elde edilen sonuçların karşılaşılan problemlere uygulanması

Farklı parametrelerin birlikte yarattığı etkileri ve modelin hasara uğrama sürecini anlamak için model deneyleri yapılmaktadır. Bu deneyler; dünyanın yerçekimi etkisinde yapılanlar (1g model deneyleri) ve daha yüksek yerçekimi şartlarında yapılanlar (santrifüj deneyleri) olmak üzere ikiye ayrılırlar. Santrifüj ve 1g deneylerinin her ikisinde de benzerlik ve ölçek etkisi sorun yaratabilmektedir.

1g modelleri yatay zemin basıncının zamanla değişimi, deprem sonrası oturma, sıvılaşma ve temel tepkisi gibi önemli verileri incelemek için kullanılmaktadır. Sarsma tankı deneyleri, santrifüj deneylerine göre daha büyük genliklerde yapılabildiği gibi deneyler sırasında çok eksenli deprem hareketleri girdi olarak kullanılabilir. 1g yönteminin temel özellikleri şu şekilde sıralanmıştır;

- Laboratuvar ortamında yapılan deneyler oldukları için sınır koşulları kolayca tanımlanabilir ve kontrol altında tutulabilir. Fiziksel modellerden elde edilen veriler ve sonuçlar sayısal modelleri destekleyecek ölçüde güvenilirlerdir.
- Modellerin boyutları deneylerin yapılacağı alan ve mevcut cihazların kapasitesine de bağlı olarak görece büyüktür. Bu nedenle model ölçeği kabul edilebilir küçüklüktedir.
- Kullanılan modellerin büyük olması sayesinde deney ölçüm cihazlarını monte edecek alan artmaktadır ve buda daha iyi bir gözlem şansı vermektedir. Daha büyük bir alanda çalışmanın diğer bir katkısı da, santrifüj deneylerine göre kullanılan ekipmanların zemini deney sonuçlarını etkileyecek düzeyde bozmamasıdır.

Santrifüj model deneyleri kontrollü ortamda zemin-yapı etkileşiminin ölçeklendirilmiş modellerle incelenmesi şeklinde tanımlanabilir. Santrifüj model deneylerinde oldukça büyük ivmelerde çalışılabilmektedir. Bu deneylerde eğimli yüzeylerde gerçekleşebilecek toprak kaymaları ve istinat duvarları üzerindeki toprak basınçları gibi çeşitli geoteknik durumlar incelenebilmektedir. Santrifüj modelin esası, geometrik olarak gerçek veya varsayılan prototipe benzer bir modelde bir gerilim alanı üretmektir. Prototip ve modelde aynı malzemelerin kullanılması durumunda iki sistemdeki benzer noktalarda gerilme-şekil değiştirme ilişkisi aynı olacaktır [11].

Santrifüj deneylerinin temel prensibi basittir; yarıçapı r olacak şekilde sabit v hızıyla dairesel hareket yapmakta olan kütlesi m olan bir cisim, bu dairesel yörüngede hareketini devam ettirmek için v^2/r yada $r\omega^2$ 'lik bir açısal hıza sahip olmalıdır. Bu hareketi esnasında cisme mrv^2 'lik bir radyal kuvvet etki etmektedir ki bu durumda cisim $n g$ 'lik ($n=r\omega^2/g$) bir ivmeye maruz kalmaktadır.

3.3.2 1g Yöntemi ile Model Ölçekleri

Bu çalışma tanka dönüştürülen tek boyutlu sarsma tablasında gerçekleştirildiğinden 1g yöntemi ile model ölçekleri belirlenmiştir [12].

Bu çalışmada modelin prototipe ölçek oranı 1/10 olarak dikkate alınmıştır, bu orana göre model boyutları belirlenmiştir ve Çizelge 3.7’de bu ölçek oranına göre uyarlanan parametreler gösterilmiştir.

Çizelge 3.7 Ölçek oranı

	Prototip/Model	Ölçek Oranı
Uzunluk	λ	10
Zaman	$\lambda^{0.75}$	5.62
Yoğunluk	1	1
Basınç	λ	10
Su basıncı	λ	10
Deplasman	$\lambda^{1.5}$	31.62
İvme	1	1

3.3.3 Boyut Analizi

Boyut analizi sayesinde farklı değişkenleri içerisinde barındıran deney sistemi daha az sayıda boyutsuz gruplar halinde ifade edilebilir. Böylece elde edilen deney sonuçları evrensel büyüklükler olarak bulunabilmektedir. Elde edilen sonuçlar bir model ölçeğine bağlı olmaksızın tanımlanabilmektedir. Blok veya keson tip yanaşma yapılarının davranışının tanımlanabilmesi için bu sisteme etki eden parametrelerin bilinmesi gerekir. Çizelge 3.8 ve Çizelge 3.9’da bu parametreler kütle (M), zaman (T), uzunluk (L) cinsinden ifade edilerek sunulmuştur.

$$F(\rho_s, H, B, \rho_b, \rho_w, a, g, \theta, X, Z)=0 \quad (3.1)$$

Langhaar boyut analizi yönteminde boyutsuz denklemlerin matris formunda ifade edildiği bir metot üzerine çalışmıştır [13]. Langhaar metodu esas alındığında bu değişkenler, $\Pi = X^{k_1} B^{k_2} \rho_b^{k_3} \rho_w^{k_4} g^{k_5} Z^{k_6} H^{k_7} \rho_s^{k_8} a^{k_9}$ şeklinde Π boyutsuz büyüklüğüne bağlı olarak boyutsuz formda yazılabilir. Burada $k_1, k_2, k_3, k_4, k_5, k_6$ bilinmeyen üstel kuvvetlerdir. Çizelge 3.14’deki her ana boyut (M, L, T) için üç denklem elde edilmiştir. Denklem 3.2, 3.3, 3.4’de sadeleştirilmiş halleri sunulan ifadelerin yardımıyla boyutsuz parametrelerin üstel değerleri Çizelge 3.10’da sunulmuştur.

Çizelge 3.8 Etkili parametreler

	Parametreler	Sembol	Birim	Boyut
Yapıyı karakterize eden parametre	Blok yüksekliği	H	m	L
	Blok genişliği	B	m	L
	Keson özgül kütlesi	ρ_b	kg/m ³	ML ⁻³
Suyu karakterize eden parametre	Suyun Özgül kütlesi	ρ_w	kg/m ³	ML ⁻³
Zemin Parametresi	Zeminin özgül kütlesi	ρ_s	kg/m ³	ML ⁻³
Diğer Parametreler	Yerçekimi ivmesi	g	m/sn ²	LT ⁻²
	Düşey yer değiştirme	Z	m	L
	Eğilme	θ	°	-
	Yatay yer değiştirme	X	m	L
	İvme	a	m/sn ²	LT ⁻²

Çizelge 3.9 Parametre boyutları

	k ₁	k ₂	k ₃	k ₄	k ₅	k ₆	k ₇	k ₈	k ₉
Sembol	X	B	ρ_b	ρ_w	g	Z	H	ρ_s	a
M	0	0	1	1	0	0	0	1	0
L	1	1	-3	-3	1	1	1	-3	1
T	0	0	0	0	-2	0	0	0	-2

$$k_7 = -(k_1 + k_2 + k_6) \quad (3.2)$$

$$k_8 = -(k_3 + k_4) \quad (3.3)$$

$$k_9 = -k_5 \quad (3.4)$$

Çizelge 3.10 Boyutsuz parametrelerin üstel değerleri

	X	B	ρ_b	ρ_w	g	z	H	ρ_s	a
	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6	k_7	k_8	k_9
Π_1	1	0	0	0	0	0	-1	0	0
Π_2	0	1	0	0	0	0	-1	0	0
Π_3	0	0	1	0	0	0	0	-1	0
Π_4	0	0	0	1	0	0	0	-1	0
Π_5	0	0	0	0	1	0	0	0	-1
Π_6	0	0	0	0	0	1	-1	0	0

Sonuç olarak boyutsuz fonksiyon aşağıda elde edilen boyutsuzlar yardımıyla ifade edilmiştir:

$$\Pi_1 = \frac{X}{H} \text{ (Göreceli yatay yer değiştirme)} \quad (3.5)$$

$$\Pi_2 = \frac{B}{H} \text{ (Göreceli blok geometrisi)} \quad (3.6)$$

$$\Pi_3 = \frac{\rho_b}{\rho_s} \text{ (Göreceli özgül kütle)} \quad (3.7)$$

$$\Pi_4 = \frac{\rho_w}{\rho_s} \text{ (Göreceli özgül kütle)} \quad (3.8)$$

$$\Pi_5 = \frac{g}{a} \text{ (Sismik ivme katsayısı)} \quad (3.9)$$

$$\Pi_6 = \frac{Z}{H} \text{ (Göreceli düşey yer değiştirme)} \quad (3.10)$$

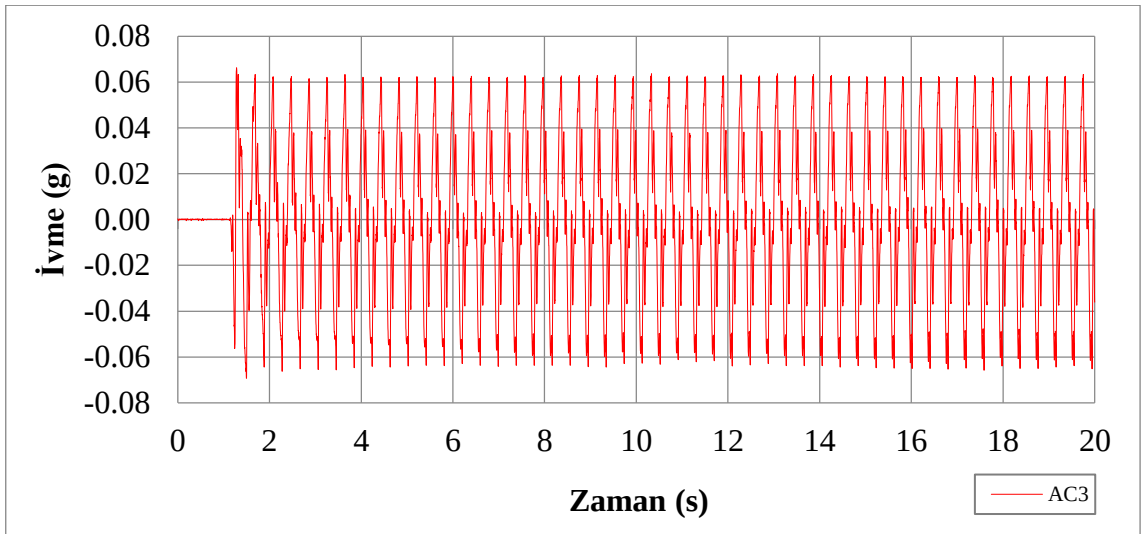
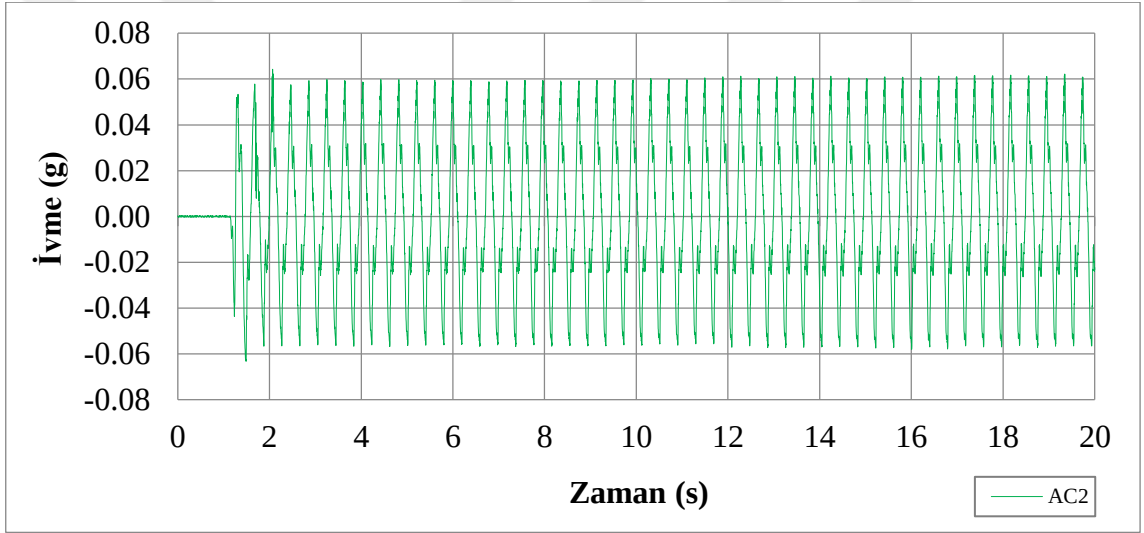
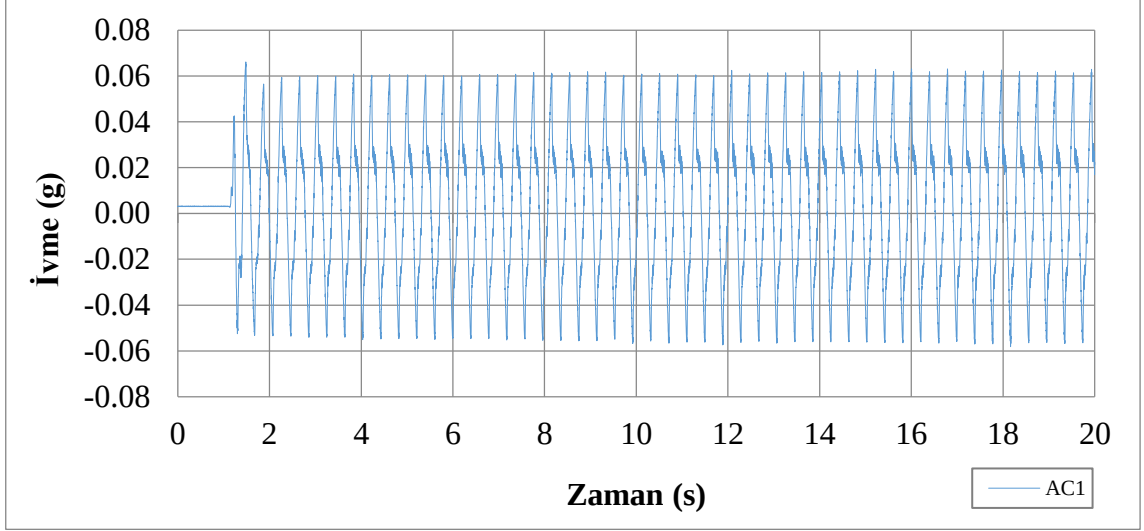
$$f = \left(\frac{X}{H}, \frac{B}{H}, \frac{\rho_b}{\rho_s}, \frac{\rho_w}{\rho_s}, \frac{g}{a}, \frac{Z}{H} \right) = 0 \quad (3.11)$$

Deneylerde sabit olanlar çıkarıldığında ise $f = \left(\frac{X}{H}, \frac{B}{H}, \frac{g}{a}, \frac{Z}{H} \right) = 0$ fonksiyonu elde edilmiştir. Bu fonksiyonda; göreceli yatay yer değiştirme (X/H) ve göreceli düşey yer değiştirme (Z/H) keson dalgakıranların performansını tanımlamaktadır. Bu boyutsuz performans değerlerinin taban ivmesini karakterize eden yerçekimi ivmesi cinsinden verilen sismik ivme katsayısına $a(g)$ ve göreceli blok geometrisine (B/H) bağımlı olduğu görülmektedir.

DENEY SONUÇLARI ve TARTIŞMA

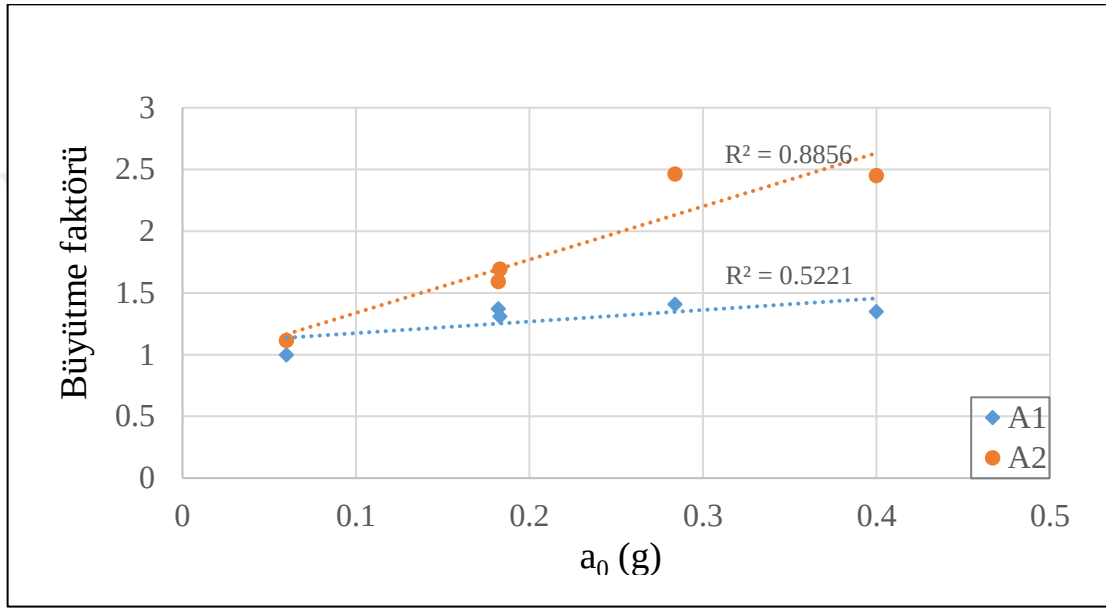
4.1 İvme Ölçümleri

Bu çalışmada Çizelge 4.1’de görüldüğü gibi sinüzoidal taban ivmeleri 0.06 g ile 0.4 g arasında değişmektedir. Bu ivme kayıtlarında sarsma frekansı 3 Hz ile 8 Hz arasındadır. Deneylerde aynı frekans değerlerinde farklı genliklerde sarsma girdileri verildiğinden taban ivmeleri farklı değerler almıştır. Aynı deney koşullarında keson tabanında, keson üzerinde tabana yakın ve tepede iki farklı konumda olmak üzere üç ayrı konumda ivme ölçümü yapılmıştır. Bu ölçümlerden 3 Hz, 8 mm genlik için taban ivmesi 0.06 g olan ivme kayıtları Şekil 4.1, 4.2 ve 4.3’de verilmiştir. Sarsma deneyleri 20 saniye sürmüştür. Diğer kayıtlar EK A’da verilmiştir. Keson üzerinde ivmenin nasıl değiştiğini anlamak için taban ivmesine göre ortalama ivme büyütme hesaplanmış ve Çizelge 4.1’de tüm taban ivmeleri için verilmiştir. İvme büyütme Şekil 4.4’de taban ivmesine karşılık çizilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi taban ivmelerinin artan değerleri ile keson tabanından tepesine doğru arttığı belirlenmiştir. Büyük taban ivmesinde keson tepesinde büyütmenin 2.5 değerine kadar arttığı belirlenmiştir. Büyütmenin bu değerlere ulaşması keson tipi ağırlık yapılarının eğilmesine neden olmaktadır.



Çizelge 4.1 Büyütme faktörü değerleri

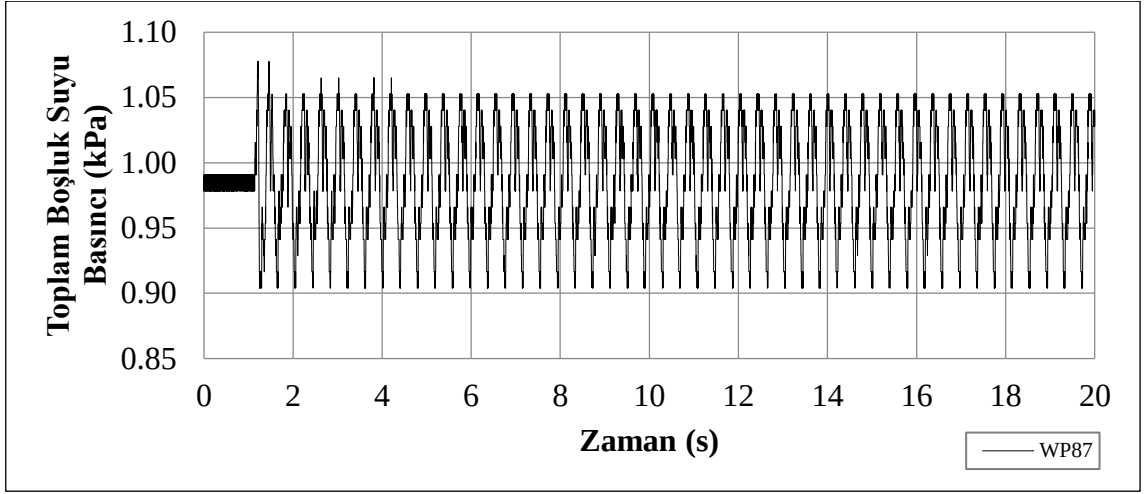
Deney No	Frekans	İvmeler			Büyütme faktörü değerleri	
		a_0 (g)	a_1 (g)	a_2 (g)	A_1	A_2
1	3 Hz (G100)	0,06	0,06	0,067	1	1,116666667
2	8 Hz (G25)	0,183	0,24	0,31	1,31147541	1,693989071
3	4 Hz (G100)	0,182	0,25	0,29	1,373626374	1,593406593
4	5 Hz (G50)	0,284	0,4	0,7	1,408450704	2,464788732
5	5 Hz (G100)	0,4	0,54	0,98	1,35	2,45



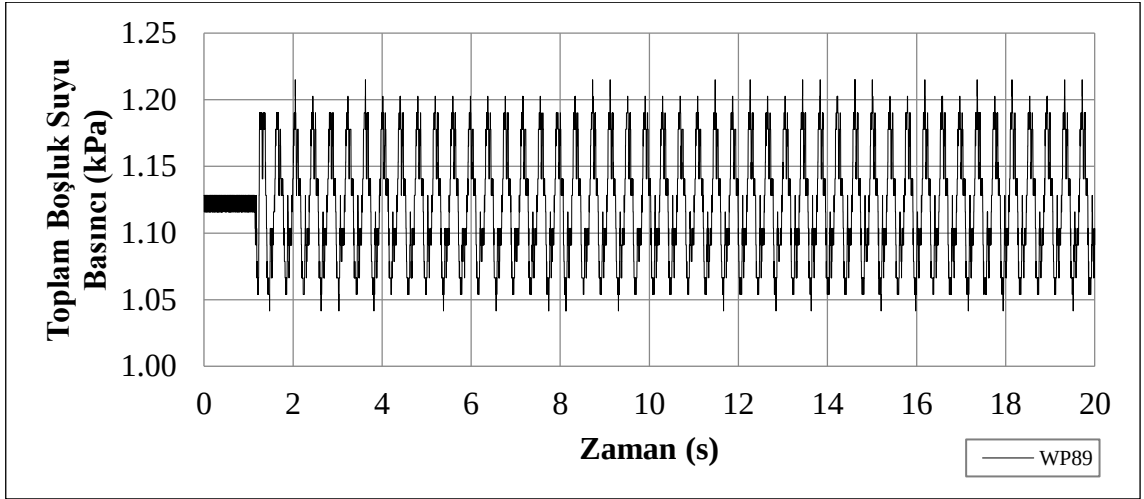
Şekil 4.4 Büyütme faktörü değerlerinin AC1 zemin ivmesi ile değişimi

4.2 Su Basınçlarının Değerlendirilmesi

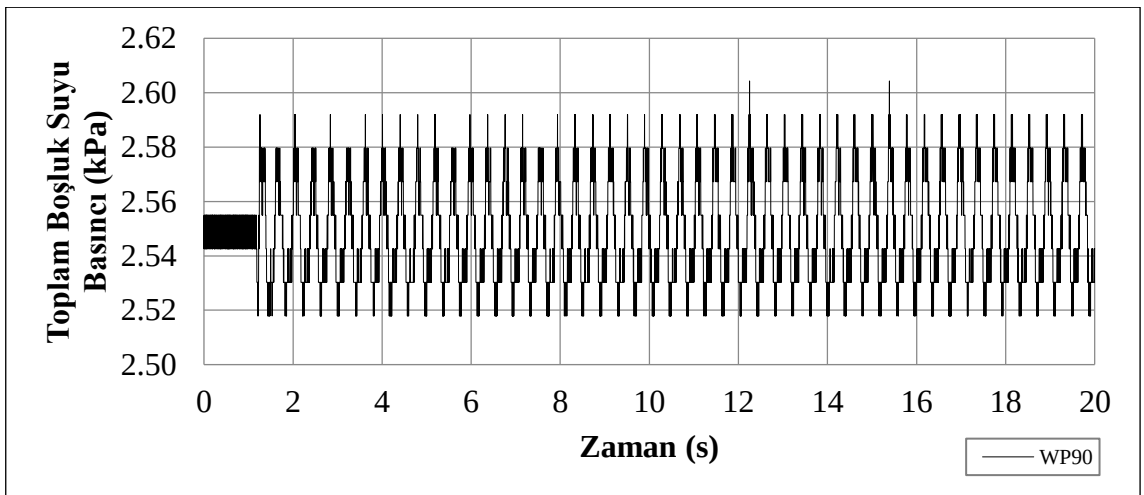
Keson modelin her iki yüzünde sarsma halinde su basıncının nasıl değiştiğini ölçmek için yüzeyden 10 cm ve 25 cm mesafelere basınç ölçerler yerleştirilmiştir. Su basıncının hidrostatik basınç değeri etrafında hidrodinamik basıncın çalkantılı olarak değiştiği gözlemlenmiştir. Zamana bağlı bu değişim 3 Hz, 8 mm genlik 0.06 g taban ivmesi için Şekil 4.5, 4.6 ve 4.7’de verilmiştir. Diğer taban ivmeleri için benzer değişimler ise EK C’de toplu halde verilmiştir.



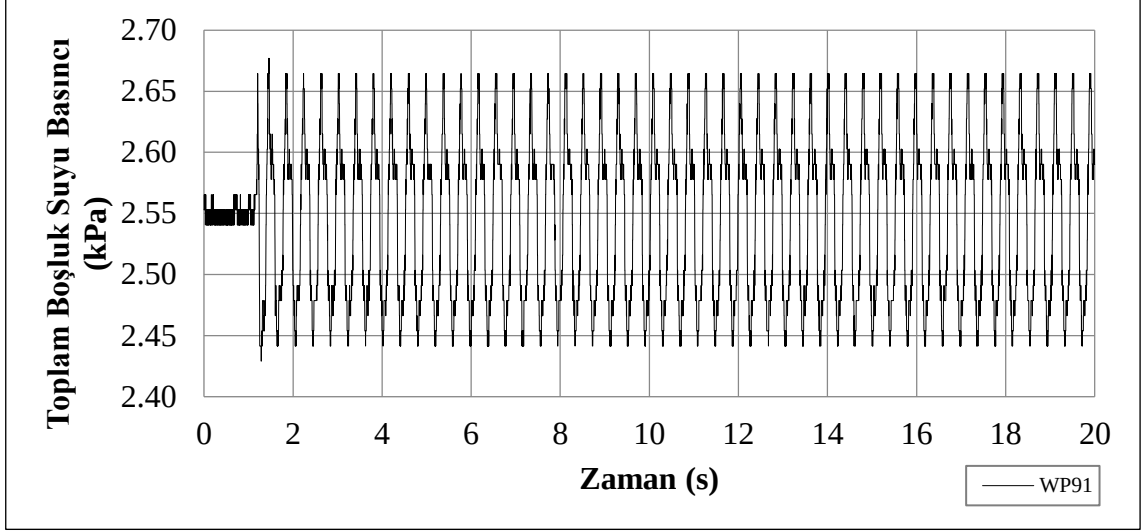
Şekil 4.5 3Hz frekans 8 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



Şekil 4.6 3Hz frekans 8 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



Şekil 4.7 3Hz frekans 8 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı

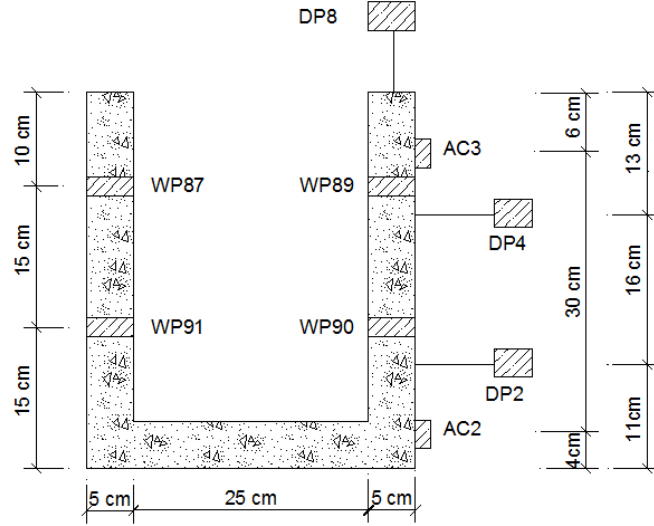


Şekil 4.8 3Hz frekans 8 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı

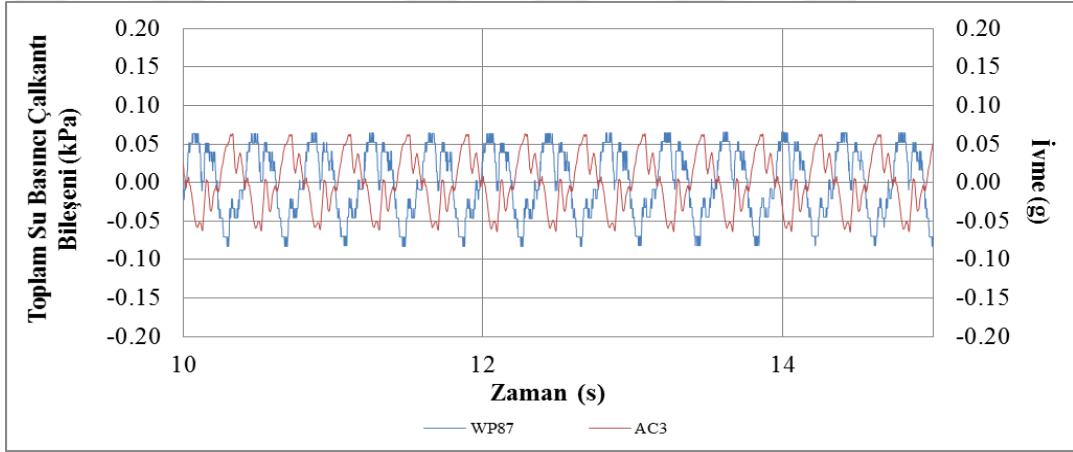
4.3 Su Basıncı ve Atalet Kuvveti Faz İlişkisi

Hidrodinamik basınç ile yapının ataleti, aralarındaki ilişkinin anlaşılması amacıyla birlikte değerlendirilmiştir. Şekil 4.9’da görülen basınç ölçerlere karşılık gelen ivme ölçerlerden alınan eş zamanlı kayıtlar birlikte çizilmiştir. Bu amaçla basınç ölçerlerin çalkantı bileşeni yazılan matlab programı ile ayrılmıştır. Böylece su basıncının dinamik bileşeni elde edilmiştir.

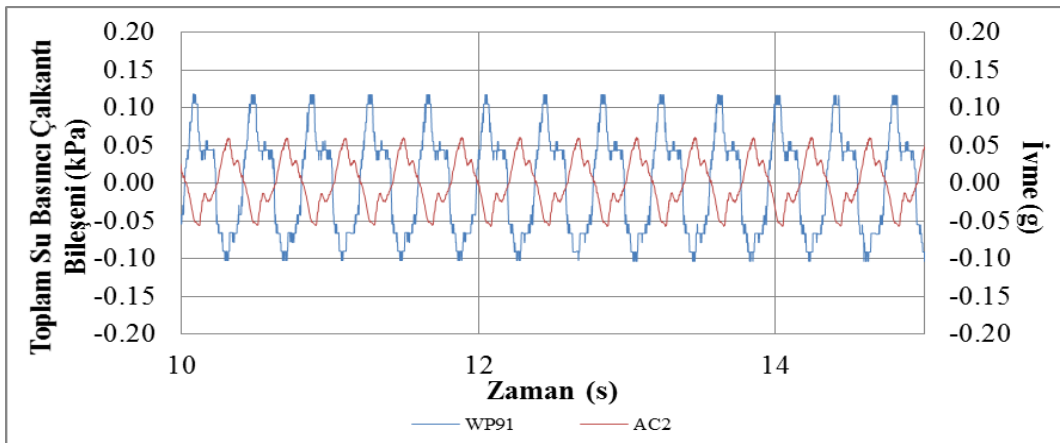
Şekil 4.10 ve 4.11 de 3 Hz frekans 8 mm genlikli sarsma deneyine karşılık gelen 0.06 g ortalama taban ivmesi için kayıtların zamansal değişimi dikkate alınmıştır. Kesonun ön yüzeyinde bulunan WP87 ve WP91 basınç ölçerlerden elde edilen dinamik basınçlara karşılık sırasıyla AC3 ve AC2 ivme ölçer kayıtlarının zamansal değişimi Şekil 4.10 da görülmektedir. Bu kayıtlar incelendiğinde aralarında 180^0 faz farkının bulunduğu görülmektedir. Buna karşılık kesonun arka yüzünde bulunan WP89 ve WP90 dinamik basınç ile bunlara karşılık gelen AC3 ve AC2 ivme ölçümleri birlikte değerlendirildiğinde aralarında faz farkının bulunmadığı görülmüştür (Şekil 4.11). Bu durum yapının sinüzoidal harmonik sarsma etkisinde dahi asimetric dinamik su basıncının etkisinde kaldığını göstermektedir.



Şekil 4.9 Ölçüm sensörlerinin konumları

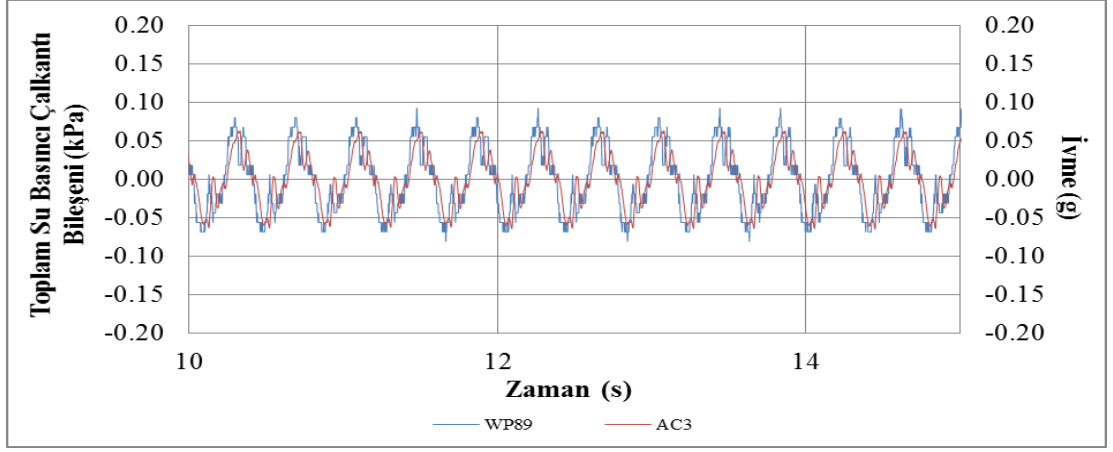


(a) WP87 ve AC3 arasındaki ilişki

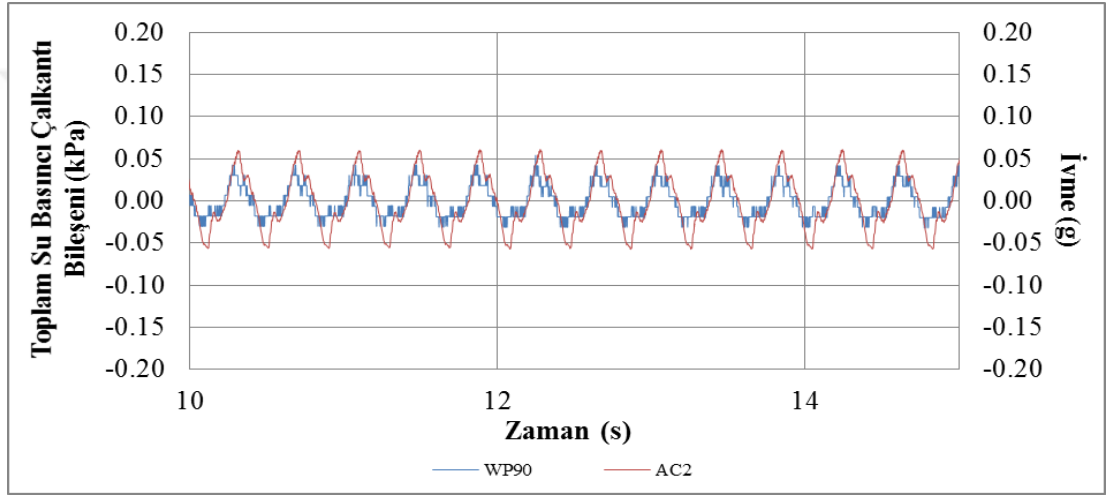


(b) WP91 ve AC2 arasındaki ilişki

Şekil 4.10 3Hz frekans 8 mm genlik (0.06g) için keson ön yüzü dinamik su basıncı ve keson ataleti zamansal değişimleri



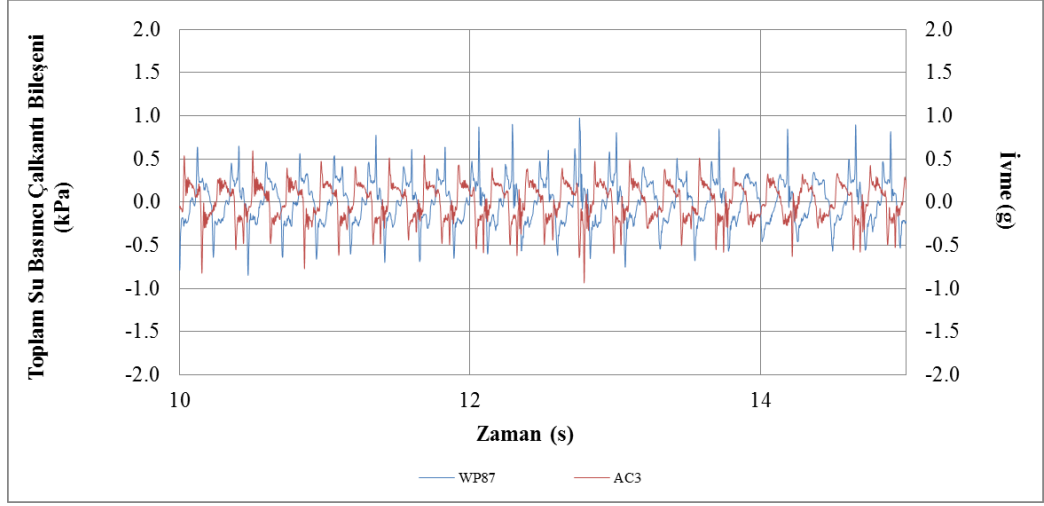
(a) WP89 ve AC3 arasındaki ilişki



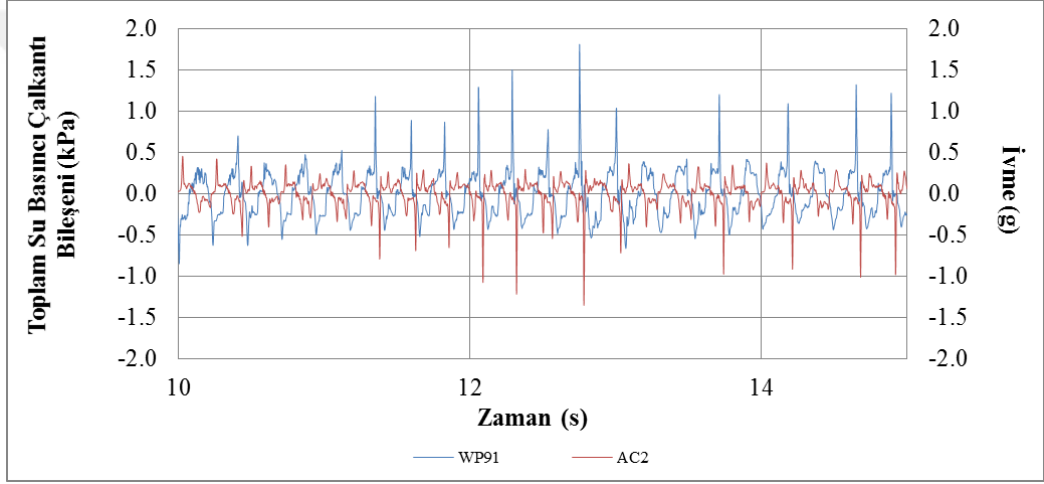
(b) WP90 ve AC2 arasındaki ilişki

Şekil 4.11 3Hz frekans 8 mm genlik (0.06g) için keson arka yüzü dinamik su basıncı ve keson ataleti zamansal değişimleri

Benzer ilişki 5 Hz frekans 4 mm genliğe karşılık gelen 0.284 g ortalama taban ivmesi için Şekil 4.12 ve Şekil 4.13’de verilmiştir. Bu taban ivmesinde de keson ön yüzünde 180⁰ faz farkı oluşurken arka yüzde faz farkı meydana gelmemektedir. Benzer ilişki tüm deney koşullarında meydana gelmiştir.

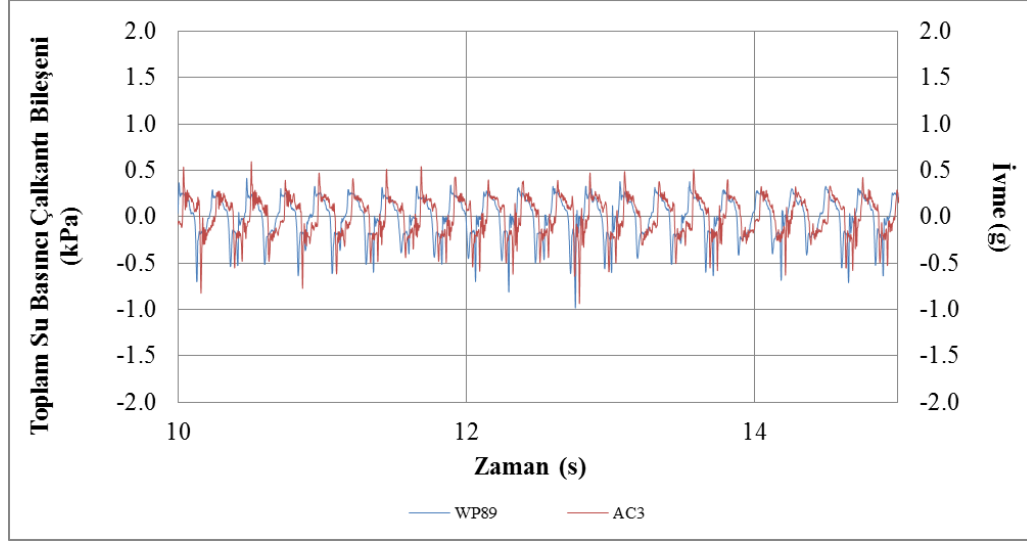


(a) WP87 ve AC3 arasındaki ilişki

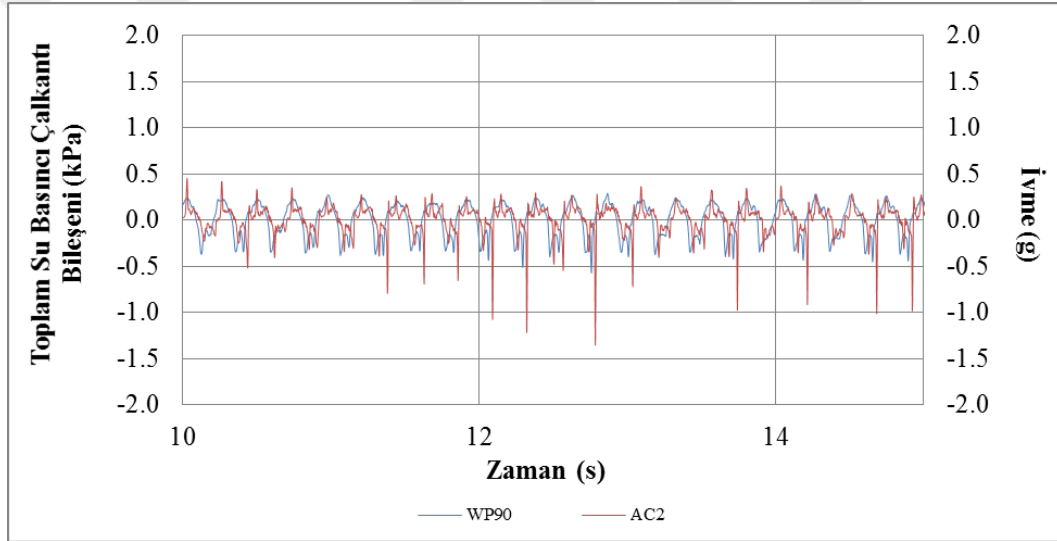


(b) WP91 ve AC2 arasındaki ilişki

Şekil 4.12 5Hz frekans 4 mm genlik (0.284g) için keson ön yüzü dinamik su basıncı ve keson ataleti zamansal değişimleri



(a) WP89 ve AC3 arasındaki ilişki



(b) WP90 ve AC2 arasındaki ilişki

Şekil 4.13 5Hz frekans 4 mm genlik (0.284g) için keson arka yüzü dinamik su basıncı ve keson ataleti zamansal değişimleri

4.4 Deplasman Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

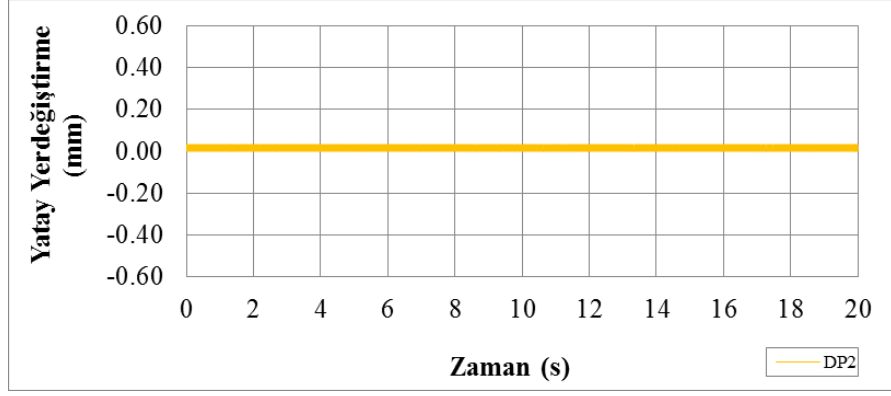
Keson dalgakıran modelinin üzerine yerleştirilen DP2 ve DP4 (Şekil 4.9) kesonun tepe ve tabandaki yatay deplasman miktarlarının sarsma boyunca değişimini, buna karşın DP8 düşeydeki değişimini vermektedir. Şekil 4.14 $a_{ort}(g)=0.06$ taban ivmesi için deplasman miktarlarının zamanla değişimini göstermektedir. Şekilden düşük taban ivmesi için kesonda deplasman oluşmadığı gözlemlenmiştir.

Buna karşın daha büyük taban ivmesinde asimetrik deplasman meydana geldiği belirlenmiştir. Şekil 4.15 $a_{ort}(g)=0.40$ için deplasman kayıtlarını göstermektedir. Şekilden görüldüğü gibi taban ve tepedeki deplasmanların kesonun bir tarafa doğru ötelendiği anlaşılmaktadır. Taban ve tepedeki deplasman miktarları yaklaşık olarak birbirlerine yakındır. Ancak düşey deplasman ölçerdeki değişim kesonun öne doğru eğildiğini göstermektedir.

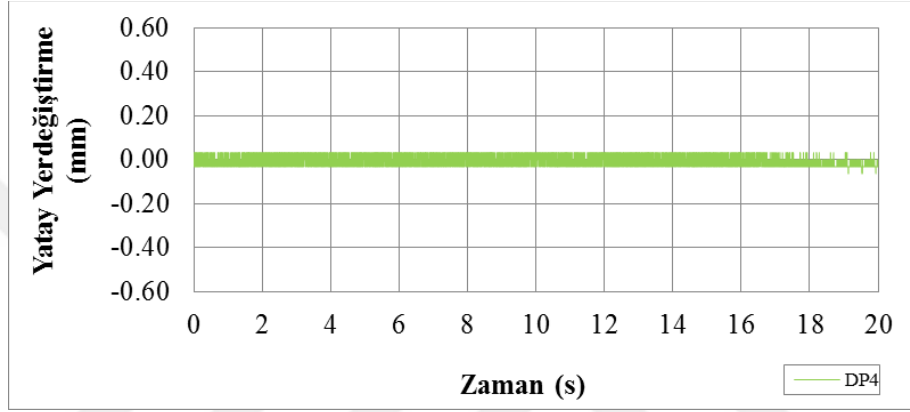
Büyük taban ivmelerinde kesonun bir tarafa doğru ötelenmesi Bölüm 4.3’de açıklandığı gibi kesonun ön yüzeyinde oluşan atalet ve hidrodinamik kuvveti arasındaki faz farkından kaynaklanmaktadır.

Kesonun düşeydeki eğilme miktarının küçük olması, temel şartlarının tokmakla sıkıştırılmış çakıldan oluşmasından dolayıdır. Ancak küçükte olsa meydana gelen bu eğilme, yapının tepe ivmesindeki büyütmeden kaynaklanmaktadır.

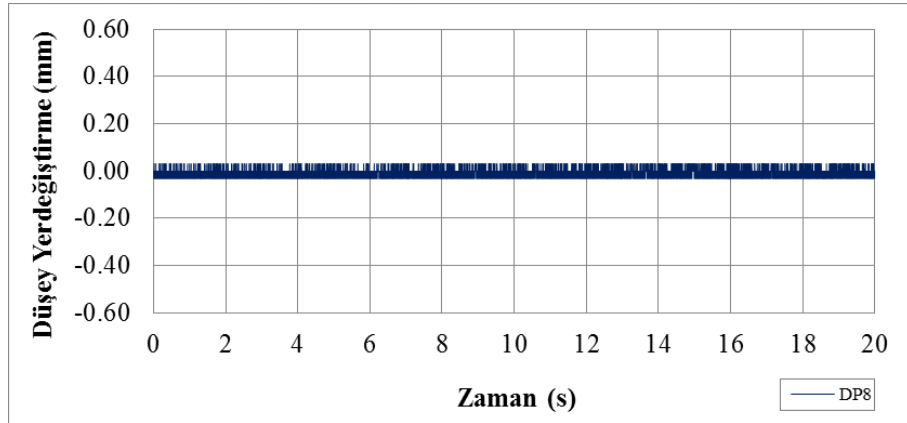
Diğer deney sonuçları Ek D’ de verilmiştir ve benzer sonuçları içermektedirler.



(a) DP2 deplasman ölçer

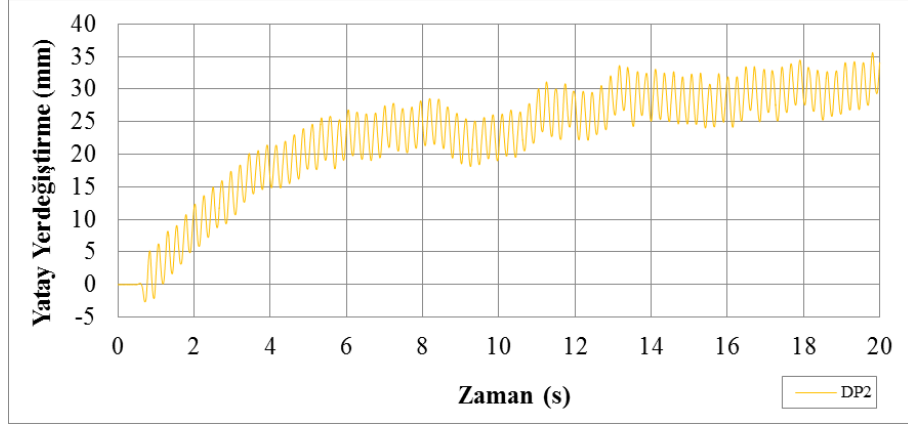


(b) DP4 deplasman ölçer

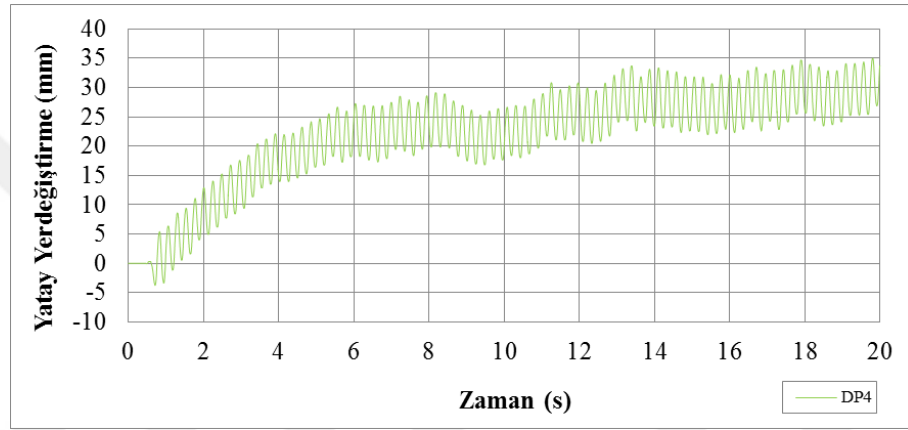


(c) DP8 deplasman ölçer

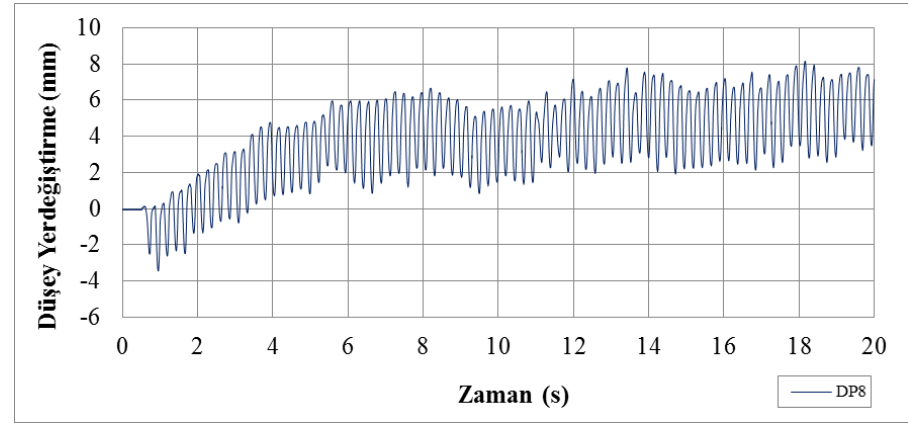
Şekil 4.14 $a_{ort}(g)=0.06$ için deplasmanın zamanla değişimi



(a) DP2 deplasman ölçer



(b) DP4 deplasman ölçer



(c) DP8 deplasman ölçer

Şekil 4.15 $a_{ort}(g)=0.40$ için deplasmanın zamanla değişimi

KAYAN BLOK ANALİZİ

5.1 Giriş

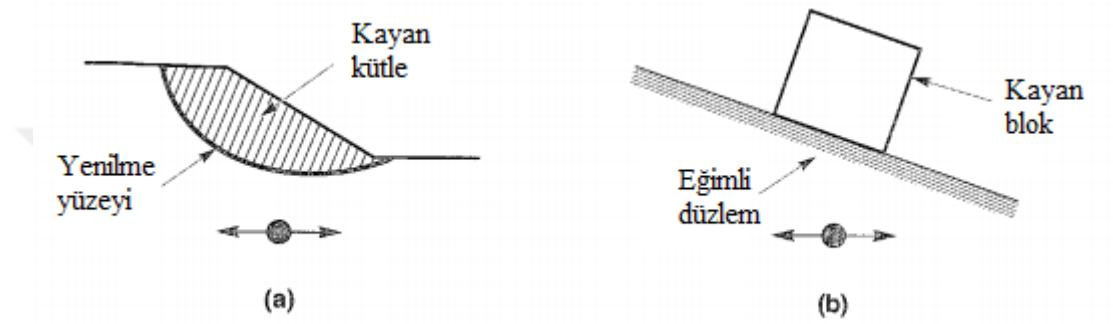
Liman yapılarının performansa dayalı tasarımıyla hem bu yapıların sismik etkiler altında davranışının tahmin edilmesi hem de bu tahminle birlikte müsaade edilebilecek hasarların şartnamelerde belirtilen sınırlar içerisinde kalması sağlanarak yapı maliyetinin azaltılabilmesi; “kayan blok” yöntemini avantajlı kılmaktadır. Liman yapılarından istenen performansa göre analiz yöntemleri üçe ayrılmaktadır [7]:

- Basitleştirilmiş analiz: Deplasmanlar ve/veya elastik davranış sınırı ve sismik yüklemeden dolayı oluşan kalıcı deplasmanın büyüklüğünün belirlenmesi için uygun bir yaklaşımla başlangıç limit değerlerinin belirlenmesidir.
- Basitleştirilmiş dinamik analiz: Varsayılan hasar modlarına bağlı olan deplasman/basınç/düktilite/gerilmenin değerlendirilmesi mümkündür.
- Dinamik analiz: Hem hasar türünün hem de deplasman/basınç/düktilite/gerilmenin değerlendirilmesi mümkündür.

[7]’de dalgakıranların basitleştirilmiş dinamik analizi için Newmark tipi analiz önerilmektedir.

5.2 Newmark Kayan Blok Analizi

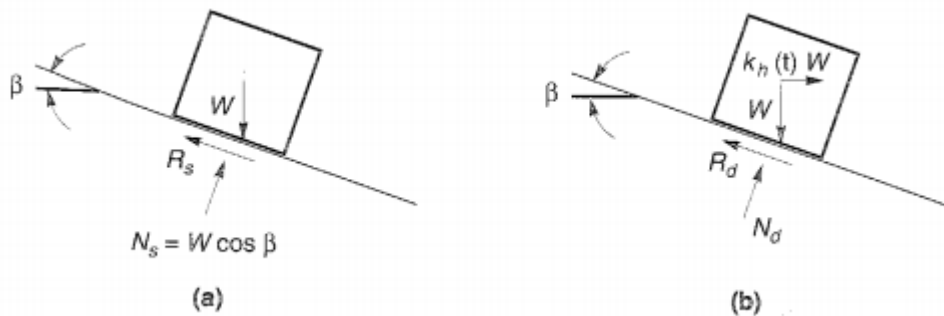
Eğer potansiyel yenilme kütlesi üzerine etkiyen atalet kuvvetleri direnç gösteren mevcut kuvvetlerden büyük olursa güvenlik faktörü 1.0'ın altına düşecektir. Newmark bu şartlar altında bir şevin hareketini incelemiştir. Güvenlik faktörü 1.0 değerinden daha küçük olduğunda potansiyel yenilme kütlesi artık denge durumunda değildir. Sonuçta dengesiz bir kuvvetle ivmelendirilecektir. Bu durum eğimli bir yüzeyde bulunan blok (Şekil 5.1) ile benzerdir. Newmark bu benzerliği kullanarak herhangi bir yer hareketine maruz kalan şevdeki kalıcı deplasmanı tahmin etmeye yönelik bir yöntem geliştirmiştir [14].



Şekil 5.1 a) Olası heyelan ve b) eğimli yüzey üzerindeki durağan blok arasındaki benzerlik [14]

Eğimli yüzeyde durağan blok dikkate alındığında, statik koşullar altında bloğun dengesi kaymaya mukavemet gösteren kuvvet R_s 'nin, bloğu kaydırmaya çalışan kuvvet D_s 'den büyük olmasını gerektirir.

$$FS = \frac{\text{Kaymaya karşı koyan kuvvetler}}{\text{Kaydırmaya çalışan kuvvetler}} = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W \cos \beta \tan \phi}{W \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (5.1)$$



Şekil 5.2 Eğimli düzlemde bulunan bloka etki eden kuvvetler: a) statik şartlar b) dinamik şartlar [14]

Burada ϕ blok ve düzlem arasındaki sürtünme açısı, β yüzeyin eğim açısıdır. Eğimli yüzeyin $a_h(t) = k_h(t)g$ ivmesiyle titreşmesi sonucu bloğa aktarılan atalet kuvvetleri dikkate

alındığında, zamanın belli bir bölümünde bloğun yatay ivmesi yatay atalet kuvvetine ($k_h W$) neden olacaktır.

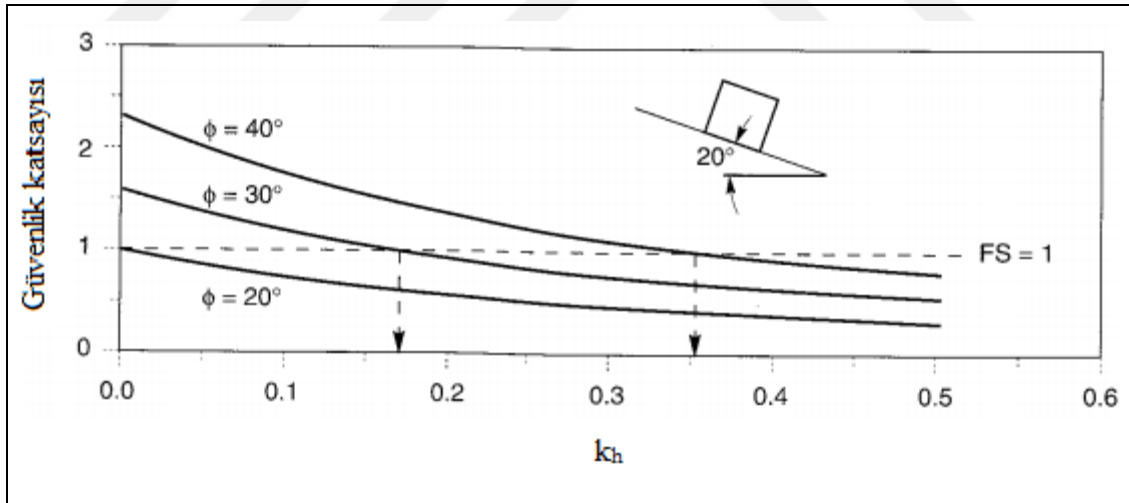
Atalet kuvvetinin aşağı yönlü eğimde etki ettiği durumda kuvvetlerin eğimli düzleme paralel ve dik bileşenlere ayrılmasıyla (5.2) eşitliği elde edilmektedir.

$$FS_d(t) = \frac{\text{Kaymaya karşı koyan kuvvetler}}{\text{Kaydırmaya çalışan kuvvetler}} = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[\cos \beta - k_h(t) \sin \beta] \tan \phi}{\sin \beta + k_h(t) \cos \beta} \quad (5.2)$$

Bu da k_h artarken dinamik güvenlik katsayısının azaldığını göstermektedir ve k_h 'nın güvenlik katsayısını 1.0 olarak veren bir pozitif değeri vardır (Şekil 5.3). Yenilme katsayısı olarak adlandırılan bu katsayı yenilme ivmesine $a_y = k_y g$ karşılık gelmektedir. Yenilme ivmesi blokta stabilitesizliğe neden olan minimum psödo-statik ivmesidir. Şekil 5.2'de gösterilen bloğun aşağı yönlü hareketi için (5.3) eşitliği, yukarı yönlü hareketi için (5.4) eşitliği oluşturulmuştur.

$$k_y = \tan(\phi - \beta) \quad (5.3)$$

$$k_y = \frac{\tan \phi + \tan \beta}{1 + \tan \phi \tan \beta} \quad (5.4)$$



Şekil 5.3 Eğimi 20° olan düzlemde bulunan blok için psödostatik güvenlik katsayısının yatay psödostatik katsayı ile değişimi [14]

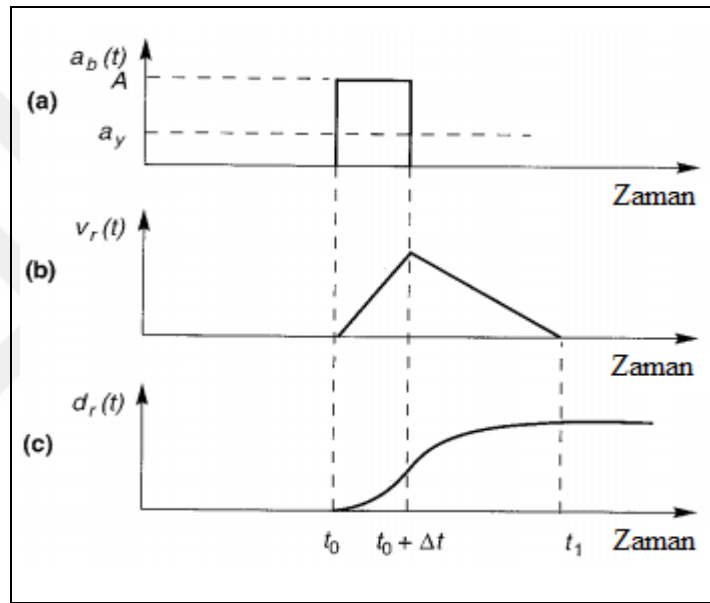
Eğimli yüzeyde bulunan bloğa etkiyen ivme yenilme ivmesini aştığında blok yüzeye göre rölatif hareket yapacaktır. Kalıcı deplasmanın hesaplanabildiği yöntemi açıklamak için Δt süresince A ivme genliğine sahip dikdörtgensel ivme etkisine maruz kalan eğimli düzlem dikkate alınmaktadır. Yenilme ivmesi a_y 'nin A'dan küçük olması durumunda t_0 ile $t_0 + \Delta t$ zaman aralığında bloğun yüzeye göre rölatif ivmesi (5.5) eşitliğiyle verilmiştir.

Bu eşitlikte $a_b(t)$ yüzeyin ivmesidir. Bloğun yapacağı rölatif kayma, rölatif ivmenin iki kere integralinin alınmasıyla elde edilmektedir. Bu bağlamda rölatif hız eşitliği (5.6)'da, rölatif kayma eşitliği (5.7)'de verilmiştir.

$$a_{röl}(t) = a_b(t) - a_y = A - a_y \quad (5.5)$$

$$v_{röl}(t) = \int_{t_0}^t a_{röl}(t) dt = [A - a_y](t - t_0) \quad (5.6)$$

$$d_{röl}(t) = \int_{t_0}^t v_{röl}(t) dt = \frac{1}{2}[A - a_y](t - t_0)^2 \quad (5.7)$$



Şekil 5.4 $t=t_0$ ile $t=t_0+\Delta t$ zaman aralığında yenilme ivmesi aşıldığında rölatif hız ve rölatif deplasmanın değişimi [14]

$t=t_0+\Delta t$ anında rölatif hız maksimum değerine ulaşmış olacaktır. Bu durumda rölatif hız (5.8) eşitliğiyle, rölatif kayma (5.9) eşitliğiyle belirlenecektir.

$$v_{röl}(t_0 + \Delta t) = [A - a_y] \Delta t \quad (5.8)$$

$$d_{röl}(t_0 + \Delta t) = \frac{1}{2}[A - a_y] \Delta t^2 \quad (5.9)$$

Taban ivmesi sıfıra düştükten sonra blok tabanındaki sürtünme kuvveti bloğun hızını azaltacaktır. Hız sıfır olana kadar bloğun hareketi devam edecektir. Bu zaman aralığında ivme (5.10)'da verilmiştir, t_1 anında rölatif hız sıfırdır.

$$a_{röl}(t) = a_b(t) - a_y = 0 - a_y = -a_y \quad (5.10)$$

$t_0 + \Delta t$ ile t_1 zaman aralığında rölatif hız (5.11) eşitliğine göre azalacaktır.

$$v_{röl}(t) = v_{röl}(t_0 + \Delta t) + \int_{t_0 + \Delta t}^t a_{röl} dt = A\Delta t - a_y(t - t_0) \quad (5.11)$$

Rölatif hız $t=t_1$ anında sıfıra eşitlendiğinde (5.12)'den yararlanılmıştır. Buna göre rölatif kayma (5.13)'de verilmiştir.

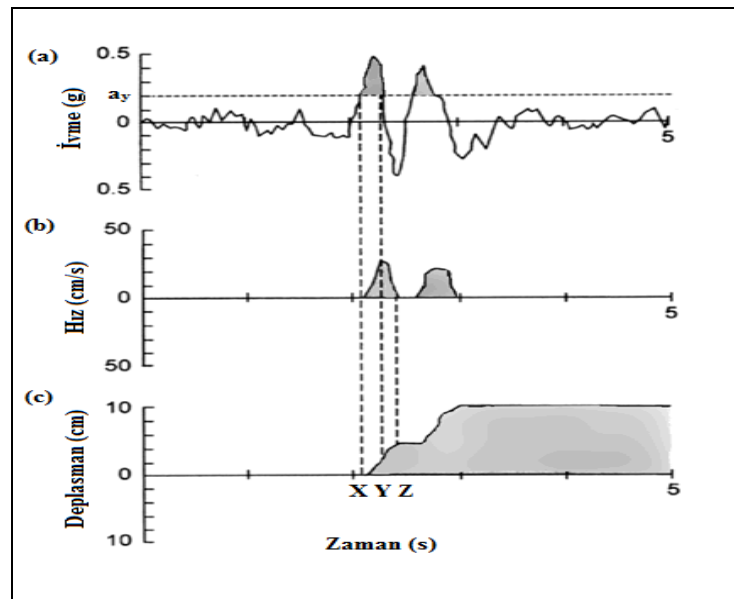
$$t_1 = t_0 + \frac{A}{a_y} \Delta t \quad (5.12)$$

$$d_{röl}(t) = \int_{t_0 + \Delta t}^t v_{röl}(t) dt = A\Delta t(t - t_0 - \Delta t) - \frac{1}{2} [t^2 - (t_0 + \Delta t)^2] \quad (5.13)$$

t_1 anından sonra blok ve eğimli yüzey beraber hareket edeceklerdir. Rölatif hız en büyük değerini $t_0 + \Delta t$ anında almaktadır, bu andan sonra rölatif hız lineer azalış göstermektedir. Rölatif deplasman $t=t_1$ anına kadar devam etmektedir. Rölatif deplasmanın toplam değeri (5.14) eşitliğiyle belirlenmektedir.

$$d_{röl}(t_1) = \frac{1}{2} (A - a_y) \Delta t^2 \frac{A}{a_y} \quad (5.14)$$

Bir deprem hareketinde yenilme ivmesi birçok kez aşılabilir ve bunun sonucunda deplasman kademeli olarak artar. Gerçek bir deprem sırasında alınmış yer hareketi için deplasman bu duruma örnek olarak Şekil 5.5'de gösterilmiştir.



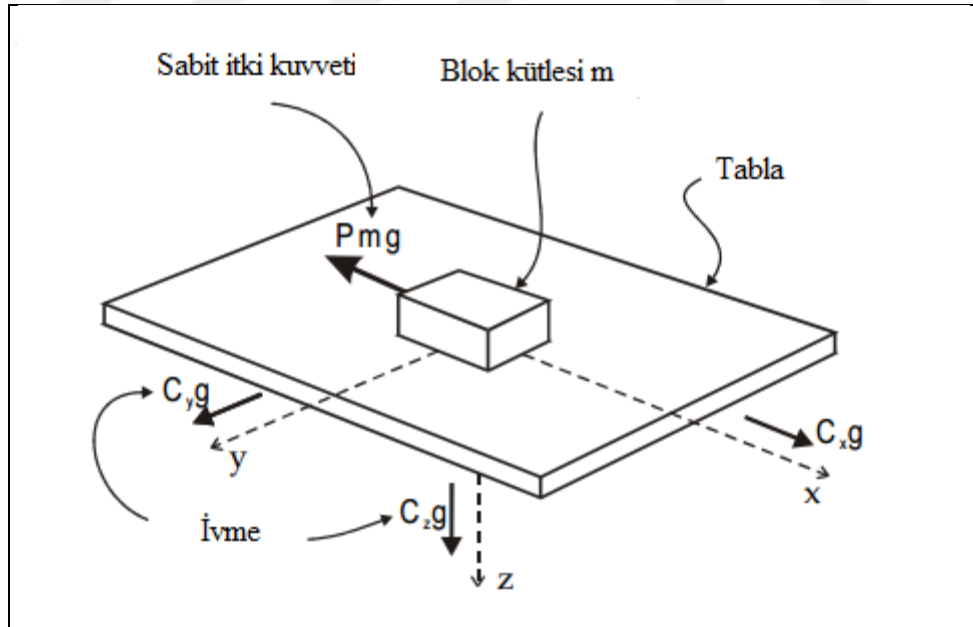
Şekil 5.5 Deprem sırasında alınmış yer hareketi için deplasman [15]

5.3 Geliştirilen Üç Boyutlu Kayan Blok Modeli [16]

Newmark kayan blok modeli deprem hareketinin yalnızca yatay (x yönü) bileşenini dikkate almaktadır. Gerçekte deprem hareketi üç boyutta meydana geldiği için Newmark modeli geliştirilerek hareketin üç yönünü de dikkate alan yeni bir model geliştirilmiştir [16]. Buna göre denklemler türetilmiştir ve bloğun düzlemdeki herhangi bir yönde hareket edebileceği belirtilmiştir.

Esas alınan üç boyutlu kayan blok modeli [16] Şekil 5.6'da gösterilmiştir. Bu modele göre;

- Geri dolgu nedeniyle bloğa negatif x doğrultusunda sabit bir itki kuvveti (Pmg) etki etmektedir.
- Tabla x,y,z yönlerinde ivmeye sahiptir, ivme katsayıları C_x , C_y , C_z olmak üzere, bu ivmeler C_xg , C_yg , ve C_zg 'dir.
- Eğer blok tablaya göre rölatif hareket yaparsa blok ivme katsayıları (k_x , k_y ve k_z) meydana gelecektir.
- Yüzey ile blok arasındaki sürtünme kuvvetinin yönü (μmg), bloğun yüzeye göre rölatif hızıyla belirlenmektedir.



Şekil 5.6 Üç boyutlu kayan blok modeli [16]

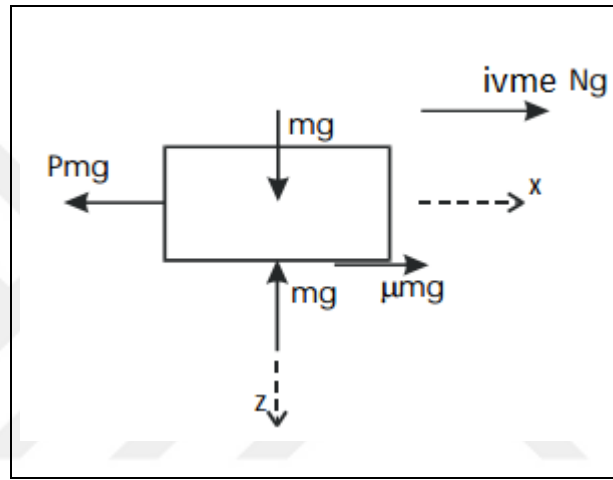
Bloğun x yönünde serbest cisim diyagramı incelendiğinde blok üzerinde etkili kuvvetler Şekil 5.7'de gösterilmiştir. Bu durumda Newton'un ikinci yasası uygulandığında (5.15) eşitliği, bu eşitliğe sadeleştirme yapıldığında (5.16) eşitliği elde edilmiştir. Yapılan

kabule göre tabla x yönünde ivme kazanacaktır, böylece bloğun tablaya göre rölatif hızı negatif x yönünde oluşacaktır, sürtünme kuvveti ise bu yöne zıt yönde gelişecektir. Öte yandan bloğun tablaya göre rölatif hızı dinamik tarihçeden dolayı pozitif x yönünde gelişirse sürtünme kuvvetinin yönü değişecektir, (5.16) eşitliği (5.17) eşitliğine dönüşecektir.

$$\mu mg - Pmg = mNg \quad (5.15)$$

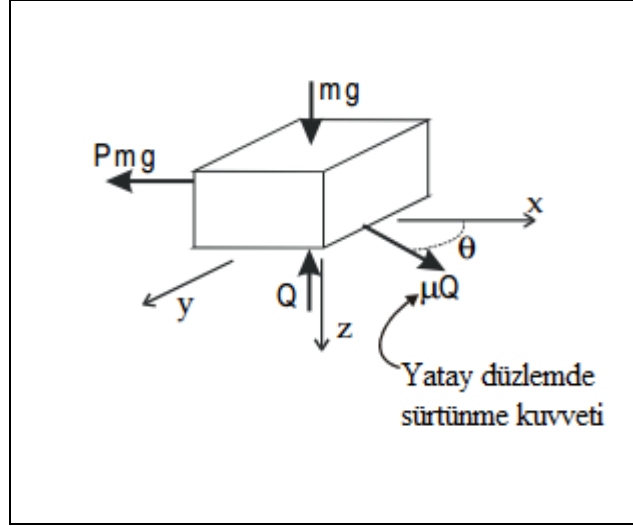
$$N = \mu - P \quad (5.16)$$

$$N = -\mu - P \quad (5.17)$$



Şekil 5.7 x yönünde serbest cisim diyagramı [16]

Bloğun üç boyutlu serbest cisim diyagramı Şekil 5.8’de gösterilmiştir. Newton’un ikinci yasası dikkate alınarak (5.18) eşitliği oluşturulmuştur. Bu eşitlikten Q parametresi çekildiğinde (5.19) eşitliği elde edilmiştir. Yatay düzlemde (x boyutu ve y boyutu) Newton’un ikinci yasası uygulandığında (5.20) eşitliği ve (5.21) eşitliği elde edilmiştir ve bu iki eşitlikte bulunan Q parametresi yerine (5.19) eşitliği yerleştirildiğinde (5.20) eşitliği (5.22) eşitliğine, (5.21) eşitliği (5.23) eşitliğine dönüşmüştür. (5.22)’nin ve (5.23)’ün kareleri alındıktan sonra birbirleriyle toplanarak (5.24) eşitliği elde edilmiştir. Bu işlemin yapılmasındaki amaç açısıl değer olan θ ’nın yok edilmesidir.



Şekil 5.8 Bloğun üç boyutlu serbest cisim diyagramı [16]

$$mg - Q = mk_z g \quad (5.18)$$

$$Q = (1 - k_z)mg \quad (5.19)$$

$$\mu Q \cos \theta - Pmg = mk_x g \quad (5.20)$$

$$\mu Q \sin \theta = mk_y g \quad (5.21)$$

$$\mu(1 - k_z) \cos \theta - P = k_x \quad (5.22)$$

$$\mu(1 - k_z) \sin \theta = k_y \quad (5.23)$$

$$\mu^2 (1 - k_z)^2 = (P + k_x)^2 + k_y^2 \quad (5.24)$$

Kaymanın başlayacağı anda bloğun ivmesiyle tablanın ivmesi aynı olacaktır. Bu durumda (5.24) eşitliğindeki blok ivme katsayıları yerine tabla ivme katsayıları yerleştirildiğinde (5.25) eşitliği elde edilmiştir.

$$\mu^2 (1 - C_z)^2 = (P + C_x)^2 + C_y^2 \quad (5.25)$$

Kolaylık açısından C_x ve C_y katsayıları arasında korelasyon (5.26)'da kurulmuştur ve bu eşitlik (5.25) eşitliğine dahil edilerek (5.27) eşitliği oluşturulmuştur. Bu işlemten sonra (5.27) eşitliğinden C_x parametresi çekilmiştir ve bloğun harekete başlaması için aşılması gereken limit ivme değerini veren (5.28) eşitliği elde edilmiştir. Bu eşitlikte pozitif kök, blok ve tabla pozitif x yönünde birlikte hareket ederken bloğun tabladan bağımsız hareket etmesi için aşılması gereken limit ivme değerini temsil etmektedir. Negatif kök ise blok

ve tabla negatif x yönünde birlikte hareket ederken blokun tabladan bağımsız hareket etmesi için aşılması gereken limit ivme değerini temsil etmektedir. Bu iki kök arasında ayrımın dikkatli bir şekilde yapılması gerekmektedir. Kökler ayrı ayrı yazılmıştır ve iki farklı eşitlik oluşturularak (5.29)'da ve (5.30)'da gösterilmiştir. Limit ivme değeri aşıldığında blok tabladan bağımsız hareket etmeye başlayacaktır.

Bloğun tablaya göre rölatif hızı, x yönünde rölatif hızın ve y yönünde rölatif hızın bileşkesi olarak (5.31)'de verilmiştir. Rölatif hareket ile birlikte ivme kazanan bloğun x yönünde ivme katsayısı (5.32) eşitliğiyle, y yönünde ivme katsayısı (5.33) eşitliğiyle belirlenecektir. Rölatif hız sıfır olduğunda tabla ve blok yeniden beraber hareket etmeye başlayacaklardır. Rölatif hareket başlamadan hemen önce hareketin yönünü belirleyebilmek için sürtünme kuvvetinden yararlanılmıştır. Blok kaymaya başlamadan hemen önce bloğa x yönünde etki eden sürtünme kuvveti (5.34)'de, y yönünde etki eden sürtünme kuvveti (5.35)'de verilmiştir. Daha sonra x ve y yönlerindeki sürtünme kuvvetleri bileşke sürtünme kuvvetine oranlanarak (5.36) ve (5.37) eşitlikleri elde edilmiştir.

Rölatif hız sürtünme kuvvetine ters yönde gelişeceği için (5.36) eşitliği (5.38) eşitliğine, (5.37) eşitliği (5.39) eşitliğine dönüştürülerek $\frac{V_{rx}}{V_r}$, $\frac{V_{ry}}{V_r}$ oranları elde edilmiştir.

$$C_y = RC_x \quad (5.26)$$

$$\mu^2(1-C_z)^2 = (P+C_x)^2 + R^2C_x^2 \quad (5.27)$$

$$C_x = \frac{-P \pm \sqrt{\mu^2(1-C_z)^2(1+R^2) - R^2P^2}}{(1+R^2)} \quad (5.28)$$

$$C_{xA}^* = \frac{-P + \sqrt{\mu^2(1-C_z)^2(1+R^2) - R^2P^2}}{(1+R^2)} \quad (5.29)$$

$$C_{xB}^* = \frac{-P - \sqrt{\mu^2(1-C_z)^2(1+R^2) - R^2P^2}}{(1+R^2)} \quad (5.30)$$

$$v_r = \sqrt{v_{rx}^2 + v_{ry}^2} \quad (5.31)$$

$$k_x = -\left(\frac{v_{rx}}{v_r}\right)\mu(1-k_z) - P \quad (5.32)$$

$$k_y = -\left(\frac{v_{ry}}{v_r}\right)\mu(1-k_z) \quad (5.33)$$

$$F_x = mg(C_x + P) \quad (5.34)$$

$$F_y = mgC_y \quad (5.35)$$

$$\frac{F_x}{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}} = \frac{(C_x + P)}{\sqrt{(C_x + P)^2 + C_y^2}} \quad (5.36)$$

$$\frac{F_y}{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}} = \frac{C_y}{\sqrt{(C_x + P)^2 + C_y^2}} \quad (5.37)$$

$$\frac{v_{rx}}{v_r} = \frac{-(C_x + P)}{\sqrt{(C_x + P)^2 + C_y^2}} \quad (5.38)$$

$$\frac{v_{ry}}{v_r} = \frac{-C_y}{\sqrt{(C_x + P)^2 + C_y^2}} \quad (5.39)$$

5.4 Keson Dalgakıran için Bir Boyutlu Kayan Blok Analizi

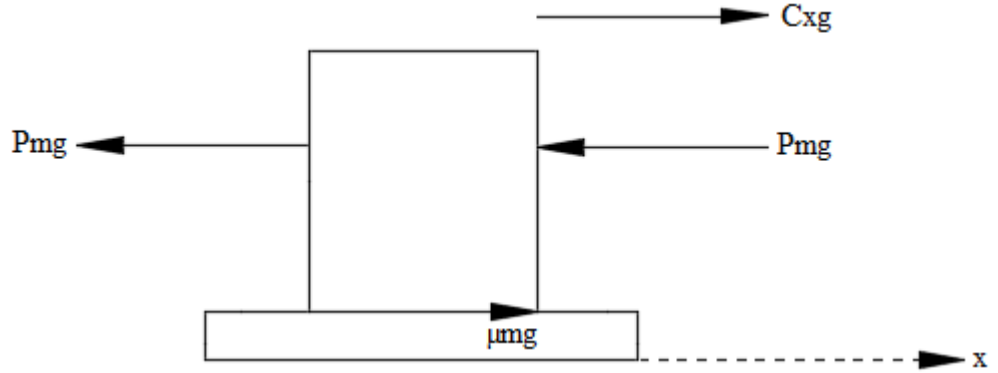
Keson dalgakıranların kayma davranışının modellenenilmesi için analiz sonuçları ile deneysel sonuçların karşılaştırılması gerekmektedir. Bu nedenle basitleştirilmiş dinamik analiz yöntemlerinden Newmark kayan blok analizinin geliştirilen biçimi esas alınarak keson blok için eşitlikler oluşturulmuştur. Bu eşitlikler [16]'da yapılan çalışmada olduğu gibi basitlik açısından boyutsuzlaştırılmıştır.

Sismik ivme etkisindeki bloğun serbest cisim diyagramları Şekil 5.9'da ve Şekil 5.10'da gösterildiği gibi olacaktır. Bu diyagramlara göre;

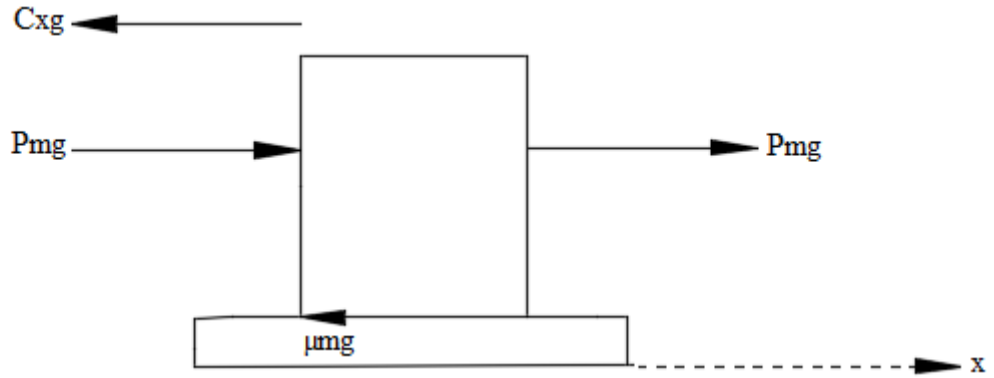
- Sismik ivme katsayısı C_x olmak üzere, sismik ivme $C_x g$ 'dir.
- Blok kütlesi m , yerçekim ivmesi g olmak üzere bloğa hidrodinamik kuvvet (Pmg) ve sürtünme kuvveti (μmg) etki edecektir.
- Rıhtım duvarlarından farklı olarak bloğun her iki yüzeyinde de eşit yükseklikte su bulunması hidrodinamik basınç kuvvetinin (Pmg) her iki taraftan aynı miktarda etki etmesine neden olacaktır. Suyun konumunu korumak istemesi sonucu sismik ivmeye ters yönde gelişecek olan bu kuvvet bloğu hareket ettirmeye çalışacaktır.
- Keson bloğun her iki tarafında su yüksekliğinin eşit olması sonucu bloğun ön yüzeyindeki hidrostatik basınç ile arka yüzeyindeki hidrostatik basınç denge

durumunda olacaktır. Bu nedenle keson blok üzerinde hidrostatik basınç kuvveti etkin değildir.

- Sürtünme kuvvetinin (μmg) yönü hareket yönüne zıt yönde gelişecektir.



Şekil 5.9 Pozitif x yönünde sismik ivme verilen keson blokun serbest cisim diyagramı



Şekil 5.10 Negatif x yönünde sismik ivme verilen keson blokun serbest cisim diyagramı

Pozitif x yönünde sismik ivme etkin iken Newton'un ikinci yasası dikkate alınarak (5.40) eşitliği, negatif yönde sismik ivme etkin iken Newton'un ikinci yasası dikkate alınarak (5.41) eşitliği oluşturulmuştur. (5.40) ve (5.41) eşitlikleri boyutsuz hale getirilerek (5.42) ve (5.43) eşitliklerine dönüştürülmüşlerdir. Bu eşitliklerde C_{xl} parametresi aşılması gereken limit ivme katsayısını temsil etmektedir. Sismik ivme katsayısı (C_x) limit ivme katsayısından C_{xl} büyük olduğu anda blok yüzeyden bağımsız hareket edecektir.

$$C_{xl}mg = -2Pmg + \mu_s mg \quad (5.40)$$

$$C_{xl}mg = 2Pmg - \mu_s mg \quad (5.41)$$

$$C_{xl} = -2P + \mu_s \quad (5.42)$$

$$C_{xl} = 2P - \mu_s \quad (5.43)$$

Bloğun yüzeyden bağımsız hareket etmesi ile beraber, blok $k_x g$ ile temsil edilen bir ivmeye, k_x ile temsil edilen bir ivme katsayısına sahip olacaktır. Bloğa etki eden kuvvetler dikkate alındığında blok ivme katsayısı (k_x) için pozitif x yönünde sismik ivme etkinse (5.44) eşitliği, negatif x yönünde sismik ivme etkinse (5.45) eşitliği oluşturulmuştur. Zemin yüzeyiyle birlikte hareket eden bloğun yüzeyden bağımsız harekete geçtiği an etkin olan sürtünme statik sürtünmedir. Bu nedenle (5.44) ve (5.45)'de dikkate alınan sürtünme katsayısı (μ_s) statik sürtünme katsayısıdır. (5.44)'ün boyutsuzlaştırılmış hali (5.46)'da, (5.45)'in boyutsuzlaştırılmış hali (5.47)'de verilmiştir.

$$k_x mg = -2Pmg + \mu_s mg \quad (5.44)$$

$$k_x mg = 2Pmg - \mu_s mg \quad (5.45)$$

$$k_x = -2P + \mu_s \quad (5.46)$$

$$k_x = 2P - \mu_s \quad (5.47)$$

Eğer blok hareket halindeyse limit ivme değerinin aşılmadığına bakılmaksızın blok ivme katsayısının (k_x) hesaplanması için pozitif x yönünde sismik ivme etkinse (5.48) eşitliği, negatif x yönünde sismik ivme etkinse (5.49) eşitliği oluşturulmuştur. Sürtünme kuvvetinin yönünü belirleyebilmek için hareketin yönünün belirlenmesi gerekmektedir. Bu nedenle rölatif hız değeri mutlak rölatif hız değerine bölünerek rölatif hızın yönü, bu yöne negatif işaret eklenerek sürtünme kuvvetinin yönü belirlenmiştir, (5.48) ve (5.49) eşitliklerine bu şekliyle dahil edilmiştir. Blok hareket halinde olduğu için dinamik sürtünmeye maruz kalacaktır. (5.48)'de ve (5.49)'da dikkate alınan sürtünme katsayısı dinamik sürtünme katsayısıdır (μ_d). Dinamik sürtünme katsayısı statik sürtünme katsayısından daha küçük bir değer olacaktır. (5.48)'in boyutsuzlaştırılmasıyla (5.50) eşitliği, (5.49)'un boyutsuzlaştırılmasıyla (5.51) eşitliği elde edilmiştir.

$$k_x mg = -2Pmg - \left(\frac{V_r}{|V_r|} \right) \mu_d mg \quad (5.48)$$

$$k_x mg = 2Pmg - \left(\frac{V_r}{|V_r|} \right) \mu_d mg \quad (5.49)$$

$$k_x = -2P - \left(\frac{V_r}{|V_r|} \right) \mu_d \quad (5.50)$$

$$k_x = 2P - \left(\frac{V_r}{|V_r|} \right) \mu_d \quad (5.51)$$

Rölatif ivme değerinin hesaplanması için (5.52) eşitliği oluşturulmuştur. Blok ivme katsayısı (k_x) ile zemin ivme katsayısı (C_x) arasındaki fark alındığında rölatif ivme katsayısı, bu değer yerçekimi ivmesi ile çarpılmasıyla rölatif ivme değeri elde edilmektedir. Rölatif ivme değerinin tek katlı integrali alındığında bloğun rölatif hız değeri, çift katlı integrali alındığında bloğun rölatif kayma miktarı bulunmaktadır.

$$a = (k_x - C_x) * g \quad (5.52)$$

Elde edilen eşitlikler için oluşturulan akış diyagramı Şekil 5.11’de gösterilmiştir ve MATLAB yazılımı kullanılarak değerler hesaplanmıştır. Akış diyagramındaki hesap adımları aşağıda özetlenmiştir:

İlk olarak hidrodinamik basınç değerine bakılmıştır. Geri dolguya sahip yapıların ön tarafında oluşan hidrodinamik basınç kuvveti Westergaard (1931) eşitliği (5.53) ile hesaplanabilmektedir. İki tarafında da su yüksekliği aynı olan keson bloğa iki taraftan da aynı değerde ve aynı yönde kuvvet etki edeceği için (5.53) eşitliğinin iki katı alınmıştır ve bu kuvvet keson genişliğiyle çarpılıp keson ağırlığına bölünerek boyutsuzlaştırılmıştır.

$$P = \frac{7}{12} * C_x * \gamma_w * H^2 \quad (5.53)$$

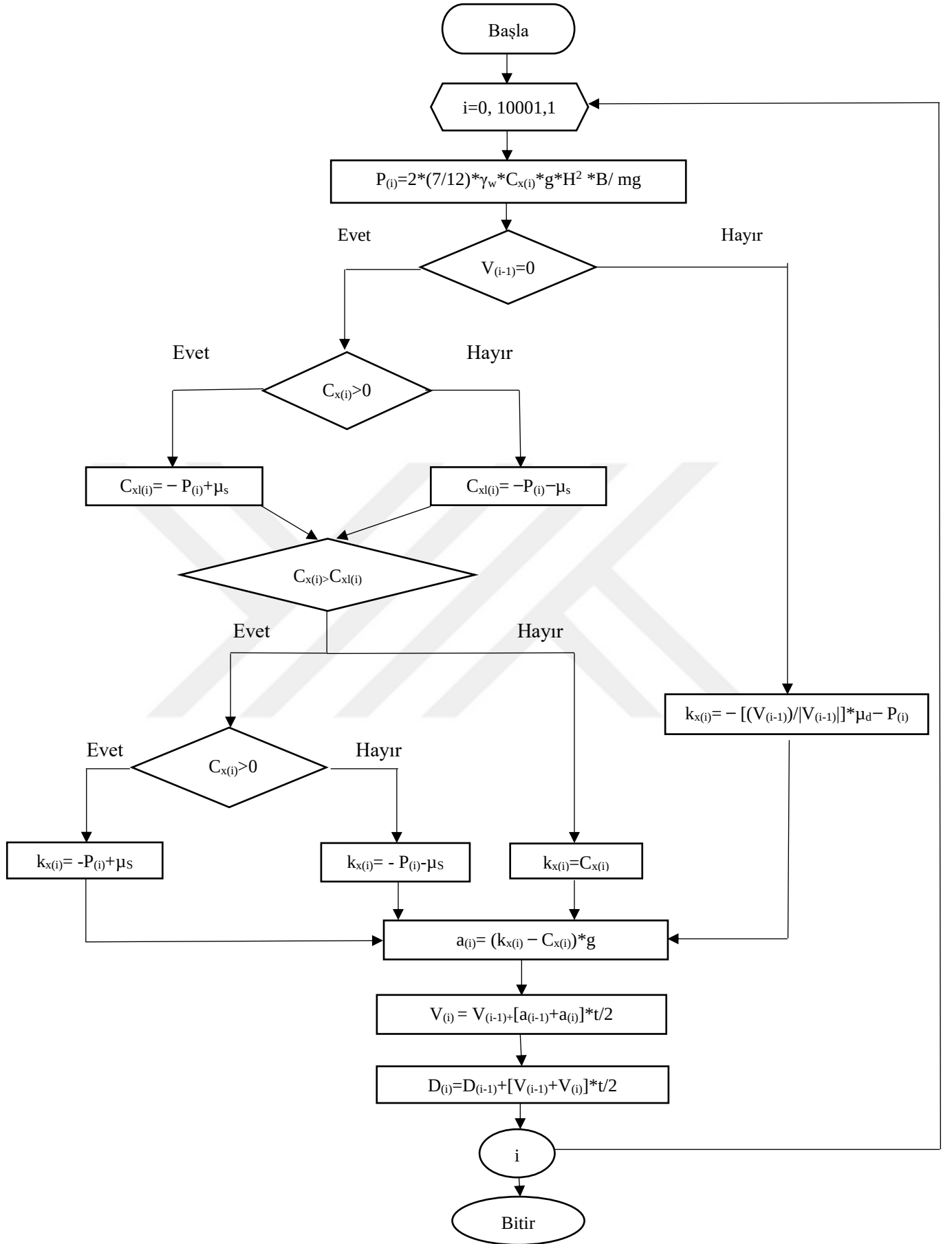
Bu işlemten sonra rölatif hıza bakılmıştır. Rölatif hız yok ise bir sonraki zaman diliminde hareketin meydana gelip gelmeyeceğini belirleyebilmek için sismik ivme katsayısı ile limit ivme katsayısı kıyaslanmıştır. Sismik ivme katsayısı limit ivme katsayısından daha küçük bir değere sahip ise deplasman oluşmayacaktır, yüzey ile blok beraber hareket edecektir ve blok ivme katsayısı sismik ivme katsayısına eşit olacaktır. Sismik ivme katsayısı limit ivme katsayısından daha büyük ise rölatif hız meydana gelecektir. Blok yüzeyden bağımsız hareket edeceği için blok ivme katsayısı hesaplanmıştır.

Rölatif hız var ise bir sonraki zaman dilimi için blok ivme katsayısı hesaplanmıştır.

Rölatif ivme değerini hesaplayabilmek için blok ivme katsayısından sismik ivme katsayısı çıkarılmıştır ve yerçekimi ivmesi ile çarpılarak boyutlu hale getirilmiştir.

Rölatif ivme değerlerinin integrali alınarak rölatif hız, rölatif hız değerlerinin integrali alınarak rölatif kayma değerleri elde edilmiştir. Her bir zaman dilimi için kayma deplasmanı bu şekilde hesaplanmıştır ve grafiklerle izah edilmiştir.





Şekil 5.11 Kayma deplasmanlarını belirleyebilmek için oluşturulan akış diyagramı

5.5 Model Sonuçları ile Deney Sonuçlarının Birlikte Değerlendirilmesi

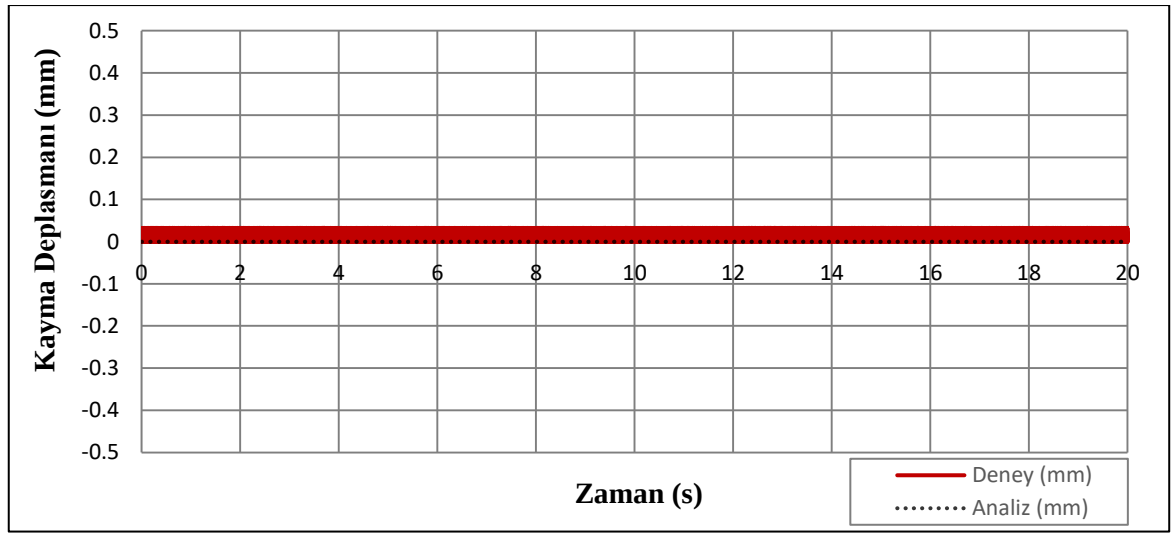
Statik ve dinamik olmak üzere iki farklı sürtünme katsayısı kullanılarak oluşturulan analizle kayma deplasmanı değerleri elde edilmiştir. Deney sonuçlarından elde edilen kayma deplasmanı değerlerine yakınsayan değerler iki farklı sürtünme katsayısı kullanılarak yapılan analizle elde edilmiştir. Bloğu harekete geçirecek sürtünme katsayısı statik sürtünme katsayısı, blok hareket halinde iken etkin olan sürtünme katsayısı dinamik sürtünme katsayısı olarak dikkate alınmıştır. Bu katsayılar deneme yanılma ile elde edilmiştir. Her analiz için uygun statik sürtünme katsayısı 0.5 olarak, dinamik sürtünme katsayıları ise değişken olmakla beraber statik sürtünme katsayısının uygun azaltma katsayısıyla çarpılması sonucu belirlenmiştir. Çizelge 5.1’de sürtünme katsayılarının genlik ve frekansla değişimi gösterilmiştir.

Çizelge 5.1 Analiz sonucu elde edilen sürtünme katsayıları

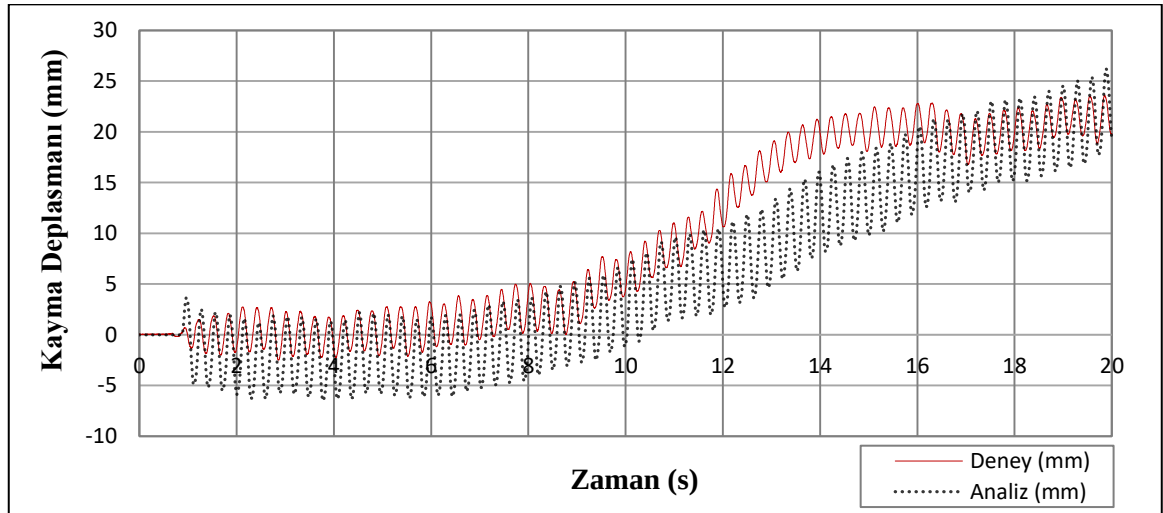
Deney No	Frekans	Genlik	Statik sürtünme katsayısı	Azaltma katsayısı	Dinamik sürtünme katsayısı
1	3 Hz	8 mm	-	-	-
2	4 Hz	8 mm	0.5	0.425	0.2125
3	5 Hz	4 mm	0.5	0.765	0.3825
4	5 Hz	8 mm	0.5	0.85	0.425
5	7 Hz	2 mm	0.5	0.92	0.46
6	8 Hz	2 mm	0.5	0.9	0.45

Sarsma tankı deneylerinden elde edilen kayma deplasmanı değerleriyle analiz sonucu elde edilen kayma deplasmanlarının karşılaştırılması 3 Hz frekans 8 mm genlik için Şekil 5.12’de, 4 Hz frekans 8 mm genlik için Şekil 5.13’de, 5 Hz frekans 4 mm genlik için Şekil 5.14’de, 5 Hz frekans 8 mm genlik için Şekil 5.15’de, 7 Hz frekans 2 mm genlik için Şekil 5.16’da, 8 Hz frekans 2 mm genlik için Şekil 5.17’de gösterilmiştir. Bu çalışmada kurulan modelin dinamik sürtünme katsayıları, deney sonuçları ile kalibre edilerek bulunmuştur. Analizlerde sarsma tankı tabanına yerleştirilmiş ivme ölçerden alınan ivme değerleri girdi olarak kullanılmıştır. Analiz sonucu elde edilen kayma deplasmanı değerlerini deneysel kayma deplasmanı değerleriyle daha çok benzeştirmek amacıyla yalnızca 7 Hz frekans 2 mm genlikli deneysel çalışmanın girdi ivmesi değerlerinde ivme düzeltilmesi yapılarak döngüye dahil edilmiştir.

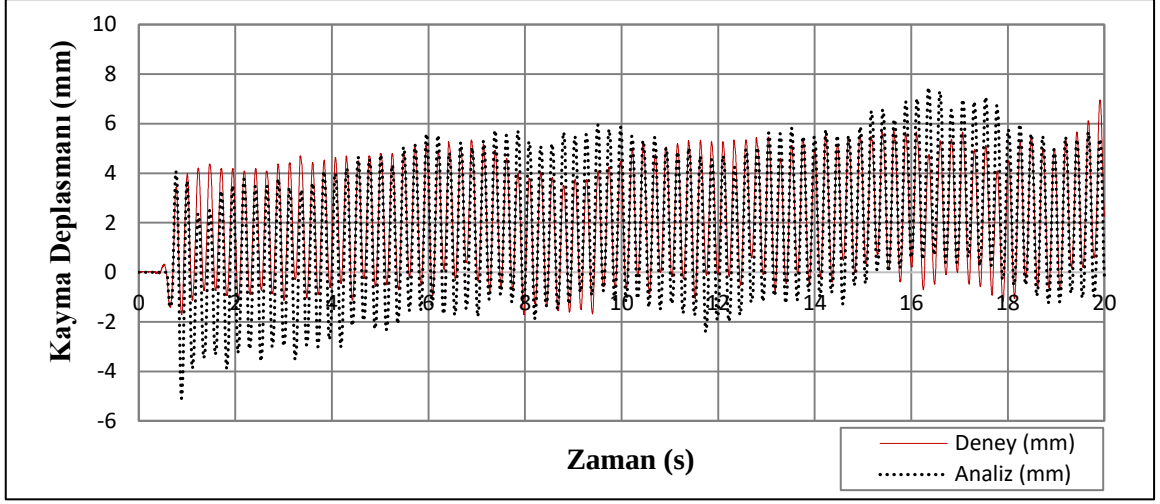
Sonuçlar incelendiğinde deney no 2 dışındaki diğer testler dikkate alındığında statik sürtünme katsayısı keson harekete geçtiğinde %20 civarında azalmaktadır. Deney sonuçları ile model sonuçları birlikte değerlendirildiğinde, keson davranışı oldukça iyi benzeştirilmektedir ve 4 Hz altında küçük frekanslardaki yer hareketinde beklendiği gibi keson simetrik davranmasına karşın bu frekans ve üstünde sinüzoidal sarsma ivmesinde dahi keson asimetrik davranarak kalıcı deplasman yapmaktadır. Bunun nedeni kesonun ön ve arka tarafındaki suyun ivmelenmesindeki faz farkından meydana gelmektedir. Bu durum net bir hidrodinamik basıncın kesonu itmesine neden olmaktadır. Benzer durum deneylerde de gözlemlenmiştir.



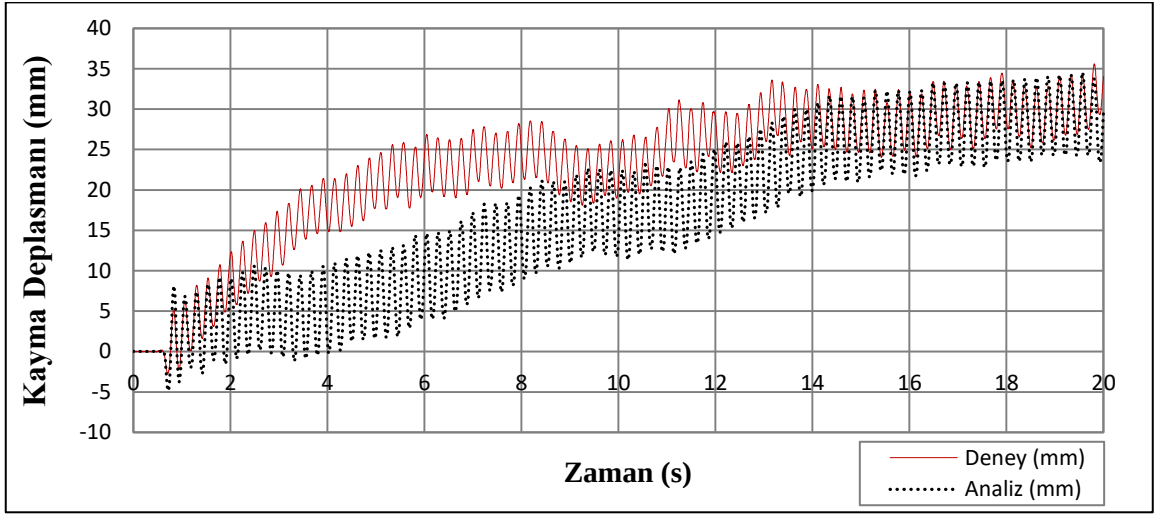
Şekil 5.12 3Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



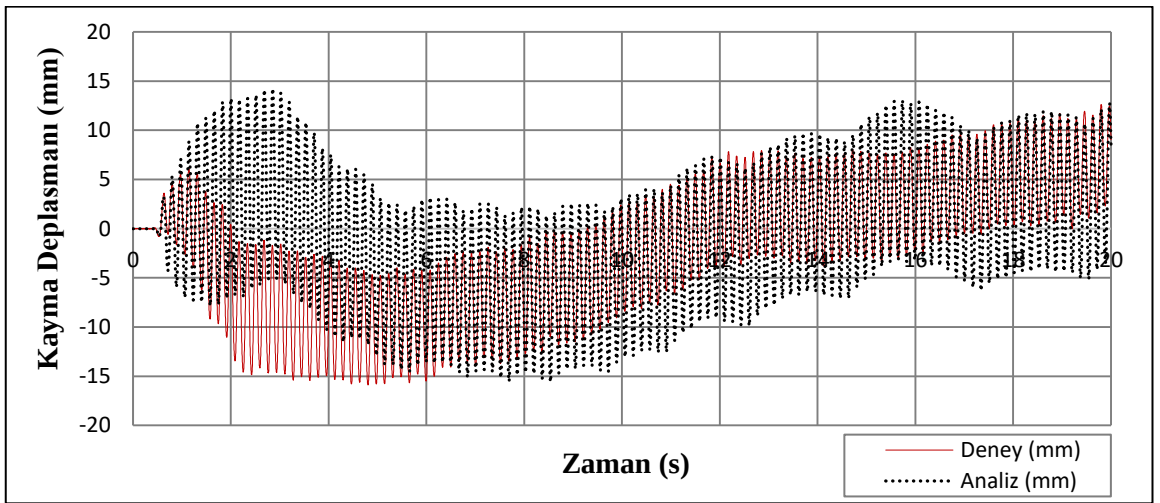
Şekil 5.13 4Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



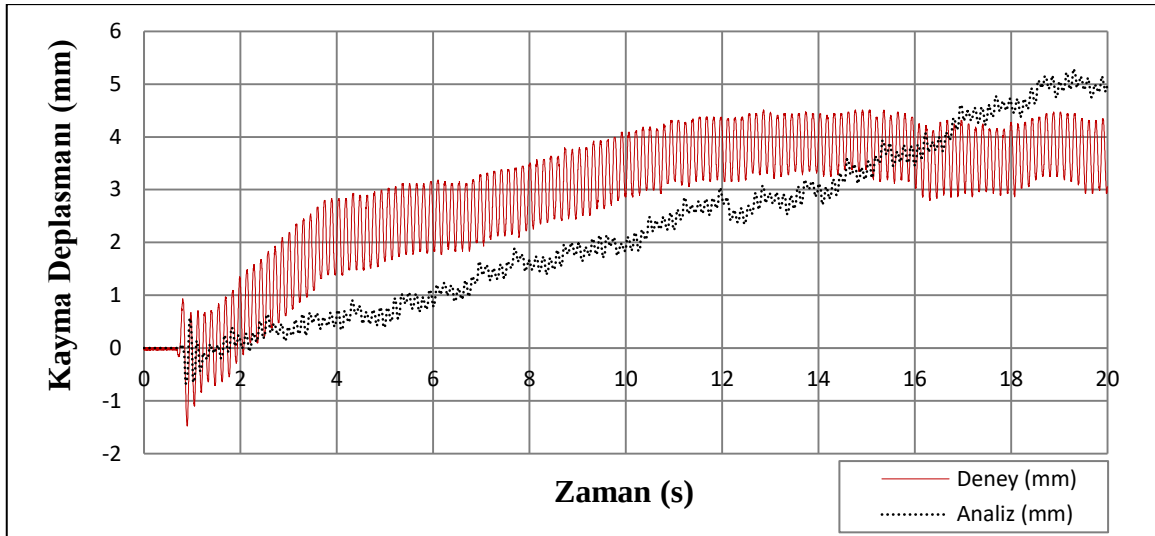
Şekil 5.14 5 Hz frekans 4 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



Şekil 5.15 5Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



Şekil 5.16 7Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



Şekil 5.17 8Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması

SONUÇ ve ÖNERİLER

Bu çalışmada rijit zemin üzerine yerleştirilen keson tipi dalgakıranların sismik yükler altında davranışı incelenmiştir. Deneysel çalışma ve yapılan analiz sonrası elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir :

- Yapılan deneylerde taban ivmelerinin artan değerleri ile keson tepesinde büyütme değerinin 2.5'a kadar arttığı gözlemlenmiştir. Büyütmenin bu değerlere ulaşması keson tipi ağırlık yapılarının eğilmesine neden olmuştur.
- 4 Hz'den daha küçük frekanslardaki yer hareketinde, beklendiği gibi keson simetrik davranmasına karşın, bu frekans ve üstündeki değerlerde sinüzoidal sarsma ivmesinde dahi keson asimetrik davranarak kalıcı deplasman yapmaktadır. Bunun nedeni kesonun ön ve arka tarafındaki dinamik su basıncındaki faz farkından kaynaklanmaktadır. Bu durum net bir hidrodinamik basıncın kesonu hareket ettirdiğini göstermektedir.
- Bir boyutlu kayan blok analiziyle oluşturulan modelde statik sürtünme katsayısı ve dinamik sürtünme katsayısı ile iki farklı sürtünme kuvvetinin dikkate alınmasıyla deney sonuçlarına yakınsayan kayma deplasmanı değerleri elde edilmiştir. Bu bağlamda statik sürtünme katsayısı 0.5 olarak belirlenmiş, dinamik sürtünme katsayısı ise statik sürtünme katsayısının %20 civarında azaltılmasıyla belirlenmiştir. Bu da sismik ivme verilen keson bloğa, harekete başlamadan önce ve hareket halindeyken farklı sürtünme kuvvetlerinin etki ettiğini göstermektedir. Keson harekete başladıktan sonra sürtünme kuvveti azalmaktadır.
- Modelleme sonuçları dinamik sürtünme katsayısının frekansla arttığını göstermiştir. Ancak ortalama olarak dinamik sürtünme katsayısının statik sürtünme katsayısından %20 kadar daha az olduğunu göstermektedir.

- Basitleştirilmiş dinamik analiz yöntemlerinden biri olan kayan blok analizi az veri gerektirdiğinden uygulanması daha karmaşık sayısal yöntemlere göre kolaydır. Bununla birlikte analiz yapılırken tüm verilerin doğru belirlenmesiyle bu yöntem uygun sonuçlar vermektedir.
- Yapılan analizler ile deney sonuçları benzeşmektedir. Daha iyi sonuçlar için daha fazla deneysel ve sayısal çalışmanın yapılması gerekmektedir.

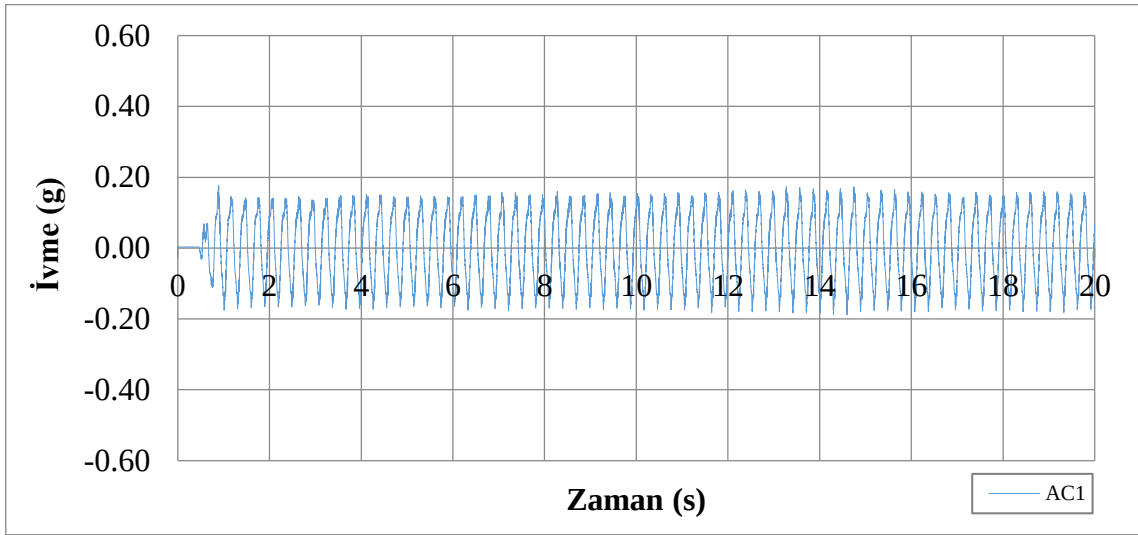


KAYNAKLAR

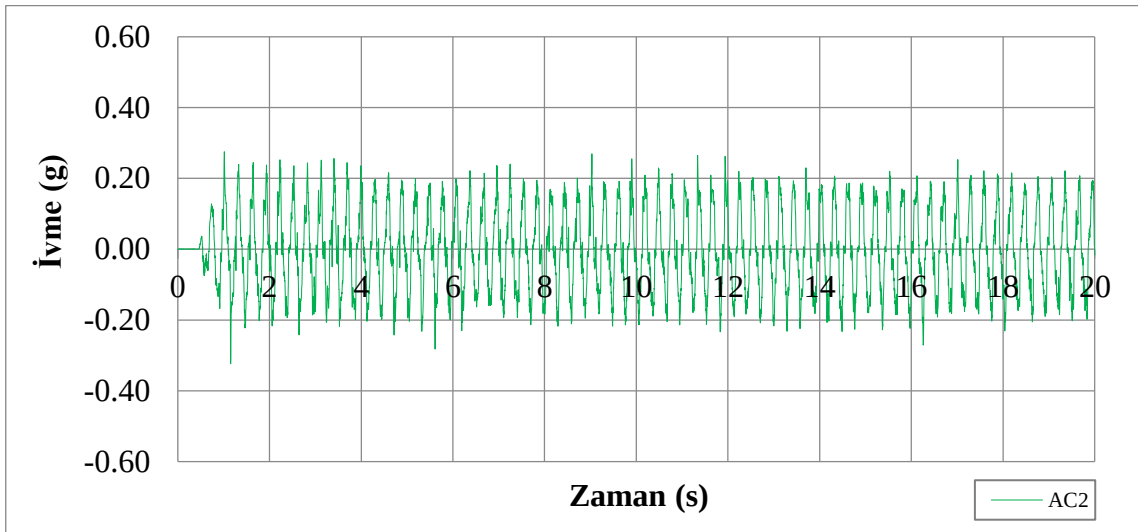
- [1] Chen, B.F. ve Huang, C.F., (2002). “Hydrodynamic forces on concrete sea wall and breakwater during earthquakes: effects of bottom sediment layers and back-fill soil”, Department of Marine Environment, National Sun Yat-sen University, Kaohsiung, Taiwan.
- [2] Ozaki, R. ve Nagao, T., (2004). “Verification of Seismic Stability of Caisson Type Breakwater”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 1-6 August 2004, Vancouver.
- [3] Mohajeri, M., Ichii, K. ve Tamura, T., (2004). “Experimental Study on Sliding Block Concept for Caisson Walls”, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 134-142.
- [4] Hazarika, H., Kohama, E. ve Sugano, T., (2008). “Underwater Shake Table Tests on Waterfront Structures Protected with Tire Chips Cushion”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134 (12): 1706-1719.
- [5] Yüksel, Y., (2011). Dalgakıran Tasarımı, Birinci baskı, Beta Yayıncılık, İstanbul.
- [6] Takahashi, S., (1996). Design of Vertical Breakwaters, Port and Airport Research Institute, Japan.
- [7] PIANC, (2001). Seismic Design Guidelines for Port Structures, International Navigation Association, A.A. Balkema Publishers, Tokyo.
- [8] Arikawa, T., Sato, M., Shimosako, K., Hasegawa, I., Yeom, G.Y. ve Tomita T., (2012). “Failure Mechanism of Kamaishi Breakwaters due to Great East Japan Earthquake Tsunami” 33rd International Conference on Coastal Engineering, 1-6 July 2012, Santander.
- [9] Takahashi, S., Kuriyama, Y., Tomita, T. ve Negi, T., (2011). “Urgent Survey for 2011 Great East Japan Earthquake and Tsunami Disaster in Ports and Coasts-Part I (Tsunami).

- [10] Prasad, S. K., Towhata. I., Chandradhara. G.P. ve Nanjundaswamy. P., (2004). “Shaking Table Tests in Earthquake Geotechnical Engineering”, Current Science, 87 (10): 1398.
- [11] Dewoolkar, M.M., Ko, H. Y., ve Pak, R .Y. S., (2000). “Experimental developments for studying static and seismic behavior of retaining walls with liquefiable backfills”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 19(8): 583-593.
- [12] Iai, S., (1989). “Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field”, Soils and Foundations, 29 (1): 105-118.
- [13] Yüksel, Y., (2014). Akışkanlar Mekaniği ve Hidrolik, Beşinci Baskı, Beta Yayıncılık, İstanbul.
- [14] Kramer, S. L., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Second Edition, Prentice Hall, New Jersey.
- [15] Wilson, R.C., Keefer, D.K., (1985). “Predicting the Areal Limits of Earthquakes Induced Landslides”, Evaluating Earthquake Hazards in the Los Angeles Metropolitan Area, US Geological Survey, Professional Paper 1360, 317-345.
- [16] Elms, D.G., (2000). “Refinements to the Newmark Sliding Model”, 12th World Conference on Earthquake Engineering”, 30 January-4 February 2000, Auckland.

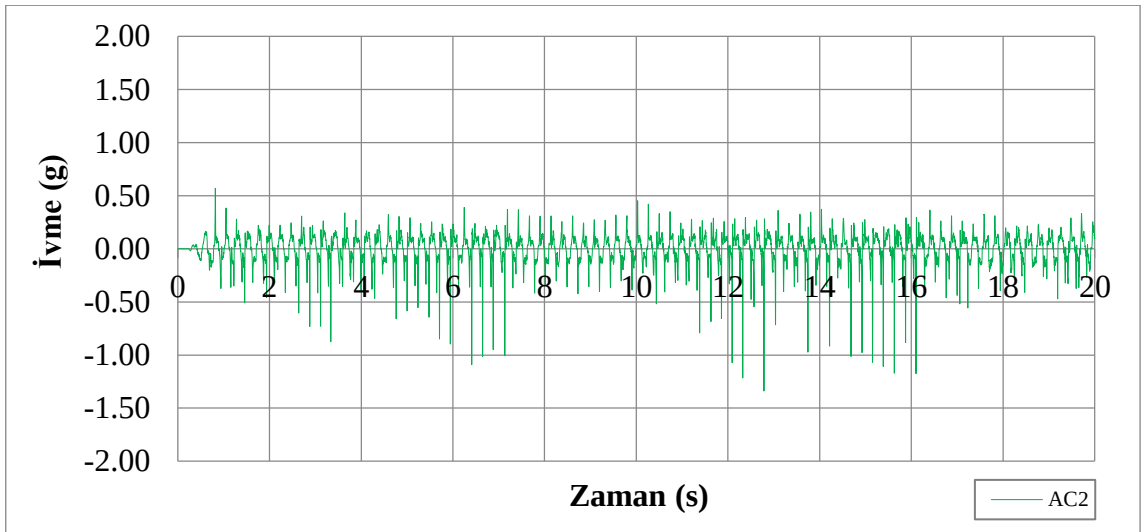
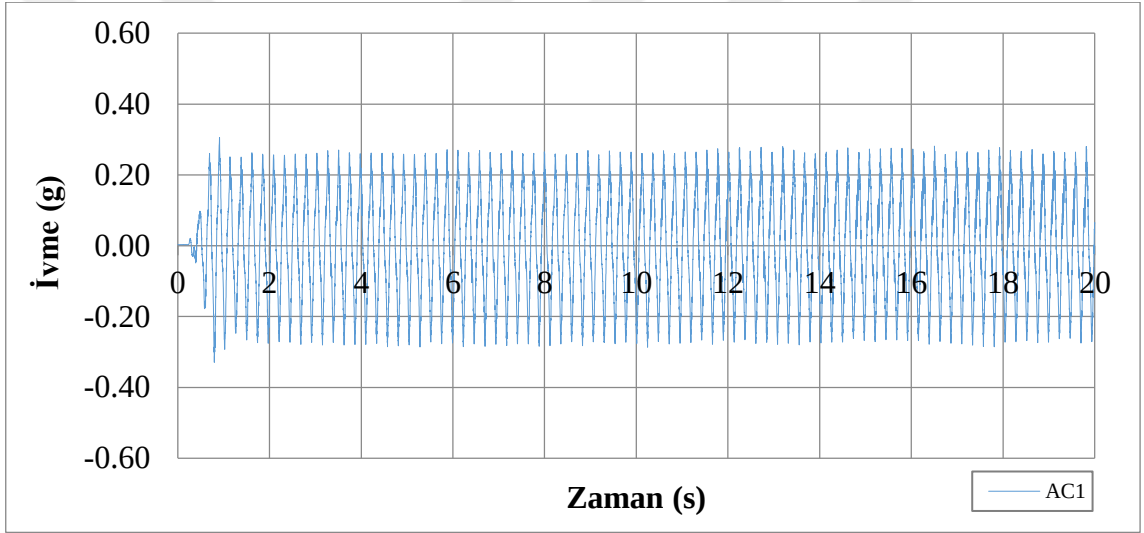
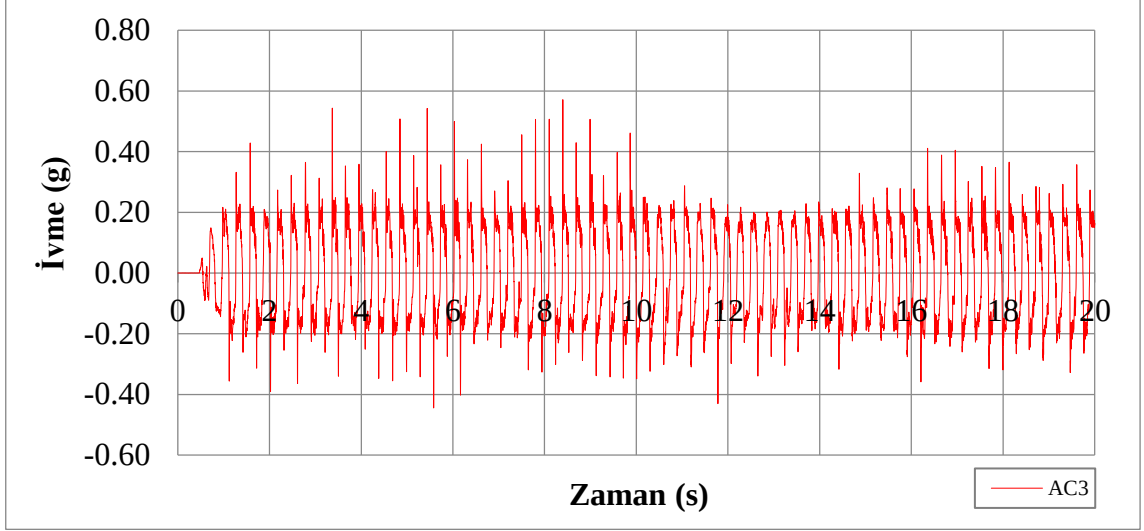
İVME ÖLÇÜMLERİ

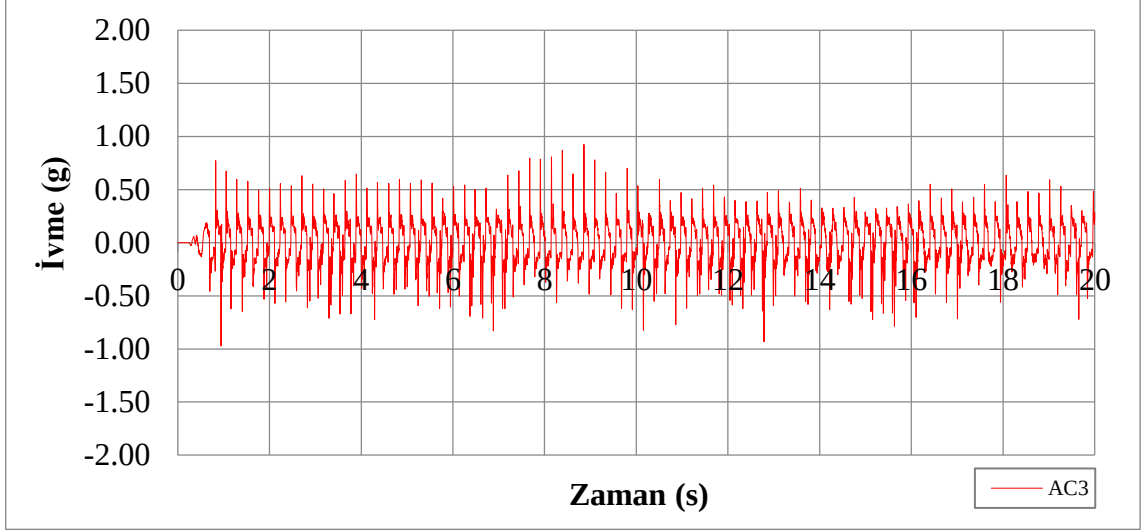


Şekil A.1 4Hz frekans 8 mm genlik için AC1 ivme ölçerinden alınan değerler

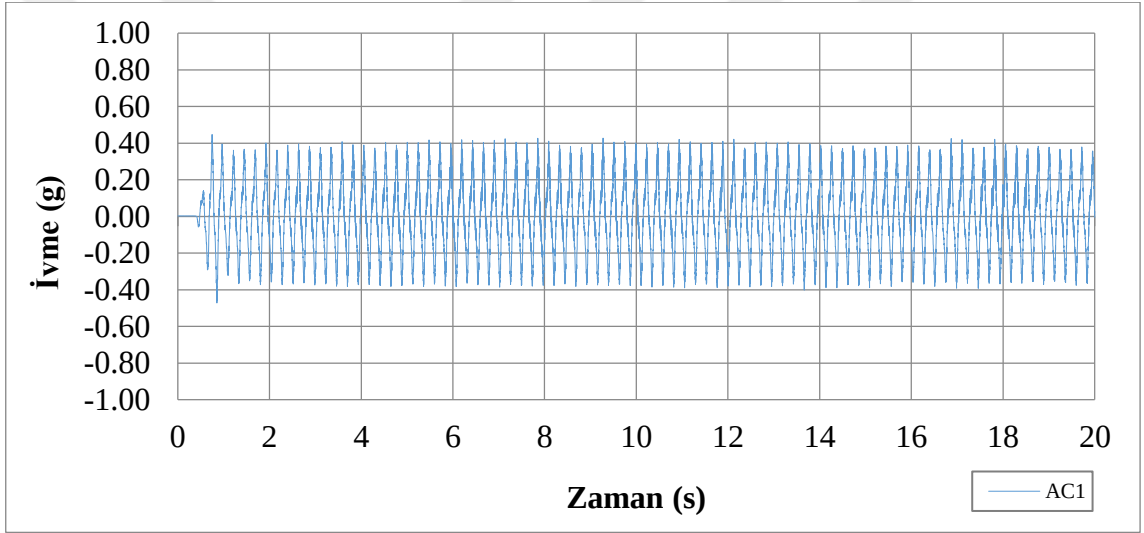


Şekil A.2 4Hz frekans 8 mm genlik için AC2 ivme ölçerinden alınan değerler

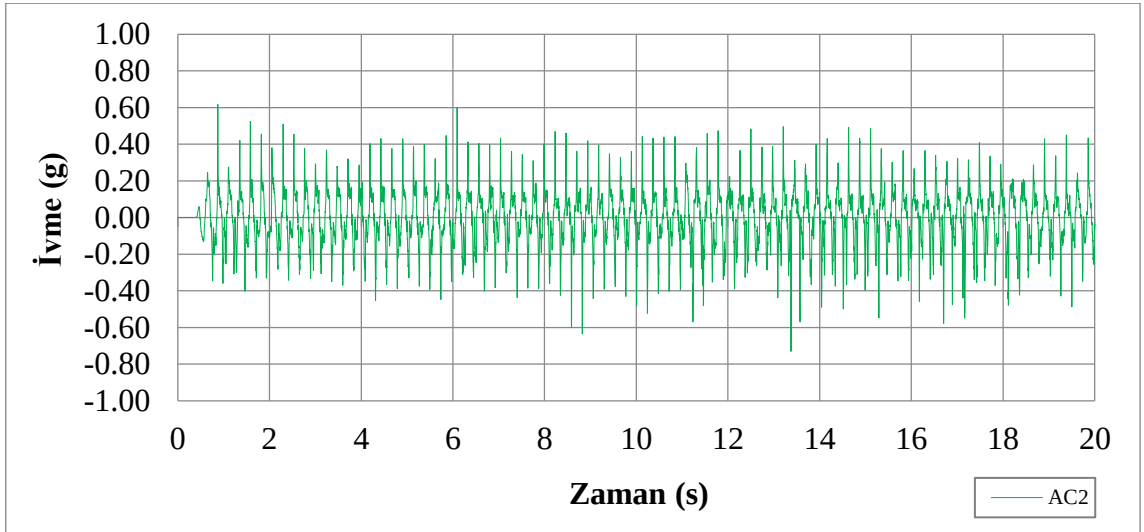




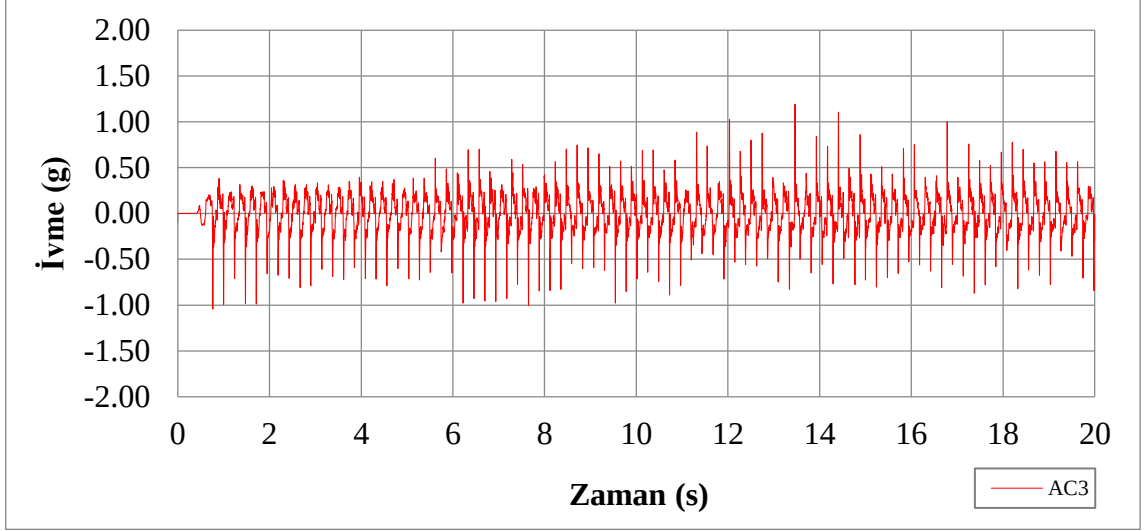
Şekil A.6 5Hz frekans 4 mm genlik için AC3 ivme ölçerinden alınan değerler



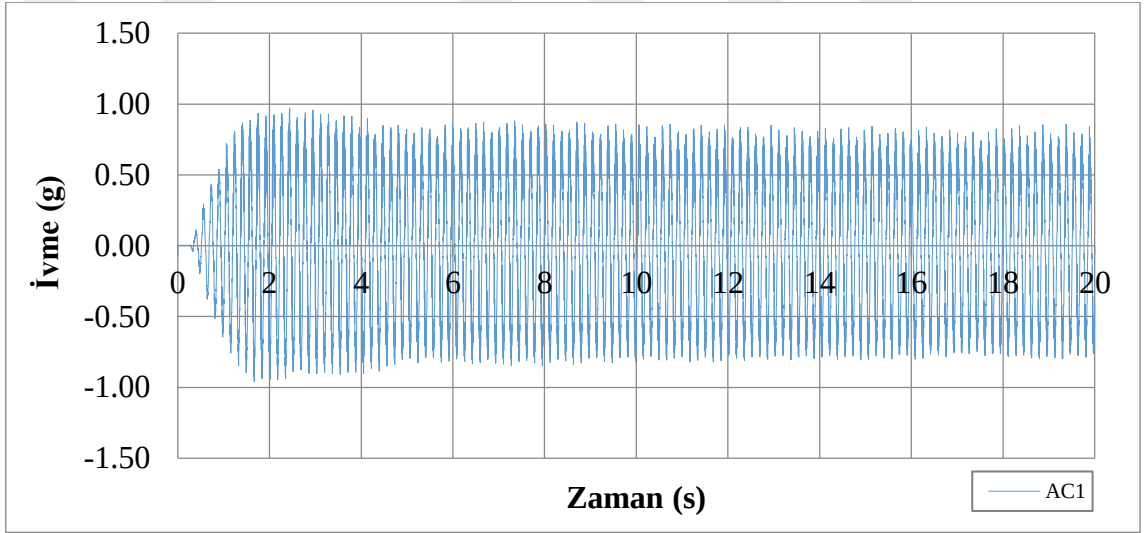
Şekil A.7 5Hz frekans 8 mm genlik için AC1 ivme ölçerinden alınan değerler



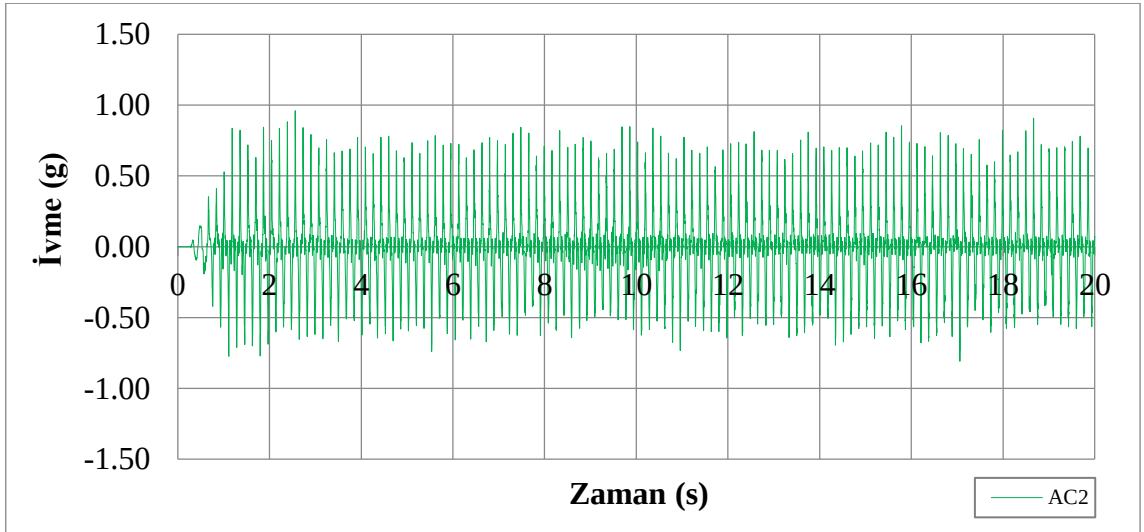
Şekil A.8 5Hz frekans 8 mm genlik için AC2 ivme ölçerinden alınan değerler



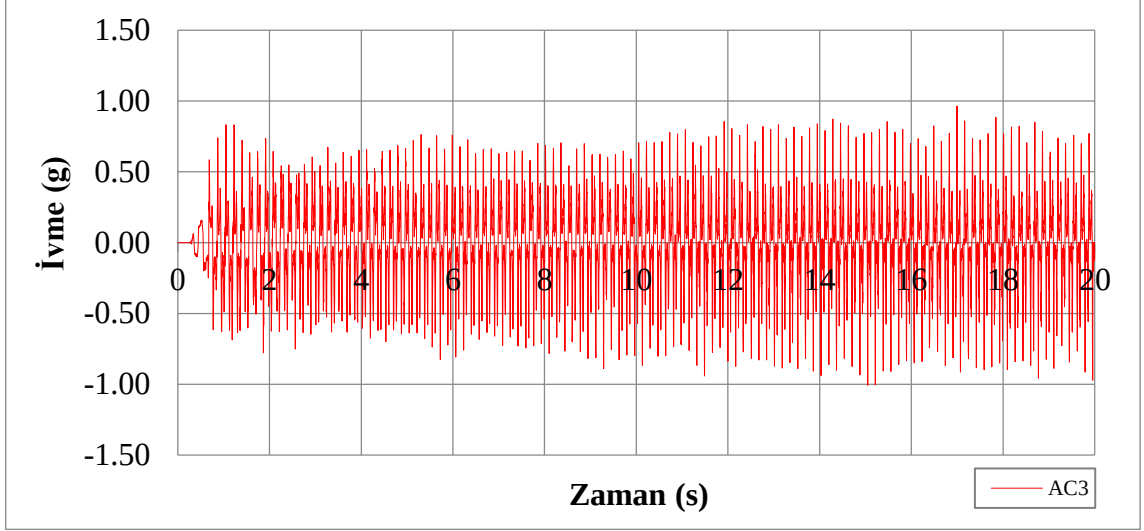
Şekil A.9 5Hz frekans 8 mm genlik için AC3 ivme ölçerinden alınan değerler



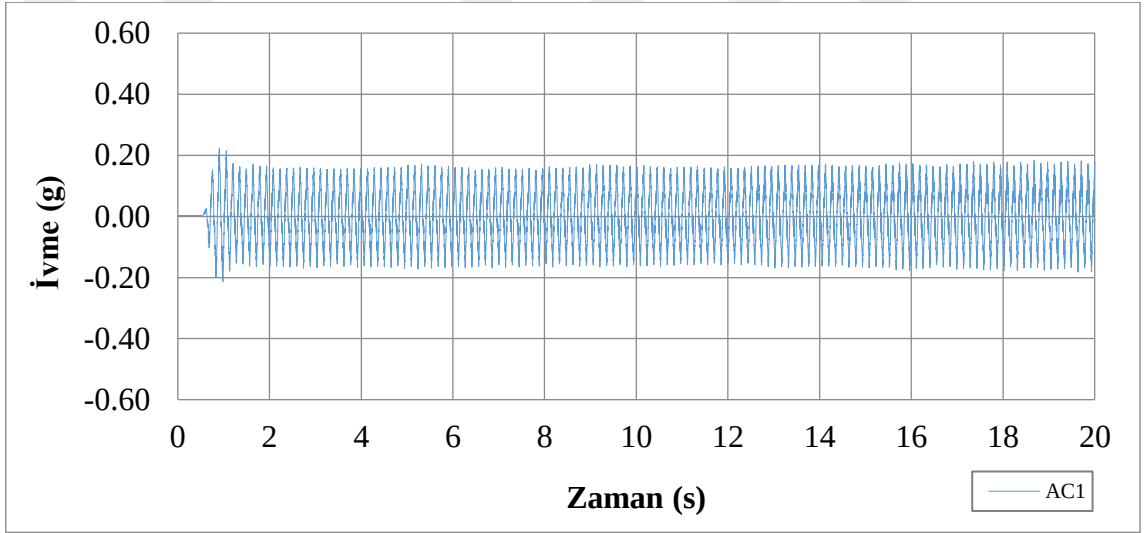
Şekil A.10 7Hz frekans 2 mm genlik için AC1 ivme ölçerinden alınan değerler



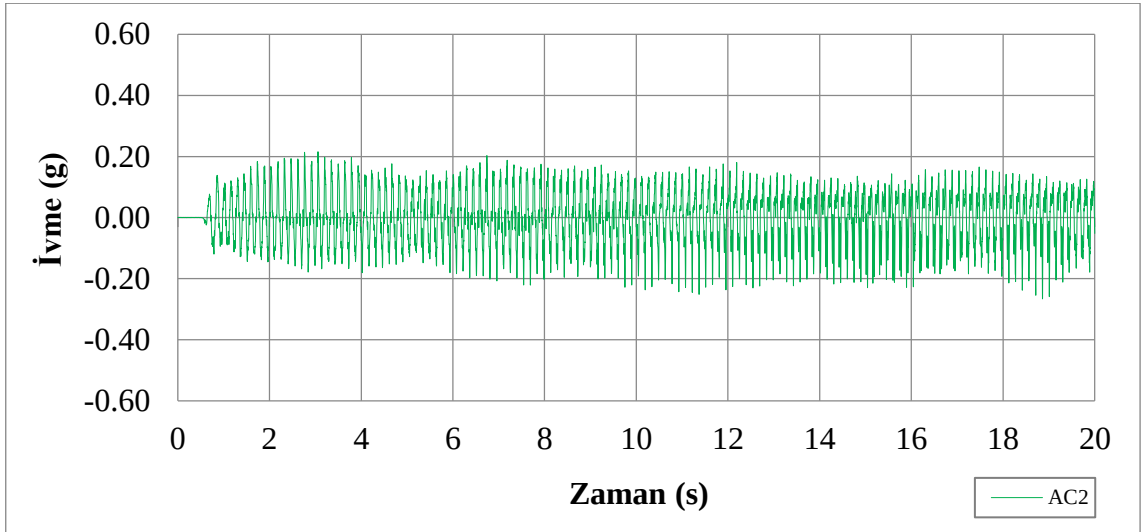
Şekil A.11 7Hz frekans 2 mm genlik için AC2 ivme ölçerinden alınan değerler



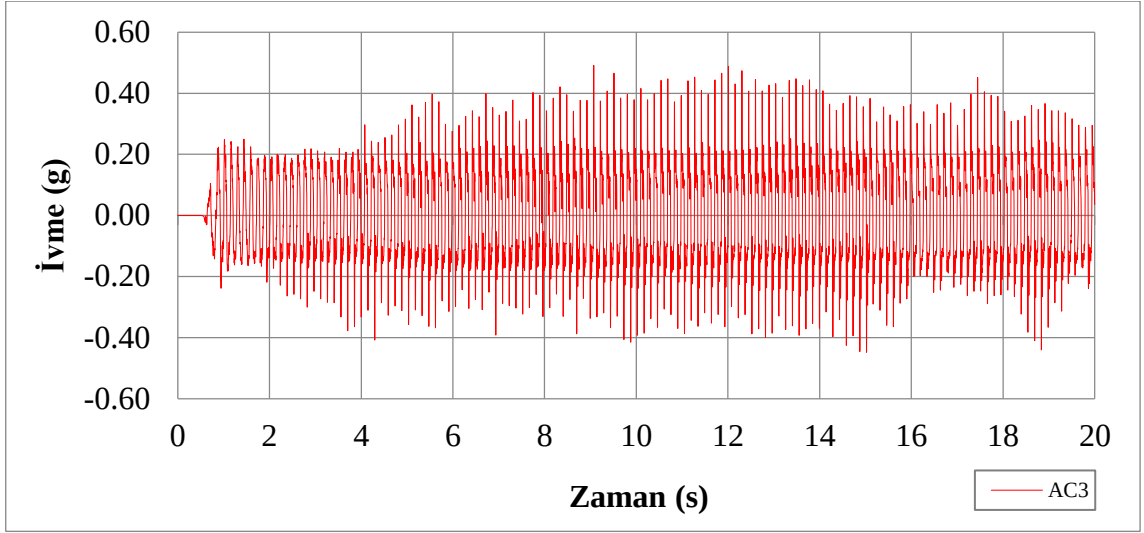
Şekil A.12 7Hz frekans 2 mm genlik için AC3 ivme ölçerinden alınan değerler



Şekil A.13 7Hz frekans 2 mm genlik için AC1 ivme ölçerinden alınan değerler

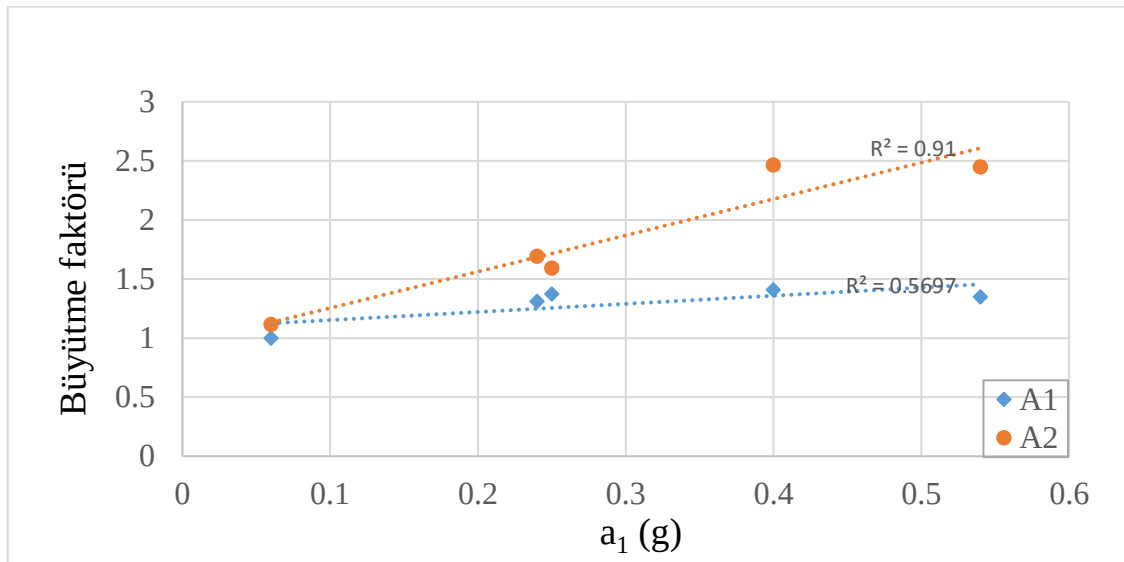


Şekil A.14 7Hz frekans 2 mm genlik için AC2 ivme ölçerinden alınan değerler

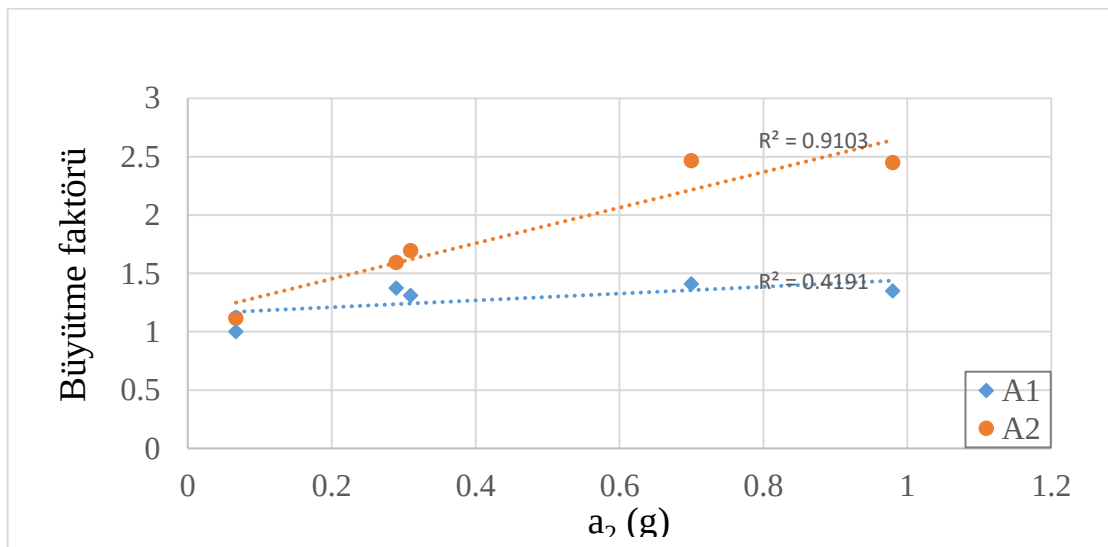


Şekil A.15 7Hz frekans 2 mm genlik için AC3 ivme ölçerinden alınan değerler

BÜYÜTME FAKTÖRÜ GRAFİKLERİ

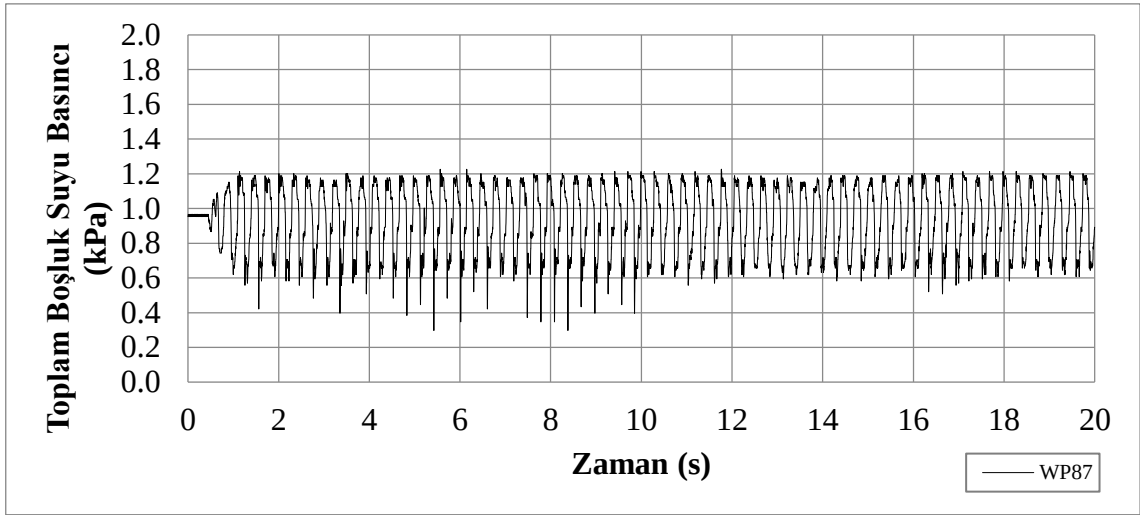


Şekil B.1 Büyütme faktörü değerlerinin AC2 ivme değerleri ile değişimi

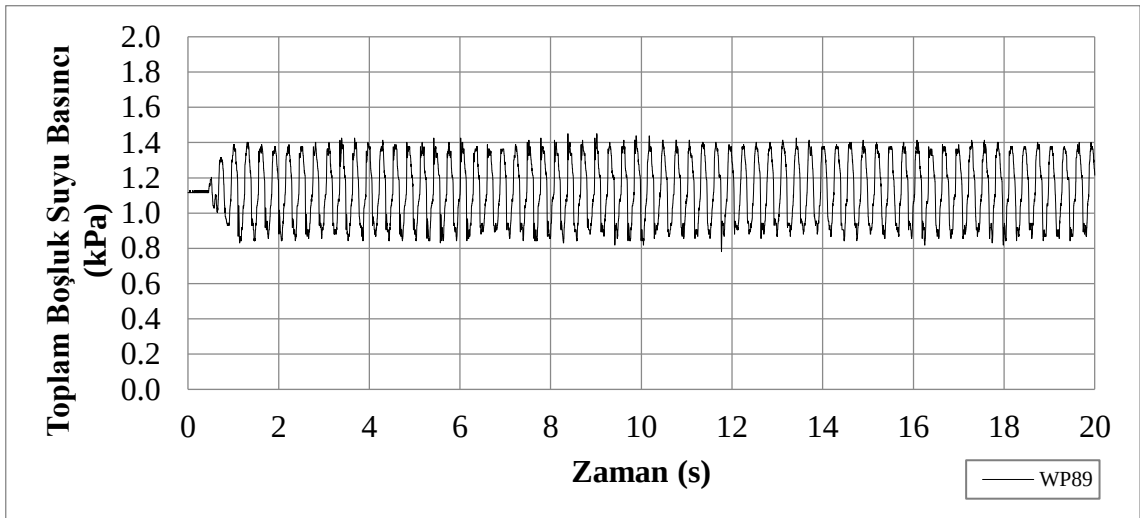


Şekil B.2 Büyütme faktörü değerlerinin AC3 ivme değerleri ile değişimi

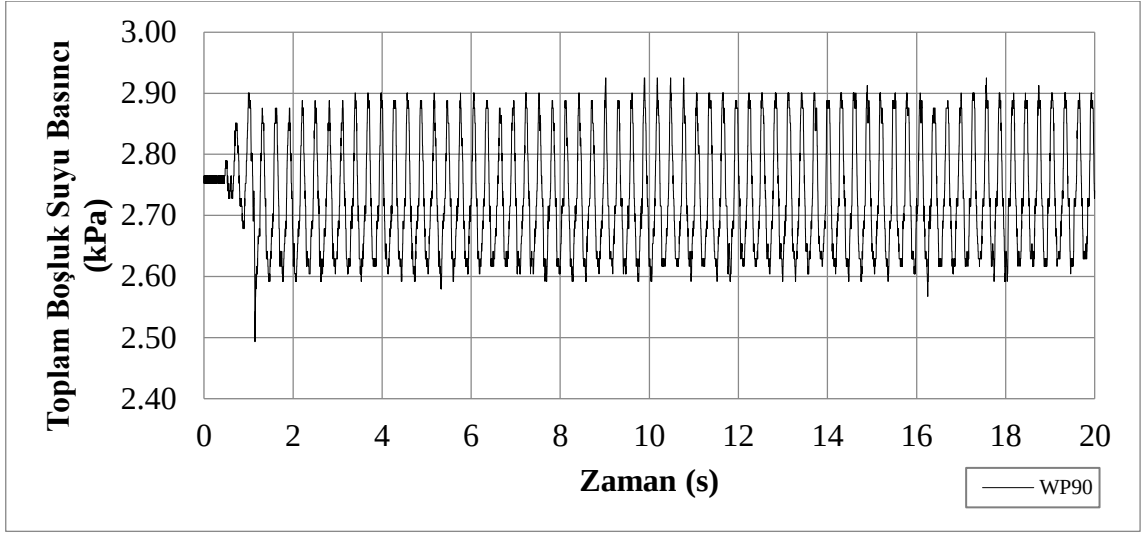
SU BASINCI GRAFİKLERİ



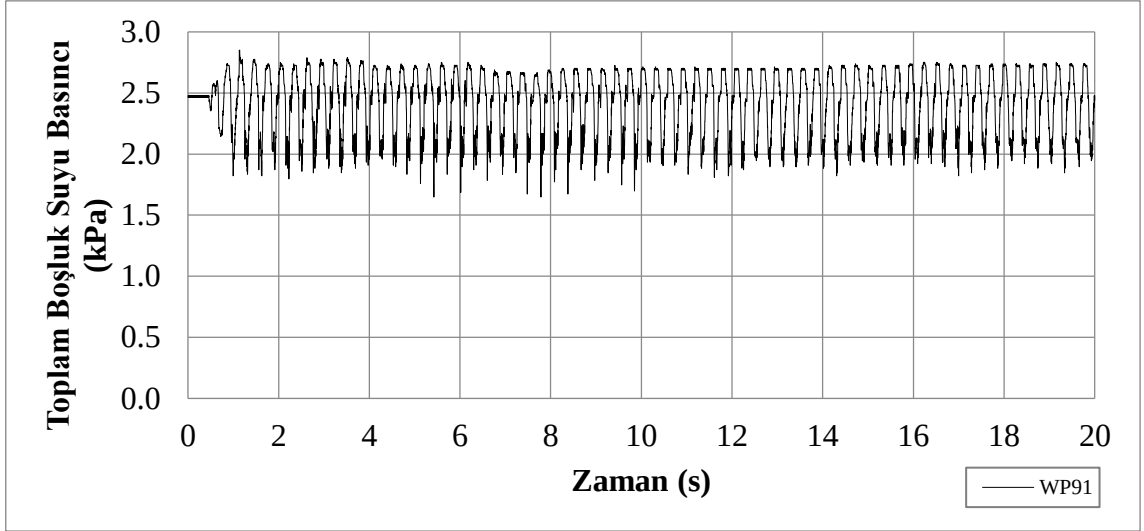
Şekil C.1 4Hz frekans 8 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



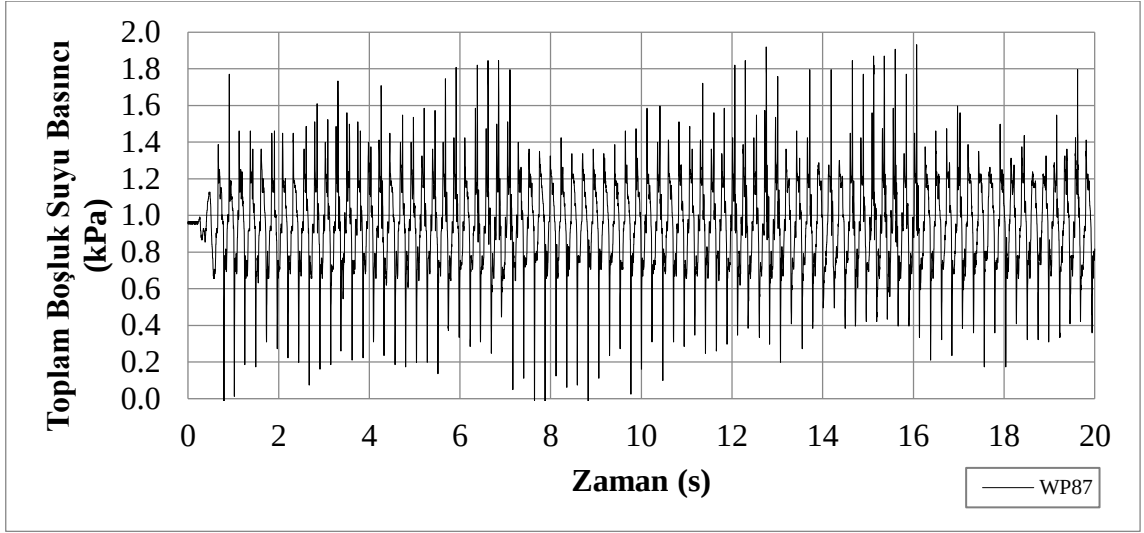
Şekil C.2 4Hz frekans 8 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



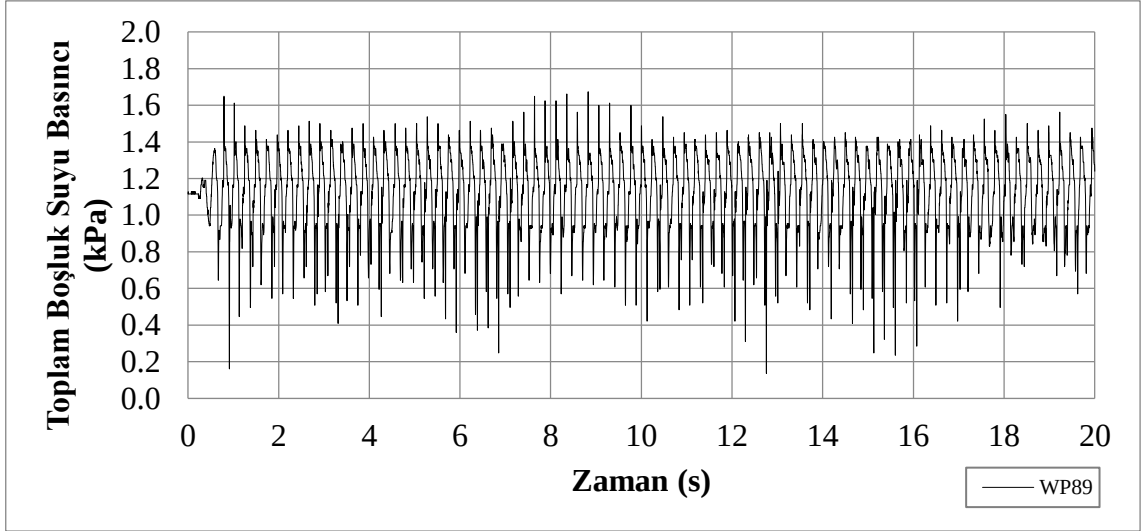
Şekil C.3 4Hz frekans 8 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



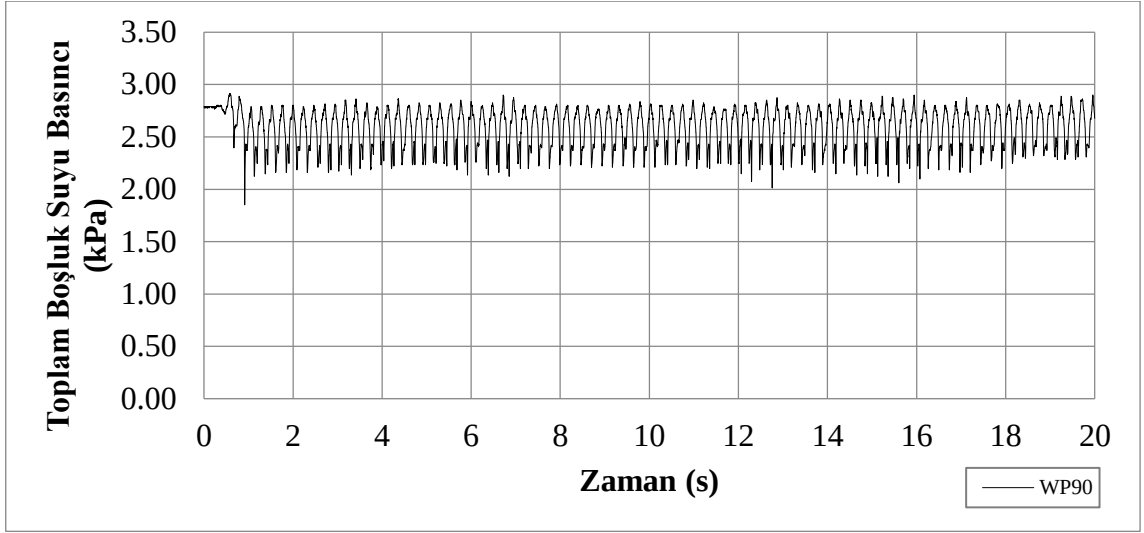
Şekil C.4 4Hz frekans 8 mm genlik için WP91 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



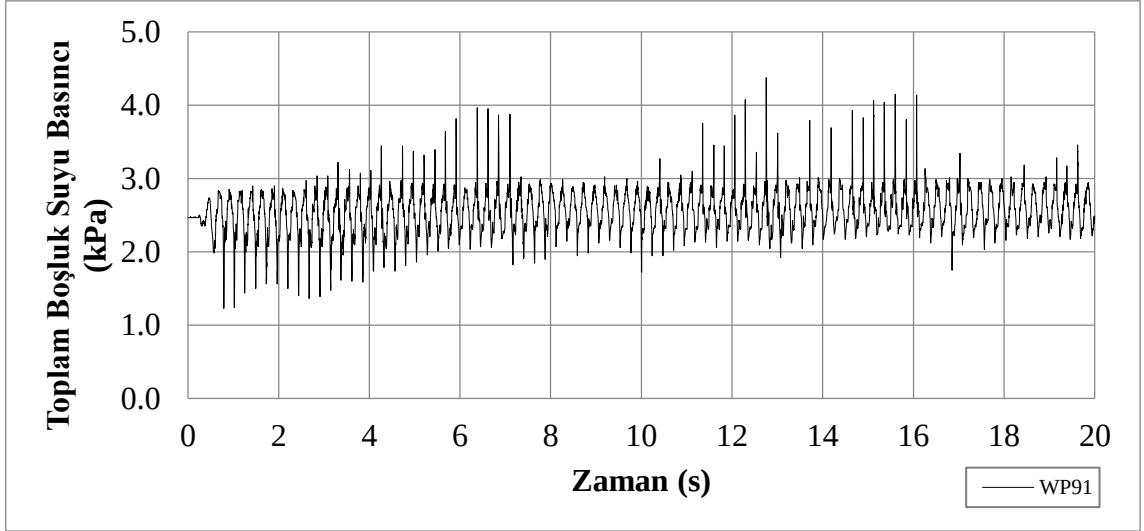
Şekil C.5 5Hz frekans 4 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



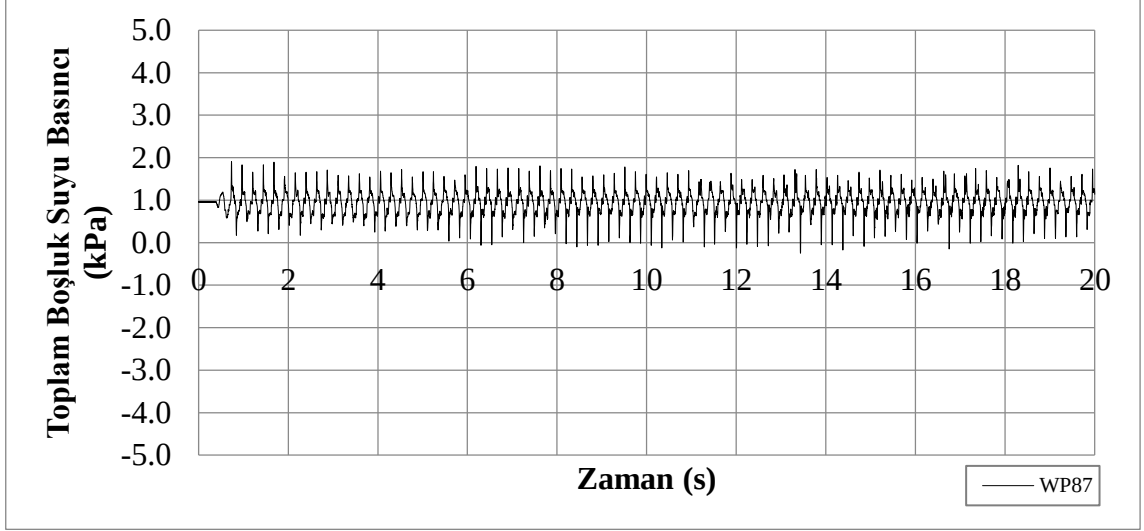
Şekil C.6 5Hz frekans 4 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



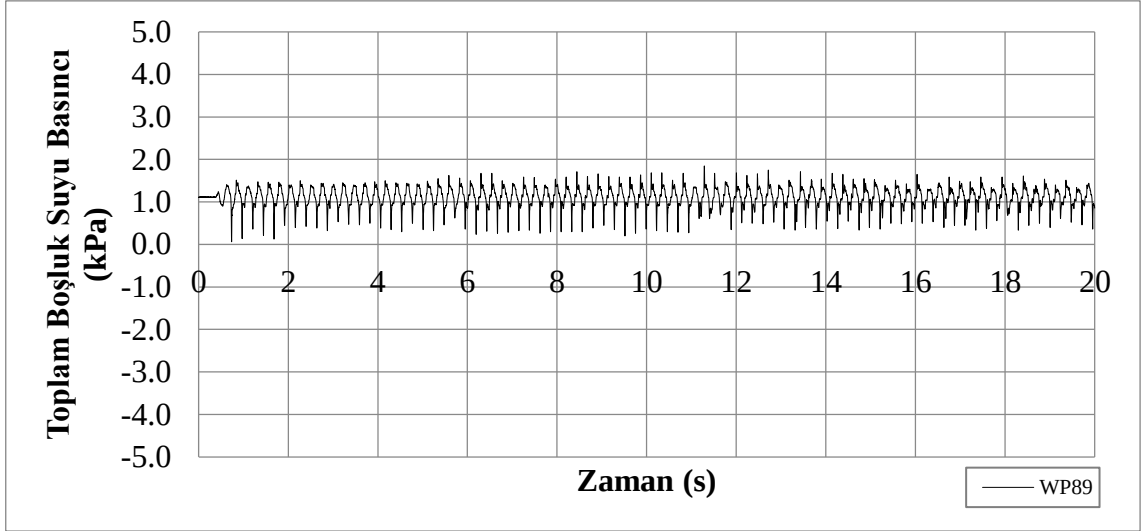
Şekil C.7 5Hz frekans 4 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



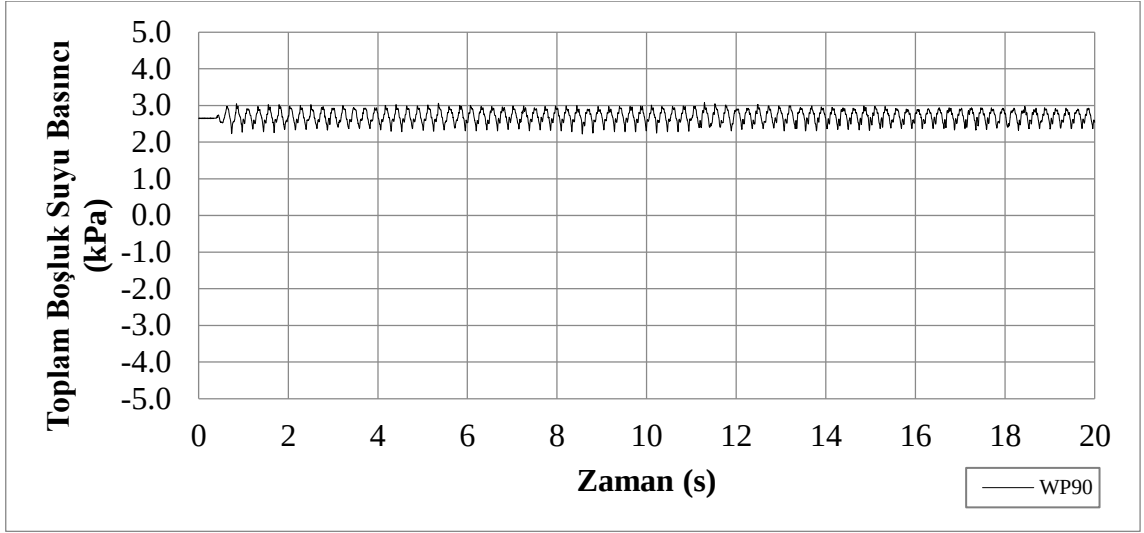
Şekil C.8 5Hz frekans 4 mm genlik için WP91 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



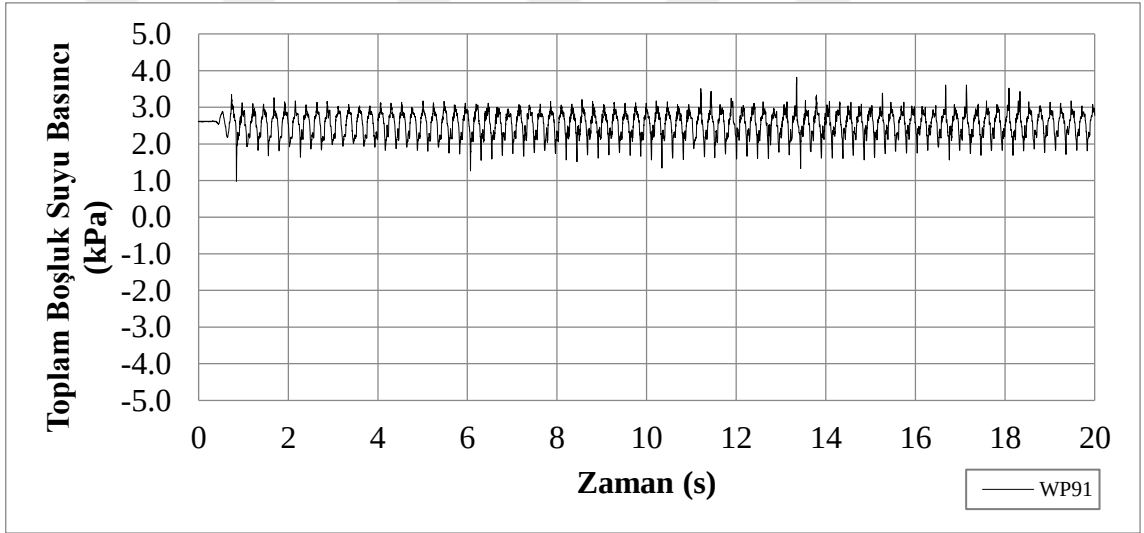
Şekil C.9 5Hz frekans 8 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



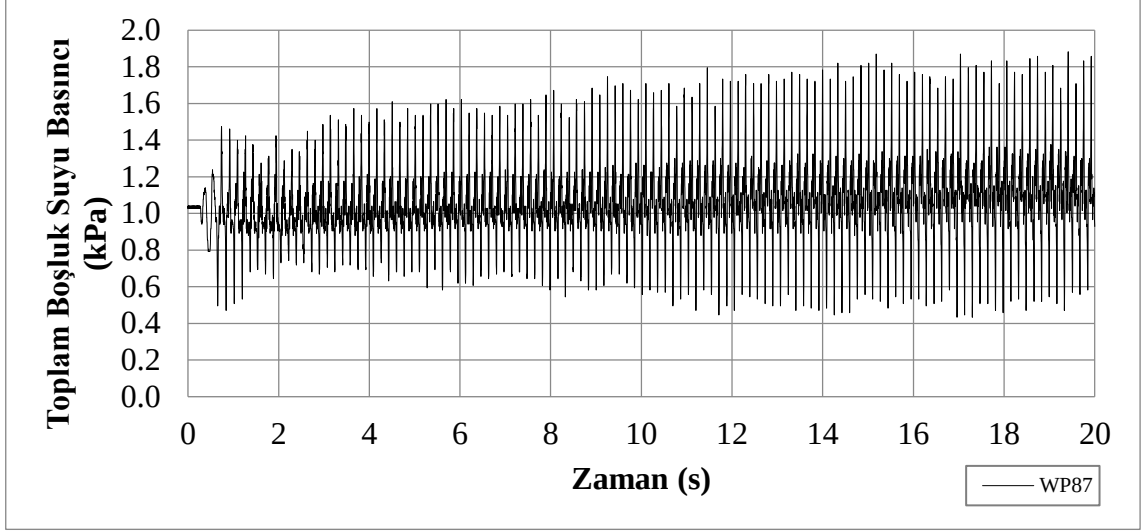
Şekil C.10 5Hz frekans 8 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



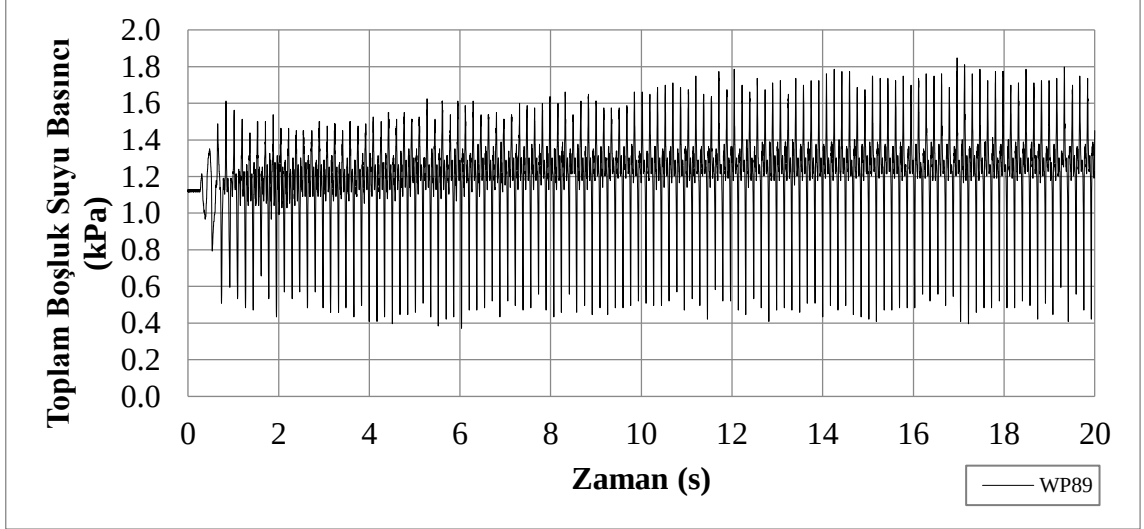
Şekil C.11 5Hz frekans 8 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



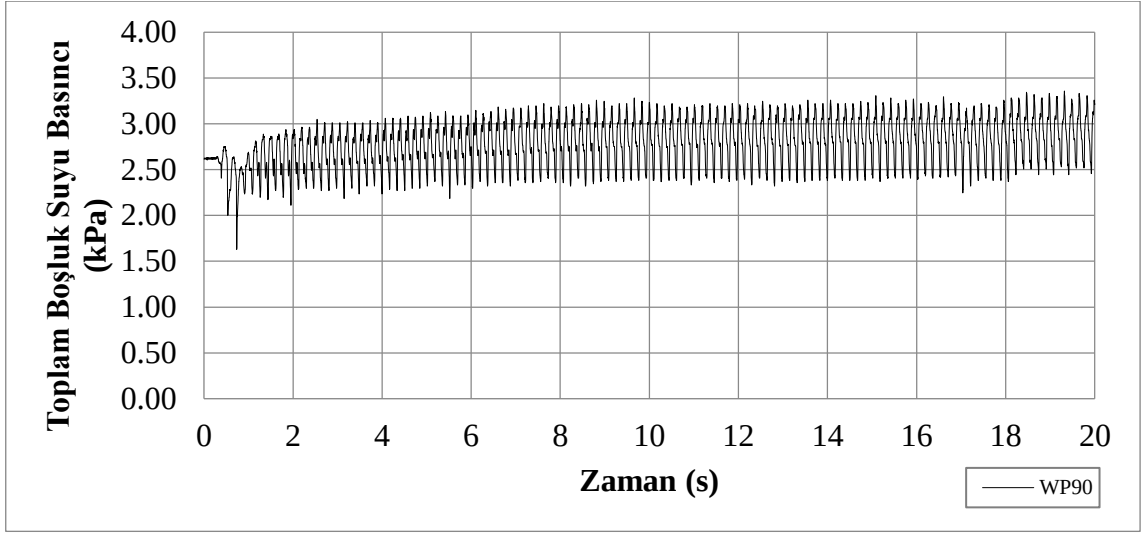
Şekil C.12 5Hz frekans 8 mm genlik için WP91 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



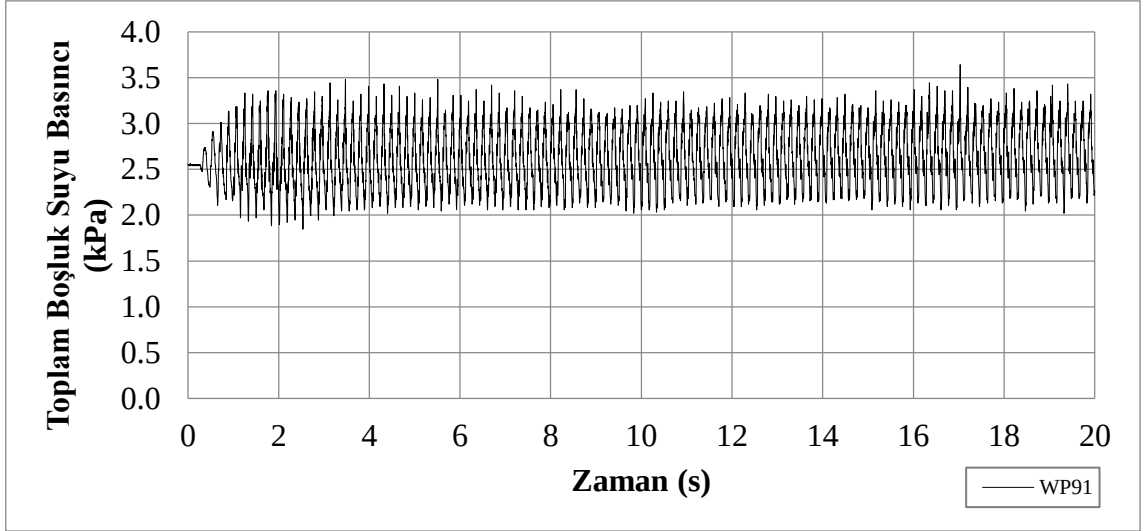
Şekil C.13 7Hz frekans 2 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



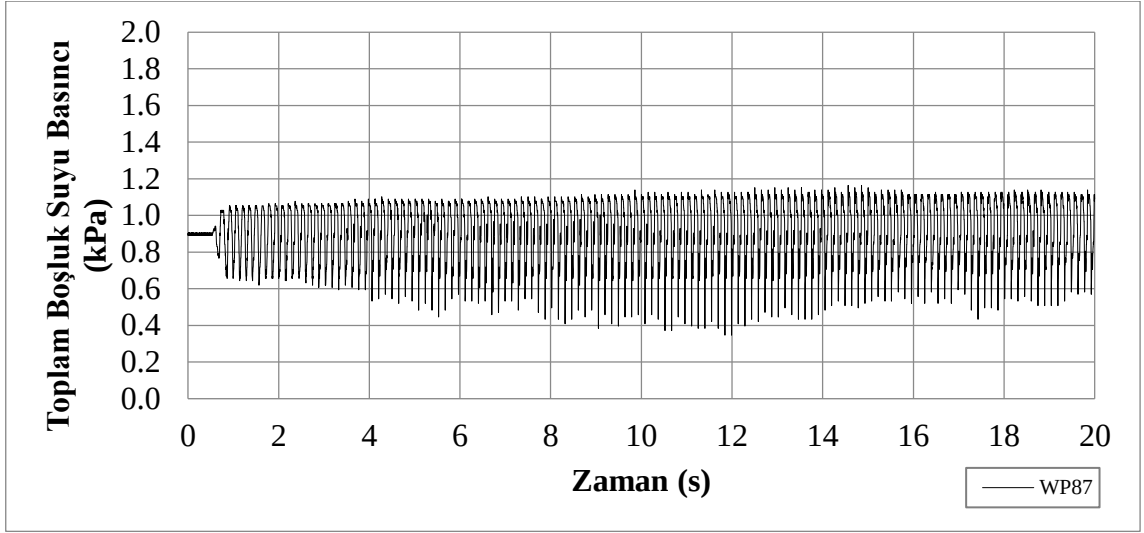
Şekil C.14 7Hz frekans 2 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



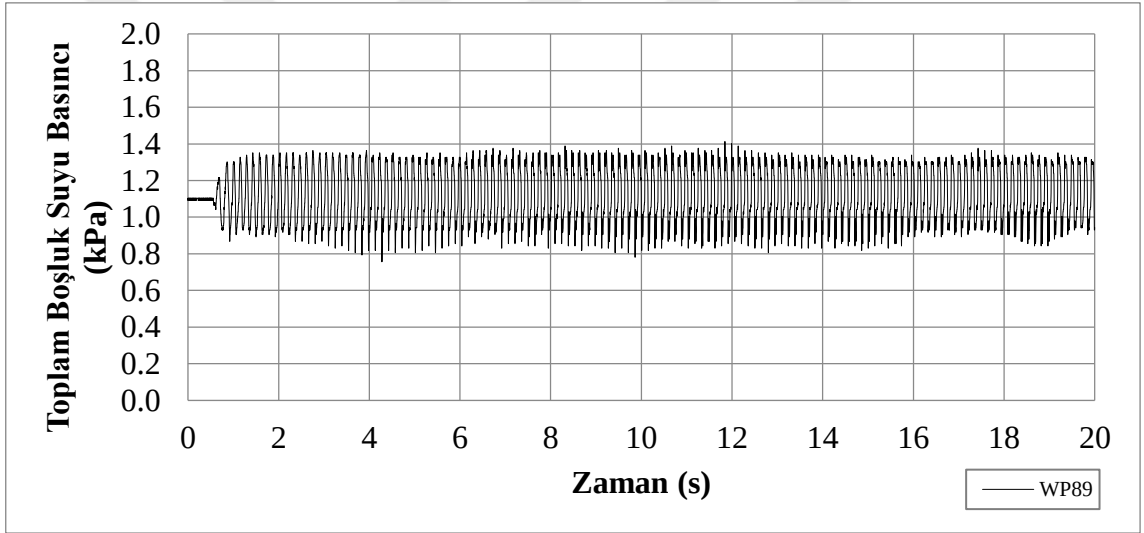
Şekil C.15 7Hz frekans 2 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



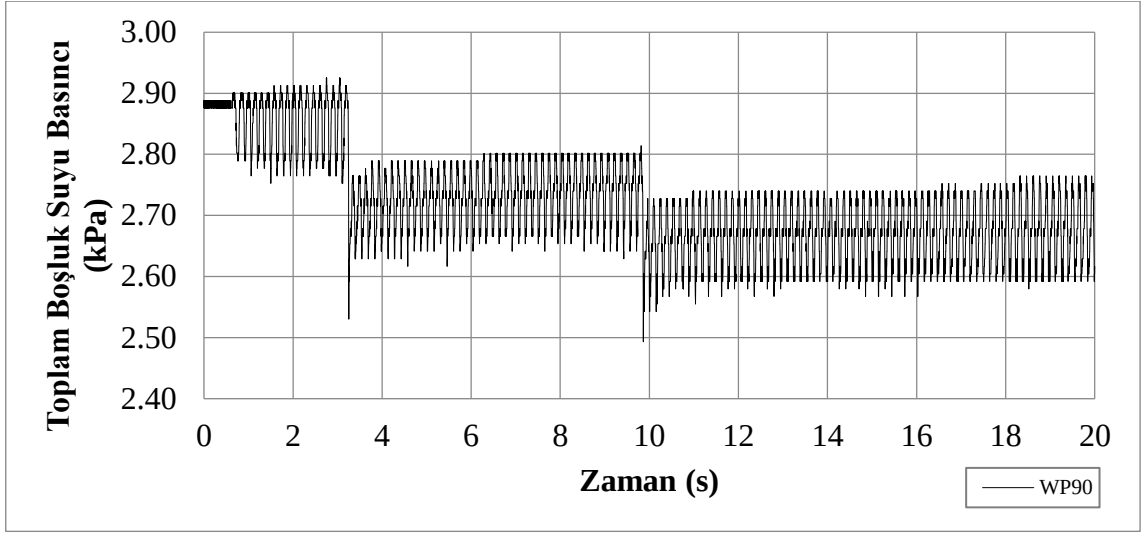
Şekil C.16 7Hz frekans 2 mm genlik için WP91 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



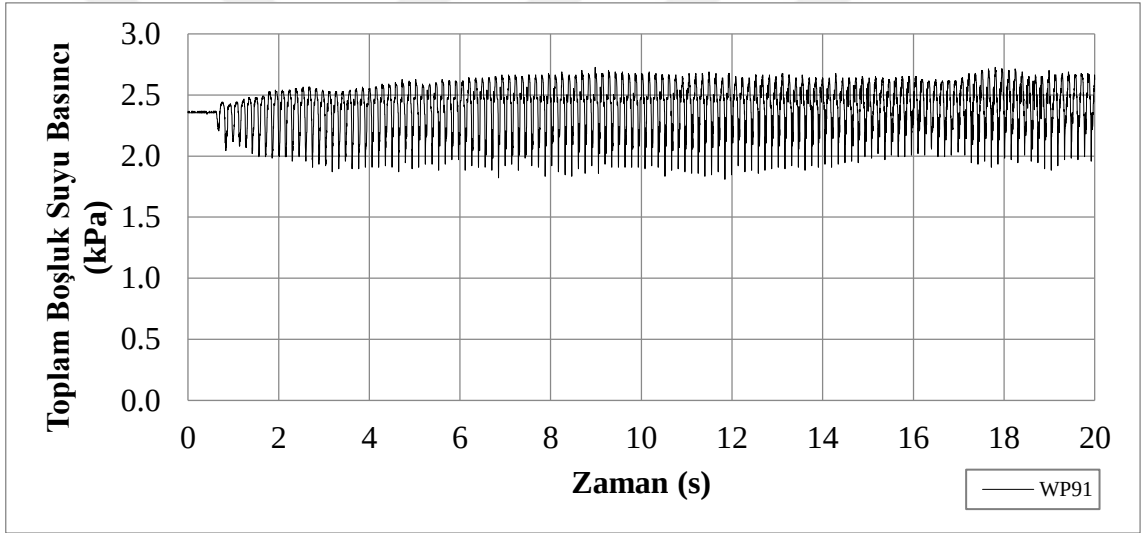
Şekil C.17 8Hz frekans 2 mm genlik için WP87 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı



Şekil C.18 8Hz frekans 2 mm genlik için WP89 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı

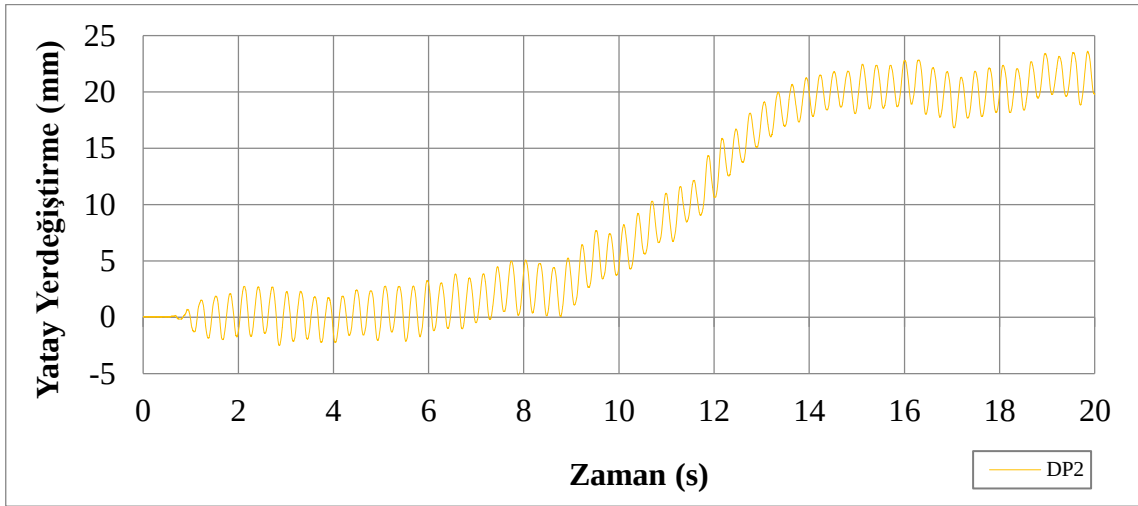


Şekil C.19 8Hz frekans 2 mm genlik için WP90 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı

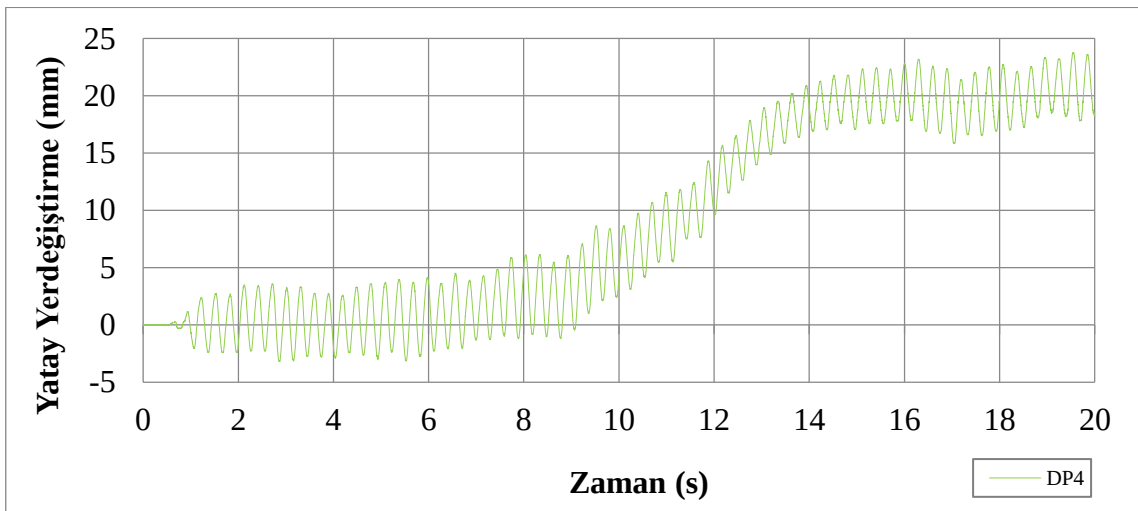


Şekil C.20 8Hz frekans 2 mm genlik için WP91 ölçüm sensöründen elde edilen su basıncı

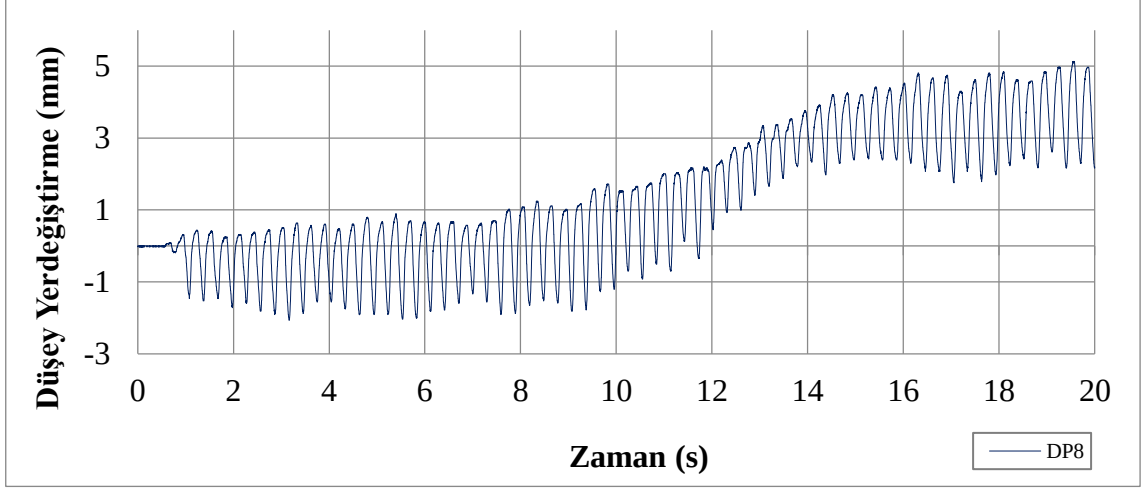
DEPLASMAN ÖLÇÜMLERİ



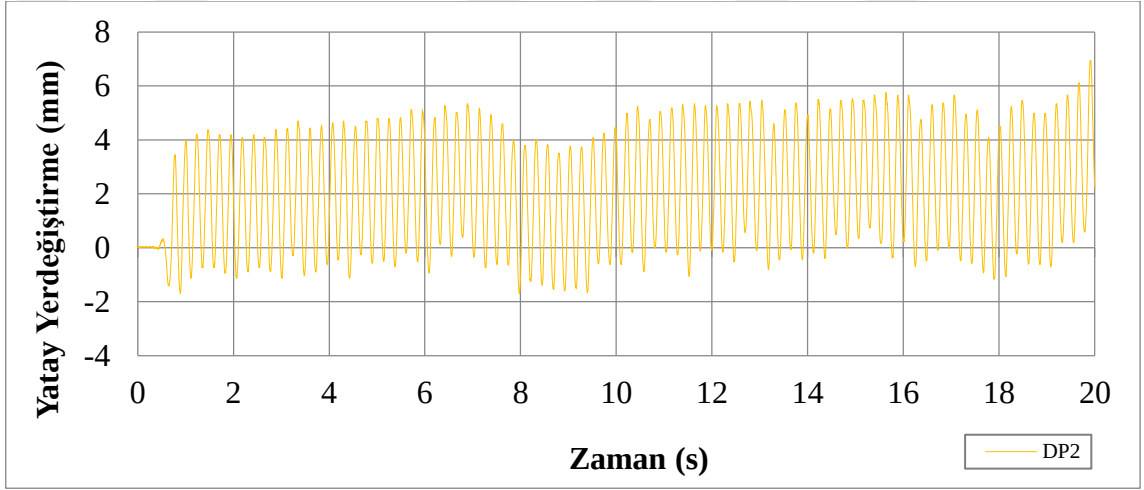
Şekil D.1 4Hz frekans 8 mm genlik için DP2 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı



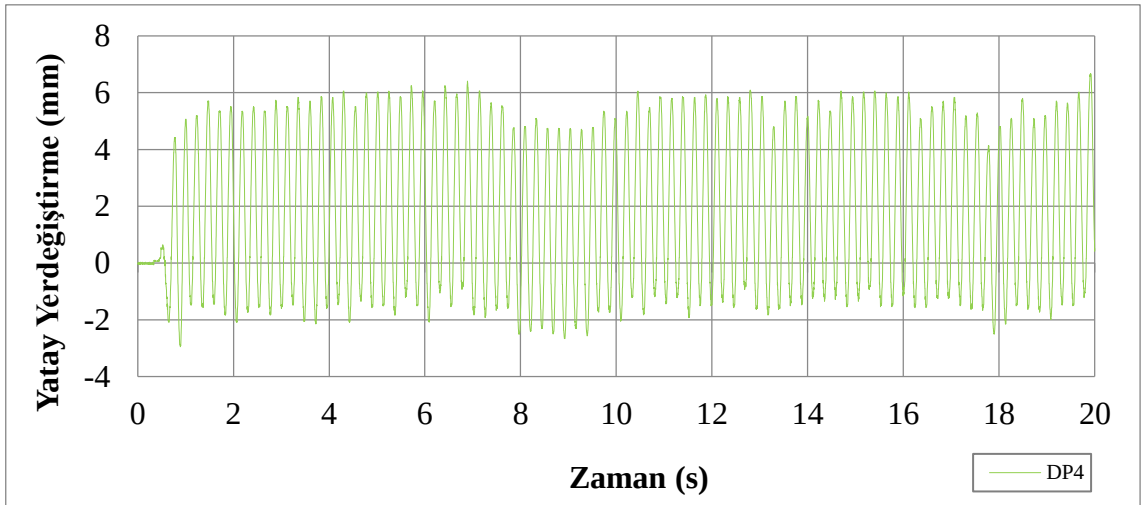
Şekil D.2 4Hz frekans 8 mm genlik için DP4 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı



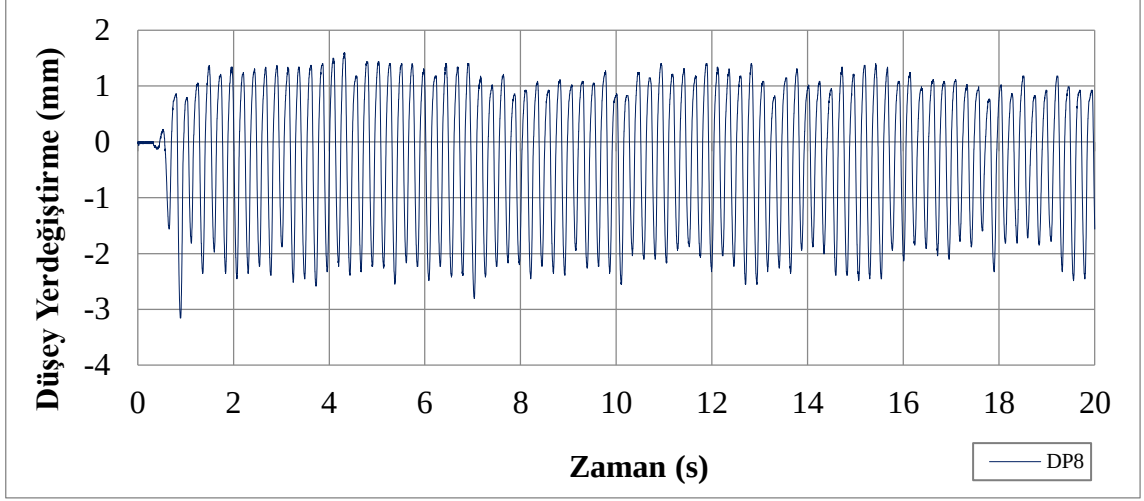
Şekil D.3 4 Hz frekans 8 mm genlik için DP8 deplasman ölçerden alınan düşey deplasman



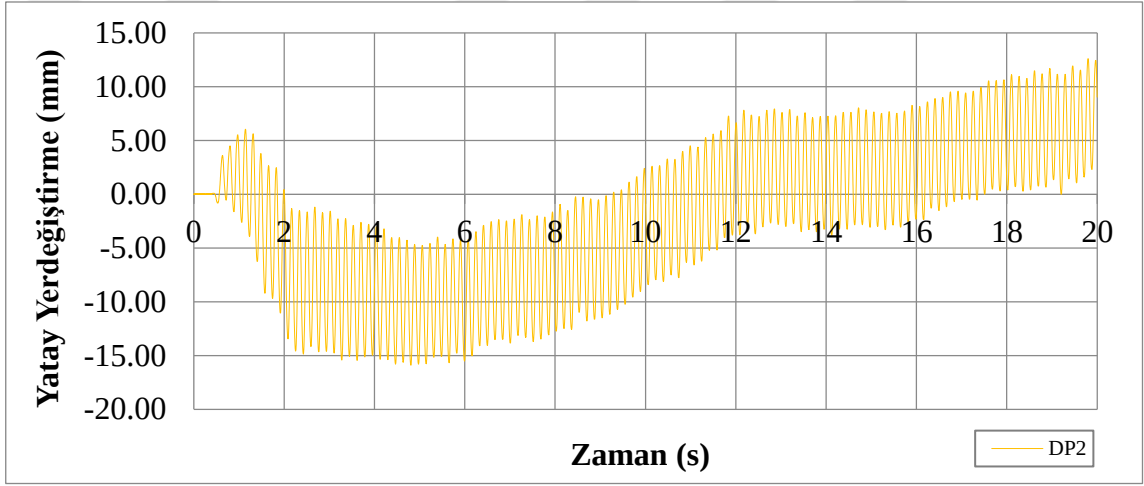
Şekil D.4 5Hz frekans 4 mm genlik için DP2 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı



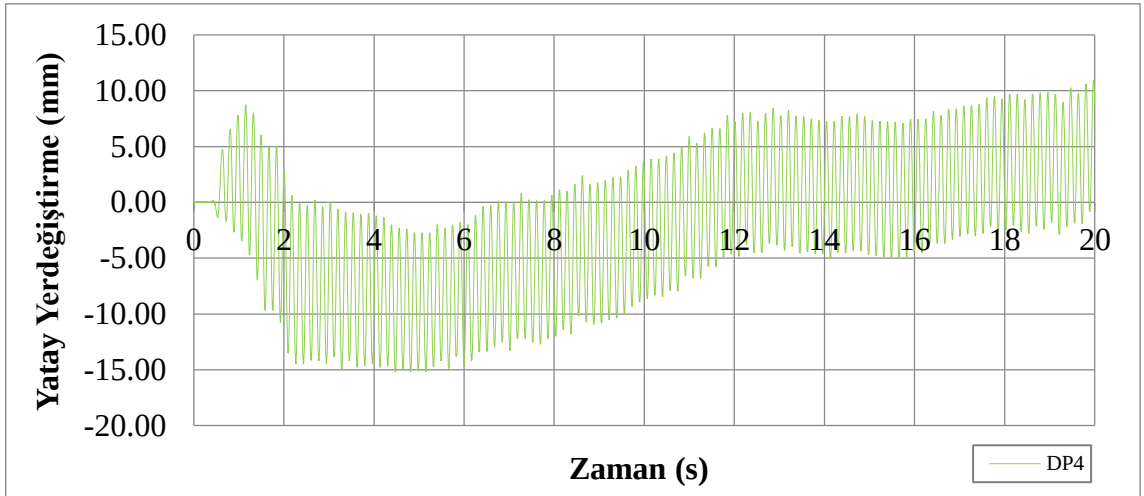
Şekil D.5 5Hz frekans 4 mm genlik için DP4 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı



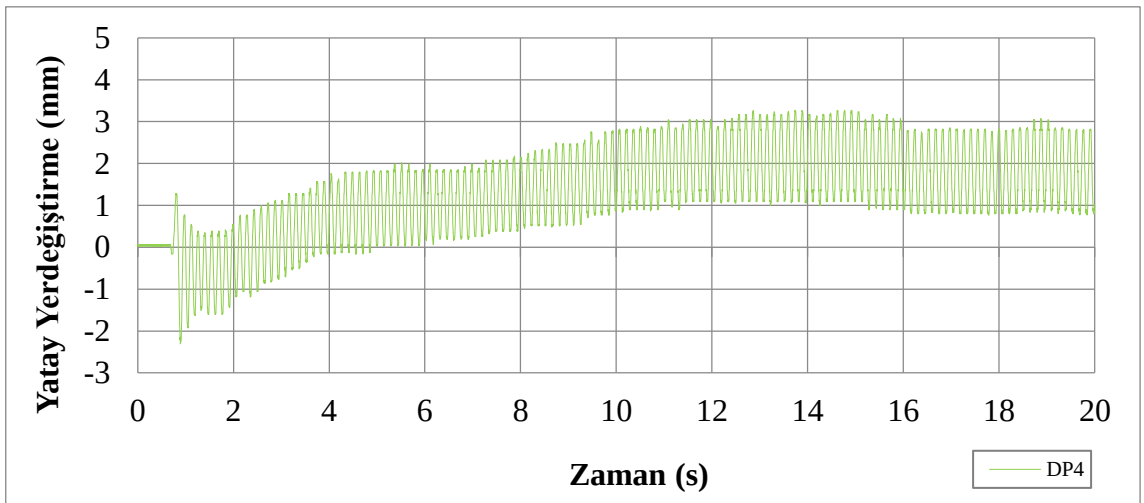
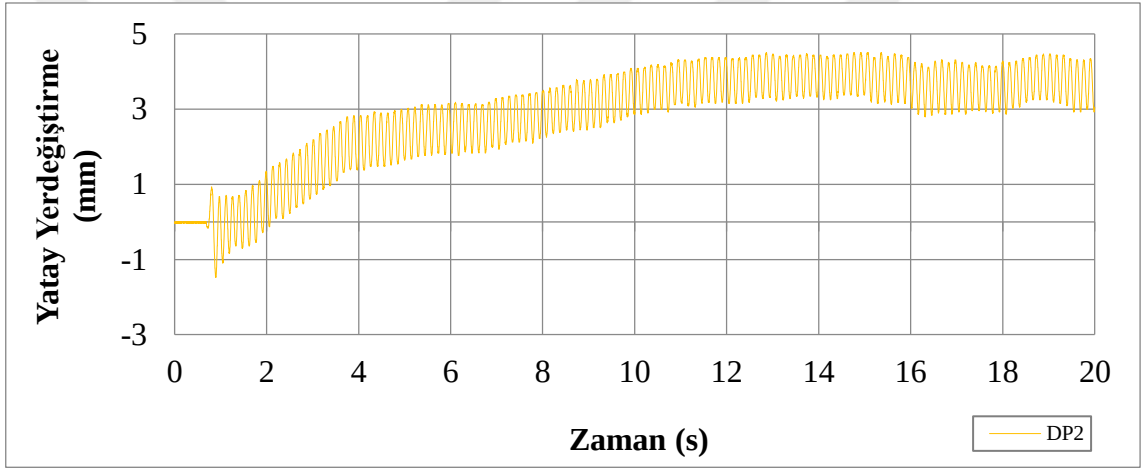
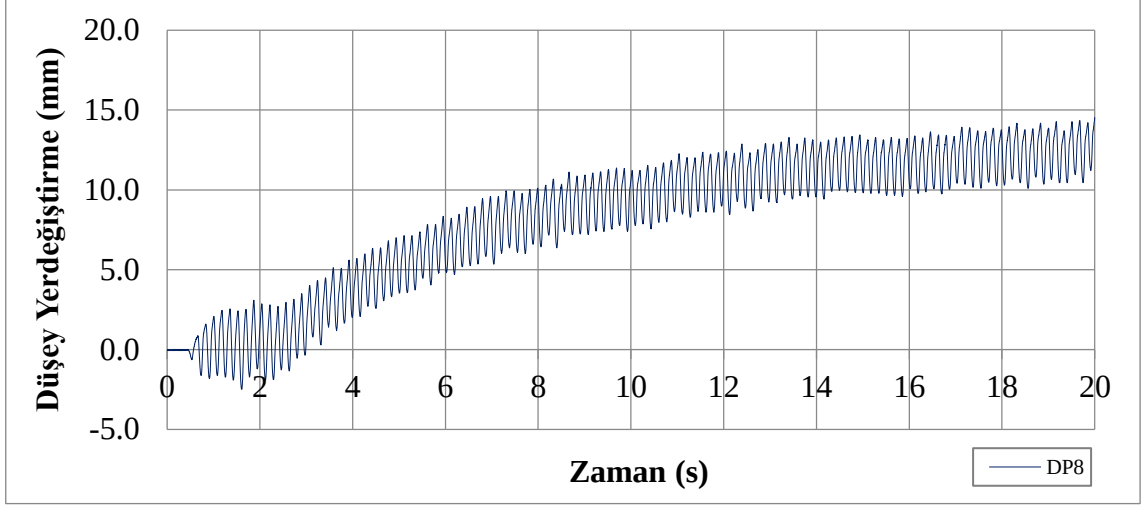
Şekil D.6 5Hz frekans 4 mm genlik için DP8 deplasman ölçerden alınan düşey deplasman

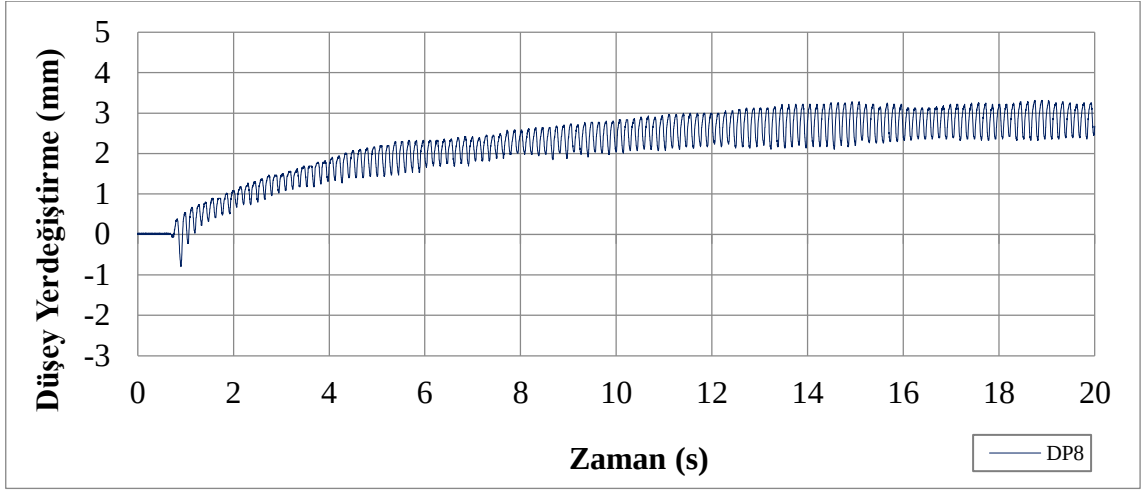


Şekil D.7 7Hz frekans 2 mm genlik için DP2 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı



Şekil D.8 7Hz frekans 2 mm genlik için DP4 deplasman ölçerden alınan kayma deplasmanı





Şekil D.12 8Hz frekans 2 mm genlik için DP8 deplasman ölçerden alınan düşey deplasman

MATLAB KODLARI

```
D(1)=0;
röla(1)=0;
V(1)=0;
g=9.81;
u=0.5;
U=u*(0.31040625/0.65375625);
Ud=0.85*U;
t=0.002;
for i=2:length(Cx)
P(i)=(2*(7/12)*Cx(i)*1*9.81*0.25*0.4^2)/(0.65375625);
    if Cx(i)<0
        Cxl(i)=-P(i)-U;
    else
        Cxl(i)=-P(i)+U;
    end

    if V(i-1)~=0
        if Cx(i)<0
            kx(i)=(-(V(i-1)/abs(V(i-1))))*Ud-P(i);
        else
            kx(i)=(-(V(i-1)/abs(V(i-1))))*Ud-P(i);
        end
    else
        if abs(Cx(i))<=abs(Cxl(i))
            kx(i)=Cx(i);
        else
            if Cx(i)<0
                kx(i)=-U-P(i);
            else
                kx(i)=U-P(i);
            end
        end
    end
    röla(i)=(kx(i)-Cx(i))*g;
```

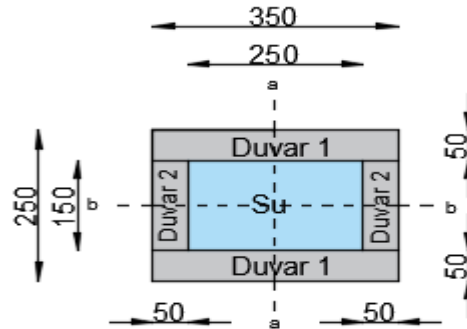
```
V(i)=V(i-1)+(röla(i-1)+röla(i))*(t/2);  
D(i)=D(i-1)+(V(i-1)+V(i))*(t/2);  
i  
end  
  
plot(-D*1000)
```



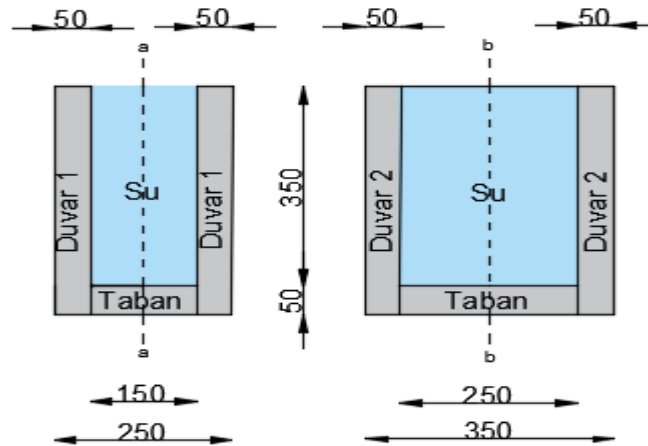
MATLAB KODLARINDA KULLANILAN PARAMETRELERİN HESAPLANMASI

Keson Bloğun Ağırlığı

Blok dört parça şeklinde varsayılarak (Şekil F.1 ve Şekil F.2) toplam ağırlık hesaplanmıştır.



Şekil F.1 Deneylerde kullanılan keson bloğun plan görünümü



Şekil F.2 Deneylerde kullanılan bloğun kesit görünümü

$$2 \times (\text{Duvar 1}) = 2 \times 0.35 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 = 0.336 \text{ kN} \quad (\text{F.1})$$

$$2 \times (\text{Duvar 2}) = 2 \times 0.15 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 = 0.144 \text{ kN} \quad (\text{F.2})$$

$$\text{Taban} = 0.25 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} \times 24 \text{ kN} / \text{m}^3 = 0.045 \text{ kN} \quad (\text{F.3})$$

$$\text{Su} = 0.25 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times 9.81 \text{ kN} / \text{m}^3 = 0.14715 \text{ kN} \quad (\text{F.4})$$

$$\text{Toplam ağırlık} = 0.65375625 \text{ kN} \quad (\text{F.5})$$

Keson Bloğun Sudaki Ağırlığı

$$2 \times (\text{Duvar 1})^* = 2 \times 0.35 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times (24 - 9.81) \text{ kN} / \text{m}^3 = 0.19866 \text{ kN} \quad (\text{F.6})$$

$$2 \times (\text{Duvar 2})^* = 2 \times 0.15 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times (24 - 9.81) \text{ kN} / \text{m}^3 = 0.08514 \text{ kN} \quad (\text{F.7})$$

$$\text{Taban}^* = 0.25 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} \times (24 - 9.81) \text{ kN} / \text{m}^3 = 0.02660625 \text{ kN} \quad (\text{F.8})$$

$$\text{Toplam ağırlık (suda)} = 0.31040625 \text{ kN} \quad (\text{F.9})$$

Sürtünme Kuvvetinin Hesaplanması

Kuru ortamda statik sürtünme katsayısı : $u = 0.5$

Su dolu tanktaki keson için statik sürtünme katsayısı : U

Su dolu tanktaki keson için dinamik sürtünme katsayısı : U_d

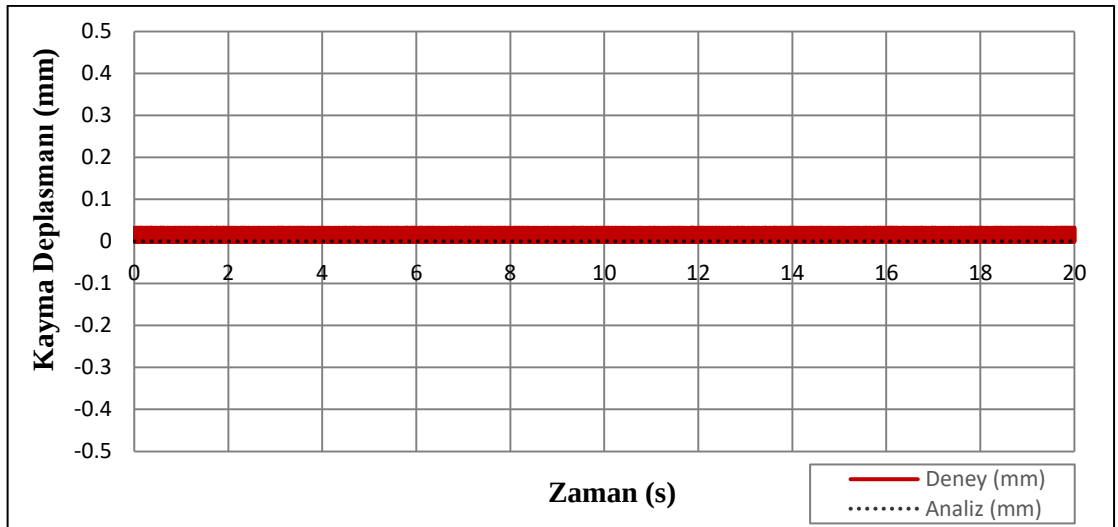
$$U = u \times \left(\frac{0.31040625}{0.65375625} \right) \quad (\text{F.10})$$

$$U_d = \text{azaltma katsayısı} \times U \quad (\text{F.11})$$

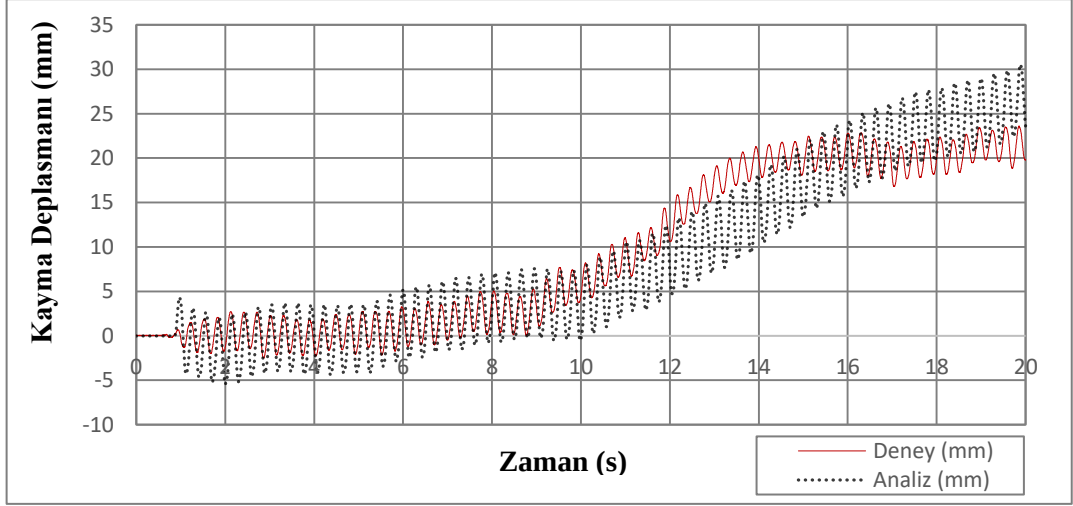
STATİK SÜRTÜNME KATSAYISININ 0.45 ALINDIĞI DURUMDA YAPILAN KARŞILAŞTIRMA

Çizelge G.1 Analiz sonucu elde edilen sürtünme katsayıları

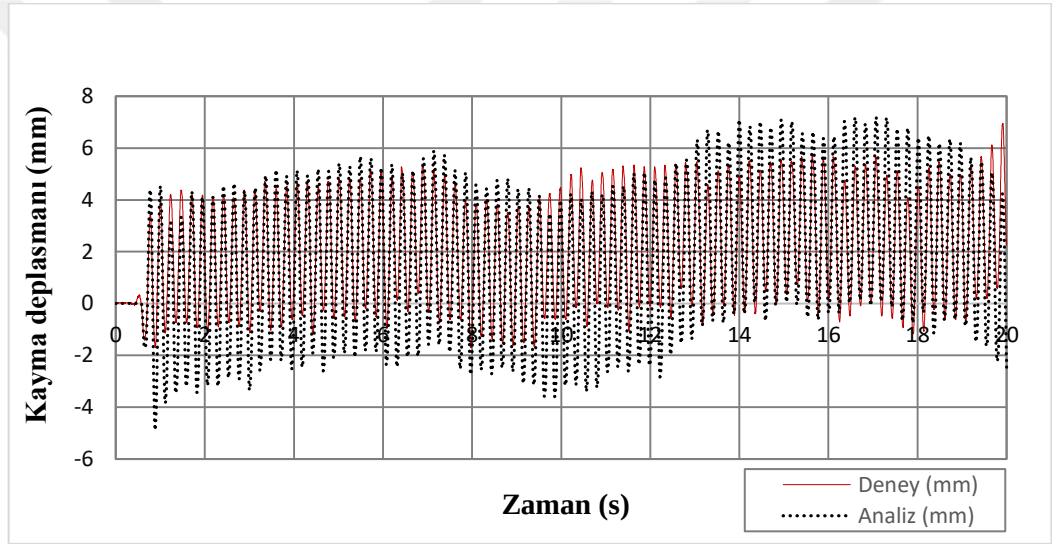
Deney No	Frekans	Genlik	Statik sürtünme katsayısı	Azaltma katsayısı	Dinamik sürtünme katsayısı
1	3 Hz	8 mm	-	-	-
2	4 Hz	8 mm	0,45	0,468	0,2106
3	5 Hz	4 mm	0,45	0,8	0,36
4	5 Hz	8 mm	0,45	0,95	0,4275
5	7 Hz	2 mm	0,45	0,968	0,4356
6	8 Hz	2 mm	0,45	0,98	0,441



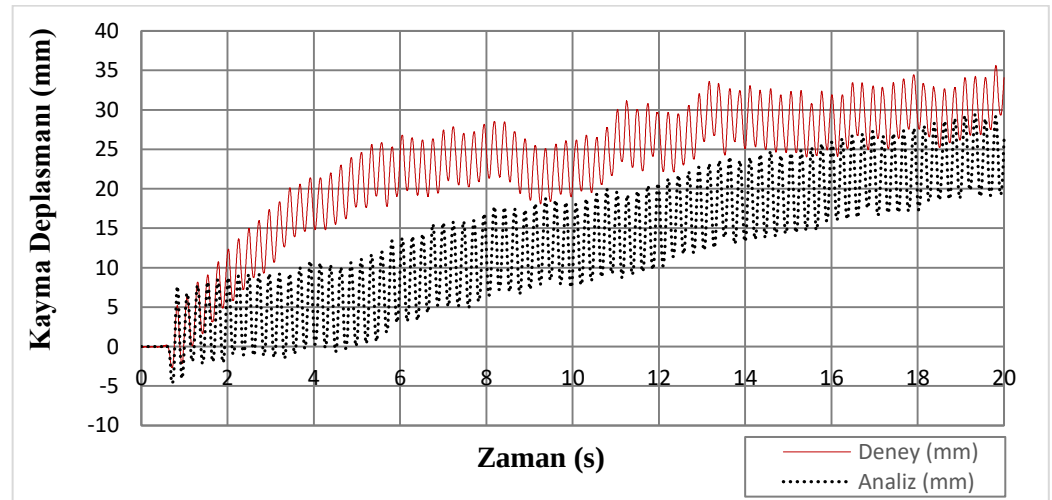
Şekil G.1 3Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



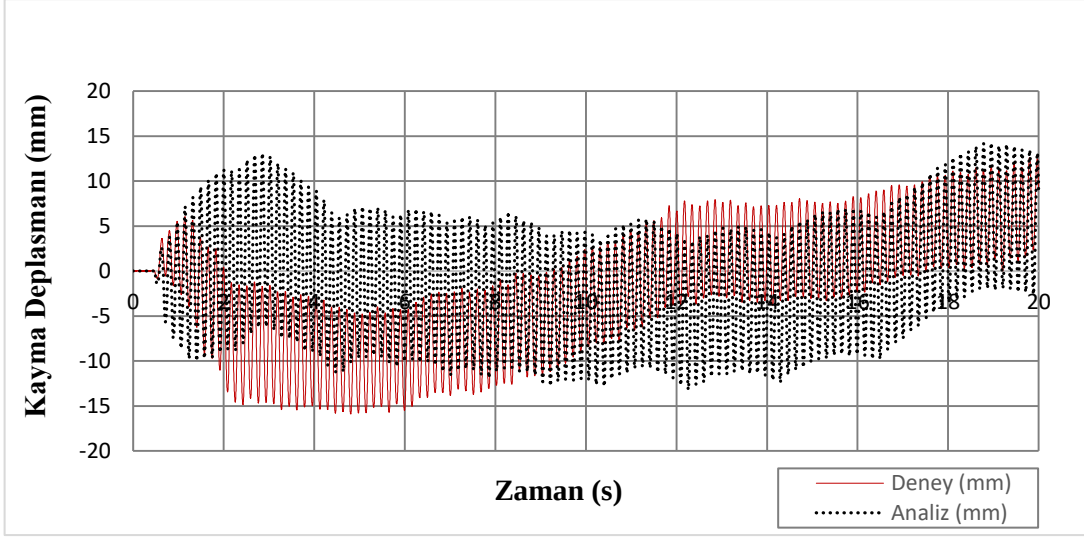
Şekil G.2 4Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



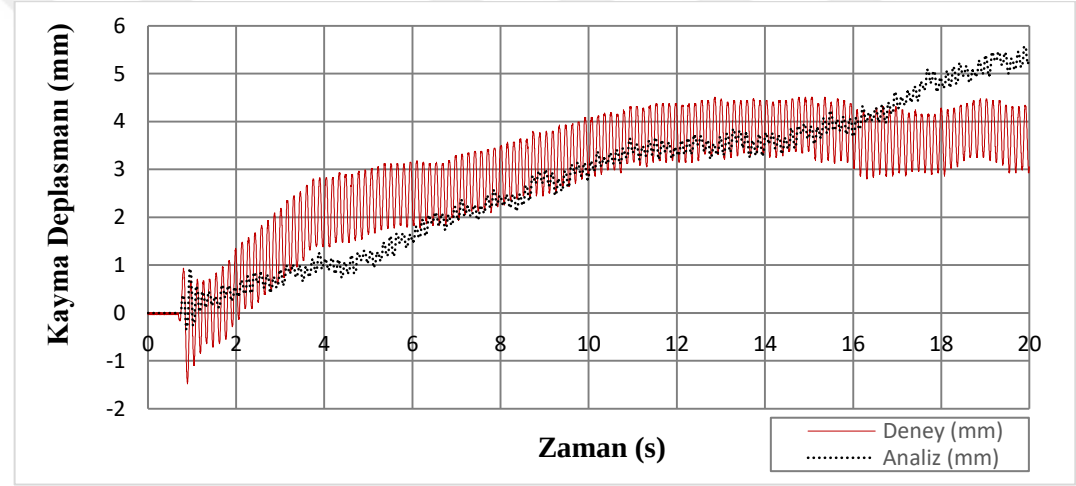
Şekil G.3 5Hz frekans 4 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



Şekil G.4 5Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



Şekil G.5 7Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması

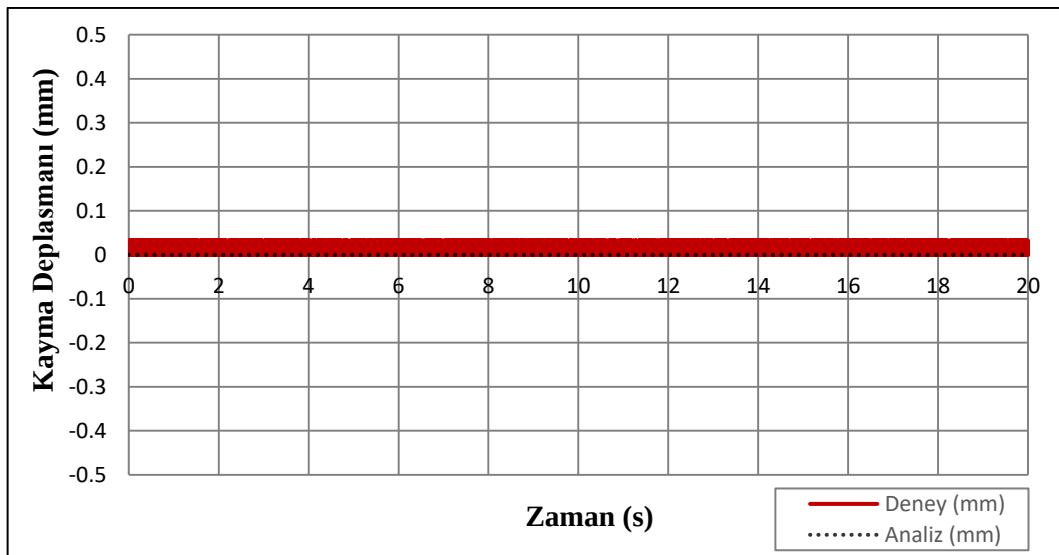


Şekil G.6 8Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması

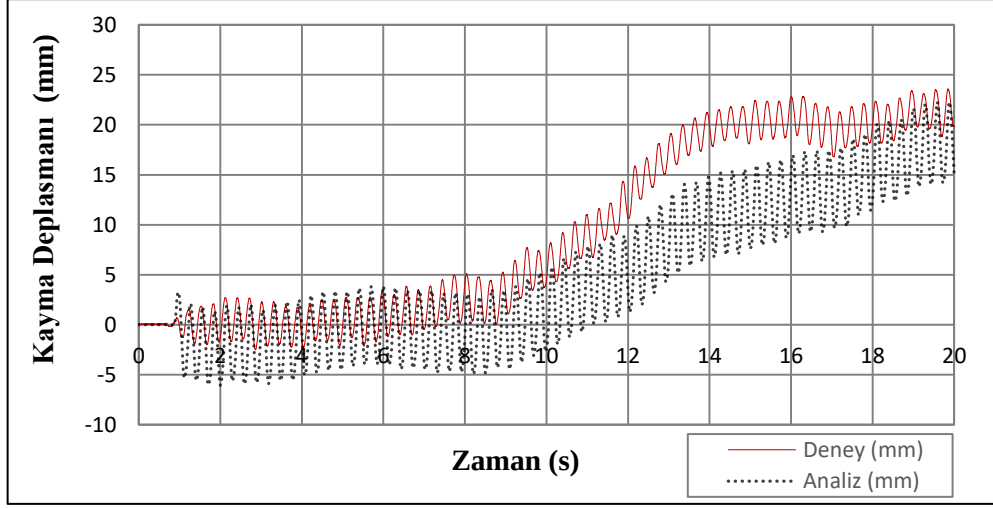
STATİK SÜRTÜNME KATSAYISININ 0.55 ALINDIĞI DURUMDA YAPILAN KARŞILAŞTIRMA

Çizelge H.1 Analiz sonucu elde edilen sürtünme katsayıları

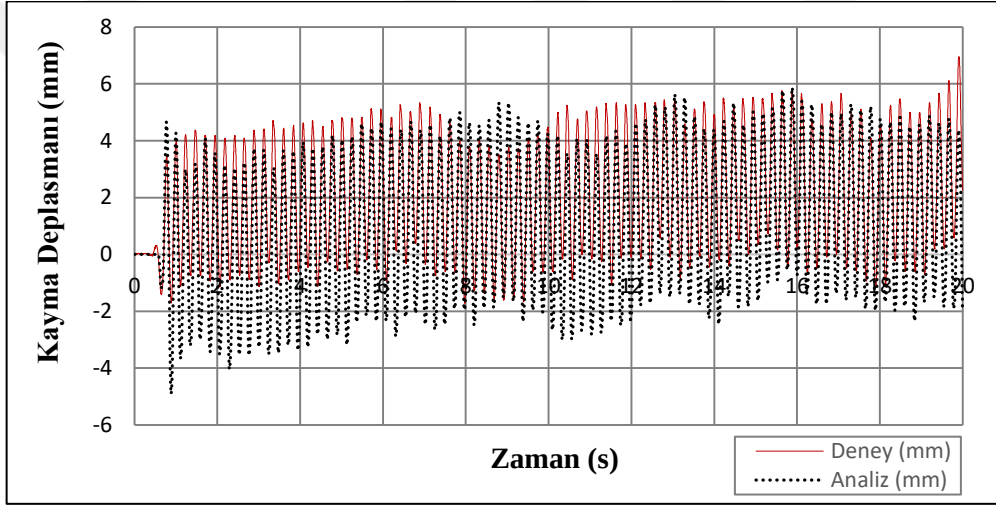
Deney No	Frekans	Genlik	Statik sürtünme katsayısı	Azaltma katsayısı	Dinamik sürtünme katsayısı
1	3 Hz	8 mm	-	-	-
2	4 Hz	8 mm	0,55	0,38	0,209
3	5 Hz	4 mm	0,55	0,688	0,3784
4	5 Hz	8 mm	0,55	0,76	0,418
5	7 Hz	2 mm	0,55	0,77	0,4235
6	8 Hz	2 mm	0,55	0,85	0,4675



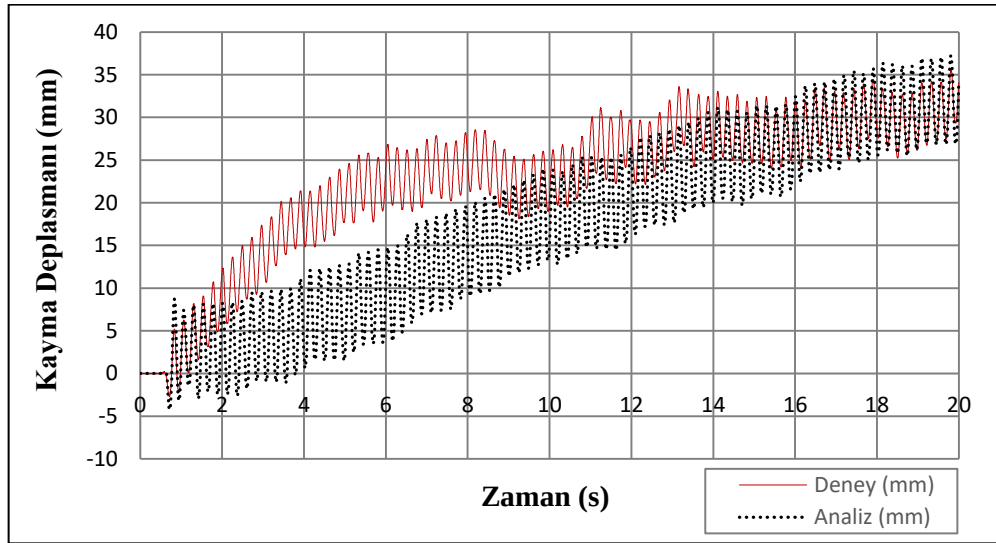
Şekil H.1 3Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



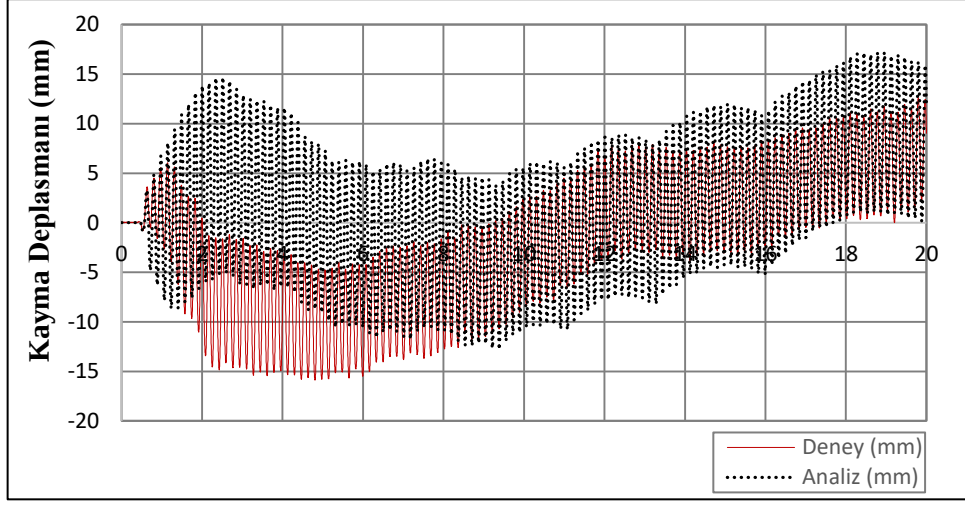
Şekil H.2 4 Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



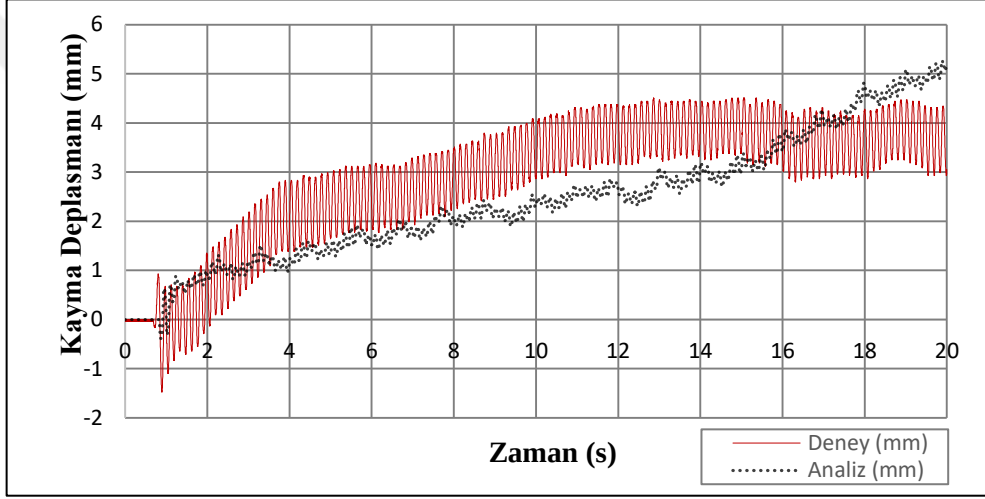
Şekil H.3 5 Hz frekans 4 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



Şekil H.4 5 Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



Şekil H.5 7Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması

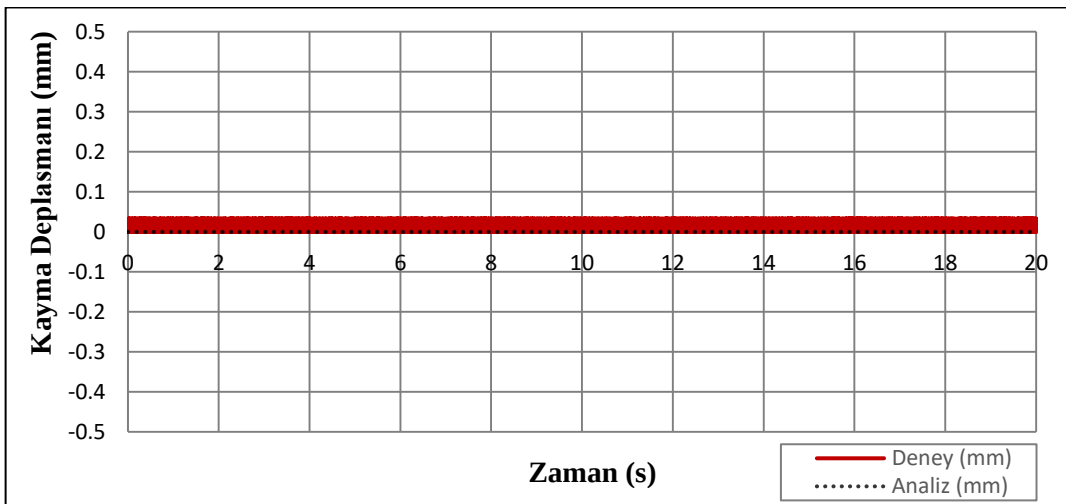


Şekil H.6 8Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması

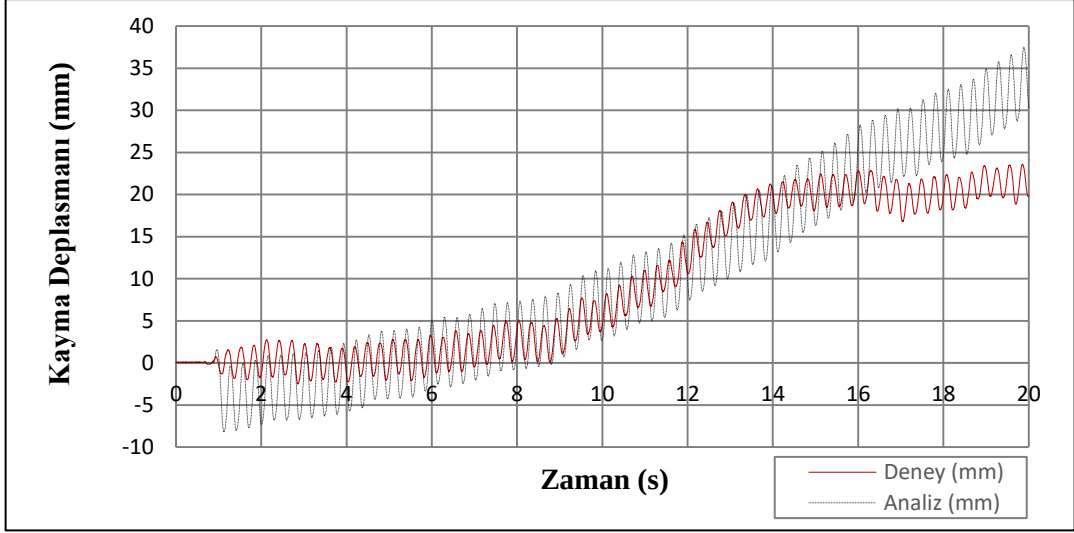
STATİK SÜRTÜNME KATSAYISININ 0.6 ALINDIĞI DURUMDA YAPILAN KARŞILAŞTIRMA

Çizelge I.1 Analiz sonucu elde edilen sürtünme katsayıları

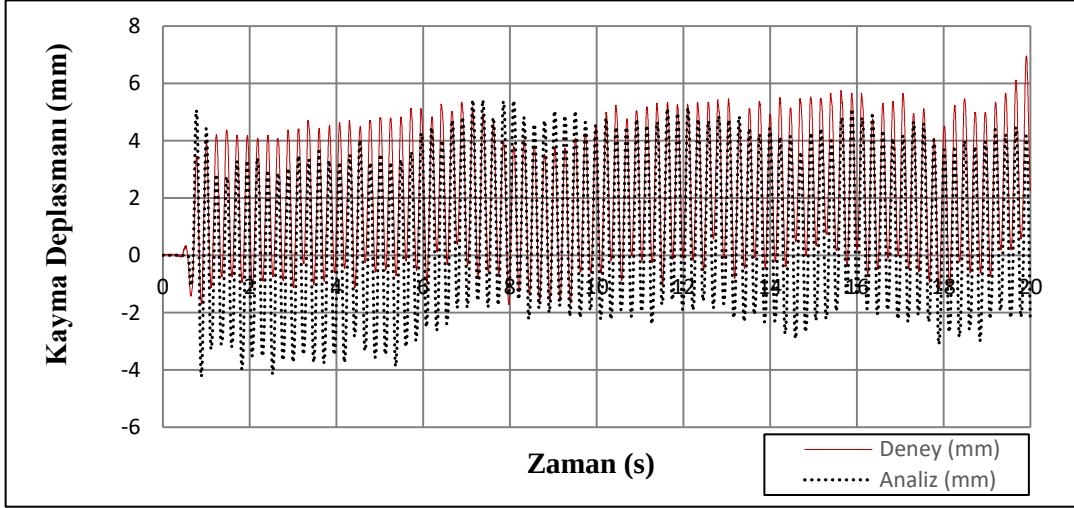
Deney No	Frekans	Genlik	Statik sürtünme katsayısı	Azaltma katsayısı	Dinamik sürtünme katsayısı
1	3 Hz	8 mm	-	-	-
2	4 Hz	8 mm	0,6	0,33	0,198
3	5 Hz	4 mm	0,6	0,632	0,3792
4	5 Hz	8 mm	0,6	0,7	0,42
5	7 Hz	2 mm	0,6	0,944	0,5664
6	8 Hz	2 mm	0,6	0,765	0,459



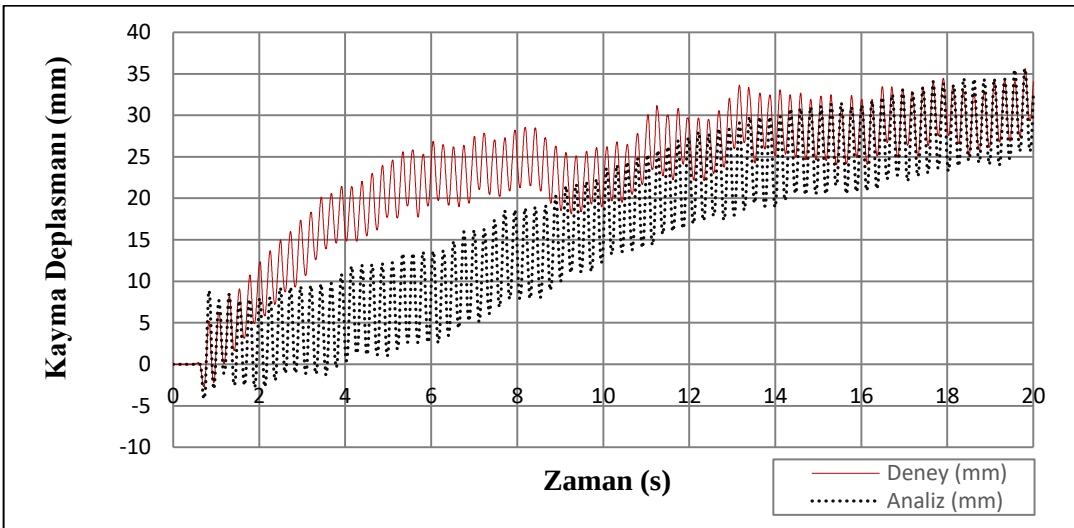
Şekil I.1 3Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



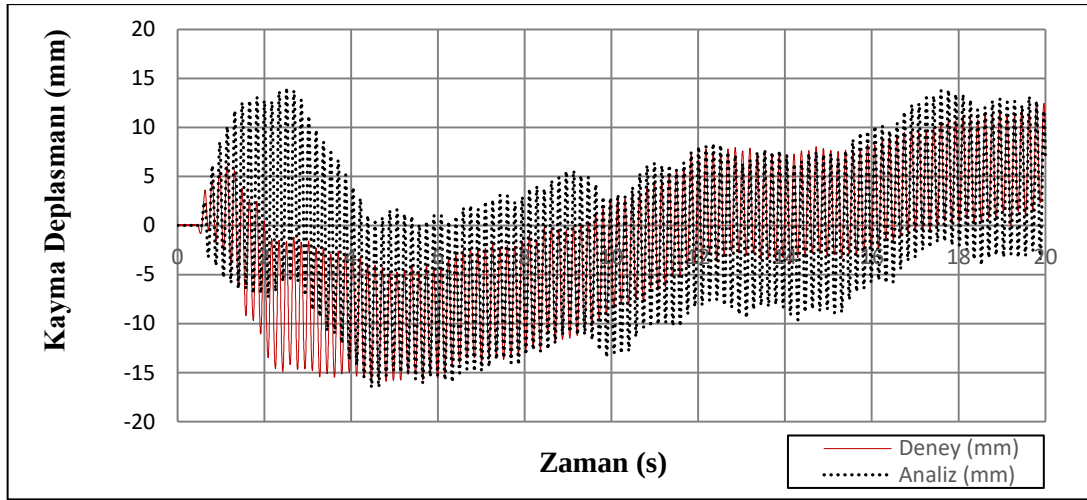
Şekil I.2 4Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



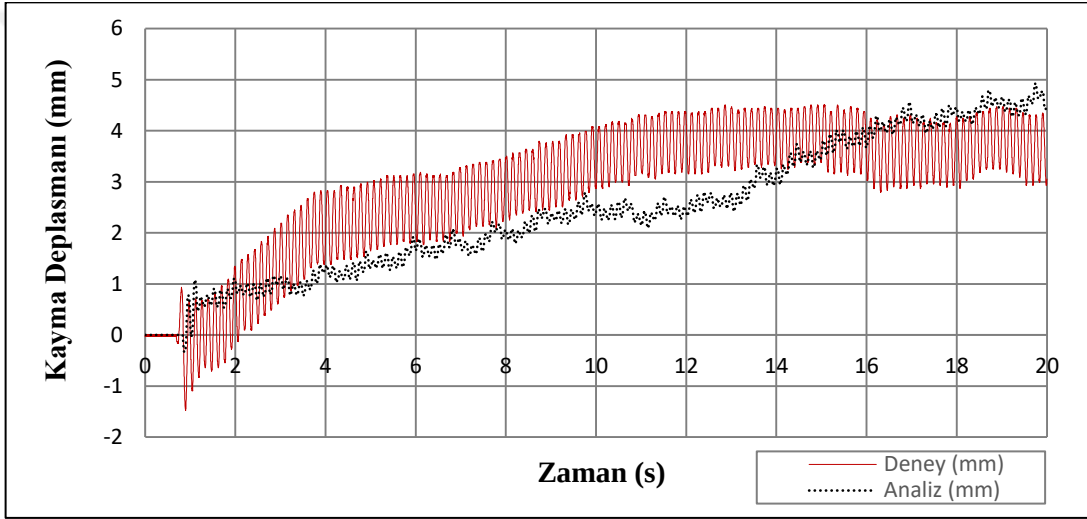
Şekil I.3 5Hz frekans 4 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



Şekil I.4 5Hz frekans 8 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



Şekil I.5 7Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması



Şekil I.6 8Hz frekans 2 mm genlik için kayma deplasmanlarının karşılaştırılması

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Berken KURTULUŞ
Doğum Tarihi ve Yeri : 29.01.1990 - Bitlis
Yabancı Dili : İngilizce
E-posta : berkenkurtulus@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Alan	Okul/Üniversite	Mezuniyet Yılı
Y. Lisans	Kıyı ve Liman Müh.	Yıldız Teknik Üniversitesi	2017
Lisans	İnşaat Mühendisliği	Çukurova Üniversitesi	2013
Lise	Fen Bilimleri	Yusuf Kalkavan Anadolu Lisesi	2008

İŞ TECRÜBESİ

Yıl	Firma/Kurum	Görevi
2017-Devam ediyor	AS-ÇA İNŞAAT	Saha Mühendisi

YAYINLARI

Bildiri

Yüksel, Y., Yüksel, Z.T., Aydoğan, B., Çevik, E. ve Kurtuluş, B., (2016). “Seismic Stability of Caisson Type Breakwater“, 35th International Conference on Coastal Engineering, 17-20 November 2016, Antalya.

