

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

**DALGA TIRMANMA BÖLGESİNE YERLEŞTİRİLEN KIYI
DUVARINDA TOPUK STABİLİTESİ**

FULYA İŞLEK

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

**DANIŞMAN
PROF. DR. YALÇIN YÜKSEL**

İSTANBUL, 2015

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DALGA TIRMANMA BÖLGESİNE YERLEŞTİRİLEN KIYI
DUVARINDA TOPUK STABİLİTESİ**

Fulya İŞLEK tarafından hazırlanan tez çalışması 03/08/2015 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Hidrolik 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

Doç. Dr. Berna AYAT
Yıldız Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Özgür KIRCA
İstanbul Teknik Üniversitesi



ÖNSÖZ

Tez çalışmamın başından sonuna kadar bilgi ve tecrübesinden her zaman yararlandığım, değerli görüş ve önerileri ile bana daima yol gösteren, Anabilim dalı başkanımız sayın Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL'e en derin saygılarımı ve sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Lisansüstü eğitimin boyunca ve tez çalışmam süresince bilgilerinden her zaman yararlandığım sayın Prof. Dr. Esin ÇEVİK'e teşekkürlerimi sunarım

Çalışma süresince deneyimlerinden yaralandığım Hidrolik ve Kıyı Liman Anabilim Dalı Öğretim Üyeleri Doç. Dr. Berna AYAT ve Yrd. Doç. Dr. Burak AYDOĞAN'a verdikleri destek ve ayırmış oldukları zaman için teşekkür ederim.

Hayatımın her döneminde koşulsuz sevgi ve sonsuz sabırları ile maddi manevi desteğini benden hiçbir zaman esirgemeyen İŞLEK ailesine en derin teşekkür ve saygılarımı sunarım.

Yüksek lisans tez çalışması sürecinde eşsiz ve sıradışı bilimsel yaklaşımları ile büyük bir tevazu içinde hiç yılmadan sağladığı destek ve yardımları için eşim Ağacan İŞLEK'e saygılarımı sunarım

Ağustos, 2015

Fulya İŞLEK

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ.....	vi
KISALTMA LİSTESİ	ix
ŞEKİL LİSTESİ.....	x
ÇİZELGE LİSTESİ	xiv
ÖZET	xv
ABSTRACT.....	xvi
BÖLÜM 1	
GİRİŞ	1
1.1 Literatür Özeti	1
1.2 Tezin Amacı.....	4
1.3 Hipotez.....	4
BÖLÜM 2	
KIYI DUVARLARINDA TOPUK OYULMASI	5
2.1 Giriş.....	5
2.2 Dik Yaklaşan Dalgaların Kırılması Halinde Oluşan Oyulma.....	7
2.2.1 Kırılma Tipi.....	8
2.2.2 Kıyı Duvarının Bulunması	9
2.2.3 Katı Madde Özellikleri.....	9
2.2.4 Dalga Sınır Tabakası	10
2.3 Dik Yaklaşan Dalgaların Kırılmaması Halinde Oluşan Oyulma.....	31
2.4 Dalga Aşmasının Neden Olduğu Oyulma.....	33
2.5 Oyulmayı Önleme	35
2.6 Dalga Tırmanması.....	36
BÖLÜM 3	
DENEYSEL ÇALIŞMA.....	84
3.1 Deney Sistemi	84
3.1.1 Dalga Kanalı.....	84
3.1.2 Taban Malzemesinin Özellikleri	87

3.1.3	Deneylerde Kullanılan Kıyı Duvarı	87
3.2	Dalga Üretimi ve Ölçüm Sistemleri	88
3.2.1	Dalga Üretim Sistemi	89
3.2.1.1	Neumann Spektrumu	90
3.2.1.2	Pierson-Moskowitz Spektrumu (P-M)	90
3.2.1.3	Scott Spektrumu	91
3.2.1.4	Bretschneider Spektrumu	91
3.2.1.5	ITTC Spektrumu	92
3.2.1.6	JONSWAP Spektrumu	93
3.2.2	Ölçüm Sistemleri	97
3.2.2.1	Dalga Ölçümleri	97
3.2.2.2	Kıyı Profillerinin Ölçümü	101
3.2.2.3	Kıyı Profillerinin Analizi	103
3.2.2.4	Tırmanma Yükseklikleri	118
3.2.2.5	Hız Ölçümleri	121
3.3	Boyut Analizi	126
BÖLÜM 4		
DENEYSEL ÇALIŞMALARIN DEĞERLENDİRİLMESİ		129
4.1	Giriş	129
4.2	Kıyı Duvarları Önünde Taban Değişiminin Değerlendirilmesi	129
4.3	1/10 ve 1/6 Kıyı Eğiminin Birlikte Değerlendirilmesi	140
4.4	Kıyı Profillerinin Orijinal Kıyı Profilleri ile Etkileşimi	143
4.5	Kıyıya Dik Akıntı Hızlarının Değerlendirilmesi	157
BÖLÜM 5		
SONUÇ VE ÖNERİLER		161
KAYNAKLAR		163
EK-A		
KIYI DUVARININ OLMAMASI DURUMUNDA AKINTI ÖLÇERİN KONUMU		172
EK-B		
KIYI DUVARININ X=40 cm OLMASI DURUMUNDA AKINTI ÖLÇERİN KONUMU		172
ÖZGEÇMİŞ		181

SİMGE LİSTESİ

A	Oyulma alanı
B	Ampirik katsayı
C_r	Dalga yansımaya katsayısı
d	Yerel su yüksekliği
d_{50}	Katı madde tanelerinin %50'sinin geçtiği çap
d_{60}	Katı madde tanelerinin %60'ının geçtiği çap
d_{90}	Katı madde tanelerinin %90'sinin geçtiği çap
d_a	Akıntı ölçerin içinde bulunduğu derinlik
d_b	Kırılma noktasındaki su derinliği
d_t	Kıyı duvarı topuğundaki su derinliği
d^*	Kapama derinliği
D	Tane çapı
f_p	Pik frekans
$f(\alpha_d)$	Dalgakıran eğimine bağlı fonksiyon
g	Yerçekimi ivmesi
H	Dalga yüksekliği
H_b	Kırılma derinliğindeki dalga yüksekliği
H_G	Teorik dalga yüksekliği
H_{m0}	Spektral belirgin dalga yüksekliği
H_{maks}	Maksimum dalga yüksekliği
H_o	Derin deniz dalga yüksekliği
H_s	Belirgin dalga yüksekliği
H_{s0}	Duvar yerleştirilmeden önce derin deniz belirgin dalga yüksekliği
H_{s01}	Duvar X=0.2 m konumunda iken derin deniz belirgin dalga yüksekliği
H_{s02}	Duvar X=0.4 m konumunda iken derin deniz belirgin dalga yüksekliği
$H_{s, \text{topuk}}$	Yapı topuğundaki belirgin dalga yüksekliği
H_{ort}	Ortalama dalga yüksekliği
$H_{1/3}$	Dalga kaydındaki dalga yüksekliklerinin en yüksek 1/3'ünün ortalaması
$H_{1/10}$	Dalga kaydındaki dalga yüksekliklerinin en yüksek 1/10'nun ortalaması
$H_{\% \alpha}$	Aşılma olasılığı olan dalga yüksekliği
k	Permeabilite
KK	Korelasyon katsayısı
K_s	Sıglaşma katsayısı

K	Gerçek permeabilite
L_0	Derin deniz dalga boyu
L_{0m}	Ortalama dalga periyodunu içeren derin deniz dalga boyu
L_{0s}	Belirgin dalga periyodunu içeren derin deniz dalga boyu
m	Kıyı eğimi
m_0	Spektrumun sıfırıncı momenti
m_2	Spektrumun ikinci momenti
N	Dalga sayısı
Re	Reynolds sayısı
R_c	Dalga kıran hava payı
R_{char}	Tırmanma yüksekliğinin karakteristik değeri
R_i	Tekil tırmanma yüksekliği
R_u	Tırmanma yüksekliği
R_{umaks}	Maksimum tırmanma yüksekliği
R_{uort}	Ortalama tırmanma yüksekliği
$R_{u1/3}$	Tırmanma yüksekliklerinin en yüksek 1/3'ünün ortalaması
$R_{u1/10}$	Tırmanma yüksekliklerinin en yüksek 1/10'nun ortalaması
$R_{u\%2}$	Tırmanma yüksekliğinin %2 aşılma olasılığı
R_p	Pik tırmanma
R^2	Determinasyon katsayısı
R^*	Boyutsuz hava payı
S_{char}	Min R_{charc} değeri
S_r	Göreceli özgül kütle
S_{IG}	Ağırlık dalgasının çalkantısı
S_{inc}	Gelen dalganın çalkantısı
S_w	Çalkantı
t	Zaman
T	Oyulma zaman ölçeği
T^*	Boyutsuz zaman ölçeği
T_p	Spektrumun pik noktasına karşılık gelen dalga periyodu
T_r	Tekrarlama periyodu
T_s	Belirgin dalga periyodu
T_m	Ortalama dalga periyodu
$T_{m-1.0}$	Ortalama enerji periyodu
T_{0s}	Derin deniz belirgin dalga periyodu
$T_{1/3}$	Dalga kaydındaki dalga periyodunun en yüksek 1/3'ünün ortalaması
U_{fm}	Karakteristik sürtünme hızının maksimum değeri
U_{kr}	Tabandaki katı maddeyi harekete geçirecek kritik hız
U_{maks}	Tabandaki maksimum yörüngesel hız
U_{ort}	Taban yakınındaki ortalama hız
U_w	Rüzgâr hızı
V	Topuktaki ortalama hız
w	Katı madde çökelme hızı

w_f	Ahrens tarafından çökelme hızı
ν	Kinematik viskozite
x	Akıntı ölçerin kıyı çizgisinden açığa olan mesafesi
X	Kıyı çizgisinin duvara olan mesafesi
X_f	Feç uzunluğu
X_0	Boyutsuz feç
z	Akıntı ölçerin su seviyesinden tabana olan derinliği
α	Ölçek parametresi
α_d	Dalgakıran eğimi
β	Deniz taban eğimi
ξ	Surf parametresi
ξ_c	Kritik surf parametresi
$\xi_{m-1,0}$	Spektral dalga periyodunu içeren surf parametresi
ξ_p	Spektral pik dalga periyodunu içeren surf parametresi
ξ_{0m}	Ortalama dalga periyodunu içeren surf parametresi
ξ_{0s}	Belirgin dalga periyodunu içeren surf parametresi
ξ_β	Kırılan dalgalar için surf parametresi
σ	Standart sapma
ε	Kıyı duvarı topuğundaki maksimum taban değşimi
τ	Şekil parametresi
θ	Shields parametresi
ρ_w	Akışkanın özgül kütlesi
ρ_s	Katı maddenin özgül kütlesi
Q	Kıyı duvarının birim uzunluğundaki aşma debisi
Q^*	Boyutsuz ortalama aşma debisi
γ	Diklik parametresi
γ_b	Kırılma parametresi
γ_{si}	Akışkan özgül ağırlığı
ω	Açısal frekans
ω_p	Maksimum dalga enerjisinin açısal frekansı
ω_s	Belirgin dalga periyodunu içeren açısal frekans
ω_z	Sıfırı kesme açısal frekansı

KISALTMA LİSTESİ

ADV	Acoustic Doppler Velocimeter
FFT	Fast Fourier Transform
FP	Fırtına Profili
GP	Geçiş Profili
HWL	High Water Level
ITTC	International Towing Tank Congress
LWL	Low Water Level
NP	Normal Profil
P-M	Pierson-Moskowitz
RMSE	Root Mean Square Error
RBJ	River Bureau of Japan
TAW	Technical Advisory Committee on Flood Defence
USACE	U.S. Army Corps of Engineers

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 1.1	Günlük iş akışı 4
Şekil 2.1	Çeşitli kıyı duvarı tipleri (CERC [11]) 5
Şekil 2.2	Kıyı duvarındaki 2-D (2 boyutlu) oyulma senaryoları 6
Şekil 2.3	Tipik taban profil gelişimi 7
Şekil 2.4	Kırılma tipleri (Fredsøe ve Deigaard [14])..... 8
Şekil 2.5	Fowler [1]'in deneysel çalışmasında tanımlanan kıyı duvarı 9
Şekil 2.6	Maksimum oyulma derinliği (Fowler [1])..... 11
Şekil 2.7	Düşey yüzölçümü kıyı duvarının önünde deneysel olarak elde edilen oyulma derinliği (Powell ve Love [2]) 13
Şekil 2.8	Düşey yüzölçümü kıyı duvarının önünde sayısal olarak elde edilen oyulma derinliği (Carpenter ve Powell [3])..... 13
Şekil 2.9	Derin deniz dalga yüksekliğine göre tahmini oyulma derinliği 15
Şekil 2.10	3-D (3 boyutlu) etkiler 17
Şekil 2.11	Deney düzeneği (Tsai vd. [5]) 19
Şekil 2.12	Topuk oyulmasında kullanılan parametreler (Tsai vd. [5])..... 22
Şekil 2.13	Dalga sayısına bağlı olarak maksimum oyulma derinliğinin değişimi..... 22
Şekil 2.14	Dalgaların değişen dalga yüksekliğine ve değişen su derinliklerine göre taban profilleri..... 23
Şekil 2.15	Boyutsuz değerler kullanılarak oyulma derinliğine karşılık grafikler 24
Şekil 2.16	Farklı göreceli su derinlikleri için gelen dalgaın dikliğine karşılık boyutsuz maksimum oyulma değişimi (Tsai vd. [5])..... 25
Şekil 2.17	Kıyı duvarı önündeki kırılma tipleri 26
Şekil 2.18	Kırılan dalgalar tarafından oluşturulan oyulma için surf parametresiyle göreceli oyulma derinliğinin değişimi (Tsai vd. [5])..... 27
Şekil 2.19	Göreceli topuk su derinliğine karşılık göreceli oyulma derinliğinin karşılaştırılması (Tsai vd. [5])..... 28
Şekil 2.20	Değişen dalga derinlikleri için dalga yansıma katsayısına karşılık boyutsuz oyulma derinliği (Tsai vd. [5])..... 29
Şekil 2.21	Topuktaki boyutsuz geri dönüş akımına karşılık boyutsuz oyulma derinliği (Tsai vd. [5]) 30
Şekil 2.22	Düşey yüzölçümü kıyı duvarı için oyulma derinliği 32
Şekil 2.23	Taş dolgu dalgakıranda maksimum oyulma derinliği 33
Şekil 2.24	Oyulma süreçlerini ve dalga deformasyonlarını göstermektedir..... 34
Şekil 2.25	Geriden gelen geri dönüş akımının “Su jeti” 35
Şekil 2.26	Tekil tırmanma yüksekliği (Mase vd. [6])..... 38
Şekil 2.27	Kırılarak gelen düzensiz dalgalar için önerilen tırmanma yükseklikleri..... 44
Şekil 2.28	Ölçülen ve hesaplanan tırmanma yüksekliklerinin karşılaştırılması 45

Şekil 2.29	Ölçülen ve hesaplanan α parametresinin karşılaştırılması (Mase vd. [6])....	47
Şekil 2.30	Japonya'daki kıyı duvarlarının sayısı (ön eğimlerine göre gruplandırılmıştır) (Mase vd. [7])	49
Şekil 2.31	Japonya'daki şantiye sahalarının sayısı (kıyı duvarının topuğundaki su derinliğine göre gruplandırılmıştır) (Mase vd. [7])	50
Şekil 2.32	Karada yapılmış kıyı duvarı ve kıyının görünümü (Muro Şehrinde, Nabae Kıyısı, Japonya) (Mase vd. [7])	50
Şekil 2.33	Mura Şehrinde Nabae Kıyısı üzerinde kıyı duvarı ve kıyının enine kesiti...	50
Şekil 2.34	Eşdeğer uniform eğim (TAW [77])	51
Şekil 2.35	Eşdeğer uniform eğim (de Waal ve Van der Meer [76])	52
Şekil 2.36	Çalışmada kullanılan kıyı duvarı ve kıyının eşdeğer eğimi	54
Şekil 2.37	Derin deniz dalga dikliğine karşılık dalga kırılma derinliği	55
Şekil 2.38	Yeni deney setinde kullanılan düzen	56
Şekil 2.39	Boyutsuz $R_{u\%2}$ tırmanma değerleri (Mase vd. [7])	58
Şekil 2.40	Boyutsuz $R_{u1/10}$ tırmanma değerleri (Mase vd. [7])	58
Şekil 2.41	Boyutsuz $R_{u1/3}$ tırmanma değerleri (Mase vd. [7])	59
Şekil 2.42	Nakamura vd. [74]'ün sonuçları ve ölçülen tırmanma değerlerinin özeti (Mase vd. [7])	59
Şekil 2.43	Varsayılan kompozit kıyı duvarı (Mase vd. [7])	60
Şekil 2.44	Şekil 2.34'de tanımlanan eşdeğer eğim kullanılarak $R_{u\%2}$ 'nin tahmini değerleri (Mase vd. [7])	60
Şekil 2.45	Şekil 2.35'de tanımlanan eşdeğer eğim kullanılarak $R_{u\%2}$ 'nin tahmini değerleri (Mase vd. [7])	60
Şekil 2.46	A ve B katsayılarını belirlemek için regresyon çizgisi ve deneysel veri.....	61
Şekil 2.47	Mevcut formüllerle elde edilen tahminlerle ölçümlerin karşılaştırılması; ...	64
Şekil 2.48	Tahminlerle ölçümlerin karşılaştırılması;	64
Şekil 2.49	Tahmin değerlerine göre ölçülen değerlerinin oranı	65
Şekil 2.50	Dalga tırmanması ve aşması arasındaki ilişki (Mase vd. [7])	65
Şekil 2.51	Fiziksel model (Pena vd. [8])	70
Şekil 2.52	Fiziksel modelin en kesiti (Pena vd. [8])	71
Şekil 2.53	Tırmanma ile ilgili parametreler (Douglass [106])	73
Şekil 2.54	Her iki çap için tırmanma, R_2 ($D_{50}=0.70$ ve 0.12 mm) (Pena vd. [8])	74
Şekil 2.55	Iribarren sayısına karşılık boyutsuz tırmanma yüksekliği	75
Şekil 2.56	Belirgin derin deniz parametrelerine karşılık en büyük tırmanma yüksekliği (Pena vd. [8])	75
Şekil 2.57	Boyutsuz analiz formüllerinin karşılaştırılması (tahmini tırmanma büyük) (Pena vd. [8])	76
Şekil 2.58	Boyutsuz analiz formüllerinin karşılaştırılması (tahmini tırmanma ortalama ya da daha küçük) (Pena vd. [8])	77
Şekil 2.59	Boyutlu yaklaşımda en büyük tırmanma ile kıyı eğimi ($1/50$ kıyı eğimi için) (Pena vd. [8])	77
Şekil 2.60	Boyutlu yaklaşımda en büyük tırmanma ile kıyı eğimi ($1/30$ kıyı eğimi için) (Pena vd. [8])	78
Şekil 2.61	Boyutlu yaklaşımda en büyük tırmanma ile kıyı eğimi ($1/20$ kıyı eğimi için) (Pena vd. [8])	78
Şekil 2.62	Iribarren sayısına karşılık ξ_0 , boyutsuz en büyük tırmanma, R_2/H_0	80
Şekil 2.63	Derin deniz parametresine karşılık (H_0L_0), en büyük tırmanma R_2 (m)	80
Şekil 2.64	En büyük tırmanma için R_2 kıyı en kesitindeki eğim (Mase vd. [6])	82
Şekil 3.1	Dalga kanalı	84

Şekil 3.2	Dalga kanalı kesiti	86
Şekil 3.3	Kumun granülometre eğrisi	87
Şekil 3.4	Kıyı duvarının görünümü	88
Şekil 3.5	Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde şematik gösterimi.....	88
Şekil 3.6	Dalga üretici yazılımının şematik özeti (Edinburg designs [136])	89
Şekil 3.7	Dalga kanalı üzerinde problemlerin yerleştirilmesi.....	94
Şekil 3.8	Dalga kanalında üretilmek istenen ve ölçülen dalga yüksekliğinin karşılaştırılması.....	97
Şekil 3.9	HR Wavedata veri toplama sistemi ve dalga monitörü	97
Şekil 3.10	Profil kaydedici.....	101
Şekil 3.11	Dalga üretilmeden önce düzeltilmiş taban profili ölçümü.....	102
Şekil 3.12	Dalga üretildikten sonra oluşan taban profili ölçümü	102
Şekil 3.13	Kıyı duvarının olmaması durumunda oluşan taban profilleri.....	104
Şekil 3.14	Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.2$ m konumunda kıyı profilleri.	109
Şekil 3.15	Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.4$ m konumunda kıyı profilleri.	113
Şekil 3.16	Ölçülen tırmanma yüksekliği ile hesaplanan tırmanma yüksekliği arasındaki ilişki	121
Şekil 3.17	Yana bakan prob (Nortek Vectrino Velocimeter [129]).....	122
Şekil 3.18	ADV örneklem hacmi (Nortek Vectrino Velocimeter [129]).....	122
Şekil 3.19	Vectrino Plus ADV çalışma sayfası	123
Şekil 3.20	ExploreV çalışma sayfası	124
Şekil 3.21	Deneylerde kullanılan ADV'ye ait görüntüler	125
Şekil 4.1	Dalga boyuna karşılık (L_{m0}) taban değişimi (ϵ) grafiği.....	130
Şekil 4.2	Dalga yüksekliğine karşılık (H_{m0}) taban değişimi (ϵ) grafiği.....	130
Şekil 4.3	Dalga dikliğine karşılık taban değişimi	131
Şekil 4.4	Tırmanma yüksekliklerine karşılık kıyı duvarı topuğunda taban değişimi	131
Şekil 4.5	Dalga dikliğine karşılık tırmanma yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma yükseklikleri	132
Şekil 4.6	Surf parametresine karşılık konuma göre boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma miktarı.....	134
Şekil 4.7	Surf parametresine karşılık tırmanma yüksekliği ile boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma miktarı.....	135
Şekil 4.8	Dalga dikliğine karşılık, H_{m0} ile boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma yükseklikleri.....	137
Şekil 4.9	Boyutsuz topuk oyulma yükseklikleri	137
Şekil 4.10	Dalga boyuna göre boyutsuz oyulma miktarına karşılık dalga dikliği	138
Şekil 4.11	Belirgin dalga yüksekliğine göre boyutsuz oyulma miktarına karşılık surf parametresi.....	138
Şekil 4.12	Belirgin dalga yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılmış oyulma miktarına karşılık tırmanma yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılmış dalga boyu	139
Şekil 4.13	Belirgin dalga yüksekliğine göre boyutsuz taban değişimine karşılık surf parametresi.....	141
Şekil 4.14	Ortalama dalga boyuna göre boyutsuz taban değişimine karşılık surf parametresi.....	141
Şekil 4.15	Surf parametresine karşılık tırmanma yüksekliği ile boyutsuzlaştırılmış topuktaki taban değişimi	141
Şekil 4.16	Boyutsuz topuk oyulma yükseklikleri	142
Şekil 4.17	Kıyı profili değişimleri	143
Şekil 4.18	Kıyıya dik akıntı hızları	159

Şekil 4.19	Surf parametresine karşılık ölçülen akıntı hızları	160
Şekil A.1	Kıyı duvarının olmaması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu ..	172
Şekil B.1	Kıyı duvarının X=40 cm olması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu	177

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1	Kıyı duvarı topuğundaki oyulma miktarını belirlemek amacı ile gerçekleştirilen başlıca çalışmalar	3
Çizelge 1.2	Kıyı üzerindeki tırmanmayı araştırmak amacı ile gerçekleştirilen başlıca çalışmalar	3
Çizelge 2.1	Deney koşulları ve sonuçları (Tsai vd. [5])	20
Çizelge 2.2	Laboratuvar sonuçlarından elde edilen deney verileri (Mase vd. [6]).....	39
Çizelge 2.3	Düzensiz dalgalarda dalga kırılma derinliğinin hesap koşullarının özeti.	55
Çizelge 2.4	Yeni deneysel koşullar ile Mase vd. [87] deneysel koşullarının özeti	57
Çizelge 2.5	Yeni deneysel koşullar ile Mase vd. [87] deneysel koşullarının özellikleri	57
Çizelge 2.6	Kıyı üzerindeki en büyük tırmanma için mevcut formüller	69
Çizelge 2.7	Deneysel veri programı (Pena vd. [8])	71
Çizelge 2.8	Regresyon parametreleri (Orişinden geçen)	74
Çizelge 2.9	Fiziksel modelin veri setlerindeki tahminlerin istatistiksel analiz.....	81
Çizelge 3.1	Düzensiz dalga üretmek için dalga üretecinde kullanılan spektrum modelleri ve tanımlanması gereken parametreler	94
Çizelge 3.2	Dalga üretetine tanımlanan dalga parametreleri	95
Çizelge 3.3	Derin deniz dalga karakteristikleri	101
Çizelge 3.4	Duvarın bulunmaması halinde kıyı profillerinin değışimi ve katsayıları	108
Çizelge 3.5	Duvarın $X=0.2$ m konumunda bulunması halinde kıyı profillerinin değışimi ve katsayıları	113
Çizelge 3.6	Duvarın $X=0.4$ m konumunda bulunması halinde kıyı profillerinin değışimi ve katsayıları	117
Çizelge 3.7	Düzensiz dalga halinde tırmanma ifadeleri	118
Çizelge 3.8	Hesaplanan tırmanma yükseklikleri	119
Çizelge 3.9	Ölçülen tırmanma yükseklikleri	119
Çizelge 3.10	ADV'nin teknik özellikleri (Nortek Vectrino Velocimeter [129]).....	123
Çizelge 3.11	Etkili parametreler	126
Çizelge 3.12	Parametre boyutları.....	127
Çizelge 3.13	Boyutsuz parametrelerin üstel değeri	127
Çizelge 4.1	Kıyı duvarının olmaması durumunda kıyıya dik akıntı hızları için ilgili parametreler	158
Çizelge 4.2	Kıyı duvarının $X=40$ cm olması durumunda kıyıya dik akıntı hızları için ilgili parametreler.....	158

**DALGA TIRMANMA BÖLGESİNE YERLEŞTİRİLEN KIYI
DUVARINDA TOPUK STABİLİTESİ**

Fulya İŞLEK

İnşaat Mühendisliği Hidrolik Anabilim Dalı
Yüksek Lisans Tezi

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL

Bu çalışmada düzensiz dalgalar etkisinde 1/6 eğimli taban üzerine yerleştirilmiş kıyı duvarı topuğunda meydana gelen taban mekanizması deneysel olarak araştırılmıştır. Tüm deneyler 60 cm sakin su seviyesinde ve tek tip taban malzemesi kullanılarak yürütülmüştür. Farklı dalga yükseklikleri ve periyodlarında JONSWAP spektrumu ile deneyler 14 set halinde gerçekleştirilmiştir. Duvarsız deneylerde zamana bağlı olarak tırmanma kayıtları alınarak literatür ile karşılaştırılması yapılmıştır. Duvarlı deneylerde ise kıyı duvarı kıyı çizgisinin gerisinde ($X=20$ cm ve $X=40$ cm) iki farklı konuma yerleştirilerek kıyı duvarı topuğundaki taban değişim miktarları ve bu değişim üzerinde etkili boyutsuz elemanlar araştırılmıştır.

Deneylerde zamana bağlı olarak dalga kayıtları alınmış, dalga tırmanması, taban profili ve kıyıya dik akıntı hızlarının değişimi ölçülmüştür. Akıntı hızları dalga kayıtlarıyla eş zamanlı olarak alınmıştır. Kıyı profilindeki değişimler deney öncesi ve sonrasında profil ölçer ile, dalga transformasyonları ise dalga kanalının farklı konumlarına yerleştirilen sekiz adet rezistans tipi dalga ölçer ile belirlenmiştir. Deney sonuçları incelenerek dalga yapısı ve deniz tabanı etkileşimi hakkında bilgi edinilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kıyı Duvarı, Kıyı Profili, Tırmanma Bölgesi, Topuk Oyulması, Düzensiz Dalgalar

ABSTRACT

THE STABILITY OF SEAWALL TOE LOCATED WAVE RUN-UP REGION

Fulya İŞLEK

Department of Civil Engineering Coastal and Harbour Engineering Programme
MSc. Thesis

Adviser: Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL

In this study, bed formation mechanism at the seawall toe is located on the 1/6 inclined bottom with irregular wave effects has been investigated experimentally. All experiments are performed at the same 60 cm still water level with one type bed material. 14 set experiments were tested by using JONSWAP spectrum in different wave heights and periods. In experiments without wall, run-up datas were compared with literature. In experiments with wall, seawall was located in two different positions ($X=20$ cm and $X=40$ cm) that bed profile change and dimensionless parameters about the change were investigated at the seawall toe.

Wave datas recorded in the experiments with time. Run-up, bed profile and cross shore currents were measured. Current velocities were recorded with wave datas simultaneously. Beach profile measurements were taken by bed profiler before and after experiments. Also, wave transformations were determined 8 different resistant type wave probes placed different locations of wave channel. Experimental results show that there are a significant interactions between wave-structure and wave-sea bottom

Keywords: Seawall, beach profile, run-up region, toe erosion, irregular waves

YILDIZ TECHNICAL UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

GİRİŞ

1.1 Literatür Özeti

Kıyı alanlarında yüzyıllardır mühendislik hizmetleri görülmektedir. Öncelikle deniz ticareti ve/veya balıkçılık amaçlı limanlar yapılarak hizmet verilmiş daha sonra denizin yıkıcı etkilerinden korunmak amacıyla kıyı duvarları ve diğer deniz yapıları inşa edilmiştir. Bu yapıların inşa edilmelerinin amaçlarından biri kıyıları erozyondan korumak olmasına rağmen bu yapılar, zaman zaman erozyonu daha da şiddetlendirmiştir. Bunun nedeni kıyısal süreçlerin tam olarak anlaşılamaması ve bu süreçlerdeki etken kuvvetlerin doğru tanımlanamamasından kaynaklanmıştır.

Kıyı erozyonu gibi problemlerin çözümünde ilk akla gelen genellikle bir yapının inşa edilmesidir. Zorunlu bir acil çözümde koruma yapısı olarak kıyı duvarları halen tercih edilmektedir, ancak yapının aktif olan kıyı bandında, sağlıklı biçimde hizmet verecek stabiliteye sahip olması gerekmektedir. Bu tip yapılar masif ya da beton bloklu, palplanş, taş dolgu şeklinde oluşturulurlar. Düşey ya da düşeye yakın duvarlar dalga enerjisinin yansımaya sebep olurlar. Duvar önünde artan yörüngesel hızlar erozyona neden olmaktadır. Bunun için duvarın topuğu korunmalıdır. Eğimli yapılar dalga enerjisini sönümlendirecek biçimde yapılsalar dahi, kum tabanda erozyon görülebilmektedir. Çünkü, kum tabanda kıyılarda fırtına ve normal profil oluşumlarının bu tip yapılarla etkileşimleri söz konusu olmaktadır. Dalga aşması durumunda duvar gerisinde de erozyon meydana gelebilir. Bu tip yapılar kayma kuvveti ve dönme momentine karşı stabilite sağlanacak şekilde tasarlanmalıdırlar. Düşey duvar biçiminde imal edilenler dalga enerjisini absorbe edemezler, dalga yansımaya karşı koyabilmek amacıyla eğrisel biçiminde ya da basamaklı olarak yüzey oluşturulmaktadır. İnşası

dikkat isteyen bu tip yapılar ne yazık ki çoğu kez küçük yükleniciler tarafından inşa edilirler. Tasarım sırasında izlenecek yol aşağıdaki gibi olmalıdır (Yüksel [122]);

- Su seviyesi değişimleri belirlenmeli,
- Dalga yüksekliği belirlenmeli,
- Uygun duvar tipi belirlenmeli,
- Temel yapısı tasarlanmalı,
- Kret kotunu belirlemek için tırmanma yüksekliği hesaplanmalı,
- Düşük kretli yapılarda beklenecek üsten aşma miktarı hesaplanmalı,
- Drenaj sistemi planlanmalı,
- Menfez, kanal gibi yapı elemanları ile yerel olarak üsten aşan ya da tırmanan suyun drenajı sağlanmalı,
- Topuk koruması yapılmalı,
- Filtre ve alt tabaka tasarımı yapılmalı,
- Geri dolgu malzemesinin yeterince stabil olması sağlanmalı,
- Alternatif maliyet analizi yapılmalıdır.

Bugüne kadar kıyı duvarlarının dalga etkisi altında topuktaki taban değişimlerinin nasıl geliştiğini, bu süreç içerisinde hangi etkili elemanların rol oynadığını ve tırmanma bölgesinde farklı konumlarının etkisini incelemek üzere birçok araştırmacı tarafından model deneyler gerçekleştirilmiş ve sayısal modellemeler yapılmıştır. Bu çalışmaların birçoğunda düzenli dalgaların etkisi dikkate alınmasına rağmen düzensiz dalgalarla da gerçekleştirilen deneyler mevcuttur. Çizelge 1.1 ve 1.2’de bu çalışmada incelenen araştırmacıların gerçekleştirdiği çalışmalar verilmiştir.

Çizelge 1.1 Kıyı duvarı topuğundaki oyulma miktarını belirlemek amacı ile gerçekleştirilen başlıca çalışmalar

Araştırmacı	Amaç	Duvar Tipi	Kıyı Eğimi (m)	Model Deneyler	Sayısal Model
Fowler [1]	Kıyı duvarını üç farklı konuma yerleştirerek ($x=-3\text{ft}$, $x=0$ ve $x=3\text{ft}$) maksimum oyulma derinliğini araştırmak	Düşey yüzlü	1/15	Düzenli ve düzensiz dalga	-
Powell ve Lowe [2]	Kaba malzemenin (çakıl taban 12 mm) taban profili üzerindeki etkisini araştırmak	Düşey yüzlü	1/17	Düzensiz dalga	-
Carpenter ve Powell [3]	İnce malzemenin (kum taban 0.2 mm) taban profili üzerindeki etkisini araştırmak	Düşey yüzlü	1/75	-	COSMOS-2D
McDougal vd. [4]	Düşey yüzlü kıyı duvarı önündeki oyulmayı sayısal yöntemlerle incelemek	Düşey yüzlü	-	-	SBEACH
Tsai vd. [5]	Taban eğimi daha dik olan deniz tabanı üzerindeki kıyı duvarı topuk oyulmasını araştırmak	1:1.5 Eğimli	1/5	Düzenli dalga	-

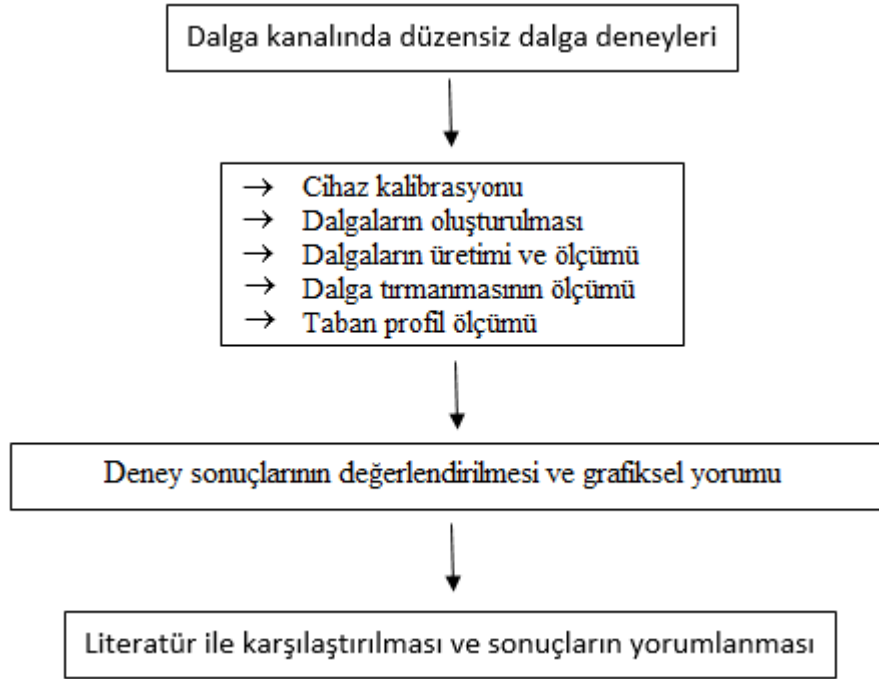
Çizelge 1.2 Kıyı üzerindeki tırmanmayı araştırmak amacı ile gerçekleştirilen başlıca çalışmalar

Araştırmacı	Amaç	Duvar Tipi	Kıyı Eğimi (m)	Model Deneyler	Sayısal Model
Mase vd. [6]	Farklı dalga koşulları altında değişen şev eğimlerde düzensiz dalgaların tırmanma yüksekliği için ampirik bir ifade vermek	-	1/5, 1/10, 1/20 ve 1/30	Düzensiz dalga	-
Mase vd. [7]	Dalga tırmanması ile aşması arasındaki ilişkiyi açıklamak ve düzensiz dalga tırmanması için ampirik bir ifade vermek	1:0.5 ve 1:3 Eğimli	1/10, 1/20 ve 1/30	Düzensiz dalga	-
Pena vd. [8]	Üç farklı kıyı eğimi ile mevcut denklemlerin geçerliliğini test etmek	-	1/50, 1/30 ve 1/20	Düzensiz dalga	-

1.2 Tezin Amacı

Bu çalışmada düşey kıyı duvarlarının dalga tırmanma bölgesine inşa edilmesi durumunda, duvarın kıyı profili ile etkileşimi düzensiz dalga koşulları altında incelenmiştir. Kıyı duvarı kara tarafına yerleştirilmiş ve tırmanan dalgaların etkisinde topukta meydana gelen taban değişim mekanizması araştırılmıştır. Kum taban üzerinde yapılan deneysel çalışmalarda oluşan kıyı profillerinin tırmanma bölgesinde farklı konumlara yerleştirilen düşey duvar ile etkileşimi araştırılmıştır.

Araştırma konusu kapsamında gerçekleştirilen çalışmaları şematik olarak özetleyen akış diyagramı Şekil 1.1'de ifade edilmiştir.



Şekil 1.1 Günlük iş akışı

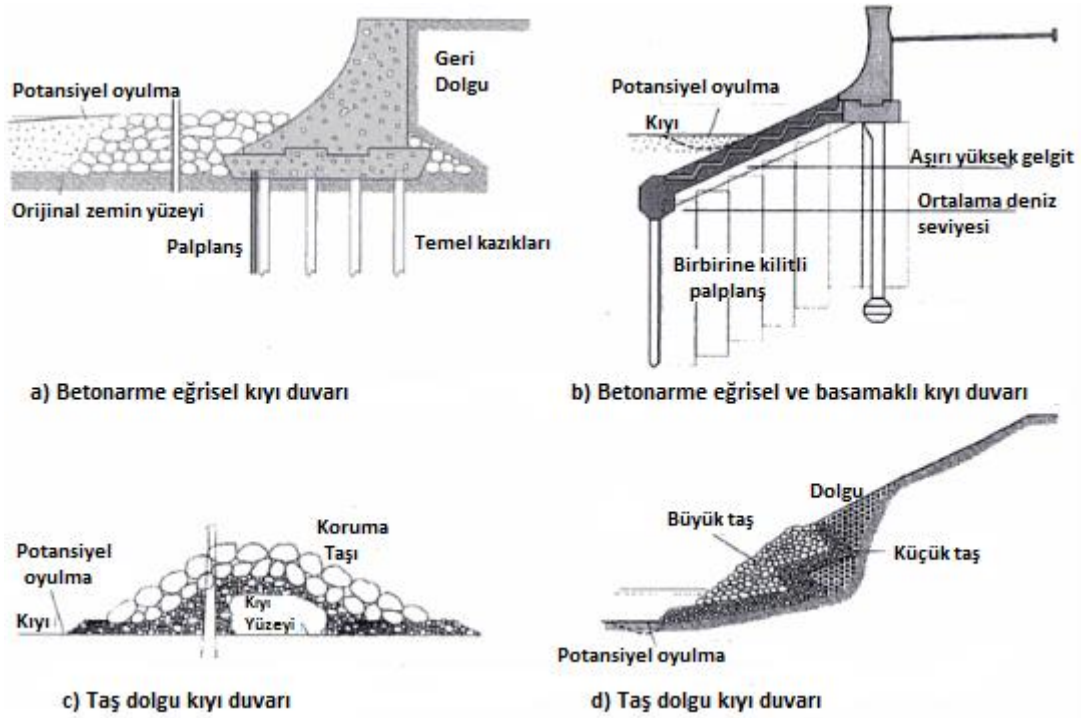
1.3 Hipotez

Kıyı alanlarında yaşamın gün geçtikçe daha fazla yer almasıyla kıyı yapılarının tasarımında daha güvenilir yöntemler kullanılması gereği doğmuştur. Dolayısıyla kıyı sistemi boyunca yerleştirilen kıyı duvarlarının kıyı üzerindeki etkisi her zaman araştırma konusu olmuştur. Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen deneysel çalışmalar ile kıyı duvarı topuğundaki taban değişimi incelenerek dalga yapı ve deniz tabanı etkileşim mekanizması araştırılacaktır.

KIYI DUVARLARINDA TOPUK OYULMASI**2.1 Giriş**

Kıyı duvarları su alanından kara alanını ayırmak için, kıyıya paralel yapılan yapılardır. Bu yapılar, kıyı çizgisinin karaya doğru çekilmesini ve dalga hareketiyle yukarı kıyı kaybını önlemek amacıyla yapılmaktadır (Sumer ve Fredsøe [9]).

Şekil 2.1 çeşitli kıyı duvarı tiplerini göstermektedir (CERC [11]). Kıyı duvarlarının çoğu düşey yüzlü ya da düşeye çok yakın olarak yapılmasına rağmen (Fowler [1]) (Şekil 2.1.a ve b), taş dolgu kıyı duvarında olduğu gibi eğimli olarak da yapılabilir (Şekil 2.1 c ve d).

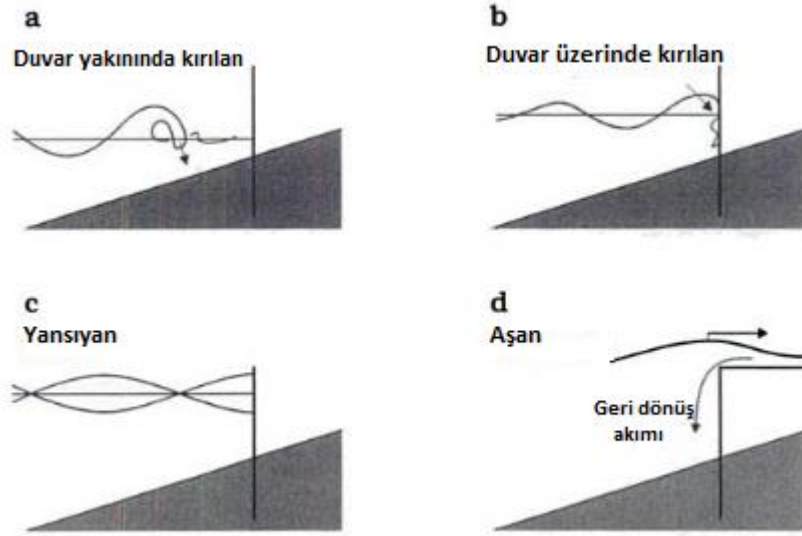


Şekil 2.1 Çeşitli kıyı duvarı tipleri (CERC [11])

2-D (iki boyutlu) oyulma senaryoları (dalgaların kıyıya dik yaklaşması) aşağıdaki süreçleri içermektedir:

1. Dalgalar kıyı duvarına gelmeden kırılabilir (Şekil 2.2 a); ya da
2. Kıyı duvarı üzerinde kırılabilir (Şekil 2.2 b) ya da
3. Kırılmadan kıyı duvarına ulaşabilir ve yansıyabilir (Şekil 2.2 c) ya da
4. Kıyı duvarı üzerinden aşabilirler (Şekil 2.2 d).

Son iki senaryo fırtına dalgaları nedeniyle oluşmaktadır.



Şekil 2.2 Kıyı duvarındaki 2-D (2 boyutlu) oyulma senaryoları
(Sumer ve Fredsøe [9])

Olası 3-D (üç boyutlu) oyulma senaryoları ise aşağıdaki süreçleri içermektedir:

1. Açılı yaklaşan dalgalar kırılarak gelebilir ve bu durumda kıyı boyu akıntılar oluşmaktadır; ya da
2. Açılı yaklaşan dalgalar, kırılmadan gelebilir bu durumda kıyı boyunca sürekli bir akıntı oluşmaktadır; ya da
3. Kıyı boyu akıntılar gel git etkisiyle de oluşabilmektedir.

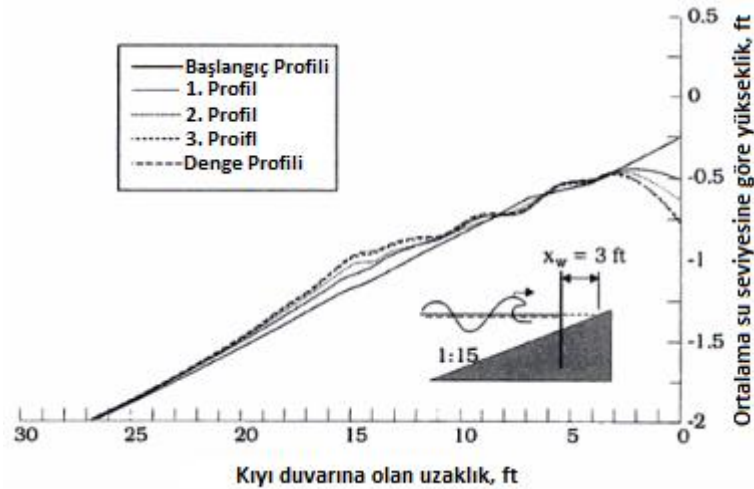
Dolayısıyla bütün bu durumlardaki oyulma mekanizmaları farklı olacaktır. Kıyı duvarındaki topuk oyulması, çok ciddi hasarlarla sonuçlanmaktadır. Örneğin, CIRIA [10]'un kıyı duvarının yıkılmasını ve dolgu malzemesinin yılanmasını (Powell [12]) kapsayan raporu, topuk oyulma problemlerini içermektedir.

2.2 Dik Yaklaşan Dalgaların Kırılması Halinde Oluşan Oyulma

Ne yazık ki, kırılarak gelen dalgaların neden olduğu oyulma ile ilgili bilgiler çok sınırlıdır ve bu tip oyulmaya neden olan mekanizmalar iyi anlaşılamamıştır.

Kırılma süreci, taban erozyonuna neden olan aşağı doğru güçlü akıntılar yaratmaktadır (CERC, [11]). Örneğin, plunging tipi dalga kırılmasında (Şekil 2.2 a), su jeti tabanın içine nüfuz etmekte ve topuktaki katı maddeyi hareketlendirmektedir. Kıyı duvarı üzerinde plunging tipi dalga kırılması söz konusu olduğunda (Şekil 2.2.b), çarpışan dalgalar topuktaki suyu aşağıya doğru yönlendirecek (püskürtme gibi) ve benzer şekilde topuktaki katı maddeyi hareketlendirecektir (CERC, [13]). Bu süreçler kıyı duvarında oyulmaya neden olacaktır.

Şekil 2.3 Düşey yüzölümlü kıyı duvarında kırılan dalgalarla yapılan laboratuvar deneylerinden elde edilen taban profillerini göstermektedir (Fowler [1]). Şekil 2.3’de duvar önünde oyulma sırasında meydana gelen çukur, gösterilmiştir.



Şekil 2.3 Tipik taban profil gelişimi

$H_0=0.21$ m, $T=1.97$ s, su derinliği=1.16 m, $d_t=0.061$ m (Fowler [1])

Aşağıdaki alt başlıklarda oyulma sürecini etkileyen parametreler araştırılmıştır.

Etkili parametreler

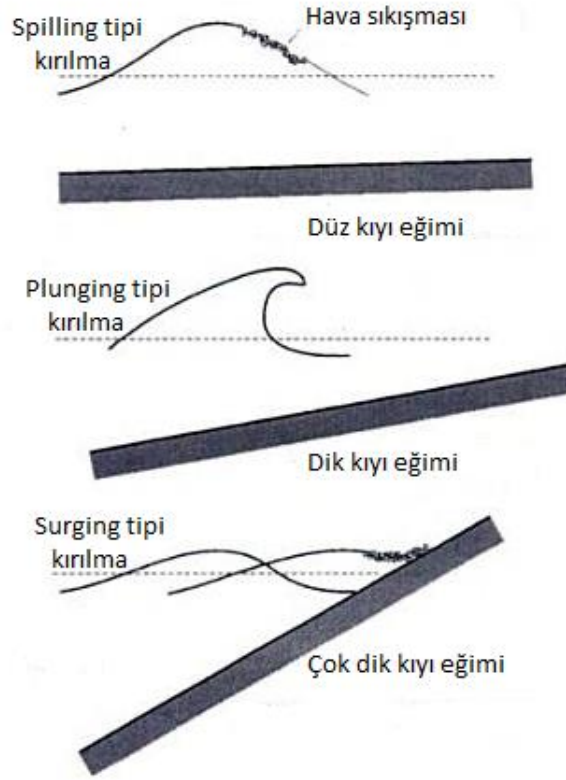
Düşey yüzölümlü kıyı duvarının topuğundaki oyulma süreçleri;

1. Dalga kırılma tipine
2. Kıyı duvarının bulunmasına
3. Katı madde özelliklerine
4. Deniz tabanı üzerindeki dalga sınır tabakasına

bağlıdır.

2.2.1 Kırılma Tipi

Temelde üç tip kırılma vardır; spilling, plunging ve surging tipi kırılmalardır (Şekil 2.4).

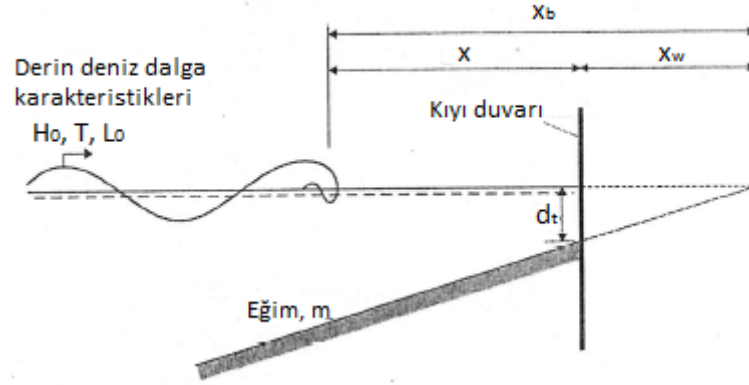


Şekil 2.4 Kırılma tipleri (Fredsøe ve Deigaard [14])

Kırılma tipi, oyulmayı etkileyen en önemli faktördür. Kırılma tipini ve karakteristiklerini etkileyen parametreler (kırılma noktasındaki dalga yüksekliği H_b ve su derinliği d_b);

$$\frac{H_0}{L_0}, m \quad (2.1)$$

parametreleridir, burada H_0 gelen dalganın derin deniz dalga yüksekliği, L_0 gelen dalganın derin deniz dalga boyu ve m kıyı eğimidir (Fredsøe ve Deigaard [14]). Bu, duvarın olmadığı durumdur. Duvar olduğunda ise, (Şekil 2.5) kırılan dalgaların duvarla etkileşimleri de dikkate alınmalıdır. Bu nedenle kırılma tipi ve karakteristiklerine ilave bir parametre, x/L_0 , eklenmelidir. Burada x , duvardan kırılma noktasına olan mesafedir.



Şekil 2.5 Fowler [1]'in deneysel çalışmasında tanımlanan kıyı duvarı

2.2.2 Kıyı Duvarının Bulunması

Bu durum oyulma sürecini belirgin şekilde etkilemektedir (Şekil 2.5). Öncelikle kıyı duvarı önündeki su derinliği d_t , önemli bir parametredir. Diğer taraftan d_t 'nin belli bir değeri için oyulma, x (kıyı duvarından kırılma noktasına olan mesafe) ile değişmektedir. d_t/H_0 ve x/L_0 boyutsuz parametrelerdir. Ayrıca ilave bir parametre, $T\sqrt{gH_b}/d_t$, oluşturulmuştur. (Fredsøe ve Sumer [15]) (ya da H_0 ve H_b arasında bire bir uyum varsa; $T\sqrt{gH_0}/d_t$ yazılmıştır (Fredsøe ve Deigaard, [14]), burada T dalga periyodudur.

Dolayısıyla kıyı duvarı olduğunda oyulma sürecinden sorumlu boyutsuz parametreler:

$$\frac{d_t}{H_0}, \left(\text{ya da } \frac{d_t}{L_0} \right), \frac{x}{L_0}, \frac{T\sqrt{gH_0}}{d_t} \quad (2.2)$$

2.2.3 Katı Madde Özellikleri

Shields parametresiyle verilmektedir, çökme hızının sürtünme hızına oranı;

$$\theta, \frac{w}{U_{fm}} \quad (2.3)$$

θ ile tanımlanan;

$$\theta = \frac{U_{fm}^2}{g(s-1)D} \quad (2.4)$$

U_{fm} , karakteristik sürtünme hızının maksimum değeri, D , taban malzemesi tane çapı, g , yerçekimi ivmesidir.

2.2.4 Dalga Sınır Tabakası

Sınır tabakasındaki akım (dolayısıyla katı madde taşınımı ve oyulma);

$$\frac{H_0}{D} \left(\text{ya da } \frac{L_0}{D} \right) \text{ ve } Re \left(= \frac{a U_m}{\nu} \right) \quad (2.5)$$

parametrelerinden etkilenmektedir.

Önceki çalışmalar, oyulma karakteristiklerinin denklem 2.1-2.5’de gösterilen dokuz boyutsuz parametrenin bir sonucu olduğunu göstermektedir.

Yukarıdaki analizlerde başlangıç profili doğrusal kabul edilmiştir. Ancak kıyı duvarı gelişmiş bir kıyı profiline yerleştirilirse, elde edilen oyulma başlangıç taban profilinin de bir fonksiyonu olmaktadır. Son yıllarda kıyı profil gelişimi (üzerinde herhangi bir yapı yokken) ile ilgili oldukça kapsamlı çalışmalar gerçekleştirilmiştir (Fredsoe ve Deigaard [14]).

Denklem 2.1-2.5’de verilen 9 parametreden Re ve θ önemsiz olabilmektedir. Çünkü çoğu mühendislik problemlerinde taban, fırtına koşulları altında tam pürüzlü bir sınır tabakası gibi davrandığından Re sayısı önemsiz kalmaktadır. Eğer taban hareketliyse (yani $\theta > \theta_{cr}$ ise) oyulma üzerinde çok az etkili olduğundan θ parametresi oyulma derinliği üzerinde önemsiz ancak zaman ölçeği üzerinde etkilidir. Diğer parametreler üzerinde oyulma karakteristikleriyle ilgili veriler yani;

$$\frac{H_0}{L_0}, m, \frac{d_t}{H_0}, \left(\text{ya da } \frac{d_t}{L_0} \right), \frac{x}{L_0}, \frac{T\sqrt{gH_0}}{d_t}, \frac{w}{U_{fm}}, \frac{H_0}{D} \left(\text{ya da } \frac{L_0}{D} \right) \quad (2.6)$$

parametreleriyle ilgili veriler ayrıntılı değildir.

Oyulma derinliği

Fowler [1]’in deneysel çalışması

Fowler düşey yüzölçümü bir kıyı duvarını kullanarak bir dizi deney yapmıştır. Deneylerinde kıyı duvarını üç farklı noktaya yerleştirmiştir, $x_w = 0.91$ m (Şekil 2.3), $x_w = -0.91$ m ve $x_w = 0$ ’da. Tüm deneylerde dalgalar, kıyı duvarının deniz tarafında ya da hemen önünde kırılmıştır. 18 düzensiz, 4 düzenli dalga deneyi yapılmıştır. Kıyı başlangıçta düzlemseldir ve kıyı eğimi $m=1:15$ ’dir.

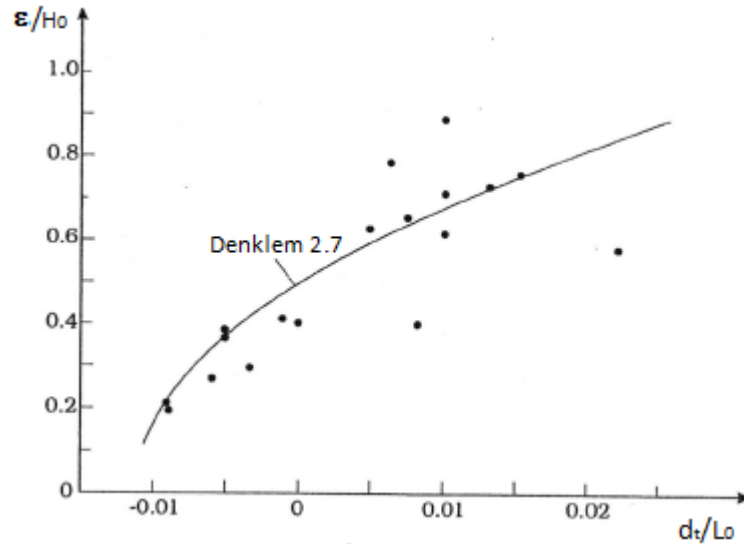
Fowler [1]’in kıyı duvarını $x_w=0.91$ m ve $x_w=0$ konumuna yerleştirdiği deneylerinde maksimum oyulma derinliği hemen kıyı duvarının topuğunda oluşmuştur (Şekil 2.3).

Kıyı duvarının $x_w = -3\text{ft}$ 'e yerleştirildiği deneylerde ise, maksimum oyulma derinliği beklenildiği gibi kıyı duvarının biraz uzağında oluşmuştur.

Şekil 2.6 Fowler [1]'in verilerini göstermektedir (d_t/L_0 'a karşılık ε/H_0). Burada H_0 düzensiz dalgalar için belirgin dalga yüksekliğini göstermektedir.

Şekil 2.6 d_t/L_0 ile ε/H_0 arasında uygun bir korelasyon ortaya koymasına rağmen saçılım çok fazla olmuştur. Bu saçılım, denklem 2.6'da verilen oyulma üzerindeki diğer parametrelerin etkisinden kaynaklanmaktadır. Buna rağmen şekil d_t/L_0 artmasıyla oyulma derinliğinin arttığını göstermektedir. Yine şekilden d_t/L_0 'ın negatif değerleri için oyulma derinliğinin oldukça küçük olduğu görülmektedir (ortalama deniz seviyesi ve kıynın kesiştiği noktanın kıyı tarafına yerleştirilen kıyı duvarı için, şekil 2.5). Eğer kıyı duvarı bu kesişme noktasından kıyıya doğru yeterli uzunluktaysa hiç oyulmanın olmaması beklenmektedir. Kıyı duvarı denize doğru hareket ettirildikçe (d_t/L_0 'un değeri artacağından) kırılma kıyı duvarına daha yakın gerçekleşecektir, dolayısıyla oyulma derinliği artacaktır. Sadece d_t/L_0 parametresinden değil, x/L_0 parametresinden de etkilenmiştir. Ancak x/L_0 'ın etkisini açıklayacak veri bulunmamaktadır.

Şekil 2.6 sadece düzensiz dalga verileri ile 1:15 başlangıç kıyı eğiminde düşey yüzlü dalgakıranda yapılan maksimum oyulma derinliğini göstermektedir, (Fowler [1]).



Şekil 2.6 Maksimum oyulma derinliği (Fowler [1])

Fowler [1] tarafından ampirik bir denklem ortaya çıkarılmıştır:

$$\frac{\varepsilon}{H_0} = \left(22.72 \frac{d_t}{L_0} + 0.25 \right)^{0.5} \quad (2.7)$$

L_0 düzensiz dalgalar için derin deniz dalga boyu, $L_0 = \frac{g}{2\pi} T_p^2$, T_p pik periyottur. Fowler [1] bu eşitliklerin uygulaması için aralığı aşağıdaki gibi vermiştir;

$$-0.11 < \frac{d_t}{L_0} < 0.045, \text{ ve } 0.015 < \frac{H_0}{L_0} < 0.040 \quad (2.8)$$

Fowler [1], düzenli dalga deneylerinden elde edilen verilerle (Barnet [16] ve Chesnutt ve Schiller [17] yukarıdaki denklemi karşılaştırmış, burada H_0 'ı düzenli dalgalar için belirgin dalga yüksekliği olarak almıştır. Ancak saçılım, Şekil 2.6'da karşılaşıldan çok daha geniş olmuştur.

Fowler [1]'in diğer bulguları şunlardır:

1. Belirgin dalga yüksekliği, düzenli dalga deneylerine dayanan sonuçlarla karşılaştırmak için en iyi düzensiz dalga tasarım parametresidir.
2. Düzenli dalga deneylerinde oyulma derinliği yaklaşık olarak %15 yüksektir.
3. Fowler'ın çalışması ve çok sayıdaki arazi çalışmalarından elde edilen veriler en yaygın olarak kullanılan, $\varepsilon/H_0 \leq 1$ durumunu desteklemektedir.

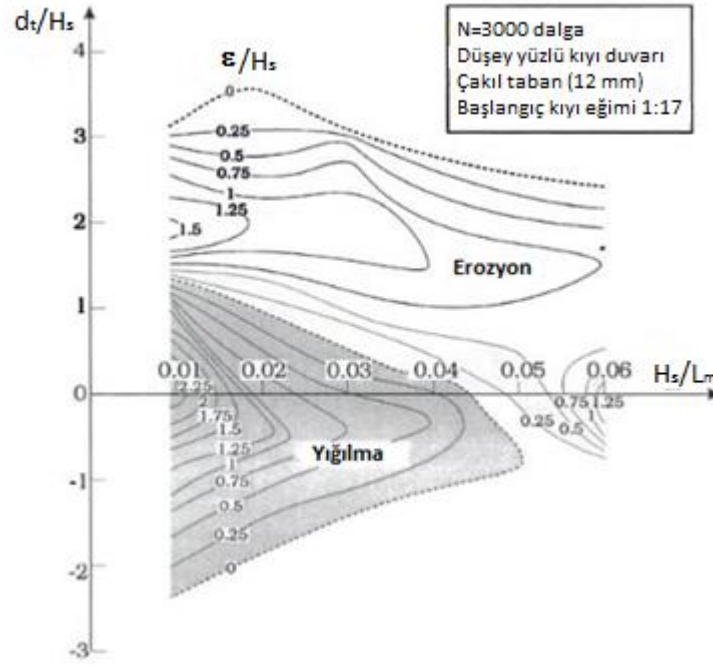
Powell ve Lowe [2]'nin deneysel çalışması

Powell ve Lowe [2] kaba malzemeyle ($5\text{mm} < D < 30\text{mm}$) çok kapsamlı deneyler gerçekleştirmişlerdir (Powell ve Whitehouse [18]; Whitehouse [19]). Çalışmada düzensiz dalgalar kullanılmıştır (kıyı başlangıçta düzlemseldir ve 1:17 kıyı eğimine sahiptir).

Şekil 2.7 Powell ve Love'un sonuçlarını göstermektedir (d_t/H_s ve H_s/L_m 'ye bağlı olarak, boyutsuzlaştırılmış oyulma derinliği ε/H_s şeklinde sonuçları göstermektedir), burada H_s belirgin dalga yüksekliği, L_m ortalama dalga periyoduna bağlı dalga boyudur.

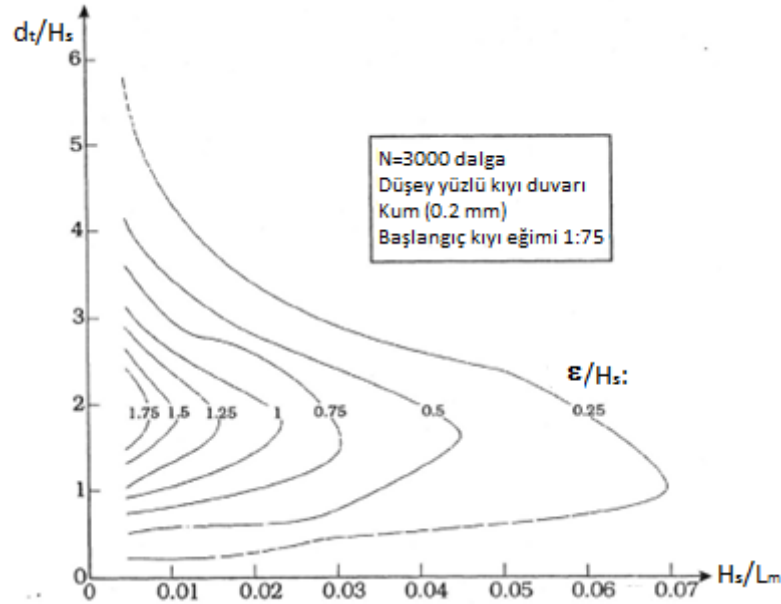
Şekil 2.7'den dalga dikliğinin önemli bir parametre olduğu açıkça görülmektedir.

Şekilde, iki farklı bölge gösterilmektedir: yığılma ve oyulma bölgesi. Şekilde, kıyı duvarındaki oyulma derinliğinin $\varepsilon/H_s=1.5$ gibi yüksek değerlere ulaşabileceği gösterilmektedir. Şekil 2.6 ve Şekil 2.7'deki veriler doğrudan karşılaştırılamamasına rağmen, maksimum oyulma derinliği $\varepsilon/H_s=O(1)$ aşmadığından sonuçlar tutarlı görünmektedir.



Şekil 2.7 Düşey yüzlü kıyı duvarının önünde deneysel olarak elde edilen oyulma derinliği (Powell ve Love [2])

Aynı grup tarafından yapılan diğer bir araştırma (Carpenter ve Powell, [3]; Powell ve Whitehouse [18]; Whitehouse [19]) $D=0.2$ mm kum için de benzer bir diyagram ile sonuçlanmıştır (Şekil 2.8). Ancak bu çalışmada veriler, deneylerden değil COSMOS-2D ile sayısal simülasyonlardan elde edilmiştir.



Şekil 2.8 Düşey yüzlü kıyı duvarının önünde sayısal olarak elde edilen oyulma derinliği (Carpenter ve Powell [3])

Bugüne kadar, Denklem 2.6’da verilen (m , x/L_0 , $T\sqrt{gH_0}/d_t$, θ , w/U_{fm} , H_0/D (ya da L_0/D), Re) diğer parametrelere bağlı oyulma karakteristiklerinin değişimi üzerine detaylı deneysel bilgiler bulunmamaktadır. Ancak McDougal, Kraus ve Ajiwibowo [4]’ün sayısal simülasyonu bu parametrelerin bazıları için oyulma derinliğiyle ilişkisini vermektedir.

McDougal, Kraus ve Ajiwibowo [4]’ün sayısal çalışması

Düşey yüzölçümü kıyı duvarı önündeki oyulmayı sayısal yöntemlerle incelemişlerdir. Kullanılan sayısal model kıyı profilini tahmin etmek için aşağıdaki iki unsuru içermektedir:

(1) dalga değişim modeli, dalga değişimini tahmin etmek için (kıyı duvarından sapma, sığlaşma, kırılma ve yansıma),

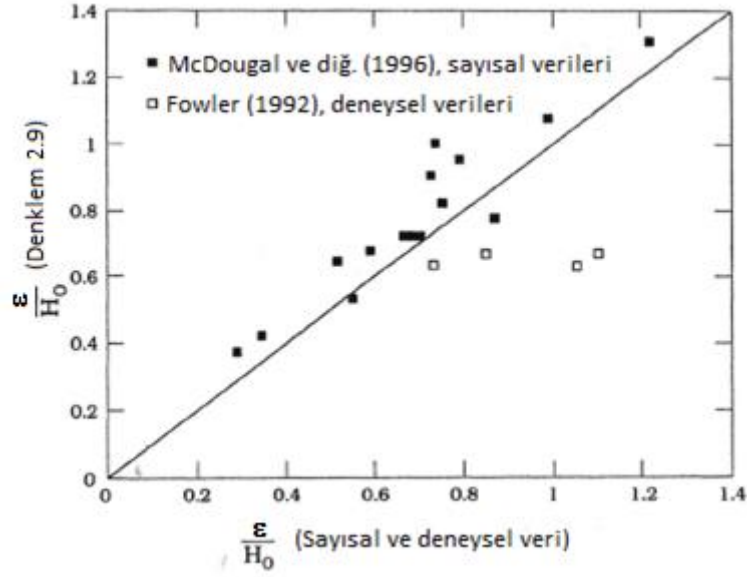
(2) kıyıya dik katı madde taşınım algoritması,

Model, yani SBEACH olarak bilinen model (Larson ve Kraus [20]), kıyı duvarındaki yansıma etkisini de içerecek şekilde McDougal vd. [4] çalışmasında genişletilmiştir. Model sonuçları, büyük ölçekli fiziksel model çalışmasının sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Sonraki deneyler SUPER-TANK laboratuvar veri toplama projesinde gerçekleştirilmiştir (Kraus, Smith ve Sollitt [21], ve McDougal vd. [4]).

Elde edilen oyulma derinliği sayısal verilerinden ampirik bir denklem belirlenmiştir. McDougal vd. [4] amaçlarının bir tasarım denklemi geliştirmek olmadığını, oyulma süreci için önemli olan bu değişkenleri belirlemek olduğunu vurgulamışlardır. McDougal vd. [4] çalışmasında geliştirilen ampirik denklem:

$$\frac{\varepsilon}{H_0} = 0.41 m^{0.85} \left(\frac{L_0}{H_0}\right)^{1/5} \left(\frac{d_t}{H_0}\right)^{1/4} \left(\frac{H_0}{D}\right)^{1/3} \quad (2.9)$$

Burada ε kıyı duvarındaki oyulma derinliğidir. McDougal vd. [4], Fowler [1]’in deneysel ölçümleri ve sayısal sonuçları ile yukarıdaki denklemi karşılaştırmışlardır (Şekil 2.9’da sadece düzenli dalga verileri dikkate alınmıştır).



Şekil 2.9 Derin deniz dalga yüksekliğine göre tahmini oyulma derinliği
(McDougal vd. [4])

Denklemler 2.7 ve 2.9’da verilen duvardaki başlangıç su derinliği ve derin deniz dalga yüksekliği arasında benzer bir ilişki vardır. Ancak denklem 2.7’de verilen derin deniz dalga boyu (dalga periyodu) denklem 2.9’dakinin tam tersi olmuştur.

Rakha ve Kamphuis [23] kıyı duvarı yakınındaki oyulmayı tahmin etmek için, McDougal vd. [4]’e benzer bir model geliştirmişlerdir. Model esas olarak dört modülden oluşmaktadır, bunlar; dalga değişim modülü (Rakha ve Kamphuis [24]), dalga kaynaklı akım modülü (Rakha ve Kamphuis [22]), katı madde taşınım modülü (Rakha ve Kamphuis [23]), ve morfoloji modülüdür (Rakha ve Kamphuis [23]). Rakha ve Kamphuis [23] kendi modellerini dalga kanalı ve dalga baseni deneyleriyle karşılaştırarak test etmişler ve kıyı duvarının önündeki oyulmayı da içeren kıyı gelişimini tahmin etmişlerdir.

Eğimli kıyı duvarlarının etkisi

Eğimli kıyı duvarı, maksimum oyulma derinliğini ve oyulma sürecinin diğer karakteristiklerini hesaplamak için genellikle kabul edilen bir yöntem değildir.

CERC [11] tarafından verilen;

1. Eğimli bir yapının topuğundaki maksimum oyulmanın aynı dalga koşulları altında ve aynı konumdaki düşey duvar için hesaplanandan daha küçük olması

beklenmektedir. Bu nedenle korunumlu oyulma hesabı, düşey yüzölü duvar için kullanılan oyulma hesabı denklemlerinden elde edilebilmektedir.

2. Büyük boşluklu yapılar dalga kaynaklı oyulma etkisinden daha az etkilenmektedirler.
3. Yapı boyunca akıntılar dalgalar ile eş zamanlı hareket ettiğinde oyulma derinliği belirgin bir şekilde artmaktadır.
4. Açılı gelen dalgalar, dik gelen dalgalardan daha büyük oyulmaya neden olurlar çünkü kısa tepeli dalgaların büyüklüğü yapı boyunca artmaktadır. Ayrıca açılı dalgalar yapıya paralel akımlar üretmektedir.

Zaman ölçeği

Zaman ölçeğinin oyulmayla ilgili parametrelere bağlı olması beklenmektedir, yani;

$$T^* = T^* \left(\frac{H_0}{L_0}, m, \frac{d_t}{H_0}, \frac{x}{L_0}, \frac{T\sqrt{gH_0}}{d_t}, \theta, \frac{w}{U_{fm}}, \frac{H_0}{D}, Re \right) \quad (2.10)$$

Burada T^* boyutsuz zaman ölçeği olarak tanımlanmıştır ve;

$$T^* = \frac{(g(s-1)D^3)^{1/2}}{H_0^2} T \quad (2.11)$$

Burada T oyulma zaman ölçeğidir. Bu parametrelere bağlı zaman ölçeği için detaylı bir çalışma henüz mevcut değildir.

McDougal vd. [4]'ün sayısal simülasyonu, oyulma dengesinin yaklaşık olarak %99'una 14000 dalga ile ulaşıldığını tespit etmişlerdir. Bu değer 10 saniye periyodlu dalgalarla 39 saate karşılık gelmektedir. Ancak bu oyulmaların %50'si fırtına dalgalarının ilk 6 saatinde oluşmuştur.

3-D (3 Boyutlu) Etkiler

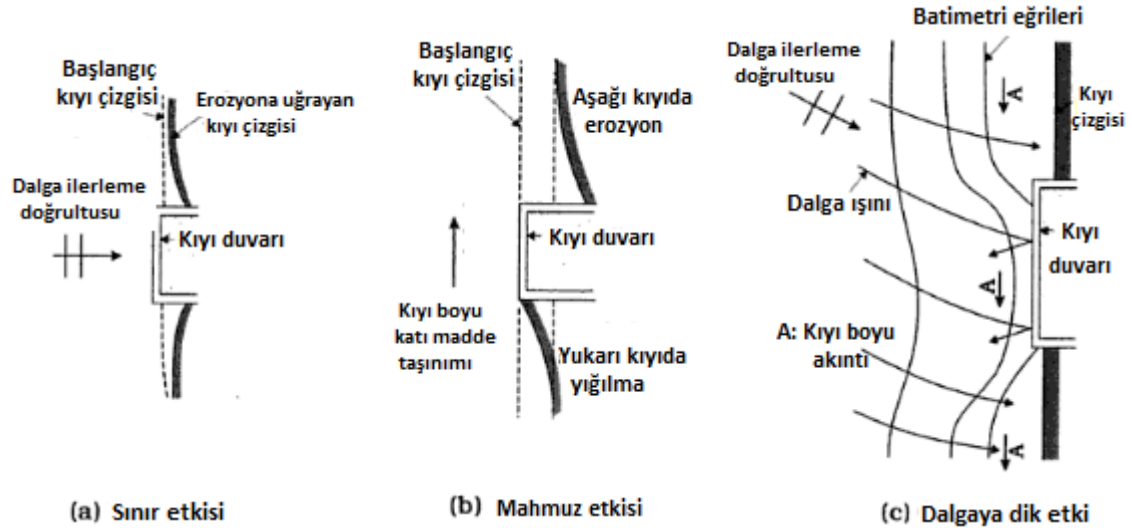
Rakha ve Kamphuis [22] kıyı duvarındaki 2 boyutlu (2-D) oyulmayı daha önce ifade etmiş ve ampirik bir model geliştirmişlerdir (kıyı duvarı ile desteklenmiş kıyılar için açılı yaklaşan dalgaların kırılmasıyla oluşan kıyı boyu akıntıları tahmin etmek için geliştirilen sayısal model). Bu araştırmacılar modellerini dalga kanalı, dalga baseni deneyleriyle karşılaştırarak test etmişlerdir.

Ayrıca, Rakha ve Kamphuis [23] kıyı duvarı yakınındaki erozyonu tahmin etmek için bir morfoloji modeli geliştirmişlerdir. Araştırmacılar sayısal testlerden elde edilen

sonuçları raporlamışlar, bu raporda oyulmanın; açılı yaklaşan dalgaların kırılmasıyla üretildiğini belirtmişler (geliş açısı 10^0 olduğunda) ve fiziksel model deneylerinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırmışlardır (Kamphuis vd. [25]). Kıyı duvarındaki oyulma derinliği, bu testlerdeki kırılan belirgin dalga yüksekliği değerine çok yakın bulunmuştur.

Kıyı duvarı sonlu uzunlukta olduğunda diğer 3-D (3 boyutlu) etkileri mevcut olacaktır;

1. Sınır etkisi (Şekil 2.10 a), McDougal, Sturtevant ve Komar [26], Toue ve Wang [27].
2. Mahmuz etkisi (Şekil 2.10 b), Toue ve Wang [27]; kıyı çizgisi üzerindeki bir mahmuzun etkisi için Fredsøe ve Diegaard ([14], s. 343) bakınız.
3. Dalgaya dik etki (Şekil 2.10 c); Toue ve Wang [27]



Şekil 2.10 3-D (3 boyutlu) etkiler

Tsai vd. [5]'in sayısal çalışması

Kıyı duvarları; fırtına dalgalarının neden olduğu dalga aşmasını ve kıyı taşkınlarını önlemek için kullanılan kıyıya paralel bir yapıdır. Bir kıyı duvarının ön yüz eğimi yüksek enerjili dalga etkisine maruz kalmaktadır ve bu dalga etkisi tabandaki oyulma problemlerine neden olmaktadır. Taban oyulmasından kaynaklı bu kıyı yapısında stabilite problemi başlayacaktır, şev önündeki zemin seviyesinin temel topuğundan daha düşük kotlara ulaşmasına sebep olacaktır (Sutherland vd. [28]). Ciddi topuk oyulması; yapısal tasarımdan ziyade bir dalgakıranda hasarın ana nedeni olarak uzun zamandır bilinmektedir. Silvester ve Hsu [29] dünyanın birçok yerinden topuk oyulması

nedeniyle kıyı yapılarının yıkılması ile ilgili çeşitli örnekler vermiştir. Dolayısıyla etkili bir oyulma önlemi, kıyı yapı tasarımının temel parçasıdır. Dalgakıran önündeki oyulmalar geçmişte yoğun bir şekilde araştırılmasına rağmen kıyı mühendisleri için hala endişe kaynağı olarak devam etmektedir. Bir dalgakıranın önündeki oyulmanın şekli, kısmen ya da tamamen duran dalgaların etkisinden kaynaklanmaktadır, dalgakırana paralel yığılma alanlarının oluşmasına ve değişken oyulmalara neden olmaktadır (Xie [30]; Irieve Nadaoka [31]; Hughes ve Fowler [32]; Fowler [1]; Ouremaci [33]; Gao ve Inouchi [34]; O'Donoghue [35]). Silvester ve Hsu [29] dalgakıranın düşey duvarlarına normal ya da açılı gelen dalgaların neden olduğu topuk oyulmasını incelemiştir. Oyulmanın, yüzey dalga profillerinin düğüm bölgelerinin altında, yığılmanın ise antinod altında ortaya çıktığını bulmuştur.

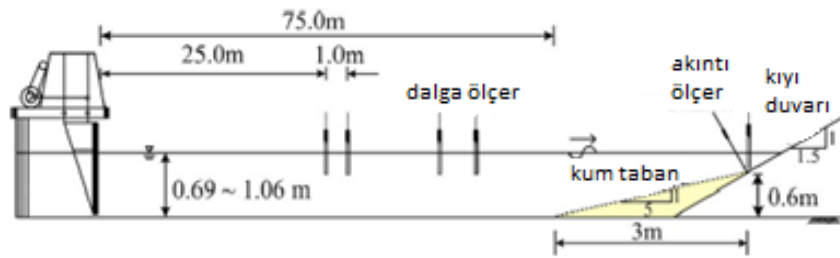
Eğer gelen dalgalar kıyı duvarlarının önünde ya da üzerinde kırılmıyorsa (Sumer ve Fredsøe [36]), düşey dalgakıranlarda meydana gelen oyulma ve yığılmanın benzer şekli kıyı duvarı ya da taş dolgu dalgakıranlarda da meydana gelmektedir. Dalgaların kırılmadan geldiği durumlar için, eğimli kıyı duvarı ya da taş dolgu dalgakıranın önündeki topuk oyulması araştırılmıştır (Sawaragi [37], Herbich ve Ko [38], Hales [39], Eckert [40], Markle [41], Twu ve Liao [42], Sumer ve Fredsøe [36]) Taş dolgu dalgakırandaki maksimum oyulma derinliğinin düşey dalgakıranınkinden daha küçük olduğu bulunmuştur (Sumer ve Fredsøe [36]).

Ancak eğimli bir deniz tabanı üzerine inşa edilmiş kıyı duvarı önünde kırılan dalgalar düşey yüzlü dalgakıranlardan farklı topuk oyulmasına yol açabilmektedir. Herbich [43], dalga yansıması ve kırılması kombinasyonunun kıyı duvarı önünde deniz tabanında şiddetli erozyona neden olabileceğini açıklamıştır. Sutherland vd. [44], dalgaların duvar üzerinde plunging tipi kırıldığında deniz tabanına nüfuz eden su jetini oluşturduklarını ve anında kıyı duvarında yerel oyulmaya neden olduklarını belirtmiştir. Kırılan dalgalar için dalga dikliğine karşılık oyulma derinliği Powell ve Lowe [2]'de verilmiştir. Kırılan dalgalarla oluşan oyulma derinliğine ait ampirik formüller Sutherland vd. [44] tarafından eğimli kıyı duvarı için verilmiştir.

Önceki çalışmalarda deniz tabanı ya yatay ya da çok az bir eğime sahip olduğu düşünülmüştür. Ancak yapının önündeki dik kıyı eğimi için bu geçerli olmamaktadır. Tsai vd. [5] Doğu Tayvan'daki bazı kıyıların çok dik olduğunu (1:5), ve tipik olarak çoğunlukla kaba kumdan oluştuğunu belirtmişlerdir. Birçok kıyı duvarı, fırtına

dalgalarının neden olduğu topuk oyulması nedeniyle hasar görmüştür ve daha sonra tekrar yapılmıştır. Dolayısıyla Tayvan'daki kıyı mühendisleri için dik bir deniz tabanındaki topuk oyulması önemli bir sorun olmaktadır. Küçük eğimli deniz tabanı üzerindeki dalgalarla karşılaştırıldığında surf bölgesi dardır, plunging tipi kırılma olma olasılığı daha yüksektir (Tsai vd. [45]). Kıyı duvarı üzerinde plunging tipi kırılma, açık denize doğru duvar yüzü boyunca güçlü bir geri dönüş akımına neden olmaktadır, bu durum topuk oyulmasına neden olmaktadır. Tsai vd. [5] ,dik deniz tabanı üzerine yerleştirilmiş kıyı duvarında topuk oyulmasını araştıran hiçbir çalışmanın olmadığını belirtmiştir. Tsai vd. [5] bu boşluğu doldurma amacıyla, dik bir kıyı eğimi üzerinde kıyı duvarı önündeki topuk oyulmasını deneysel olarak araştırmıştır. Oyulma ve ilgili dalga parametreleri arasındaki ilişki bu çalışmadaki deneysel sonuçlara dayanarak analiz edilmiştir.

Deneyler; 100 m uzunluğunda 2 m genişliğinde ve 2 m yüksekliğinde iki boyutlu dalga kanalında yürütülmüştür. Kanalin yan duvarları betonarme ve gözlem kesitleri güçlendirilmiş camdan yapılmıştır. Kanalin sonuna piston tipi bir dalga üretici monte edilmiştir. Deneyler sadece düzenli dalgalar için yapılmıştır. Kıyı duvarı, kum taban üzerine yerleştirilmiştir. Deney düzeneği Şekil 2.11'de gösterilmiştir. Yapısal stabiliteyi korumak için kum yatağının tabanına, kıyı duvarı yerleştirilmiştir. Kıyı duvarı paslanmaz çelik plakadan yapılmıştır, bu plaka geçirimsiz ve pürüzsüzdür. Kıyı duvarı 1:1.5 şev eğiminde yapılmıştır. Kum taban 1:5 dik eğime sahip kanal tabanına serilmiştir. Kumun yoğunluğu 2.58 ve ortalama tane büyüklüğüne 0.25 mm'dir.



Şekil 2.11 Deney düzeneği (Tsai vd. [5])

Gelen dalgalar, dalga üreticiden 25. ve 26.m'ye yerleştirilen iki kapasitans tip dalga ölçer kullanılarak ölçülmüştür ve lineer dalga teorisiyle derin deniz koşullarına karşılık gelen değerler hesaplanmıştır. Eğimli deniz tabanının önüne yerleştirilen iki dalga ölçer, Goda ve Suzuki [46] yöntemine dayanarak hesaplanan, dalga yansımaları ölçmek için kurulmuştur. Deneylerde kıyı duvarının topuğundaki akım hızı da ölçülmüştür ve iki

eksenli elektromanyetik akıntı ölçer kullanılmıştır. Akıntı ölçerin hassasiyeti hızın %2'sidir ve ölçüm aralığı ise 2.5 m/s'dir. Oyulma derinliği dengeye ulaştığında deniz yatağının taban profili ultrasonik bir cihaz ile ölçülmüştür, bu ölçerin hassasiyeti 0.1 mm'dir ve ölçüm aralığı ± 50 cm'dir.

Gelen dalgalar 1.4 s periyoda ve farklı dalga yüksekliklerine sahiptir. Derin deniz dalga dikliği 0.02 ve 0.098 arasında değişmektedir. Kıyı duvarının topuğundaki su derinliği 0.09 ve 0.46 m arasında değiştirilmiştir. Topuktaki göreceli derinlik ise d_t/L_0 için 0.029 ile 0.15 arasında, d_t/L için 0.071 ve 0.184 arasındadır (burada d_t =topuktaki başlangıç su derinliği; L_0 =derin deniz dalga boyu; L =topuktaki dalga boyu). Araştırmacıların deney koşulları Çizelge 2.1'de verilmiştir.

Çizelge 2.1 Deney koşulları ve sonuçları (Tsai vd. [5])

Deney	Topuktaki başlangıç derinliği d_t (cm)	Gelen dalga yüksekliği H_0 (cm)	Göreceli su derinliği d_t/L_0 (d_t/L)	Gelen dalga dikliği H_0/L_0	Topuktaki ortalama akım hızı V (cm/s)	Dalga yansıma katsayısı C_r	Maksimum oyulma derinliği ε (cm)	Kıyı duvarı önündeki kırılma tipi
1	9	6	0.029 (0.071)	0.020	47.5	0.858	5.4	Yok
2		16		0.052	121.6	0.576	7.8	Yok
3		21		0.069	131.8	0.486	9.0	Plunging
4		26		0.085	157.4	0.406	10.2	Plunging
5		30		0.098	153.1	0.349	12.3	Plunging
6	15	6	0.049 (0.093)	0.020	32.5	0.842	4.0	Yok
7		16		0.052	157.0	0.638	7.4	Yok
8		21		0.069	137.1	0.349	11.0	Plunging
9		26		0.085	147.4	0.282	12.1	Plunging
10		30		0.098	153.7	0.273	11.7	Plunging
11	21	6	0.068 (0.113)	0.020	27.7	0.835	1.9	Yok
12		16		0.052	132.6	0.561	7.7	Yok
13		21		0.069	146.1	0.423	10.6	Yok
14		26		0.085	144.8	0.263	10.7	Plunging/spilling
15		30		0.098	134.2	0.281	11.0	Plunging/spilling
16	33,5	6	0.110 (0.149)	0.020	18.6	0.863	0.1	Yok
17		16		0.052	26.5	0.604	1.9	Yok
18		21		0.069	32.5	0.435	4.0	Yok
19		26		0.085	54.0	0.326	6.7	Yok/spilling
20		30		0.098	55.7	0.256	6.5	Yok/spilling
21	46	6	0.150 (0.184)	0.020	12.8	0.825	0.1	Yok
22		16		0.052	14.9	0.655	0.5	Yok
23		21		0.069	22.8	0.446	3.2	Yok
24		26		0.085	33.1	0.322	4.7	Yok/spilling
25		30		0.098	35.6	0.223	4.2	Yok/spilling

Sutherland vd. [44], arazideki birçok durum için oyulma problemlerinde askı taşınımının etkin olduğunu ve deneylerin orta ya da büyük ölçekli yapılması gerektiğini tavsiye etmiştir. Dalga etkisindeki askı hareketinin başlaması için Xie [30] tarafından verilen kriterin kullanılmasını önermiştir.

$$\frac{U_w - U_{kr}}{w_s} \geq 16.5 \quad (2.12)$$

burada U_w =tabandaki maksimum yörüngesel hız; U_{kr} =tabandaki katı maddeyi harekete geçirecek kritik hız; w_s =kum tanelerin çökelme hızıdır (20°C su sıcaklığındaki kumun çökelme hızı $w_s=2,8$ cm/s). Komar ve Miller [47] tarafından tabanda harekete geçen katı madde için kritik hız U_{kr} verilmiştir.

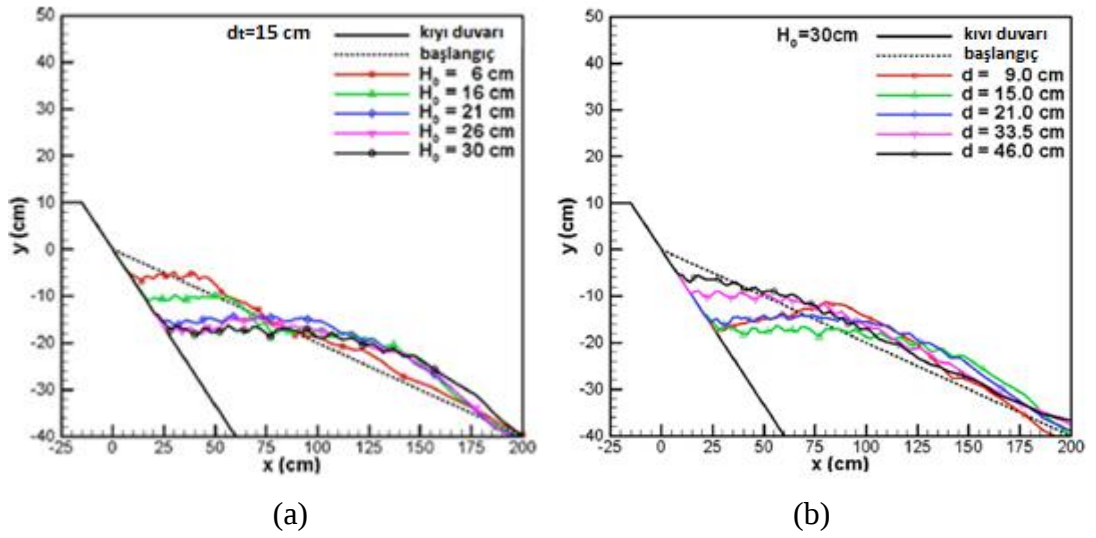
$$U_{kr} = [0.18 g (s^{-1})]^{2/3} d_t^{1/3} T^{1/3} \quad (2.13)$$

burada s =göreceli özgül ağırlık; g =yerçekimi ivmesi; d_t =topuk derinliği; T =dalga periyodudur.

Tsai vd. [5] maksimum yörüngesel hızı U_w lineer dalga teorisiyle hesaplamıştır. Akış hızının yörüngesel hızdan daha büyük olduğu durumlarda yörüngesel partikül hızı yerine kıyı duvarı boyunca dalga çekilmesinden kaynaklı topuktaki akım hızı önerilmiştir. Ayrıca ölçek etkisinin çok küçük olduğu belirtilmiştir.

Araştırmacılar deniz tabanındaki değişimin dalga hareketinin ilk aşamasında hızlı geliştiğini ve kısa zaman içinde denge profiline ulaştığını gözlemlemiştir. Böylece Şekil 2.12’de görülen topuk oyulmasında etkin olan parametreler tanımlanmıştır. Burada, ϵ (cm)=topuktaki oyulmanın maksimum değeri; A (cm²)=oyulma alanı; H_0 =gelen dalga yüksekliği; α =kıyı duvarının eğimi; β =deniz tabanı eğimi; d_t (cm)=topuktaki başlangıç su derinliğidir. Dalga sayısına bağlı olarak kıyı duvarı topuğundaki maksimum oyulma derinliği Şekil 2.13’de gösterilmiştir. Deneylerde denge oyulma profiline yaklaşık 3000 dalgadan sonra ulaşıldığı belirtilmiştir.

bu farkın eğimli yapı ya da kıyı durumlarından yansıyan dalga üzerindeki faz kaymasına bağlı olduğunu belirtmiştir. Ancak dalgaların kırılması durumunda, kıyı duvarında meydana gelen su jeti geri dönüş akımına neden olmakta ve oyulan kumun derin denize doğru yığılmasına sebep olmaktadır. Dolayısıyla yığılmanın yeri, yüzey dalgasının düğüm noktası altında değil kırılmayan dalgalara göre daha uzağında oluşmuştur. Şekil 2.14 (b)'de farklı başlangıç su derinliklerinde sabit dalga yüksekliği için taban profilleri verilmiştir. Çizelge 2.1'den bu oyulma profillerinin sonuçlarının farklı olduğu görülmektedir. Yani plunging tipi kırılma, topukta daha belirgin oyulmaya neden olmuştur.



- (a) Dalgaların değişen dalga yüksekliğine bağlı olarak sabit başlangıç su derinliği için oyulma profilleri (kesikli çizgi başlangıç taban profilidir)
- (b) Farklı başlangıç su derinliklerinde sabit dalga yüksekliği için taban profilleri (Deney 5, 10, 15, 20, 25), (kesikli çizgi başlangıç taban profilidir) (Tsai vd. [5])

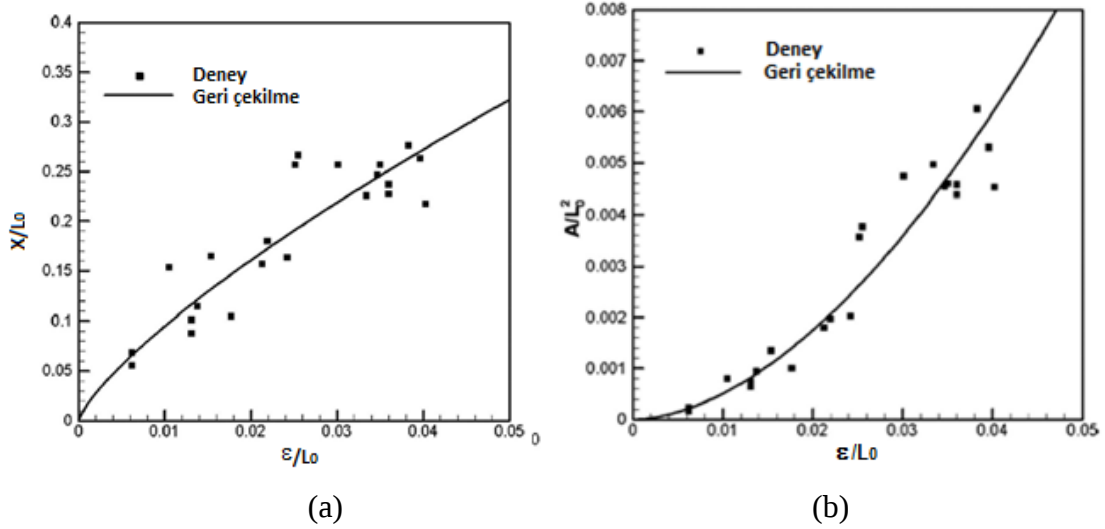
Şekil 2.14 Dalgaların değişen dalga yüksekliğine ve farklı başlangıç su derinliklerine göre taban profilleri

Dik eğimli kıyı deneylerinde, maksimum oyulma genellikle topukta meydana gelmiştir. Maksimum oyulmanın konumu için duvarın topuğundan olan uzaklığı ölçülmüştür. Genellikle daha büyük oyulmalar daha büyük mesafelerde bulunmuştur. Yine de maksimum oyulma derinliğinin yeri $0.28L_0$ mesafede belirlenmiştir. Şekil 2.15 (a)'da boyutsuz maksimum oyulma (ε/L_0)'a karşılık boyutsuz mesafe (x/L_0) çizilmiştir ve bunu tanımlayan ifade aşağıdaki gibi verilmiştir:

$$\frac{x}{L_0} = 3.14 \left(\frac{\varepsilon}{L_0} \right)^{0.76} \quad (2.14)$$

Daha büyük oyulmaların daha büyük oyulma alanına neden olacağı ise tahmin edilmiştir. Bu tahmin Şekil 2.15 (b)'de gösterilen deneysel sonuçlardan da görülmüştür. Boyutsuz maksimum oyulma derinliğine karşılık boyutsuz oyulma bölgesine ait alan çizilmiştir, bu aşağıdaki gibi ifade edilmiştir;

$$\frac{A}{L_0^2} = 1.82 \left(\frac{\varepsilon}{L_0} \right)^{1.78} \quad (2.15)$$



(a) Boyutsuz değerler kullanılarak oyulma derinliğine karşılık duvarın topuktan maksimum oyulma mesafesi (Tsai vd. [5])

(b) Boyutsuz maksimum oyulma derinliğine karşılık boyutsuz oyulma bölgesi

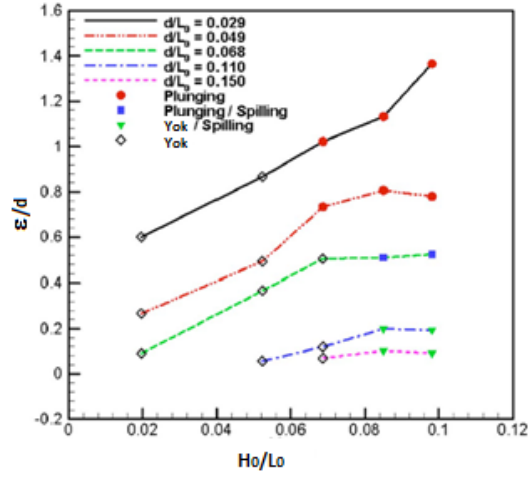
Şekil 2.15 Boyutsuz değerler kullanılarak oyulma derinliğine karşılık grafikler

Oyulma derinliği ve oyulma alanı ya da maksimum oyulma konumu arasında bulunan korelasyon dalga parametreleriyle oyulma derinliği arasındaki ilişkiden kaynaklandığı belirtilmiştir.

Deneylerdeki maksimum oyulma derinliğinin sonuçları Çizelge 2.1'de özetlenmiştir, burada dalga parametreleri ile ilgili büyüklükler de verilmiştir. Oyulma derinliğinin dalga dikliğiyle, surf parametresiyle, göreceli topuk su derinliğiyle ve yansıma katsayısıyla ilişkisi analiz edilmiştir. 16., 21. ve 22. deneylerde daha yüksek su derinliğinde daha küçük dalga dikliğinde hemen hemen hiç oyulma oluşmamıştır, dolayısıyla geri çekilme analizi üzerindeki etkilerini önlemek için araştırmacılar şekillere dâhil etmemişlerdir.

Şekil 2.16 farklı göreceli su derinlikleri için gelen dalganın dikliğine karşılık boyutsuz maksimum oyulma değişimi gösterilmiştir. Şekilde gösterilen boyutsuz oyulma derinliği topuktaki su derinliğiyle normalize edilmiştir. Bu şekilden, gelen dalganın dikliğinin

artmasıyla boyutsuz topuk oyulma derinliğinin de arttığı görülmüştür. Aynı dalga dikliği için topuktaki göreceli su derinliğinin artışıyla boyutsuz oyulma derinliğinin azaldığı belirtilmiştir.



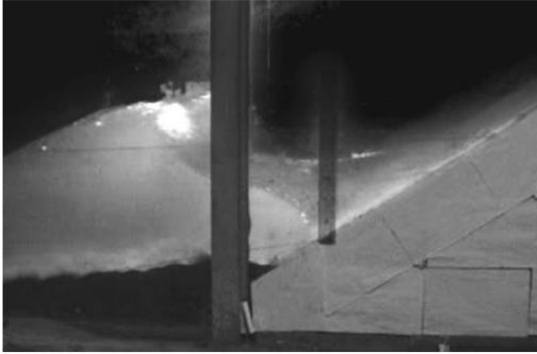
Şekil 2.16 Farklı göreceli su derinlikleri için gelen dalganın dikliğine karşılık boyutsuz maksimum oyulma değişimi (Tsai vd. [5])

Şekil 2.16'dan kırılan dalga durumunda daha büyük oyulma derinliğinin oluştuğu ve özellikle plunging tipi kırılmada meydana geldiği anlaşılmıştır. Çizelge 2.1'de gösterilen farklı dalga kırılma tipleri kıyı duvarının önünde oluşmaktadır. Deneylerde bulunan tipik dalga kırılmaları Şekil 2.17 (a)-(c)'de gösterilmiştir. Kırılmayan dalga Deney 22'de elde edilmiş ve Şekil 2.17 (a)'da gösterilmiştir. Spilling ve plunging tipi kırılma kıyı duvarı önünde oluşmuştur ve Deney 14 ve Deney 9 sırasıyla Şekil 2.17 (b) ve (c)'de gösterilmiştir. Tsai vd. [48] kırılan dalgaların büyük su kütlelerinin tırmanmasına yol açacağını ve bu su kütlelerinin topukta büyük geri dönüş akımlarına neden olacağını belirtmiştir. Buna karşın kıyı duvarı önündeki kırılmayan dalganın akım yapısının duran dalgaya benzer olduğunu ve bu durumda topuğa uzanan geri dönüş akımının küçük olduğunu da belirtmiştir. Gelen dalgalar kıyı duvarından yansıyan dalgalarla etkileşim içindedir, Çizelge 2.1'de gösterildiği gibi farklı kırılmalar oluşmuştur. Kırılma tipi, kıyı duvarının olmadığı doğrusal bir şevdeki surf parametresiyle tanımlanmıştır.

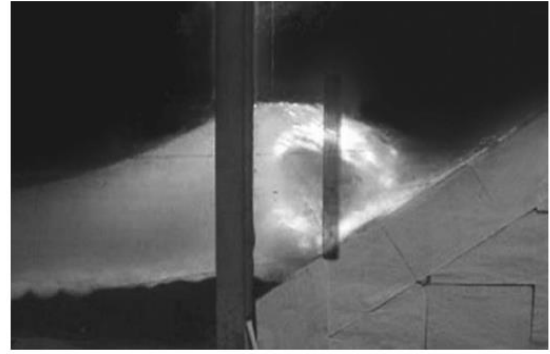
$$\xi_{\beta} = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_0/L_0}} \quad (2.16)$$



(a)



(b)



(c)

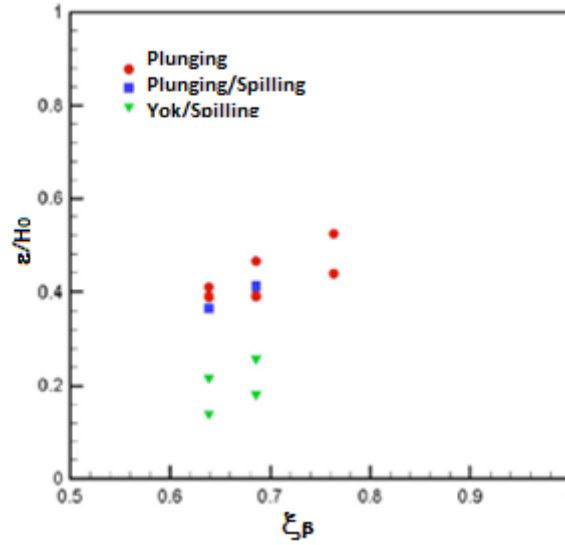
(a) Kıyı duvarı üzerinde kırılmayan dalga (Deney 22)

(b) Gelen dalga etkileşiminden dolayı kıyı duvarı önündeki spilling tipi dalga kırılması (Deney 14)

(c) Kıyı duvarı önünde plunging tipi dalga kırılması (Deney 9) (Tsai vd. [5])

Şekil 2.17 Kıyı duvarı önündeki kırılma tipleri

Spilling tipi kırılma $\xi_\beta < 0.46$, plunging tipi kırılma $0.46 < \xi_\beta < 3.3$ arasında oluşmuştur. Ancak dik deniz tabanı üzerinde bulunan kıyı duvarına gelen dalgalar kıyı duvarı önünde spilling tipi kırılmalarla sonuçlanmıştır çünkü ξ_β değeri 0.46'dan daha büyüktür, bu durum Şekil 2.18'de gösterilmiştir. Ayrıca farklı dalga kırılmaları aynı ξ_β değerlerinde oluşmuştur. Çünkü kıyı duvarı önünde kırılan dalga, topuk derinliğinden ve yansımadan fazlasıyla etkilenmiştir. Daha yüksek topuk su derinliğinde, $d_t/L=0.15$ ve 0.18 gibi, spilling tipi kırılma, yansıyan dalga ile kırılmadan gelen dalganın etkileşiminin bir sonucudur.



Şekil 2.18 Kırılan dalgalar tarafından oluşturulan oyulma için surf parametresiyle göreceli oyulma derinliğinin değişimi (Tsai vd. [5])

Sutherland vd. [44]'de kırılan dalgalarla oluşan oyulma için göreceli oyulma derinliği ile surf parametresi arasında bir ilişki belirlemiştir. Göreceli oyulma derinliği, gelen dalganın dalga yüksekliğiyle normalize edilmiştir. Deneysel sonuçlar, plunging tipi kırılmanın neden olduğu boyutsuz maksimum oyulma derinliğini basit bir lineer bağıntıyla (surf parametresiyle) tanımlanmıştır.

$$\frac{\varepsilon}{H_0} = 0.92\xi_\beta - 0.18 \quad (2.17)$$

Bu ampirik bağıntı 1/5 taban eğimi ve $0.64 < \xi_\beta < 0.76$ için geçerlidir. Benzer bir lineer bağıntı Sutherland vd. [44] tarafından $\varepsilon/H = 1.30\xi_\beta + 0.169$ ile $\xi_\beta < 0.43$ için verilmiştir; bu bağıntı 1/30 ve 1/75 eğimli tabana yerleştirilmiş 1/2 eğimli kıyı duvarı için geçerlidir.

Xie [30] ve Sumer ve Fredsøe [36] topuktaki göreceli oyulma derinliğini göreceli su derinliği cinsinden ampirik ifadelerle vermiştir, bu çalışmalar dik duvarlı dalgakıran ve taş dolgu dalgakıran durumları için tanımlanmıştır. Sumer ve Fredsøe [36] deneylerinde yatay bir taban üzerinde 1:1.2 ve 1:1.75 eğimli iki dalgakıran deneyi yapmıştır. Göreceli oyulma derinliğini veren ampirik ifade;

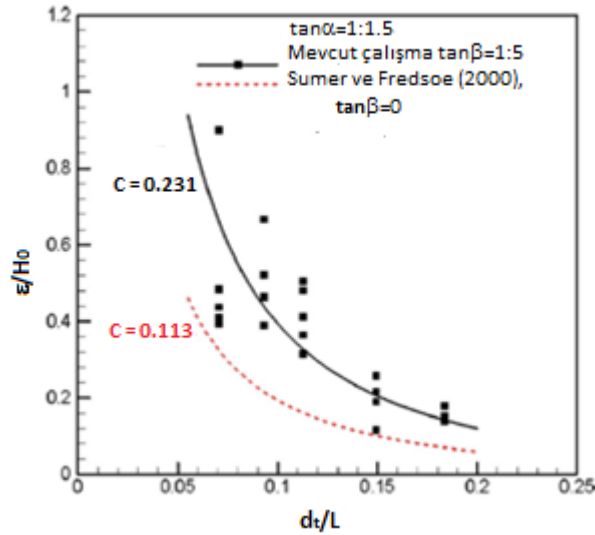
$$\frac{\varepsilon}{H_0} = \frac{C}{(\sinh kd_t)^{1.35}} \quad (2.18)$$

ile verilmiştir, burada $C=0.4$ 'dür.

Tsai vd. [5] dik deniz tabanı için oyulmaya ait deneysel sonuçları Şekil 2.19’da göstermiştir. Göreceli topuk su derinliği artıka göreceli oyulma derinliğinin azaldığı görülmüştür, benzer eğilim yatay ve küçük eğimli deniz tabanı için de bulunmuştur. Aynı göreceli topuk su derinliği için göreceli oyulma derinliklerinde bazı değişimler vardır. Bu değişimler kıyı duvarı önünde kırılmaya başlayan dalgaların farklı konumlarından ya da gelen dalgaların farklı dalga koşulları altında kıyı duvarından farklı dalga yansımalarından kaynaklanmaktadır. Denklem 2.18’deki C değeri, dik deniz tabanı için en uygun 0.231 olarak elde edilmiştir, dolayısıyla ampirik ifade;

$$\frac{\varepsilon}{H_0} = \frac{0.231}{(\sin kd_t)^{1.35}} \quad (2.19)$$

ile verilmiştir. Bu C değeri Sumer ve Fredsøe [36]’da tahmin edilen yatay deniz tabanı üzerinde taş dolgu dalgakıran için verilen değerden yaklaşık iki kat büyüktür. Ayrıca dik eğimli deniz tabanı için bu çalışmada kıyı duvarı geçirimsizdir. Plunging tipi kırılma güçlü geri dönüş akımına neden olduğundan daha büyük oyulma derinliğine neden olmuştur. Denklem 2.18 ve 2.19’da verilen oyulma derinliği düzenli dalgalar için elde edilmiştir. Düzensiz dalgalarda oyulma derinliği, genellikle düzenli dalga durumundan daha küçük olmaktadır (Sumer ve Fredsøe [36]).



Şekil 2.19 Göreceli topuk su derinliğine karşılık göreceli oyulma derinliğinin karşılaştırılması, (kesikli çizgi yatay bir taban için tahmin edilmiş eğridir, düz çizgi dik bir taban için mevcut sonuçtur) (Tsai vd. [5])

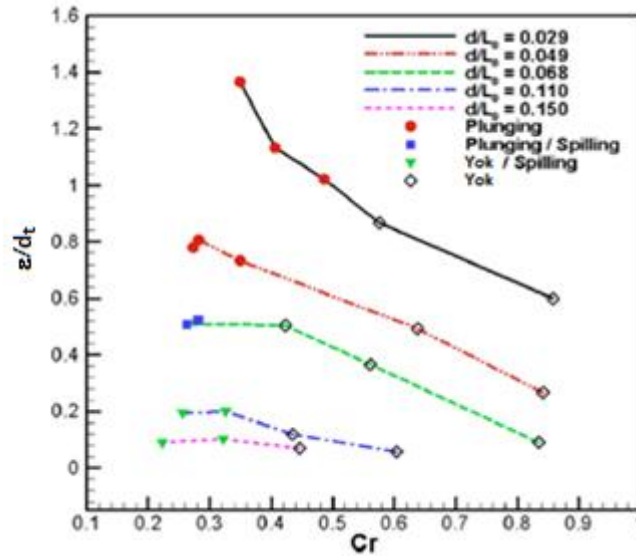
Gelen dalga kıyı duvarı önünde kırılıyorsa oyulma derinliğinin daha büyük olduğu belirlenmiş ve genellikle kırılan dalganın türbülansa dönüşen enerjisinden dolayı daha küçük dalga yansımasına neden olduğu gözlemlenmiştir. Dolayısıyla oyulma derinliği

kıyı duvarından yansıyan dalga ile ilişkilendirilmiştir. Kıyı duvarı önünde plunging tipi bir kırılma olduğunda kıyı duvarından gelen dalga yansıması katsayıları daha küçük bulunmuştur (Şekil 2.20). Ayrıca oyulma derinliklerinin daha büyük su derinliğinde dalga yansıması katsayılarına bağlı olarak farklılık gösterdiği belirlenmiştir.

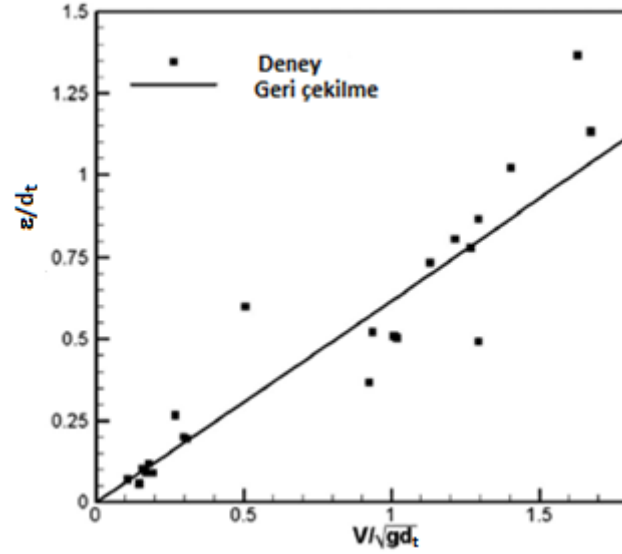
Tsai vd. [48] kıyı duvarı üzerindeki geri dönüş akımının topuk oyulması için önemli bir mekanizma olduğunu belirtmiştir. Şekil 2.21 geri dönüş akımının hızı arttıkça oyulma derinliğinin arttığını göstermiştir. Geri dönüş akımının hızı cinsinden boyutsuz oyulma derinliği için lineer bir ifade elde edilmiştir;

$$\frac{\varepsilon}{d_t} = 0.617 \left(\frac{V}{\sqrt{gd_t}} \right) \quad (2.20)$$

Burada V =kıyı duvarı yüzündeki ortalama geri dönüş akımının hızı $V/\sqrt{gd_t}$ parametresi topuktaki Froude sayısı olarak isimlendirilmiştir. Daha büyük Froude sayısına sahip akımın daha büyük topuk oyulmasına neden olduğu belirtilmiştir. Dolu savağın mansap tarafındaki oyulma için sel rejimi akımları ile benzerlik göstermektedir.



Şekil 2.20 Değişen dalga derinlikleri için dalga yansıma katsayısına karşılık boyutsuz oyulma derinliği (Tsai vd. [5])



Şekil 2.21 Topuktaki geri dönüş akımı Froude sayısına karşılık boyutsuz oyulma derinliği (Tsai vd. [5])

Tsai vd. [5] araştırmalarında şu sonuca ulaşmıştır:

Kıyı duvarı ya da dalgakıranın topuk oyulması günümüze kadar olan literatürde sadece yatay ya da küçük eğimli deniz tabanı için araştırılmıştır. Dik deniz tabanında topuk oyulmasını hesaplamak için önceden elde edilen ampirik formüllerin daha küçük değerler bulacağı tahmin edilmiştir. Çünkü dik deniz tabanı üzerindeki dalga değişimin özellikleri (kıyı duvarından sapma, sığlaşma, kırılma ve yansıma) daha küçük taban eğimli olanlardan farklılık göstermektedir. Dik deniz tabanı üzerindeki kıyı duvarı topuk oyulmasını araştırmak için, iki boyutlu model deneyleri yapılmıştır ve bu model deneyleri topuk su derinlikleri ve düzenli gelen dalgaların kombinasyonları ile yapılmıştır. Deneysel sonuçlara göre, dalga parametreleri cinsinden göreceli oyulma derinliğini veren ampirik ifade aşağıdaki sınırlar için geçerli bulunmuştur;

1. Taban eğimi $\tan\alpha = 1/5$;
2. Kıyı duvarı eğimi $\tan\beta = 1/1.5$;
3. Göreceli topuk su derinliği: $0.071 \leq d_t/L \leq 0.184$;
4. Derin sudaki gelen dalga dikliği: $0.02 \leq H_0/L_0 \leq 0.098$; ve
5. Kırılan dalgalar için surf parametresi: $0.64 < \xi_\beta < 0.76$.

Araştırmadan elde edilen sonuçlar ise;

1. Gelen dalganın dikliği arttıkça oyulma derinliği artmıştır;
2. Gelen dalga kıyı duvarı önünde kırıldığında büyük bir oyulma derinliği oluşturmuştur;
3. Genellikle topuktaki su derinliği arttığında oyulma derinliği azalmıştır;
4. Topuktaki geri dönüş akımının hızı arttıkça oyulma derinliği artmıştır;
5. Plunging tipi kırılma kıyı duvarı önünde oluştuğunda, daha büyük oyulma derinlikleri ve daha küçük dalga yansıma katsayıları bulunmuştur.

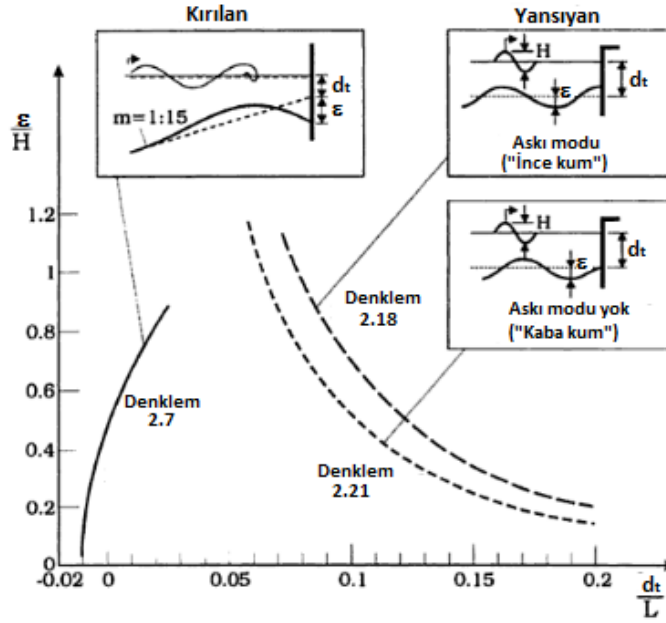
2.3 Dik Yaklaşan Dalgaların Kırılmaması Halinde Oluşan Oyulma

Kırılmadan gelen dalgaların yansıması durumu, düşey duvarlı dalgakıran için tanımlanan duruma çok benzer olmaktadır. Bu nedenle düşey duvarlı dalgakıran için verilen tasarım diyagramları ve tasarım denklemleri, düşey yüzölçümü kıyı duvarı için de geçerli olmaktadır. Xie [30], düşey duvarlı dalgakıran için ince kum kullanılması halinde maksimum oyulma derinliği, ε/H , (2.18) ifadesiyle verilmiştir.

Kaba kum kullanılması halinde ise maksimum oyulma derinliği ε/H , aşağıdaki denklemle verilmiştir:

$$\frac{\varepsilon}{H} = \frac{0.3}{[\sinh(\frac{2\pi d_t}{L})]^{1.35}} \quad (2.21)$$

Kırılmadan yansıyan dalgalardan (duran dalgalar) elde edilen sonuçlarla (Denklem 2.18 ve 2.21), Şekil 2.6'da kırılan dalgalardan elde edilen sonuçlar (Denklem 2.7), Şekil 2.22'de gösterilmiştir. Görüldüğü gibi, kırılan dalgaların neden olduğu oyulma için oyulma derinliği d_t/L_0 ile artmaktadır, $\varepsilon/H_0=O(1)$ gibi değerlere ulaşmaktadır; kırılmayan dalgaların neden olduğu oyulma için oyulma derinliği ise d_t/L_0 artmasıyla azalmaya başlamaktadır ve dalgalar yansımaktadır.



Şekil 2.22 Düşey yüzölü kıyı duvarı için oyulma derinliği
(Sumer ve Fredsøe [36])

Eğimli kıyı duvarlarının etkisi

Düşey duvarlı dalgakıran durumuna çok benzerdir, taş dolgu dalgakıran için verilen tasarım diyagramları ve tasarım denklemleri bu durum içinde kullanılabilir. Taş dolgu kıyı duvarı, daha büyük yansıma katsayıları sebebiyle dalgakırandan daha büyük oyulmaya neden olacağından daha dikkatle incelenmelidir.

Denklem 2.7'den elde edilen eğri kırılan dalgayı, Denklem 2.18 ve 2.21'den elde edilen eğri ise yansıyan dalgayı göstermektedir. Burada, H ve L derin deniz dalga yüksekliği ve dalga boyudur.

Kim vd. [49] taş dolgu kıyı duvarıyla birlikte yapılan bir çalışma raporlamışlardır. Kıyı duvarının eğimi 1:1.5, hesaplanan maksimum derin deniz dalga yüksekliği 7.6m, dalga periyodu 9.9 s ve gelgit 0.5 m ile su derinliği 8.5 m'dir. Kim vd. [49] kıyı duvarı boyunca 20 m genişliğinde 2 m derinliğinde bir oyulma derinliğinin oluştuğunu raporlamışlardır. Raporlanan oyulma derinliği beklenen değerden biraz daha büyük çıkmıştır (Denklem 2.23-2.24).

Askı halinde katı madde taşınımının olmaması durumu için (kaba kum kullanılması durumunda) oyulma karakteristikleri aşağıdaki parametrelere bağlı bulunmuştur (Sumer ve Fredsøe [36]):

$$\frac{\varepsilon}{H} = f\left(\frac{d_t}{L}, \alpha, \theta, \frac{L}{D}, Re\right) \quad (2.22)$$

Şekil 2.23'deki taş dolgu dalgakıran verileri, dalgakıran eğimine bağlı $f(\alpha)$ fonksiyonu ile aşağıdaki şekilde elde edilmiştir (Sumer ve Fredsøe [36]):

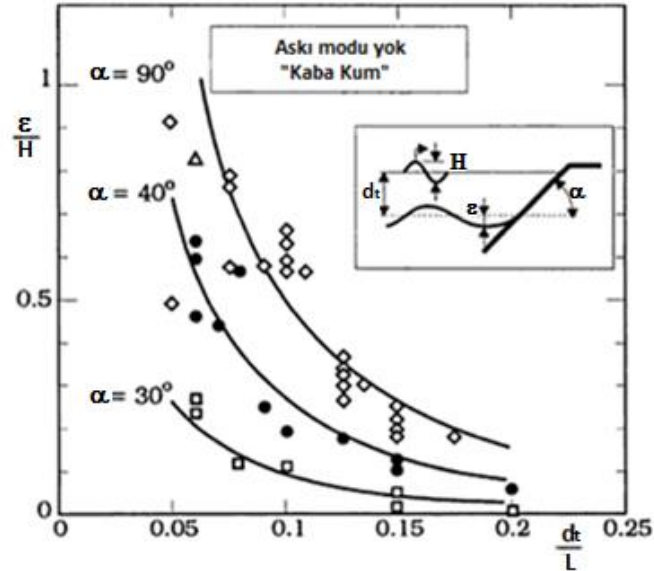
$$\frac{\varepsilon}{H} = \frac{f(\alpha)}{[\sinh\left(\frac{2\pi d_t}{L}\right)]^{1.35}} \quad (2.23)$$

burada $f(\alpha)$:

$$f(\alpha) = 0.3 - 1.77 \exp(-\alpha/15) \quad (2.24)$$

burada α dalgakıran eğimidir ve $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ aralığında değişmektedir.

Eğimli kıyı duvarı için kırılan ve kırılmayan dalgalar için Tsai vd. [5]'in yapmış olduğu çalışma bir önceki bölümde anlatılmıştır.



Şekil 2.23 Taş dolgu dalgakıranında maksimum oyulma derinliği
(Sumer ve Fredsøe [36])

2.4 Dalga Aşmasının Neden Olduğu Oyulma

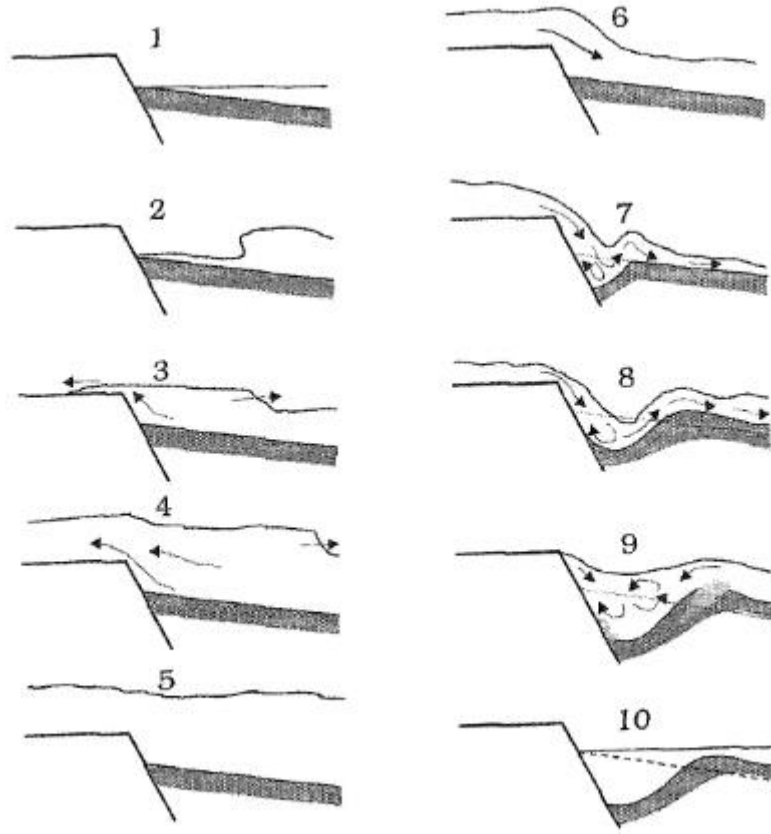
Dalga aşmasının neden olduğu oyulma ile ilgili çok fazla bilgi yoktur.

Nishimura vd. [50] tsunaminin neden olduğu kıyı duvarındaki oyulma üzerine çalışmışlardır. Pasifik kıyılarındaki kıyı yapıları sürekli olarak tsunamiye maruz kaldıklarından bu tür yapılarda hasar genellikle topuk oyulması şeklinde olmaktadır.

Nishimura vd. [50] çalışmasında, gelen tsunamiyi, dalga kanalında tekil, soliter dalga ile simüle etmişler. Çalışmada; kıyı duvarının ön eğimi, arka bölge eğimi, kıyı eğimi, kıyı duvarındaki su derinliği, kıyı duvarının yüksekliği, dalga yüksekliği ve katı madde özelliklerini değiştirmişlerdir.

Kadib [51] kısa periyotlu dalga aşmasının neden olduğu oyulma üzerine çalışmıştır.

Şekil 2.24 tsunami aşmasının neden olduğu oyulma sürecini açıklayan çizimleri göstermektedir.



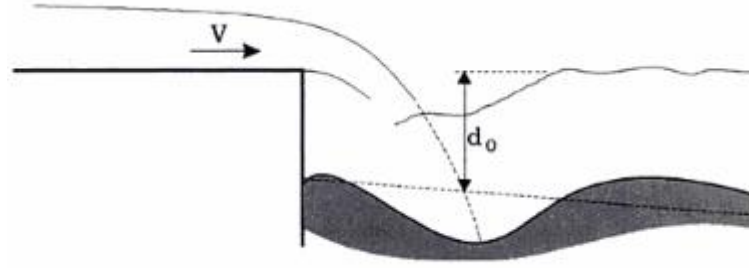
Şekil 2.24 Oyulma süreçlerini ve dalga deformasyonlarını göstermektedir
(Nishimura vd. [50])

Nishimura vd. [50] çalışması oyulmayı etkileyen iki önemli parametrenin olduğunu göstermektedir:

(1) kara tarafından gelen geri dönüş akımının hızı, bir jet akımı gibi su kütlelerinin ana bölgesine girmektedir;

(2) geri dönüş akımını alan su derinliği (Şekil 2.25).

İkincisi, tabandan aşağıya giren jet penetrasyonu açısından oldukça önemlidir.



Şekil 2.25 Geriden gelen geri dönüş akımının “Su jeti”
(Nishimura vd. [50])

Nishimura vd. [50]’nin çalışmasından elde edilen sonuçların bazıları:

1. Oyulma derinliği, dalga yüksekliğinin azalması ve tepe yüksekliğinin artmasıyla azalmaktadır; ancak bu durumda ciddi oyulma bölgesi kıyı duvarına doğru yer değiştirmektedir.
2. Ön eğim azaldığında oyulma artmaktadır (daha da önemlisi tam topukta oluşmaktadır).
3. Kıyı duvarındaki su derinliği arttığında oyulma, belirgin bir şekilde azalmaktadır.
4. Dalgalar art arda geldiğinde, her bir ardışık dalga daha az oyulmaya neden olmaktadır.

Ne yazık ki, Nishimura vd. [50]’nin çalışmasında bir tahmin yöntemi verilmemiştir. Ancak oyulma sürecinin temel mekanizması verilmiş (yani geri dönüş akımının jet akımı) ve böylece oyulma değerlendirilmesi yapılabilmektedir. Bunun için aşağıdaki işlem sırası takip edilmektedir:

- (1) sürüklenme hızının ve su kütlesi içindeki jet kalınlığının değerlendirilmesi;
 - (2) jet, suyun ana bölgesine girdiği andaki su derinliğinin değerlendirilmesi;
 - (3) su altındaki düşey jetler tarafından oluşturulan oyulma bilgilerinin değerlendirilmesi
- Tüm bu bilgiler kullanılarak (Rajaratnam [52]; Breuses ve Raudkivi [53]), oyulma karakteristikleri (oyulma derinliği, oyulma genişliği) hesaplanmaktadır.

2.5 Oyulmayı Önleme

Topuk boyutları, oyulma açısından güvenli tarafta kalınacak şekilde seçilmelidir. Bu boyut seçimi, yapının altının oyulmasını önlemek için önemlidir. Oyulma ihtimali varsa

oyulmayı azaltmak için yapıda değişiklikler gerekecektir (daha küçük şev açısını kabul etmek gibi). Tüm tasarım hususlarını dikkate alarak kıyı duvarlarıyla ilgili detaylı bir tasarım kitabı McConnell [54]'de verilmiştir. Bu arada paralel bir yayında, tasarım hususları nehir ve su kanalı kaplamaları için derlenmiştir (Escarmelia [55]). Kıyı duvarlarına benzer yapılardır ancak genellikle yapıya paralel akımlara maruz kalmaktadırlar.

2.6 Dalga Tırmanması

Mase vd. [6]'nın sayısal çalışması

Kıyı duvarları ve sedde gibi kıyı yapıların üzerinde dalga tırmanması, yapıların yüksekliğinin belirlenmesi için önemli bir faktördür. Bundan dolayı dik şevler üzerinde dalga tırmanması ile ilgili pek çok deneysel çalışma yapılmıştır. Başlangıçta Shen ve Meyer [56], Freeman ve Le Mehaute [57] tarafından, daha sonraları Kobayashi vd. [58] tarafından dalga tırmanması ile ilgili teorik ve sayısal çalışmalar yapılmıştır. Doğal kıyı üzerindeki dalga tırmanması ve geri çekilmesi, çalkantı bölgesindeki katı madde hareketine neden olmakta ve maksimum tırmanma seviyesi, açıktaki ve kıyıdaki katı madde taşınımının kıyıya doğru sınırını oluşturmaktadır.

Ölçülen tırmanma salınımlarının karakteristiklerini analiz etmek için başlıca iki yöntem vardır; bunlardan biri tekil tırmanma dalga analizi diğeri spektral analizdir. Mühendislik açısından tekil tırmanma dalga analizi tercih edilen bir yöntemdir çünkü spektral analiz için tırmanma yüksekliklerinin frekans dağılımları ve en büyük değer istatistikleri gerekmektedir. Spektral analiz, gelen dalgalarla tırmanma salınımları ve bu salınımların spektral karakteristikleri arasındaki dinamik davranışı araştırmak için uygulanmaktadır (Mase vd. [6]). Bu çalışmada tekil tırmanma dalga analizi kullanılmıştır.

Son yıllarda, Japonya'da, yataya daha yakın kıyı duvarları ve seddeler, derin deniz batık dalgakıranlardan ve yapay olarak yenilenmiş kıyılardan oluşmaktadır ve yataya yakın yapıların dik eğimli yapılardan daha az topuk oyulma problemlerine sahip olması; insanların, kıyı bölgesinde kullanım alanı olanı tercih etmesi (dinlenme yeri olan) gibi nedenlerden ötürü yapılmaktadır. Huntly vd. [59], Guza ve Thornton [60] ve Holman [61] doğal kıyılar üzerinde dalga tırmanmasının en büyük değer istatistiklerini ya da spektral karakteristiklerini araştırmıştır ve düzensiz dalgalarla küçük eğimli şev

üzerinde yapılan dalga tırmanması çalışmalarının dik eğimli çalışmalara kıyasla nispeten daha az olduğunu belirtmiştir.

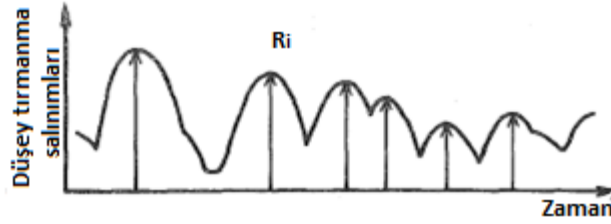
Bu çalışmanın amacı pürüzsüz, geçirimsiz ve yataya yakın (farklı dalga koşulları altında şev eğimi 1/30 ve 1/5 arasında değişen) kıyılar üzerinde düzensiz dalgaların tırmanma yüksekliği için deneysel bir ifade vermektir. Bu çalışmada tırmanma tepelerinin sayısının gelen dalgaların sayısına oranı için ampirik bir formül önerilmiştir. Bu formül tırmanma tepelerinin ortalama tekrarlama periyodunu hesaplamak için de kullanılabilir.

Tırmanma salınımları ile ilgili deneyler, 50 cm genişliğinde, 27 cm uzunluğunda ve 75 cm derinliğindeki bir dalga kanalında yapılmıştır. Model kıyının eğimleri $\tan\theta$, 1/5, 1/10, 1/20 ve 1/30'dur. Kanalın su derinliği 1/5, 1/10, 1/20 eğim için 45 cm, 1/30 eğim için 43 cm'dir. Deney sonuçlarına göre elde edilen dalga kabarması Şekil 2.26'da gösterilmiştir (Mase ve Iwagaki [62]). Tırmanma mesafesi olarak kapasitans tipi dalga ölçer kullanılmıştır. Tırmanma mesafesi şev yüzeyi boyunca her 10 cm'de bir hareket ettirilerek kalibre edilmiştir (statik kalibrasyon) ve kalibrasyon eğrisinin yaklaşık olarak doğrusal bir çizgi olması istenmektedir. Ayrıca tırmanma mesafesi ölçülen düzenli dalgaların tırmanma yükseklikleri karşılaştırılmasıyla da bir kalibrasyon yapılmıştır (dinamik kalibrasyon). Mase ve Iwagaki [62]'nin sonuçları Şekil 2.27'de verilmiştir.

Kanalda düzensiz dalgalar, Pierson-Moskowitz tipi spektrum kullanılarak üretilmiştir. Dalga grupluluğu, grup faktörü 0.74 (Deney 1) ve 0.53 (Deney 2) olarak iki farklı şekilde değiştirilmiştir. Grupluluk faktörü, dalga grubunun büyüklüğünü temsil eden parametrelerden biridir ve düzeltilmiş ani dalga enerji kayıtlarının değişim katsayısı olarak adlandırılmaktadır (Funke ve Mansard [63]). Pik frekans 0.4 Hz, 0.5 Hz, 0.6 Hz, 0.8 Hz, 1.0 Hz ve 1.2 Hz olarak değiştirilmiştir. Düzensiz dalgalar için belirgin dalga yüksekliği, pik frekans 0.4 Hz ile 0.8 Hz arasında iken üç kez, pik frekans 1.0 Hz ve 1.2 Hz iken iki kez değiştirilmiştir (sadece Deney 1). Her eğim için 30 adet tırmanma deneyi yapılmıştır. Su yüzeyi değişimleri ve tırmanma salınımları eş zamanlı olarak kayıt edilmiş (analog veri kaydedici ile) ve kayıtlar 0.4 saniye örnekleme aralığında A-D dönüştürücü ile dijital ortama aktarılmıştır.

Tırmanma salınımlarının tekil tırmanma dalga yüksekliği, R_i , (tırmanma yüksekliği olarak tanımlanmış, sakin su seviyesinden düşey olarak ölçülmüştür) Şekil 2.26'da gösterilmiştir. Aşağıda verilen tırmanma yükseklikleri tekil tırmanma yüksekliklerinden

elde edilmiştir: R_{umaks} = her tırmanma deneyi sırasındaki en yüksek tırmanma yüksekliği; $R_{u\%2}$ = tırmanma yüksekliklerinin %2'sinin aşıldığı; $R_{u1/10}$ =en yüksek tırmanma yüksekliklerinin onda biri (tüm tırmanma yüksekliklerinin en yüksek 1/10'nunun ortalaması); $R_{u1/3}$ =en yüksek tırmanma yüksekliklerinin üçte biri (tüm tırmanma yüksekliklerinin en yüksek 1/3'ünün ortalaması); R_{uort} =ortalama tırmanma yüksekliğidir (tüm tırmanma yüksekliklerinin ortalaması).



Şekil 2.26 Tekil tırmanma yüksekliği (Mase vd. [6])

Şev üzerindeki tırmanma yüksekliğinin R_i , boyut analizi aşağıdaki gibi ifade edilmiştir (Tsuchiya vd [64]):

$$\frac{R}{H} = f_1 \left(\frac{H}{L}, \tan\theta, \frac{d_t}{H}, \frac{d}{H}, \frac{\sqrt{K}}{H} \right) \quad (2.25)$$

burada H =dalga yüksekliği; L =dalga boyu; $\tan\theta$ =kıyı eğimi; d_t =şev topuğundaki su derinliği; d =pürüzlülük yüksekliği ve K =permeabilitedir ve gerçek permeabiliteye “ k ” bağlı ifade edilmiştir;

$$K = \frac{k\nu}{g} \quad (2.26)$$

burada ν =kinematik viskozite, g =yerçekimi ivmesidir. Düzenli dalgalar için d_t/H parametresi 3.0'dan büyük olduğunda etkisi ihmal edilmektedir (Saville [65]) ve düzensiz dalga durumunda da bu şekilde olması beklenmektedir, dolayısıyla pürüzsüz ve geçirimsiz bir şev için Denklem 2.25 aşağıdaki gibi elde edilmiştir;

$$\frac{R}{H} = f_2 \left(\frac{H}{L}, \tan\theta \right) \quad (2.27)$$

Hunt [66] şev üzerinde kırılan düzenli dalgaların tırmanma yüksekliği için deneysel verilere dayanarak aşağıdaki denklemi önermiştir,

$$\frac{R}{H} = \frac{\tan\theta}{\sqrt{H/L}} \quad (2.28)$$

Bu çalışmada, düzensiz dalgaların tırmanma yüksekliği Denklem 2.27'ye göre incelenmiştir. Derin deniz belirgin dalga yüksekliği, H_0 , derin deniz dalga boyu L_0 , en

derin ölçüm noktasındaki belirgin dalga yüksekliği ve periyodundan hesaplanmıştır, H ve L olarak tanımlanmıştır. Çizelge 2.2 laboratuvar deneysel verilerini H_0 , H_0/L_0 , surf parametresi ξ ($=\tan\theta/(H_0/L_0)^{0.5}$) (Battjes [67]), H_0 ile boyutsuzlaştırılmış tırmanma yüksekliklerini ve α tırmanma tepelerinin sayısının gelen dalga sayısına oranını göstermektedir.

Çizelge 2.2 Laboratuvar sonuçlarından elde edilen deney verileri (Mase vd. [6])

H_0 (1)	H_0/L_0 (2)	ξ (3)	R_{umaks}/H_0 (4)	$R_{u\%2}/H_0$ (5)	$R_{u1/10}/H_0$ (6)	$R_{u1/3}/H_0$ (7)	R_{uort}/H_0 (8)	α (9)
(a) 1/5 Kıyı Eğimi (Deney1)								
5.96	0.007	2.44	4.04	3.31	2.97	2.36	1.46	0.95
4.84	0.006	2.73	4.29	3.34	2.97	2.42	1.49	0.99
3.92	0.005	3.02	4.24	3.29	3.02	2.44	1.46	0.98
7.03	0.014	1.72	3.57	3.05	2.76	2.23	1.46	0.81
5.94	0.011	1.91	4.10	3.02	2.77	2.33	1.51	0.82
4.53	0.009	2.20	4.13	3.28	3.13	2.63	1.66	0.87
8.89	0.023	1.34	2.77	3.32	2.10	1.69	1.09	0.79
6.88	0.019	1.49	3.47	2.55	2.28	1.85	1.18	0.83
5.17	0.014	1.74	3.79	2.80	2.54	2.06	1.31	0.83
10.85	0.048	0.92	2.25	1.82	1.66	1.33	0.87	0.67
8.61	0.040	1.02	2.56	1.93	1.77	1.44	0.94	0.69
6.36	0.031	1.16	2.77	2.23	2.05	1.64	1.06	0.71
6.86	0.049	0.92	2.23	1.78	1.63	1.29	0.85	0.67
5.66	0.041	1.00	3.11	1.92	1.75	1.36	0.87	0.66
6.93	0.060	0.83	1.75	1.46	1.29	1.00	0.62	0.67
6.12	0.056	0.86	2.55	1.48	1.31	1.01	0.62	0.68
(b) 1/5 Kıyı Eğimi (Deney2)								
6.16	0.007	2.41	3.95	3.12	2.86	2.32	1.49	0.93
4.86	0.005	2.76	4.70	3.24	2.92	2.41	1.53	0.97
4.21	0.005	2.93	4.67	3.20	2.96	2.44	1.58	0.98
7.48	0.015	1.68	3.35	2.90	2.64	2.16	1.43	0.81
5.90	0.011	1.91	3.76	3.06	2.82	2.39	1.54	0.83
5.07	0.010	2.06	3.81	3.14	2.99	2.54	1.61	0.84
9.29	0.024	1.30	2.68	2.29	2.10	1.71	1.13	0.78
6.96	0.019	1.47	2.96	2.56	2.37	1.99	1.31	0.78
5.60	0.015	1.65	2.36	2.82	2.61	2.20	1.44	0.80
11.08	0.049	0.91	2.20	1.82	1.65	1.40	0.94	0.67
8.61	0.041	1.01	2.72	1.93	1.78	1.49	0.98	0.71
7.29	0.035	1.09	2.50	2.05	1.91	1.59	1.08	0.71
7.41	0.052	0.89	2.08	1.76	1.67	1.39	0.89	0.68
5.73	0.043	0.98	2.39	2.06	1.90	1.51	0.98	0.66

Çizelge 2.2 Laboratuvar sonuçlarından elde edilen deney verileri (Mase vd. [6])
(devamı)

H_0 (1)	H_0/L_0 (2)	ξ (3)	R_{umaks}/H_0 (4)	$R_{u\%2}/H_0$ (5)	$R_{u1/10}/H_0$ (6)	$R_{u1/3}/H_0$ (7)	R_{uort}/H_0 (8)	α (9)
(c) 1/10 Kıyı Eğimi (Deney1)								
5.16	0.007	1.23	2.76	2.26	2.05	1.61	0.95	0.72
3.96	0.005	1.40	3.16	2.43	2.25	1.75	1.02	0.77
2.94	0.004	1.65	3.42	2.74	2.47	1.88	1.09	0.78
6.79	0.015	0.83	2.10	1.67	1.46	1.15	0.72	0.62
5.37	0.012	0.93	2.25	1.71	1.59	1.25	0.79	0.62
3.96	0.009	1.08	2.39	1.93	1.72	1.35	0.83	0.67
8.72	0.024	0.64	1.72	1.24	1.16	0.95	0.62	0.58
6.81	0.020	0.71	1.83	1.40	1.29	1.02	0.65	0.61
5.03	0.014	0.84	1.88	1.52	1.39	1.06	0.67	0.67
11.02	0.049	0.45	1.24	1.12	0.99	0.79	0.51	0.48
8.93	0.041	0.49	1.49	1.13	1.03	0.82	0.53	0.50
6.72	0.032	0.56	1.71	1.13	1.05	0.81	0.53	0.54
6.79	0.039	0.46	1.35	1.11	0.97	0.76	0.50	0.48
5.65	0.049	0.49	1.32	1.10	1.02	0.81	0.54	0.46
6.94	0.041	0.41	1.29	0.97	0.86	0.68	0.44	0.44
5.94	0.054	0.43	1.26	0.96	0.86	0.68	0.44	0.47
(d) 1/10 Kıyı Eğimi (Deney2)								
5.31	0.007	1.24	2.52	2.08	1.93	1.60	1.01	0.75
3.90	0.005	1.42	2.85	2.33	2.18	1.77	1.10	0.77
3.16	0.004	1.57	3.06	2.58	2.38	1.91	1.19	0.73
7.21	0.015	0.83	1.85	1.46	1.36	1.12	0.74	0.65
5.39	0.011	0.95	2.01	1.66	1.53	1.24	0.80	0.68
4.54	0.009	1.04	2.11	1.81	1.63	1.31	0.84	0.71
9.16	0.025	0.63	1.52	1.22	1.14	0.96	0.64	0.59
6.97	0.020	0.71	1.57	1.33	1.24	1.04	0.69	0.62
5.75	0.017	0.78	1.74	1.47	1.36	1.10	0.72	0.64
11.08	0.050	0.45	1.28	1.04	0.91	0.74	0.50	0.49
8.80	0.042	0.49	1.17	1.03	0.94	0.76	0.50	0.53
7.21	0.035	0.54	1.24	1.10	0.99	0.80	0.52	0.52
7.40	0.053	0.43	1.14	0.91	0.85	0.66	0.43	0.50
5.68	0.043	0.48	1.16	0.99	0.88	0.71	0.47	0.49
(e) 1/20 Kıyı Eğimi (Deney1)								
4.77	0.006	0.65	1.68	1.38	1.24	1.01	0.61	0.55
3.68	0.005	0.73	1.84	1.41	1.34	1.07	0.63	0.58
2.69	0.004	0.85	2.01	1.63	1.51	1.14	0.69	0.57
6.39	0.013	0.44	1.28	1.10	1.00	0.80	0.49	0.42
4.92	0.010	0.49	1.43	1.16	1.06	0.83	0.52	0.44
3.62	0.008	0.58	1.49	1.24	1.09	0.82	0.50	0.50
7.93	0.021	0.35	1.05	0.87	0.81	0.67	0.45	0.37
6.15	0.017	0.39	1.20	0.90	0.85	0.71	0.43	0.41
4.50	0.012	0.45	1.30	0.95	0.88	0.69	0.42	0.48
9.99	0.044	0.24	0.82	0.59	0.56	0.48	0.31	0.33
7.87	0.036	0.26	0.87	0.64	0.62	0.50	0.32	0.37
5.82	0.027	0.31	0.94	0.78	0.68	0.53	0.35	0.39
6.93	0.049	0.23	0.76	0.63	0.61	0.48	0.31	0.30
5.73	0.043	0.24	0.73	0.66	0.60	0.48	0.31	0.31
7.00	0.062	0.20	0.68	0.63	0.56	0.41	0.27	0.31
6.00	0.056	0.21	0.67	0.62	0.54	0.42	0.27	0.30

Çizelge 2.2 Laboratuvar sonuçlarından elde edilen deney verileri (Mase vd. [6])
(devamı)

H_0 (1)	H_0/L_0 (2)	ξ (3)	R_{umaks}/H_0 (4)	$R_{u\%2}/H_0$ (5)	$R_{u1/10}/H_0$ (6)	$R_{u1/3}/H_0$ (7)	R_{uort}/H_0 (8)	α (9)
(f) 1/20 Kıyı Eğimi (Deney2)								
4.95	0.006	0.64	1.56	1.21	1.12	0.92	0.57	0.58
3.62	0.005	0.74	1.79	1.28	1.21	0.97	0.60	0.61
2.93	0.004	0.82	1.85	1.37	1.28	1.01	0.63	0.64
6.68	0.013	0.44	1.20	1.10	0.97	0.78	0.50	0.45
5.04	0.010	0.50	1.27	1.15	1.02	0.82	0.52	0.47
4.04	0.008	0.56	1.29	1.18	1.05	0.82	0.52	0.51
8.37	0.023	0.33	0.86	0.81	0.72	0.61	0.40	0.40
6.19	0.017	0.38	0.85	0.81	0.76	0.63	0.42	0.45
5.14	0.014	0.42	0.92	0.86	0.79	0.64	0.41	0.47
10.16	0.046	0.23	0.74	0.64	0.60	0.49	0.33	0.32
7.72	0.036	0.26	0.80	0.69	0.66	0.56	0.38	0.33
6.35	0.030	0.29	0.86	0.78	0.71	0.58	0.38	0.36
7.35	0.053	0.22	0.73	0.64	0.59	0.45	0.30	0.32
5.78	0.045	0.24	0.71	0.65	0.60	0.48	0.31	0.34
(g) 1/30 Kıyı Eğimi (Deney1)								
4.69	0.006	0.43	1.15	1.15	1.04	0.85	0.53	0.38
3.56	0.005	0.49	1.47	1.18	1.09	0.89	0.55	0.42
2.64	0.004	0.56	1.47	1.27	1.17	0.91	0.56	0.45
6.09	0.013	0.29	0.92	0.89	0.81	0.68	0.41	0.32
4.76	0.010	0.33	1.10	0.89	0.83	0.71	0.43	0.34
3.45	0.007	0.40	1.11	0.95	0.88	0.71	0.40	0.42
7.66	0.021	0.23	0.74	0.74	0.73	0.60	0.40	0.28
5.91	0.016	0.26	0.96	0.91	0.79	0.63	0.41	0.31
4.75	0.014	0.28	1.12	0.80	0.76	0.60	0.38	0.34
9.99	0.047	0.15	0.57	0.56	0.51	0.42	0.28	0.24
7.83	0.036	0.17	0.65	0.54	0.52	0.44	0.29	0.26
5.72	0.027	0.20	0.63	0.58	0.55	0.45	0.30	0.31
6.58	0.050	0.15	0.51	0.48	0.45	0.38	0.26	0.24
5.36	0.041	0.16	0.55	0.51	0.47	0.40	0.27	0.24
6.84	0.065	0.13	0.48	0.46	0.42	0.36	0.22	0.22
5.88	0.058	0.14	0.50	0.49	0.45	0.36	0.24	0.22
(h) 1/30 Kıyı Eğimi (Deney2)								
4.75	0.006	0.43	1.19	1.00	0.92	0.78	0.51	0.42
3.47	0.004	0.51	1.34	1.03	0.97	0.82	0.52	0.48
2.87	0.004	0.56	1.32	1.10	1.00	0.81	0.50	0.53
6.19	0.012	0.31	0.92	0.89	0.78	0.65	0.42	0.35
4.70	0.009	0.35	1.09	0.89	0.83	0.69	0.42	0.38
3.84	0.007	0.39	1.10	0.91	0.87	0.68	0.40	0.42
8.11	0.022	0.22	0.69	0.96	0.64	0.55	0.37	0.31
6.09	0.017	0.26	0.85	0.71	0.68	0.58	0.38	0.32
5.00	0.013	0.29	0.87	0.76	0.71	0.60	0.38	0.36
9.99	0.046	0.15	0.55	0.54	0.50	0.40	0.28	0.24
7.49	0.036	0.18	0.73	0.57	0.54	0.46	0.32	0.22
6.34	0.031	0.19	0.68	0.61	0.55	0.48	0.32	0.26
7.00	0.053	0.15	0.49	0.46	0.44	0.36	0.23	0.25
5.51	0.043	0.16	0.59	0.55	0.47	0.39	0.25	0.26

Mase ve Iwagaki [62], derin deniz belirgin dalga dikliğine (H_0/L_0) karşılık R_{umaks}/H_0 , $R_{u1/3}/H_0$ ve R_{uort}/H_0 parametrelerini logaritmik ölçekte çizmişlerdir. 1/20 ve 1/30 eğimli şevler için $H_0/L_0 \leq 0.005$ olduğu durumlarda, $R_{u1/3}/H_0$ ve R_{uort}/H_0 gözlem değerleri, doğrusal çizgilerle tahmin edilenlere göre biraz daha küçük elde edilmiştir. Özellikle, 1/5 eğimli şev için, boyutsuz tırmanma yükseklikleri, $H_0/L_0 < 0.007$ olduğu durumlarda düz çizgilerle tahmin edilen değerlerden önemli ölçüde daha küçük elde edilmiştir. Düzensiz dalgalar aynı koşullarda üretilmesine rağmen dalga dikliği çok küçük olduğunda 1/5 eğimli şev için belirgin dalga yüksekliği diğer şevlerde ölçülenlerden daha büyük çıkmıştır, bu duruma şevde meydana gelen dalga yansıması neden olduğu belirtilmiştir (Çizelge 2.2). H_0 'ın daha büyük değerleri daha küçük R_{umaks}/H_0 , $R_{u1/3}/H_0$ ve R_{uort}/H_0 değerleriyle sonuçlanmıştır. Çok küçük dalga dikliğine sahip bazı verilerin eğilime uymamasının nedeni dalgaların kırılma koşullarından kaynaklanmaktadır (surging ya da collapsing tipi kırılma koşullarından).

Ahrens [68] 1/5 eğimli şev üzerinde düzensiz dalga tırmanmasını araştırmış ve dalga dikliğinin büyümesiyle boyutsuz tırmanma yüksekliğinin büyüdüğünü belirtmiştir. Bu eğilim küçük eğimli şevler için elde edilen mevcut sonuçların tam tersi olmuştur, buna kırılan ya da kırılmayan dalga koşulları neden olmuştur. Kırılarak gelen düzensiz dalgalar için boyutsuz tırmanma yüksekliği dalga dikliğinin artmasıyla küçülmüştür.

Kıyı eğimi ve boyutsuz tırmanma yüksekliği arasındaki ilişki ile ilgili Mase ve Iwagaki [62] raporunda, kıyı eğiminin dikleşmesi ile boyutsuz tırmanma yüksekliğinin arttığını belirtmiştir. Bu eğilim 1/4 ile 1/1 arasında değişen dik şevler için Ahrens [70], Kamphhuis ve Mohamed [69] tarafından ölçülenlerin tam tersi olmuştur. Kırılarak gelen düzensiz dalgalar için boyutsuz tırmanma yüksekliğinin kıyı eğimiyle orantılı olduğu belirtilmiştir.

Tırmanma tepelerinin sayısının gelen dalgaların sayısına oranı, α , surf parametresi ile ξ , iyi düzenlenmiştir (Mase ve Iwagaki [62]). ξ surf parametresi arttıkça α parametresi 1'e yaklaşmaktadır, bu durum Ahrens [70]'in dik şevler için yaptığı çalışmalara benzerlik göstermiştir. Düzensiz dalgaların tırmanma yüksekliğinin frekans dağılımını hesaplamak için bir yöntem tanımlanmıştır, bu yöntemde gelen her tekil dalganın neden olduğu tırmanma yüksekliği aynı dalga yüksekliği ve periyoduna sahip düzenli dalganın tırmanma yüksekliğine eşit kabul edilmektedir ancak surf parametresinin, ξ , küçük değerleri için bu yöntem uygulanamamaktadır.

Carstens vd. [71] ve Johnson vd. [72] tarafından büyük dalga grupluluğuna sahip düzensiz dalgaların daha büyük tırmanmalara neden olduğunu ispatlamıştır. Ancak, yataya daha yakın şevlerde, α oranı ve dalga grupluluğunun etkisi daha azdır çünkü gelen dalgaların dalga grupluluğunun farkı dalga kırılması nedeniyle kıyı çizgisinde kaybolmaktadır (Mase ve Iwagaki [62]; Mase [6]). Aşağıda verilen formül pürüzsüz, geçirimsiz ve yataya yakın şev üzerindeki düzensiz dalgaların tırmanma yüksekliği için verilmiştir:

$$\frac{R}{H_0} = a\xi^b, \quad \frac{1}{30} \leq \tan\theta \leq \frac{1}{5} \text{ için} \quad \text{ve} \quad 0.007 \leq \frac{H_0}{L_0} \quad (2.29)$$

Derin su belirgin dalga dikliğinin 1/5 eğimli şev için 0.007 değerinden küçük, 1/20 ve 1/30 eğimli şevler için 0.005'den küçük olan deneysel veriler dışında Denklem 2.29'da verilen a ve b katsayıları en küçük kareler yöntemiyle belirlenmiştir, bu katsayılar:

R_{umaks} için; $a=2.32$, $b=0.77$,

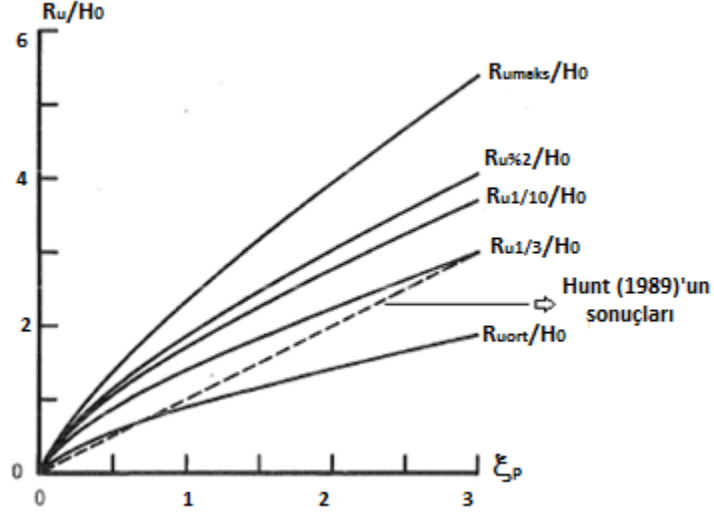
$R_{u\%2}$ için; $a=1.86$, $b=0.71$,

$R_{u1/10}$ için; $a=1.70$, $b=0.71$,

$R_{u1/3}$ için; $a=1.38$, $b=0.70$,

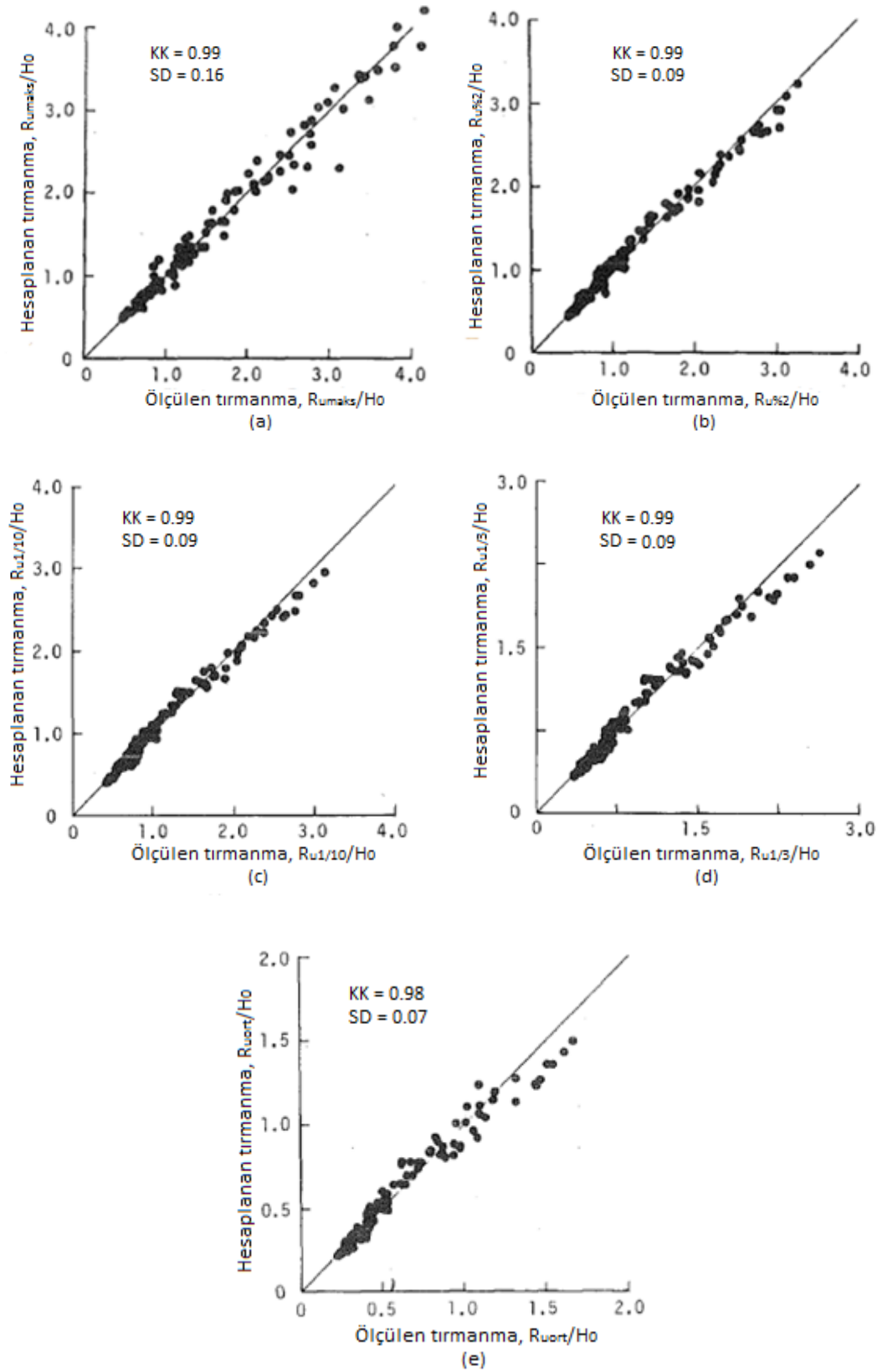
R_{uort} için; $a=0.88$, $b=0.69$ (2.30)

Şekil 2.27, Denklem 2.30'da verilen katsayıların kullanılmasıyla Denklem 2.29'dan elde edilen sonuçları ve Hunt [66] tarafından Denklem 2.28'in kullanılmasıyla elde edilen sonuçları göstermektedir. Hunt [66]'nın sonuçları $R_{u1/3}/H_0$ ve R_{uort}/H_0 eğrileri arasında yer almıştır.



Şekil 2.27 Kırılarak gelen düzensiz dalgalar için önerilen tırmanma yükseklikleri
(Mase vd. [6])

Şekil 2.28 ölçülen ve hesaplanan tırmanma yüksekliklerinin karşılaştırılmasını göstermektedir. Hem ölçülen hem de hesaplanan değerler, tüm beş şekilde de uyumlu görülmektedir. Tüm değerler arasındaki korelasyon katsayısı (KK) Şekil 2.28 (e) için 0.98, diğer durumlar için 0.99'dur ve standart sapma (SD) değerleri ise Şekil 2.28 (a), (b), (c), (d) ve (e)'de sırasıyla 0.16, 0.09, 0.09, 0.09 ve 0.07'dir.



Şekil 2.28 Ölçülen ve hesaplanan tırmanma yüksekliklerinin karşılaştırılması;

(a) $R_{u_{maks}}/H_0$, (b) R_{u_2}/H_0 (c) $R_{u_{10}}/H_0$, (d) R_{u_3}/H_0 , (e) $R_{u_{ort}}/H_0$

(Mase vd. [6])

Denklem 2.29'dan elde edilen tahmin değerleri, Holman [61] tarafından yaklaşık 1/10 eğimli doğal kıyı üzerinde gözlemlenen değerlerden daha büyük çıkmıştır. Gözlenen değerlerin ortalaması için Denklem 2.29'un sağ tarafı 0.5 ile çarpılmalıdır. Denklem 2.29 ile elde edilen tahminlerle doğal kıyı üzerinde ölçülen gözlem değerleri arasındaki farklılık permeabilite ve pürüzlülükteki farklılıklardan kaynaklanmaktadır.

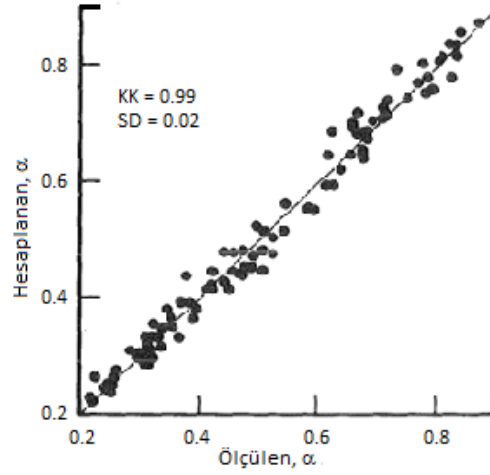
Logaritmik ölçek kullanılarak surf parametresine, ξ , karşılık α parametresi çizildiğinde değişim konveks (dışbükey) tipi bir eğri olmuştur (Mase ve Iwagaki [62]). Ancak bu çalışmada daha basite indirgemek için doğrusal çizgi ile gösterilmiştir. İlk olarak surf benzerlik parametresinin $\xi \geq 1$ ve $\xi < 1$ olan deneysel verileri kullanılarak en küçük kareler yöntemiyle iki doğrusal çizgi elde edilmiştir. Daha sonra $\alpha=1$ ve $\xi \geq 1$ olduğu iki regresyon çizgisinin kesişimi hesaplanmıştır ve kesişimdeki ξ surf parametresinin değerleri sırasıyla 0.91 ve 3.57 olmuştur ve son olarak Şekil 2.29, α parametresinin ölçülen ve hesaplanan değerlerinin karşılaştırmasını göstermektedir. Her iki değer de birbirleriyle uyumludur ve korelasyon katsayısı (KK) ile standart sapması (SD) sırasıyla 0.99 ve 0.02'dir.

$$\begin{aligned} \xi \leq 0.91 & \quad \text{için} \quad \alpha = 0.72 \xi^{0.58} \\ 0.91 < \xi \leq 3.57 & \quad \text{için} \quad \alpha = 0.70 \xi^{0.28} \\ 3.57 < \xi & \quad \text{için} \quad \alpha = 1.0 \end{aligned} \quad (2.31)$$

Tırmanma tepelerinin ortalama tekrarlama periyodu, T_R , Denklem 2.31 kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanmıştır;

$$T_R = \frac{T_{ort}}{\alpha} \quad (2.32)$$

burada T_{ort} gelen dalganın ortalama periyodudur.



Şekil 2.29 Ölçülen ve hesaplanan α parametresinin karşılaştırılması (Mase vd. [6])

Pürüzsüz, geçirimsiz ve küçük eğimli şev üzerinde düzensiz dalgalar kullanılarak toplam 120 tırmanma deneyi yapılmıştır. Şev eğimi 1/30 ile 1/5 arasında ve derin deniz belirgin dalga dikliği 0.004 ile 0.07 arasında değişmiştir. Bu çalışmada surf parametresine bağlı, ξ , derin deniz belirgin dalga yüksekliği, H_0 , kullanılarak boyutsuzlaştırılmış (R_{maks}/H_0 , R_2/H_0 , $R_{1/10}/H_0$, $R_{1/3}/H_0$ ve R_{uort}/H_0) düzensiz dalga tırmanma yüksekliği için deneysel formül önerilmiştir. Formül; Denklem 2.29’da, bu denklemdeki katsayılar Denklem 2.30’da verilmiştir. Derin deniz dalga dikliği küçüldükçe boyutsuz tırmanma yüksekliği büyümüştür ve şev eğimi büyüdükçe Ahrens ([68], [70]), Kamphuis ve Mohamed [69] tarafından dik şevler için elde edilen ölçüm değerlerinin tam tersi olmuştur, buna kırılan ya da kırılmayan dalga koşulları neden olmuştur. Tırmanma tepelerinin ortalama tekrarlama periyodunu hesaplamak için tırmanma tepelerinin sayısının gelen dalganın sayısının oranı α , ile bulunacağı önerilmiş ve Denklem 2.31’de α parametresi ile ilgili koşullar verilmiştir.

Mase vd. [7]’nin sayısal çalışması

Kıyı duvarlarının ve fırtına kabarmasına karşı seddelerin kret seviyesi ya tahmin edilen dalga tırmanmasına ya da dalga aşma debisine göre tasarlanmaktadır. OCDI [73]; tasarım kriteri olarak dalga tırmanması ya da aşması seçiminin, yapının yerine bağlı olduğunu belirtmiştir. Dolayısıyla denizde inşa edilen bir kıyı duvarının tasarım kret seviyesi dalga aşma debisine bağlı olmaktadır. Ancak kıyıda inşa edildiğinde gerekli kret seviyesi dalga tırmanmasıyla belirlenmektedir. OCDI [73]; tasarım kriteri olarak

tasarım emniyet seviyesinin, dalga tırmanması ya da aşmasının seçimine bağlı olarak farklılık gösterdiğini belirtmiştir.

Dalga tırmanması için Nakamura vd. [74] tarafından verilen formül ve diyagramlar Japonya'da sıklıkla kullanılmaktadır. Ancak araştırmacılar sadece düzenli dalgaları kullanmış ve belirgin dalga yüksekliği kullanılarak elde edilen tırmanma tahminleri gözlenen düzensiz tırmanma değerlerinden farklı çıkmıştır (Tamada vd. [75]). Avrupa'da kullanılan tırmanma formülleri (de Waal ve Van der Meer, [76]; Taşkın Koruma Teknik Danışma Komitesi (TAW) [77]) ve Amerika'da (Amerikan Ordusu Mühendisler Birliği (USACE [78]) düzensiz dalgaların davranışını açıklamak için, eşdeğer uniform eğimi dikkate almıştır.

Düzensiz dalgalarla aşma; tasarım diyagramlarından (Goda vd. [79]; Tamada vd. [80]) ya da çeşitli formüller kullanılarak (Takayama vd. [81]; USACE [78]; Pullen vd. [82]; Goda [83]) hesaplanmaktadır. Ancak, aşma modelleri uygulamasında, başlangıç dalga koşullarının nerede belirtildiği önemli olmaktadır. Başlangıç dalga koşullarının en sık kabul edildiği yerler;

- (1) derin deniz,
- (2) kıyı eğiminin topuğu
- (3) yapının topuğu

arasındadır. Hedges ve Reis [84] dalga koşullarının belirleneceği lokasyonların özelliklerini tartışmışlardır. Ancak karada ya da çok sığ suda bir yapı inşa edildiğinde topuktaki dalga yüksekliğini bulmak kolay olmamaktadır. Bu durum, deneylerle ya da sayısal simülasyonlarla belirlenmektedir.

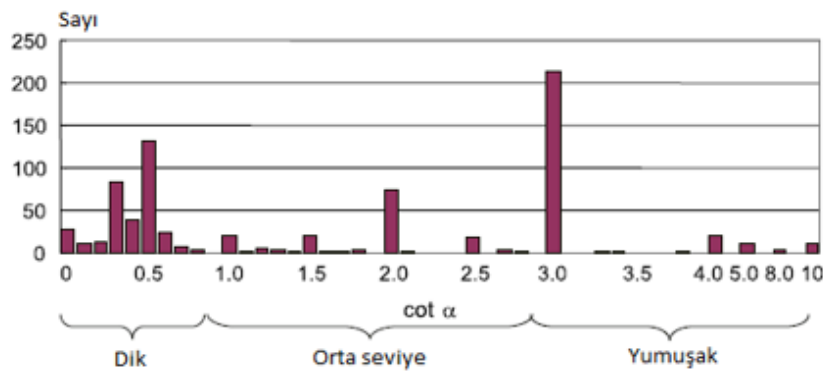
Bu çalışmada dalga tırmanması ile aşmasının birbirleriyle olan ilişkisi açıklanmıştır. Bu ilişki üzerine daha önce çeşitli çalışmalar yapılmıştır (Japonya'da (Tominaga [85]; Mase vd. [86]) ve Avrupa'da (Hedges ve Reis [88]; Reis vd. [89]). Bu çalışmalarda dalga aşmasını tahmin etmek için hesaplanmış dalga tırmanma değerleri kullanılmıştır, çünkü iki yaklaşım çok yakından ilişkilidir. Ancak tahmin edilen bu formüller, çok sığ suda ya da karada inşa edilen kıyı duvarlarına kolaylıkla uygulanamamaktadır.

Bu çalışmada, kıyı üzerine ya da yakınına inşa edilen kıyı duvarı üzerindeki düzensiz dalga tırmanması için bir tahmin yöntemi ileri sürülmüştür. Uygulanmasını kolaylaştırmak için, önerilen yöntemde derin deniz dalga karakteristikleri kullanılmıştır

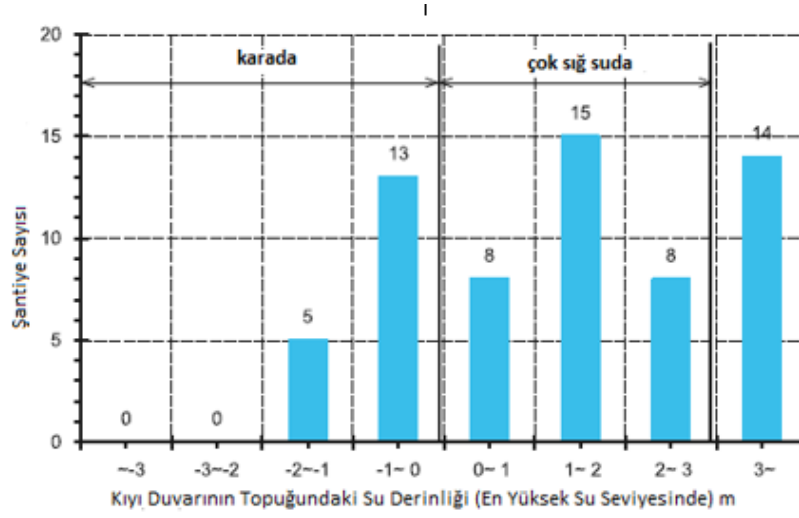
ve surf parametresini değerlendirmek için eşdeğer uniform eğim kabul edilmiştir. Dalga aşma debisi, hesaplanmış tırmanma değerlerinden belirlenmiştir. Dalga tırmanması için önerilen formüller iki deneysel veri setini kullanmıştır; bunlardan biri yeni veri seti diğeri Mase vd. [87]'nin veri seti olarak seçilmiştir. Dalga aşması için önerilen formüller, Tamada vd. [80]'nin deneysel verilerini kullanmıştır. Hem tırmanma hem de aşma için önerilen formüllerden elde edilen sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılmış ve formüllerin geçerliliği araştırılmıştır.

Şekil 2.30'da Japonya'daki kıyı duvarlarının sayısı ön eğimlerine bağlı olarak verilmiştir (veriler Japonya'nın Bureau Nehrinden elde edilmiştir (RBJ [96])). Dik bir kıyı duvarı inşa edildiğinde en yaygın kullanılan eğim 1:0.5 ($\cot\alpha=0.5$) iken daha yatay bir eğim elde etmek için çoğunlukla 1:3 ($\cot\alpha=3.0$) eğim kullanılmaktadır. Veriler eski olmasına rağmen şu anki durum bundan çok farklı olmamaktadır çünkü Japonya'nın kıyı şartları 1980 yılından bu yana önemli ölçüde değişmemiştir.

Şekil 2.31 Japonya'daki şantiye sahalarının sayılarını göstermektedir. Negatif derinlik değerleri kıyı duvarlarının karaya yerleştirildiğini göstermektedir. Şekil 2.31'den 63 durumun 18'inin karada olduğu, 31 durumun ise en yüksek su seviyesi 3 m'den az olduğu görülmektedir. Şekil 2.32 Muro Şehrinde Nabae Kıyısını ve kıyı duvarını göstermektedir. Kıyı duvarı 2004 Tokage Tayfunu sırasında dalgalar tarafından tahrip edilmiştir. Duvarın en kesiti Şekil 2.33'de gösterilmiştir burada kıyı eğimi 1:05'dir ve yapının topuğu en yüksek su seviyesinin üstünde yer almaktadır.



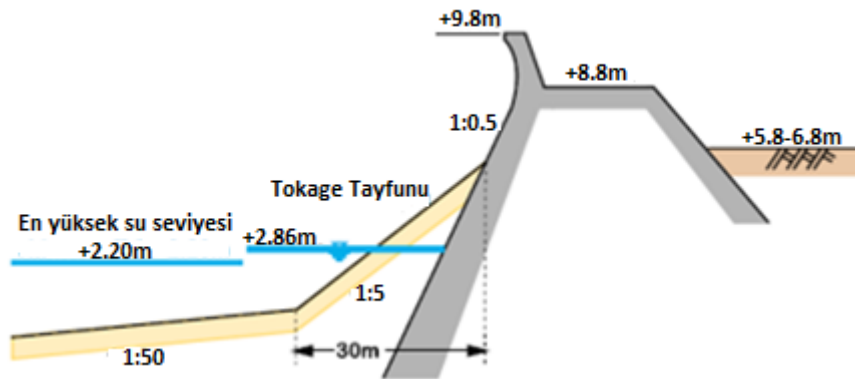
Şekil 2.30 Japonya'daki kıyı duvarlarının sayısı (ön eğimlerine göre gruplandırılmıştır) (Mase vd. [7])



Şekil 2.31 Japonya'daki şantiye sahalarının sayısı (kıyı duvarının topuğundaki su derinliğine göre gruplandırılmıştır) (Mase vd. [7])



Şekil 2.32 Karada yapılmış kıyı duvarı ve kıyının görünümü (Muro Şehrinde, Nabae Kıyısı, Japonya) (Mase vd. [7])



Şekil 2.33 Mura Şehrinde Nabae Kıyısı üzerindeki kıyı duvarı ve kıyının enine kesiti (Mase vd. [7])

Dalga Tırmanması için Formüller:

USACE [78]

$$\begin{aligned} R_{u\%2} / H_s &= 1.6 \xi_p & \text{ için } & \xi_p \leq 2.5 \\ R_{u\%2} / H_s &= -0.2 \xi_p + 4.5 & \text{ için } & 2.5 < \xi_p < 9.0 \end{aligned} \quad (2.33)$$

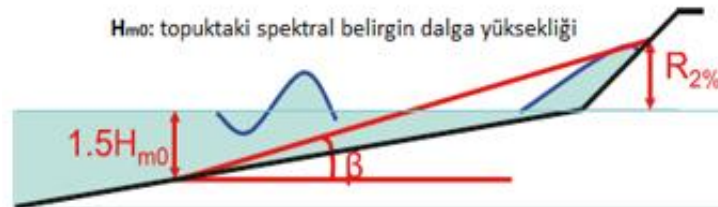
burada $R_{\%2}$ gelen dalgaların %2 aşıldığı tırmanma, H_s yapı topuğundaki belirgin dalga yüksekliği ve ξ_p surf parametresidir, ξ_p ; H_s ve T_p (spektral pik periyot) kullanılarak tanımlanmıştır.

Bu çalışmada, tırmanmalar ile gelen dalgaların sayısının eşit olduğu kabul edilmiştir (USACE [78]). Ancak kıyı duvarının ön eğimi ve kıyı eğimi azaltıldığında tırmanmaların sayısı gelen dalgaların sayısından daha az olmaktadır çünkü bazı dalgaların tırmanması diğer dalgalar tarafından yetiştirilerek geçilmekte ya da bir dalganın geri dönüş akımıyla bir sonraki dalganın tırmanması yok edilmektedir. Bu durumda tırmanmalar ve gelen dalgaların sayısı arasında bire bir uyum geçerli olmamaktadır (Mase ve Iwagaki [62]).

TAW [77]

$$\begin{aligned} R_{u\%2} / H_{m0} &= 1.75 \xi_{m-1.0} \\ \text{Maksimum ise; } R_{u\%2} / H_{m0} &= 4.3 - 1.6 / \sqrt{\xi_{m-1.0}} \end{aligned} \quad (2.34)$$

Burada H_{m0} yapı topuğundaki spektral belirgin dalga yüksekliği ve $\xi_{m-1.0}$ surf parametresidir, $\xi_{m-1.0}; H_{m0}$ ve spektral dalga periyoduna göre $T_{m-1.0} \cong T_p / 1.1$ tanımlanmıştır. Şekil 2.34'de uniform olmayan ön eğime sahip kıyı duvarı, eşdeğer uniform eğim kullanılarak göz önüne alınmıştır. Pullen vd. [82] Denklem 2.34'e güvenlik payını ilave etmiş, 1.75, 4.3 ve 1.6 olan katsayıların sırasıyla 1.65, 4.0 ve 1.5 ile yer değiştirilmesi gerektiğini belirtmiştir.

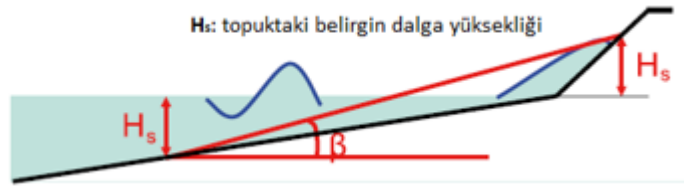


Şekil 2.34 Eşdeğer uniform eğim (TAW [77])

De Waal ve van der Meer [76]

$$\begin{aligned} R_{u\%2} / H_s &= 1.5 \xi_p & \text{için} & \xi_p \leq 2.0 \\ R_{u\%2} / H_s &= 3.0 & \text{için} & 2.0 < \xi_p \end{aligned} \quad (2.35)$$

De Waal ve van der Meer [76] kıyı duvarının önündeki eşdeğer uniform eğimi Şekil 2.35’de gösterildiği gibi tanımlanmıştır. Şekil 2.34’den farkı bu eğimin sınırlarını belirleyen iki noktanın sakin su seviyesinin aşağısında $1.0 H_s$ üstünde $1.0 H_s$ ile tanımlanmasından kaynaklanmıştır.



Şekil 2.35 Eşdeğer uniform eğim (de Waal ve Van der Meer [76])

Hedges ve Mase [90]

$$R_{char}/H_s = S_{char}/H_s + c \cdot \xi_p \quad \text{için } \xi_p \leq 2.2 \quad (2.36)$$

Burada R_{char} tırmanma büyüklüğünün karakteristik değeridir ($R_{u\%2}$, $R_{u1/10}$ ya da $R_{u1/3}$); ve S_{char} minimum R_{char} değeridir. Burada $R_{u1/10}$ ve $R_{u1/3}$ sırasıyla tırmanmaların en yüksek onda birinin ve en yüksek üçte birinin ortalaması olarak tanımlanmıştır. “c” ise deneysel verilerden hesaplanan katsayıdır; değeri tırmanma ve gelen dalgayı tanımlamak için seçilen parametrelere bağlı olarak değişmektedir. S_{char} ve c’nin değerleri Hedges ve Mase [90]’da verilmiştir. Araştırmacılar, surf parametresinin 2’den küçük olması durumunda tırmanma değerinin tahmininde küçük farklılıklar olduğunu belirtmiş; yine de derin deniz belirgin dalga yüksekliklerini ya da şev topuğundaki parametreleri (ancak dalga kırılmasından etkilenmemişse) kullanmıştır.

Genellikle 2.33-36 denklemleri kullanılmasına rağmen yapı topuğundaki dalga yüksekliğinden dolayı Japonya’daki kıyı duvarlarının birçoğunda kolaylıkla uygulanamamaktadır. Japonya’da birçok kıyı duvarı karada ya da kıyıya yakın inşa edilmektedir. Dolayısıyla bu çalışmada, derin sudaki belirgin dalga yüksekliği kabul edilmiştir. Hedges ve Reis [84] kırılmanın etkisinin, dalga-akım etkileşiminin ve açık denizle kıyı duvarı arasında meydana gelen diğer dalga süreçlerinin (kıyı duvarı ve

derin deniz sınır koşullarıyla ilgili tüm dalga süreçlerini içeren) uygun bir dalga dönüşüm modeli kullanılarak hesaba alınması gerektiğini belirtmiştir.

Dalga Aşması İçin Formüller:

Ortalama debiyi hesaplamak için çeşitli formüller olmasına rağmen burada Owen [91], Van der Meer ve Janssen [92], Hedges ve Reis [88] formülleri ele alınmıştır. İlk iki formül aşağıda verilen üslü forma sahiptir;

$$Q^* = A \exp(-BR^*) \quad (2.37)$$

burada Q^* = boyutsuz ortalama aşma debisi, R^* = boyutsuz kret payı, A ve B deneye dayalı katsayılardır.

Owen [91]

$$\frac{Q}{T_m g H_s} = A \exp \left(-B \frac{R_c}{T_m \sqrt{g H_s}} \right) \quad (2.38)$$

burada Q kıyı duvarının birim uzunluğundaki aşma debisi, g yerçekimi ivmesi, T_m sıfırı kesen ortalama dalga periyodu, R_c dalgakıran hava payıdır. Eğim pürüzlülüğü içi “A” azaltma faktörü hesaba alınmıştır. H_s kırılan dalga tarafından etkilenmemiş kıyı topuğundaki belirgin dalga yüksekliğidir (yapı topuğundaki değildir). A ve B katsayıları için yalnızca 1:1, 1:2 ve 1:4 eğimleri için fiziksel modelleme yapılmasına rağmen 1:1-1:5 uniform eğimler için de verilmiştir.

Van der Meer ve Janssen [92]

$$\frac{Q}{\sqrt{g H_s^3}} = \begin{cases} \frac{0.06 \xi_p}{\sqrt{\tan \alpha}} \exp \left(-5.2 \frac{R_c}{\xi_p H_s} \right) & \text{ için } \xi_p < 2 \\ 0.2 \exp \left(-2.6 \frac{R_c}{H_s} \right) & \text{ için } \xi_p > 2 \end{cases} \quad (2.39)$$

burada H_s kıyı duvarının topuğundaki belirgin dalga yüksekliği, α şev açısıdır. Eğim pürüzlülük etkilerini hesaplamak için azaltma faktörünün formüllere dâhil edilmesi gerekmektedir. Denklem 2.39'daki 0.06 ve 5.2 katsayıları 0.067 ve 4.75 olarak güncellenmiştir (Pullen vd. [82]).

Hedges ve Reis [88]

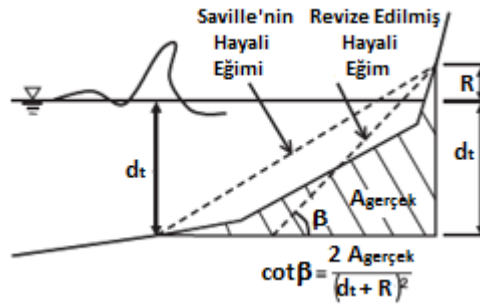
Hedges ve Reis [88], Kikkawa vd. [93] tarafından düzenli dalgalar için geliştirilen aşma teorisine dayanan, yarı-ampirik bir formül önermiştir. Bu formül, kıyı duvarının su

savağı gibi davrandığını kabul etmiştir. Ani debi, savak formülü ile açıklanmıştır. Hedges ve Reis [88] denkleminin formu aşağıdaki gibidir;

$$\begin{cases} \frac{Q}{\sqrt{gR_{umaks}^3}} = A \left(1 - \frac{R_c}{R_{umaks}}\right)^B & \text{için } 0 < \frac{R_c}{R_{umaks}} < 1 \\ \frac{Q}{\sqrt{gR_{umaks}^3}} = 0 & \text{için } \frac{R_c}{R_{umaks}} \leq 1 \end{cases} \quad (2.40)$$

A ve B katsayıları için en güncel değerler Reis vd. [89]'de verilmiştir. Maksimum tırmanma R_{umaks} ; H_s ve ξ_p 'nin bir fonksiyonu olarak tanımlanmıştır, H_s kırılmayan dalga için kıyı eğiminin topuğundaki belirgin dalga yüksekliğidir.

Kıyı duvarının ön eğimi genellikle uniform olmadığından, dalga tırmanması ve aşmasını hesaplamak için eşdeğer eğim kullanılmaktadır. Eşdeğer eğim ilk Saville [94] tarafından ortaya çıkarılmıştır, iki noktayı birbirine bağlayan bir çizgi olarak tanımlanmıştır, yani biri deniz tabanındaki dalga kırılma noktasında diğeri tırmanma sınırında yer almıştır. Çünkü tırmanma, eğime bağlı bir parametredir ve eşdeğer eğim başlangıçta bilinmemektedir, hem eşdeğer eğimi hem de tırmanmayı elde etmek için iteratif işlemler gerekmektedir. Şekil 2.34 ve 2.35'de eşdeğer eğimin iki farklı formu gösterilmiştir. Ancak bu çalışmada Şekil 2.36'da verilen kıyı duvarının ve kıyının en kesit görünüşünü dikkate alan eşdeğer eğim kullanılmıştır.



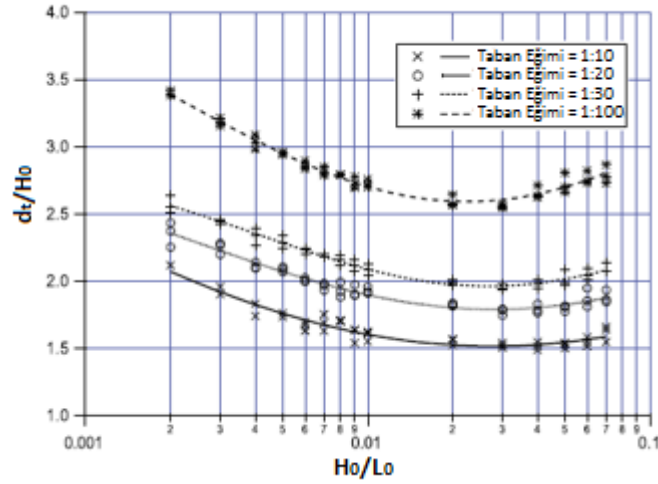
Şekil 2.36 Çalışmada kullanılan kıyı duvarı ve kıyının eşdeğer eğimi
(Nakamura vd. [74])

Düzensiz dalgalarla d_t 'nin kolay ve doğru hesabı için Mase ve Kirby [95]'in dalga dönüşüm modeli kullanılmıştır. Gelen dalganın belirgin dalga yüksekliği ve periyodu değiştirilerek ve 1:10, 1:20, 1:30 ve 1:100 uniform taban eğimi kullanılarak toplam 190 deney yapılmıştır (Bretshneider-Mitsuyasu tip spektrum kullanılmış ve dalga dikliği 0.002-0.07 arasındadır) (Çizelge 2.3).

Çizelge 2.3 Düzensiz dalgalarda dalga kırılma derinliğinin hesap koşullarının özeti

Koşullar	Değer
Dalga Spektrumu	Bretschneider Spektrumu
Dalga Yüksekliği H_0 (m)	0.37-4.48
Dalga Periyodu T_0 (s)	6.0-10.0
Dalga dikliği H_0/L_0	0.002-0.07
Su derinliği d (m)	30, 60
Deniz taban eğimi $\tan\theta$	1/10, 1/20, 1/30, 1/100

Şekil 2.37 farklı taban eğimleri için; derin deniz belirgin dalga dikliğine H_0/L_0 karşılık boyutsuz dalga kırılma derinliğinin d_t/H_0 grafiğini göstermektedir ve bu grafik hesaplanan değerlerle uyum içindedir. Burada, H_0 derin deniz belirgin dalga yüksekliği, $L_0=(g/2\pi)T_0^2$; T_0 derin deniz dalgalarının en yüksek üçte birinin ortalama periyodu olarak tanımlanmıştır yani derin deniz belirgin dalga periyodudur.

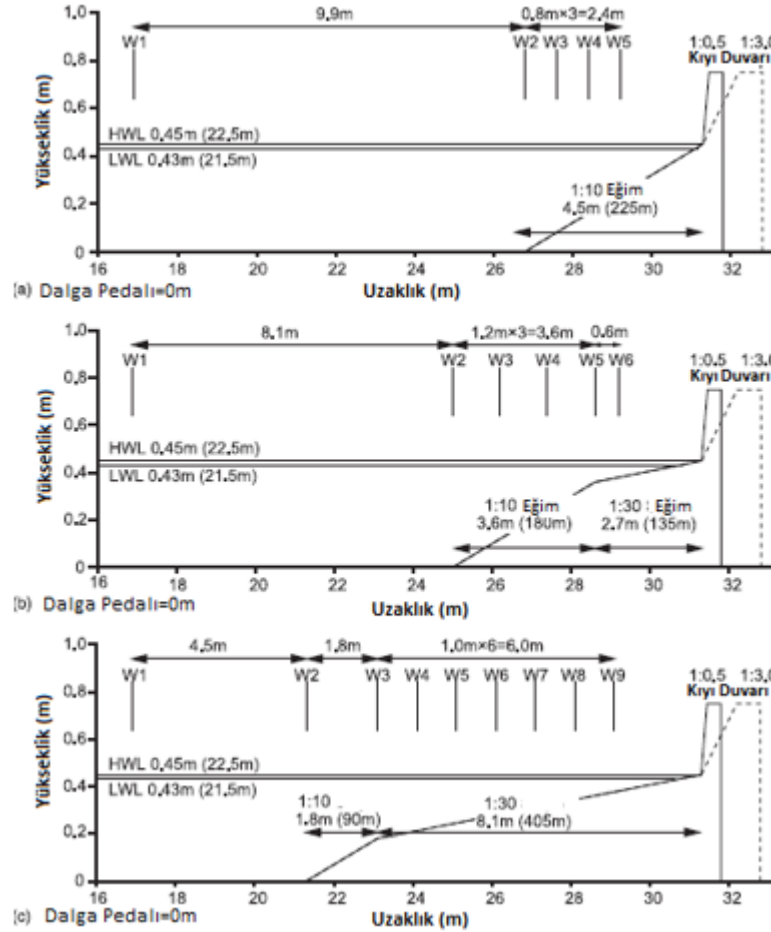


Şekil 2.37 Derin deniz dalga dikliğine karşılık dalga kırılma derinliği
(Mase vd. [7])

Dalga tırmanmasının yeni denklemlerini formüle etmek için iki deneysel veri seti kullanılmıştır. Deney setlerinden biri yenidir ve dalga enerjisini absorbe eden dalga üretici tarafından 50 m uzunluğunda 1.0 m genişliğinde 1.2 m derinliğinde bir dalga kanalında yapılmıştır. Model ölçeği 1:50'dir. Deneyler Şekil 2.38'de gösterilen kıyı topoğrafyasının üç durumun için yapılmış, kıyı duvarı için 1:05 ve 1:3 ön eğim kullanılmıştır.

Derin denizdeki su derinliği, dalga kanalında 45 ya da 43 cm'dir (prototip değerleri 22.5 ve 21.5m). Kıyı duvarının topuğundaki su derinliği derin deniz su derinliğine bağlı olarak 0 ya da 2 cm'dir. 70 cm uzunluğundaki tırmanma ölçer, her kıyı duvarı üzerinde

3 mm'ye ayarlanmıştır. Tırmanma ölçerle hesaplanan tırmanma salınımlarının pikleri ile videoda kayıt edilen değerler karşılaştırılmıştır. Deneylerde Bretshneider-Mitsiyasu tip spektrum kullanılarak düzensiz dalgalar üretilmiştir. Belirgin dalga yüksekliği 6.0 ve 12.0 cm'dir (prototip değerleri 3.0 ve 6.0 m) ve belirgin dalga periyodları 1.3, 1.7 ve 2.1s'dir (prototip değerleri 9.0 12.0 ve 15.0 s). Her deneydeki tekil dalgaların sayısı yaklaşık 200 civarındadır.



Şekil 2.38 Yeni deney setinde kullanılan düzen

(a) dik kıyı eğimi; (b) hızlı değişen kıyı eğimi; (c) yataya yakın kıyı eğimi
(W1-W9 = dalga ölçer) (Mase vd. [7])

Diğer veri grubu, kıyı çizgisine yakın yerleştirilmiş kıyı duvarı üzerindeki düzensiz dalga tırmanmasının özelliklerini incelemek için, Mase vd. [87]'nin deneylerinden elde edilmiştir. Bu çalışmada 1:45 ölçeği kabul edilerek, yapay resiflerin ve kıyı duvarlarının modeli dalga kanalına kurulmuştur. Derin denizdeki su derinliği, dalga kanalının uniform kesitinde 45, 42.5 ya da 40 cm'dir. 1:20 kıyı eğiminde, 1:05 ya da 1:3 eğimli

kıyı duvarları yerleştirilmiştir. Deney koşulları Çizelge 2.4 ve Çizelge 2.5’de özetlenmiştir.

Çizelge 2.4 Yeni deneysel koşullar ile Mase vd. [87] deneysel koşullarının özeti

Koşullar	Değer
Model Ölçeği	1/45, 1/50
Dalga Spektrumu	Bretschneider Spektrumu
Dalga Yüksekliği H_0 (m)	3.80-12.82
Dalga Periyodu T_0 (s)	0.8-2.1
Dalga dikliği H_0/L_0	0.009-0.06
Su derinliği d (m)	40.0, 42.5, 43.0, 45.0
Deniz taban eğimi $\tan\theta$	1/10, 1/20, 1/30
Kıyı duvarı eğimi $\cot\alpha$	0.5,3.0

Çizelge 2.5 Yeni deneysel koşullar ile Mase vd. [87] deneysel koşullarının özellikleri

Deney	H (cm)	Taban Eğimi ($\tan\theta$)	$\cot\alpha$
1	43.0	1/10	0.5
2	43.0	1/10	3.0
3	43.0	1/30	0.5
4	43.0	1/30	3.0
5	45.0	1/10	0.5
6	45.0	1/10	3.0
7	45.0	1/30	0.5
8	45.0	1/30	3.0
9	40.0	1/20	0.5
10	42.5	1/20	0.5
11	45.0	1/20	0.5
12	40.0	1/20	3.0
13	42.5	1/20	3.0
14	45.0	1/20	3.0

Şekil 2.39-2.41’de; Şekil 2.36’da tanımlanan $\tan\beta$ eşdeğer eğim kullanılarak surf parametresine karşılık derin deniz belirgin dalga yüksekliği, H_0 , ile normalize edilmiş $R_{u\%2}$, $R_{u1/10}$ ve $R_{u1/3}$ ’ün grafikleri gösterilmiştir. (3. ve 4. deneylerdeki tırmanma değerleri çok küçük olduğundan Şekil 2.41’e dâhil edilmemiştir). Şekil 2.39-41’den surf parametresiyle tırmanma değerlerinin uyum içinde olduğu görülmüştür. Şekil 2.39-2.41’de çizilen eğriler aşağıdaki denklemlerden elde edilmiştir;

$$R_{u\%2}/H_0 = 2.99 - 2.73\exp(-0.57\tan\beta/\sqrt{H_0/L_0}) \quad (2.41)$$

$$R_{u1/10}/H_0 = 2.72 - 2.56\exp(-0.58\tan\beta/\sqrt{H_0/L_0}) \quad (2.42)$$

$$R_{u1/3}/H_0 = 2.17 - 2.18\exp(-0.70\tan\beta/\sqrt{H_0/L_0}) \quad (2.43)$$

ve

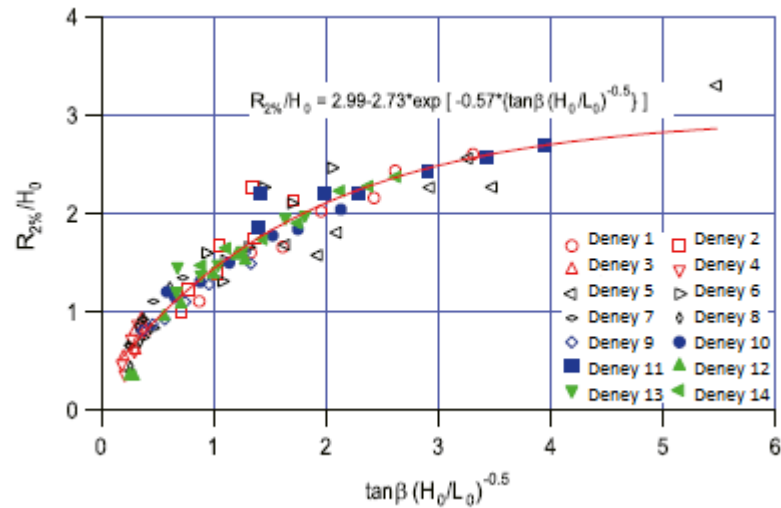
$$0.2 < \tan\beta / \sqrt{H_0/L_0} < 4$$

$$0.009 < \sqrt{H_0/L_0} < 0.06 \quad (2.44)$$

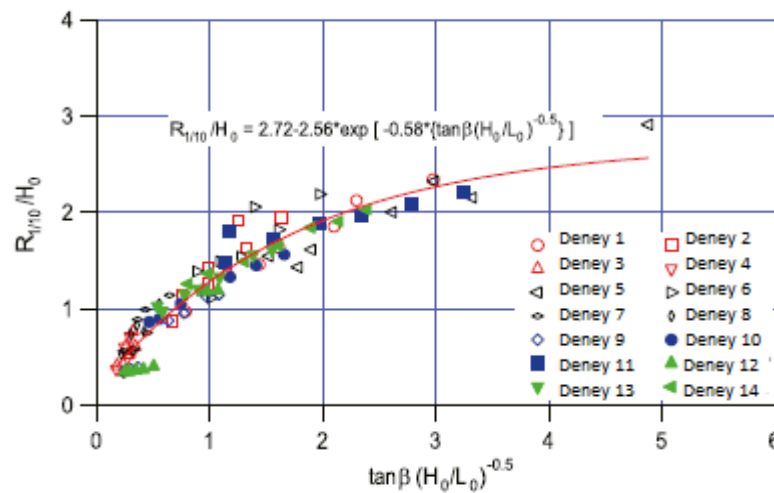
$$-0.37 < d_t / H_0 < 0.53$$

koşulları altında geçerlidir.

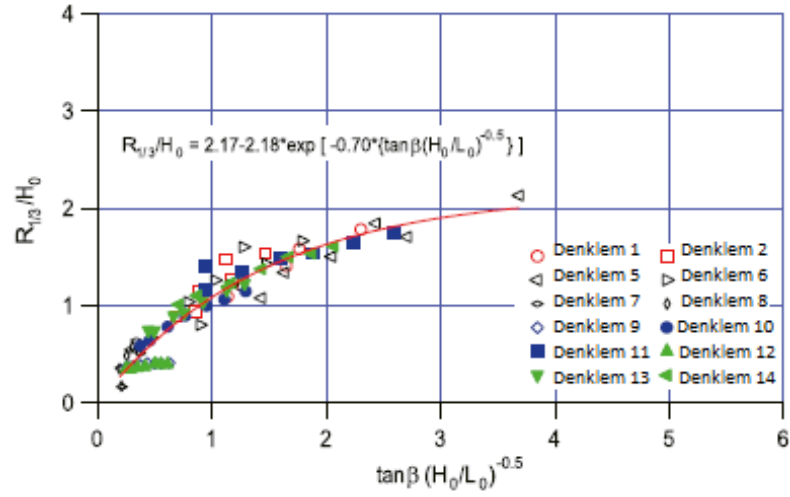
Şekil 2.42 Nakamura vd. [74]'ün tırmanma sonuçlarını özetlemektedir, $R_{Nakamura}$ olarak gösterilmiştir, tüm deneysel veriler Şekil 2.39-41'de, $R_{50\%}$ 'nin değeri ise Şekil 2.42'de gösterilmiştir. Nakamura vd. [74]'ün sonuçları düzenli dalga deneylerinden elde edildiği için düzensiz dalga koşullarıyla nasıl ilişkili olduğu açıklanamamıştır. Ancak düzensiz dalga tırmanma değerleri ile $R_{Nakamura}$ değerleri karşılaştırıldığında $R_{Nakamura}$ kabaca $R_{50\%}$ 'ye karşılık gelmiştir, yani tırmanma gelen dalgaların %50'si oranında aşılmıştır.



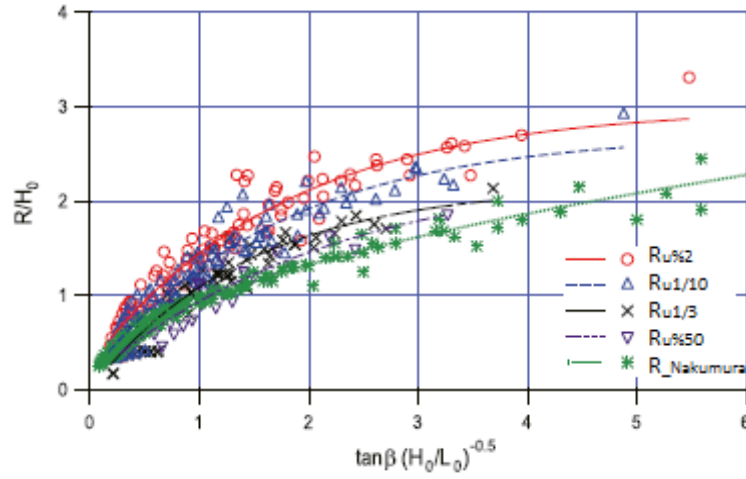
Şekil 2.39 Boyutsuz $R_{u\%2}$ tırmanma değerleri (Mase vd. [7])



Şekil 2.40 Boyutsuz $R_{u1/10}$ tırmanma değerleri (Mase vd. [7])

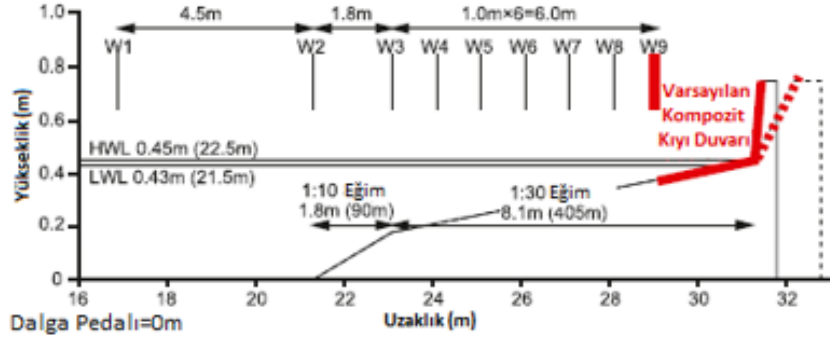


Şekil 2.41 Boyutsuz $R_{u1/3}$ tırmanma değerleri (Mase vd. [7])



Şekil 2.42 Nakamura vd. [74]'ün sonuçları ve ölçülen tırmanma değerlerinin özeti (Mase vd. [7])

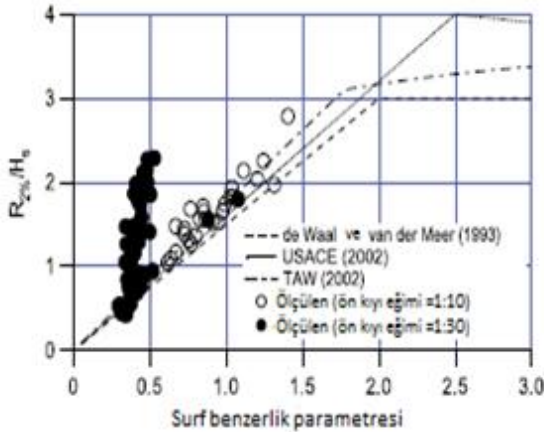
Şekil 2.34-2.36'da tanımlanan eşdeğer eğimin kullanılabilirliği burada incelenmiştir. İki deney setinde de kullanılan 1:05 ve 1:3 uniform eğime sahip kıyı duvarı, dalgaların kırıldığı kıyı yönüne yerleştirilmiştir. Burada kıyı duvarı kompozit kesitli olduğu kabul edilmiştir, Şekil 2.43'de kalın çizgiyle gösterilmiştir ve kompozit yapının topoğuna bir dalga ölçer yerleştirilmiştir.



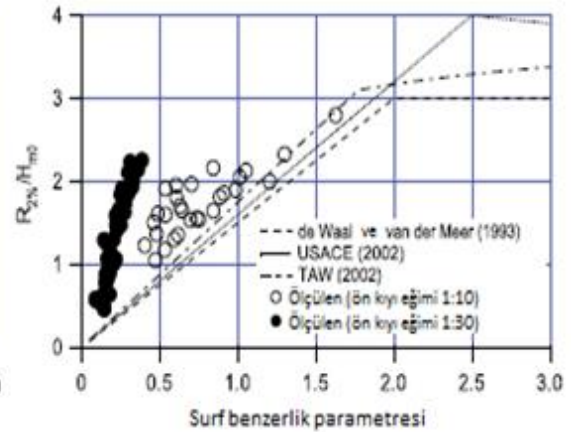
Şekil 2.43 Varsayılan kompozit kıyı duvarı (Mase vd. [7])

Şekil 2.34'de gösterilen eşdeğer eğim Denklem 2.33-35'de kullanıldığında, tahminlerle ölçümlerin uyumlu olduğu görülmüştür, burada surf parametresi 0.6'dan daha büyüktür, Şekil 2.44'de içi boş dairelerle (1:10 kıyı eğimiyle) gösterilmiştir. Şekil 2.35'de gösterilen eşdeğer eğim kullanıldığında tahminlerle ölçümler arasındaki uyum biraz daha kötü çıkmıştır, sonuçlar Şekil 2.45'de içi boş dairelerle gösterilmiştir.

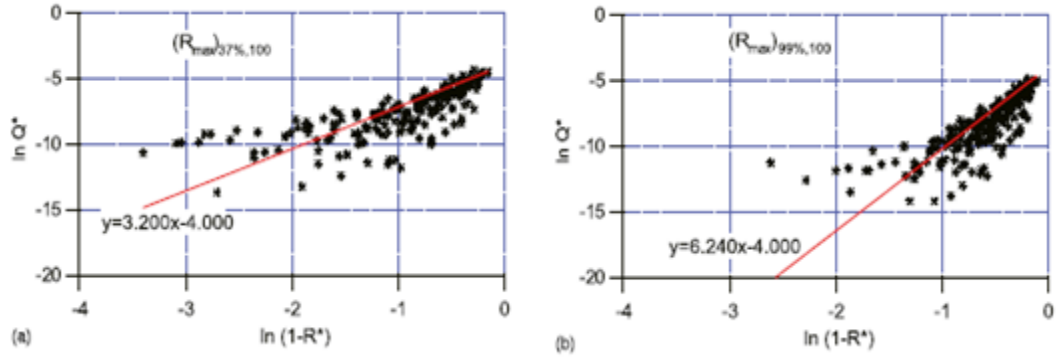
Şekil 2.44 ve 2.45'deki içi dolu daireler, 1:30 kıyı eğimine sahip kıyı duvarının deneysel koşullardan gelen ölçümleridir (Şekil 2.38 (b) ve (c)). Tahminler ile hesaplanan değerlerin uyumlu olmadığı görülmüş ve surf parametresiyle iyi düzenlenememiştir. Şekil 2.34 ve 2.35'de gösterilen eşdeğer eğim, daha yatay eğime sahip kıyı için oldukça dik eşdeğer eğim elde etmiştir. Ancak Şekil 2.36'de tanımlanan eşdeğer eğim, tüm deney sonuçlarının özetlenmesinde daha etkili olmuştur (Şekil 2.39-2.41).



Şekil 2.44 Şekil 2.34'de tanımlanan eşdeğer eğim kullanılarak $R_{u\%2}$ 'nin tahmini değerleri (Mase vd. [7])



Şekil 2.45 Şekil 2.35'de tanımlanan eşdeğer eğim kullanılarak $R_{u\%2}$ 'nin tahmini değerleri (Mase vd. [7])



Şekil 2.46 A ve B katsayılarını belirlemek için regresyon çizgisi ve deneysel veri

(a) Denklem 2.49-51 ile elde edilen,

(b) Denklem 2.52-54 ile elde edilen tahmin değerleri (Mase vd. [7])

Çok sığ suda ya da karada yapılan kıyı duvarlarındaki aşmayı tahmin etmek için, Hedges ve Reis [88] formülü kullanılmıştır. Bu formülün kullanılmasında A ve B katsayıların belirlenmesi önemli bir önkoşul oluşturmıştır ve olasılıklı bir değişken olan R_{umaks} 'ın formülü bir diğer önemli ön şart olmuştur. Hedges ve Reis [88]'e göre en olası maksimum tırmanma $(R_{umax})_{\%37,100}$ parametresi (bu parametre gelen 100 dalganın %37'sinin aşılmaması olarak tanımlanmıştır) ile verilmiştir;

$$(R_{umaks})_{\%37,100} \approx 1.52 R_{u1/3} \approx 1.09 R_{u\%2} \quad (2.45)$$

Maksimum tırmanma değeri %99'unda aşılmamışsa;

$$(R_{umax})_{\%99,100} \approx 2.15 R_{u1/3} \approx 1.54 R_{u\%2} \quad (2.46)$$

burada $R_{u\%2}$ Denklem 2.41'de verilmiştir.

A ve B katsayıları aşağıda ayrıntılı olarak ele alınmıştır. Tamada vd. [80] deneyleri 25 m uzunluğunda, 0.5 m genişliğinde, 0.6 m derliğinde bir dalga kanalında yapılmıştır. 1:3, 1:5 ve 1:7 ön eğime sahip kıyı duvarları, 1:10 ya da 1:30 uniform bir eğim üzerine yerleştirilmiştir. Belirgin dalga periyodu 1.0 s ve derin deniz dalga dikliği H_0/L_0 0.017 ve 0.036 olan Bretschneider-Mitsuyasu tip spektrumuyla düzensiz dalgalar üretilmiştir. Kıyı duvarı topuğundaki boyutsuz su derinlikleri, d_t/H_0 , 0.27 ve 0.71 arasında; boyutsuz kret yükseklikleri, R_c/H_0 , 0.5 ve 1.5 arasında değiştirilmiştir. Toplam 300 deney yapılmıştır. Tamada vd. [80] deneysel verileri Goda [83] tarafından kullanılmış ve çalışmasında detaylı olarak ele alınmıştır.

Şekil 2.46'da boyutsuz olarak ifade edilen $\ln(1-R^*)$ karşılık $\ln Q^*$

$(Q^*=Q/\sqrt{gR_{umaks}^3}, R^*=R_c/R_{umaks})$ verilmiştir, burada $(R_{umaks})_{37,100}$ Şekil 2.46 (a)'da,

$(R_{umaks})_{99,100}$ Şekil 2.46 (b)'de kullanılmıştır.

$(R_{umaks})_{37,100}$ 'de kullanılan A ve B katsayıları:

$$A= 0.018, B=3.200 \quad (2.47)$$

$(R_{umaks})_{99,100}$ 'de kullanılan A ve B katsayıları:

$$A=0.018, B=6.240 \quad (2.48)$$

Çok sığ suda ya da karada yapılan kıyı duvarları için aşağıdaki dalga aşma formülleri önerilmiştir;

$(R_{umaks})_{37,100}$ kullanılması durumunda,

$0 \leq R_c < R_{umaks}$ için:

$$\frac{Q}{\sqrt{gH_0^3}} = 0,018 \left(\frac{R_{umaks}}{H_0} \right)^{3/2} \left[1 - \left(\frac{R_c}{H_0} \right) / \left(\frac{R_{umaks}}{H_0} \right) \right]^{3.200} \quad (2.49)$$

$R_{umaks} \leq R_c$ için:

$$\frac{Q}{\sqrt{gH_0^3}} = 0 \quad (2.50)$$

$$R_{umaks} = 1.09 H_0 [2.99 - 2.73 \exp(-0.57 \tan \beta / \sqrt{H_0/L_0})] \quad (2.51)$$

$(R_{umaks})_{99,100}$ kullanılması durumunda,

$0 \leq R_c < R_{umaks}$ için:

$$\frac{Q}{\sqrt{gH_0^3}} = 0,018 \left(\frac{R_{umaks}}{H_0} \right)^{3/2} \left[1 - \left(\frac{R_c}{H_0} \right) / \left(\frac{R_{umaks}}{H_0} \right) \right]^{6.240} \quad (2.52)$$

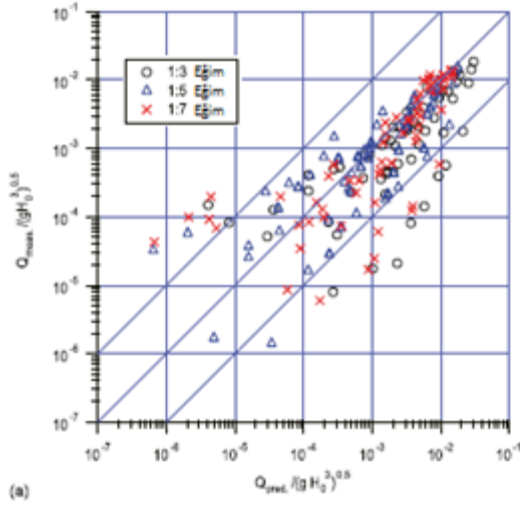
$R_{umaks} \leq R_c$ için:

$$\frac{Q}{\sqrt{gH_0^3}} = 0 \quad (2.53)$$

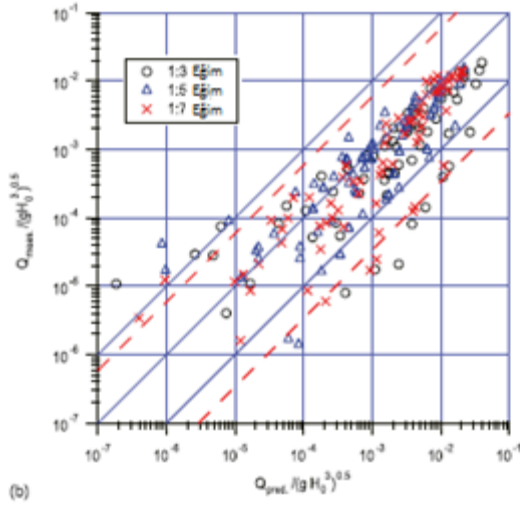
$$R_{umaks} = 1,54 H_0 [2.99 - 2.73 \exp(-0.57 \tan \beta / \sqrt{H_0/L_0})] \quad (2.54)$$

Denklem 2.49-51 (Şekil 2.47 (a)) ve Denklem 2.52-54 (Şekil 2.47 (b)) kullanılarak elde edilen tahmin değerleri Şekil 2.47’de ölçülen değerlerle karşılaştırılmıştır. Şekil 2.47’de; $(R_{umaks})_{\%99,100}$ kullanılarak elde edilen tahminlerin, $(R_{umaks})_{\%37,100}$ kullanılarak elde edilenlerden belirgin şekilde daha uyumlu olduğu görülmüş, tahmin edilen değerlerin her iki sette de ölçülen değerlerden daha büyük olması A ve B katsayılarını belirlemek için kabul edilen yöntemden dolayı olduğu belirtilmiştir.

Goda [83] kıyı yakınındaki kıyı duvarları için yeni bir formül ileri sürmüştür. Formülde yapı topuğundaki dalga yüksekliğini, $H_{s,topuk}$, olarak vermiştir (Pullen vd. [82]). Goda’nın formülü ve güncel çalışmalardan gelen tahminler ile ölçüm değerleri karşılaştırıldığında Tamada vd. [80]’nin kıyı duvarı topuğundaki negatif su derinlikli deneysel verileri analize dâhil edilmemiştir, çünkü Goda’nın formülü karada yapılan kıyı duvarının aşmasını tahmin etmek için kullanılmamaktadır. Şekil 2.48 (a)’da Tamada vd [80], Goda’nın formülünü kullanarak tahminlerle ölçümleri karşılaştırmış, Şekil 2.48 (b) $(R_{umaks})_{\%99,100}$ ’ü kullanarak Denklem 2.52 ve 2.54’den elde edilen sonuçları göstermiştir. Şekil 2.49’da tahmin değerlerine göre ölçülen değerlerinin oranları verilmiştir. Goda [83] denklemi, ortalama değerlerden daha küçük değerler bulmuştur ve oran 10^{-1} - 10^0 - 10^1 aralığında bulunmuştur (Şekil 2.49 (a)). Formül ile elde edilen oran birkaç nokta dışında Goda’nın formülünden elde edilene göre daha küçük çıkmıştır. Şekil 2.50 dalga tırmanması ve aşma debisi arasındaki ilişkiyi vermektedir. Şekil 2.50’de çizilen eğriler Denklem 2.52 ve 2.54 kullanılarak elde edilmiştir. Eğrilerin ölçümlerle uyumlu olduğu görülmüştür.



(a)



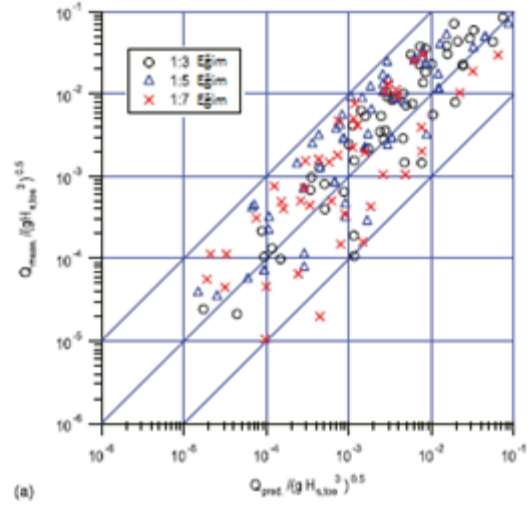
(b)

Şekil 2.47 Mevcut formüllerle elde edilen tahminlerle ölçümlerin karşılaştırılması;

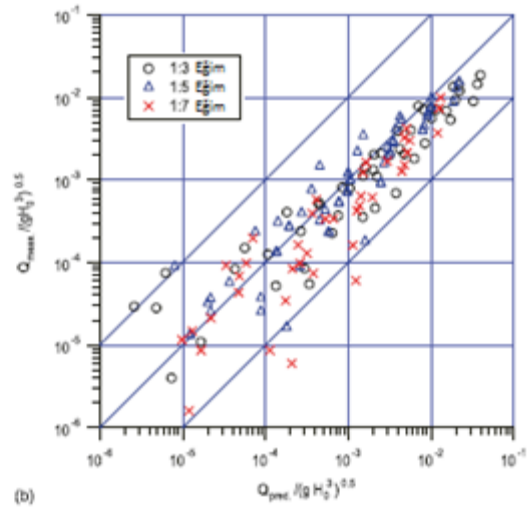
(a) Denklem 2.49-51 ile,

(b) Denklem 2.52-55 ile elde edilen tahmin değerleri

(Mase vd. [7])



(a)



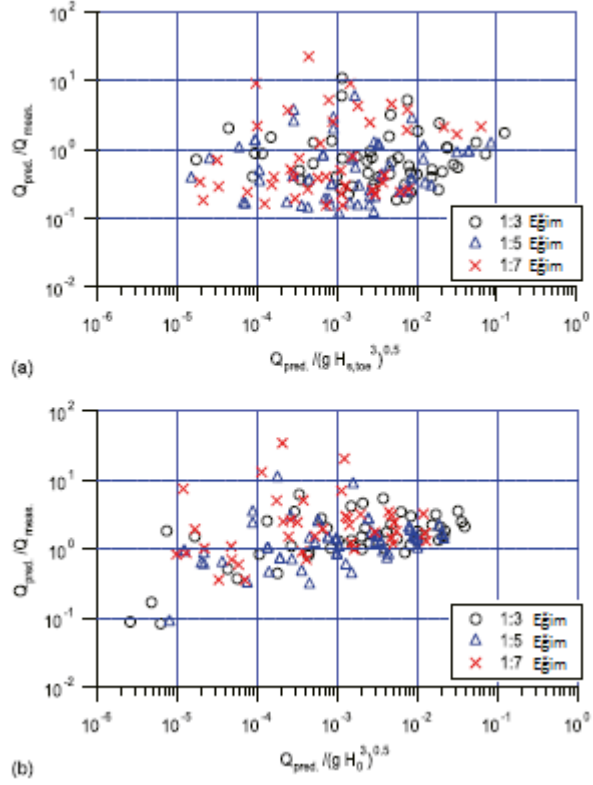
(b)

Şekil 2.48 Tahminlerle ölçümlerin karşılaştırılması;

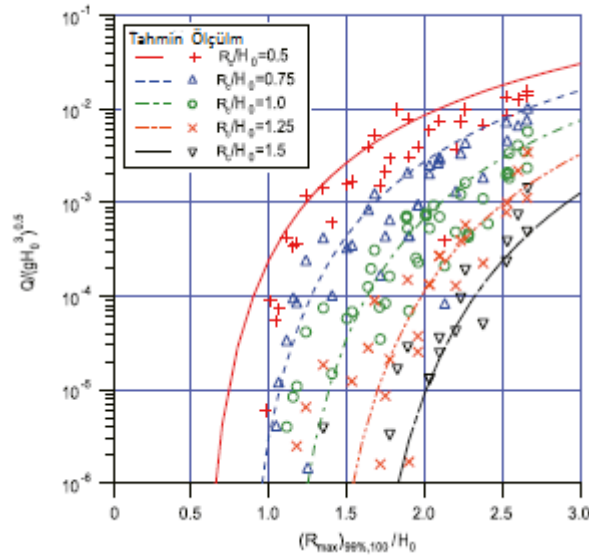
(a) Goda (2009) formülü ile,

(b) Mevcut formüller ile elde edilen

(Mase vd. [7])



Şekil 2.49 Tahmin değerlerine göre ölçülen değerlerinin oranı
 (a) Goda (2009) formülü ile; (b) Mevcut formüller ile (Denklem 2.52-55)
 (Mase vd. [7])



Şekil 2.50 Dalga tırmanması ve aşması arasındaki ilişki (Mase vd. [7])

Kıyı koruma yapılarının tasarımı için dalga tırmanması ya da aşmasının seçimiyle ilgili olarak henüz tamamıyla bütünleştirilememiştir. Denizde kıyı duvarı inşa edildiğinde tasarım kret seviyesi izin verilen dalga aşma debisine dayanmaktayken kıyı üzerinde

yapıldığında gerekli kret seviyesi mevcut standartlara göre dalga tırmanmasıyla belirlenmektedir.

Bu çalışma çok sığ suda ya da karada yapılan kıyı duvarları için düzensiz dalga tırmanma formüllerini vermiştir. Mevcut formüllerin çoğunda, kıyı duvarı topuğundaki dalga özellikleri kullanılmasına rağmen, bu çalışma da; kara üzerinde yapılan kıyı duvarlarına kolay uygulama sağlamak için derin deniz dalga özellikleri ve eşdeğer eğim kullanılmıştır. Ayrıca dalga tırmanma tahminleri kullanılarak, dalga aşması için formül çıkarılmıştır. Tahmini dalga tırmanma formülleri için iki veri seti kullanılmıştır; bunlardan biri yeni veri seti diğeryse Mase vd. [87] veri setinden oluşmaktadır. Tahmini dalga aşma formülleri için Tamada vd. [80] deneysel verileri kullanılmıştır. Hesaplananlarla karşılaştırıldığında yeni dalga tırmanması ve aşma formülleri iyi sonuçlar göstermiştir. Önerilen formüller kullanılarak, dalga tırmanması ve dalga aşması arasındaki ilişkiyi gösteren bir diyagram elde edilmiş ve diyagramın ölçümlerle uyumlu olduğu görülmüştür.

Pena vd. [8]'ün sayısal çalışması:

Tırmanma, deniz suyunun kıyı çizgisinde ulaştığı en üst sınırdır. Taşkın alanlarını sınırladığı için, kıyı yönetimi açısından önemli bir parametre olmuştur. Tırmanma, fırtına dalgalarının neden olduğu potansiyel risk alanını tanımlamakta ve kıyının morfolojisinden etkilenmektedir. Dolayısıyla katı madde taşınımı ve arazi ıslahı üzerine yapılan çalışmalarda ve sosyal/çevresel etkilerin değerlendirilmesinde önemli bir parametre olmuştur.

İklim değişikliği ve meydana gelen deniz suyu seviyesindeki yükselmenin yanı sıra güçlü fırtınalar taşkınını kıyı alanlarını nasıl etkilendiğini tanımlamak için ülkeleri, kıyı koruma üzerine çalışmalar yapmaya ve kıyı korumak için strateji geliştirmeye zorlamıştır. Bu çalışma; tırmanma literatürünün incelenmesinden ve hareketli kum taban ile iki boyutlu fiziksel model çalışmasını içermektedir (Pena vd. [107]).

En büyük tırmanmayı tahmin etmek için literatürde birçok formül bulunmaktadır. Literatürdeki bu formüllerin kullanılmasıyla elde edilen tahmin değerlerindeki saçılım kabul edilebilir düzeydedir. Saha deneyleri sahaya özgü koşulları varsaydığından her kıyı tipi için kullanılamamaktadır. Fiziksel modelleme ile bu formüllerin kullanımı test edilmiştir (dalga enerjisini sönümleyen kıyı üzerinde üç farklı uniform eğimli şev kullanılmıştır). Belirli bir Irribaren sayısı için en büyük tırmanın meydana geldiği yer

kıyının morfolojisi olarak seçilmiştir. Ayrıca, kıyılardaki en büyük tırmanmayı değerlendirmek için en kötü profil şekli seçilerek yeni bir formül aranmıştır.

Tırmanma çalışmasında üç farklı yaklaşım yapılmıştır: teorik yaklaşım; spektrum ya da istatistiksel analiz yaklaşımıdır. Bu yaklaşım dalga kabarmasının değerlendirilmesini de içermektedir. Dalga kabarması gerilme akısı modeli ile tanımlanmıştır (Longuet-Higgins [97]; Longuet-Higgins ve Stewart [98], [99]) ve Bowen vd. [100] tarafından geliştirilmiştir. Daha sonra Brocchini ve Peregrine [101] teorik olarak kıyıya yakın dalgaların davranışını incelemişler ve dalgaların ulaştığı maksimum yükseklik için teorik bir çözüm ortaya çıkarmışlardır. Sayısal modeller öncelikle deterministik Boussinesq modeli ya da istatistiksel Reynolds ortalamalı Navier Stokes modelleri kullanılarak sığ su denklemlerini geliştirmeye odaklanmıştır. Bu yöntemlerin geliştirilmesi önemlidir. Sayısal modelleme hala değerlendirme aşamasında olduğundan deneysel çalışmalar tırmanma ölçümü için oldukça iyi bir yöntemdir.

Tırmanma spektrumunun teorik çalışması ve analizi ilk olarak Huntley vd. [59], Guza ve Thornton [60], ve Mase [6] tarafından yapılmıştır. Analizler dalga kabarması frekansının çıkarılmasıyla geliştirilmiştir, yani sadece çalkantı göz önüne alınmıştır. Bu analiz, farklı kıyı tiplerinde (dalgayı sönmüleyen kıyı tipi, $f > 0.05\text{Hz}$) tırmanma dinamiklerinin anlaşılması için kilit oluşturmuştur.

Son olarak, istatistiksel yaklaşım kıyı mühendisliğinde en yaygın olarak kullanılan yaklaşımdır. Kıyı yönetimi çalışmalarında genellikle en büyük değerler gerekli olduğundan istatistiksel tırmanma dalga analizi tercih edilmektedir (Mase [6]). Çalkantı spektral analizi, bu analiz tipinin tamamlayıcısı olarak kullanılmıştır. Tırmanma değerlerini incelemek ve belirlemek için az sayıda parametre kullanılmıştır. Boyut analizi kullanılarak (Mase [6]), elde edilen boyutsuz tırmanma ifadesi Denklem 2.25’de verilmiştir

Denklem 2.25 basitleştirilirse yani; d_t/H ’ın etkisinin ihmal edilip diğer parametrelerden d/H ve $k^{1/2}/H$ çıkarılırsa (Mase [6]) basitleştirileceği belirtilmiştir. Denklem 2.25 Iribarren sayısı (ξ) kullanılarak aşağıdaki şekilde yazılmıştır:

$$\frac{R_u}{H} = f\left(\frac{H}{L}, m\right) \text{ ya da } \frac{R}{H} = f(\xi, m) \quad (2.55)$$

İstatistiksel çalışmalar ilk olarak düzensiz dalgalar ile yapılarıdaki tırmanmanın değerlendirilmesi için kullanılmıştır (Iribarren ve Nogales [102]; Miche [103]).

Iribarren sayısı, ξ , ile tırmanma arasındaki ilişki ilk olarak Hunt [66] tarafından belirtilmiştir. Van Oorshot ve D'Angremond [104]; sonuçlarında dalga spektrumunun etkisini dikkate alarak düzensiz dalgalarla ilgili ilk deneyleri yapmıştır. Tırmanma tahmini için Iribarren sayısında bir eşik değeri bulan Battjes çalışmasında aşama aşama değişen eğim kullanmıştır ancak bu çalışmada yapılan deneyler doğal kıyının sahip olduğu eğimden daha büyük eğim kullanılarak yapılmıştır. En büyük tırmanmayı bulmak için en iyi tahmin yöntemi Iribarren sayısı olarak kabul görülmüş, ancak Guza ve Thornton [60], Hanslow ve Nielsen [105] gibi bazı araştırmacılar dalgayı sönümleyen kıyılar üzerinde kıyı eğiminin, m , tırmanma ile hiçbir ilişkisi olmadığını öne sürmüştür. Her kıyı tipi için özel formüller olmadığından bazı araştırmacılar kıyı yapıları için önerilen formülleri kullanmışlardır. Ancak profiller ve dalga hidrodinamikleri çok farklı olduğundan mümkün olduğu kadar uygulamada bundan kaçınılması gerektiği ve kıyılar için uygun formüller kullanılması gerektiği belirtilmiştir.

Hem fiziksel modellemeler hem de saha araştırmaları, en büyük tırmanma tahmini için ifadeler önermiştir, $R_{u\%2}$ tırmanma değerlerinin $\%2$ 'sinin aşılma olasılığına karşılık gelen değer olarak tanımlanmıştır. Genellikle $R_{u\%2}$ 'nin tahmininde pik yöntem kullanılmıştır (Douglass [106]). Tırmanmanın değerlendirilmesi için deneylerle geliştirilen formüller, yaklaşımının boyutsuz ya da boyutlu olup olmamasına bağlı olarak iki sınıfta gruplandırılmıştır (Pena vd. [108]). Aşağıdaki denklemler iki farklı yaklaşımın sonucudur (boyutsuz için Denklem 2.56 ve boyutlu yaklaşım için ise Denklem 2.57):

$$\frac{R_{u\%2}}{H_0} = K_1 \xi_0 \quad (2.56)$$

$$R_{u\%2} = K_2 (H_0 L_0)^{0.5} \quad (2.57)$$

Genellikle Iribarren sayısı, ξ_0 , derin deniz belirgin dalga yüksekliği, H_0 , ve derin deniz dalga boyu L_0 , ile hesaplanmaktadır. Kıyılardaki en büyük tırmanma tahmini için çeşitli formüllerin özeti Çizelge 2.6'da verilmiştir.

Tırmanma; dalga kabarması ve çalkantı olmak üzere iki dinamikten oluşmaktadır (Stockdon vd. [109]; Diaz-Sanchez vd. [110]). Dalga kabarması ortalama su seviyesindeki yükselmedir ve gerilme akısı ile kontrol edilmektedir (Longuet-Higgins ve Stewart [99]). Kıyı çizgisindeki maksimum dalga kabarması dalgaların dik gelmesi

kabulü gibi (Bowen vd. [100]) bazı kabullerle tahmin edilmektedir ve dalga kabarması kırılan dalganın yüksekliği ile (H_b) ölçeklendirilmektedir.

Çizelge 2.6 Kıyı üzerindeki en büyük tırmanma için mevcut formüller

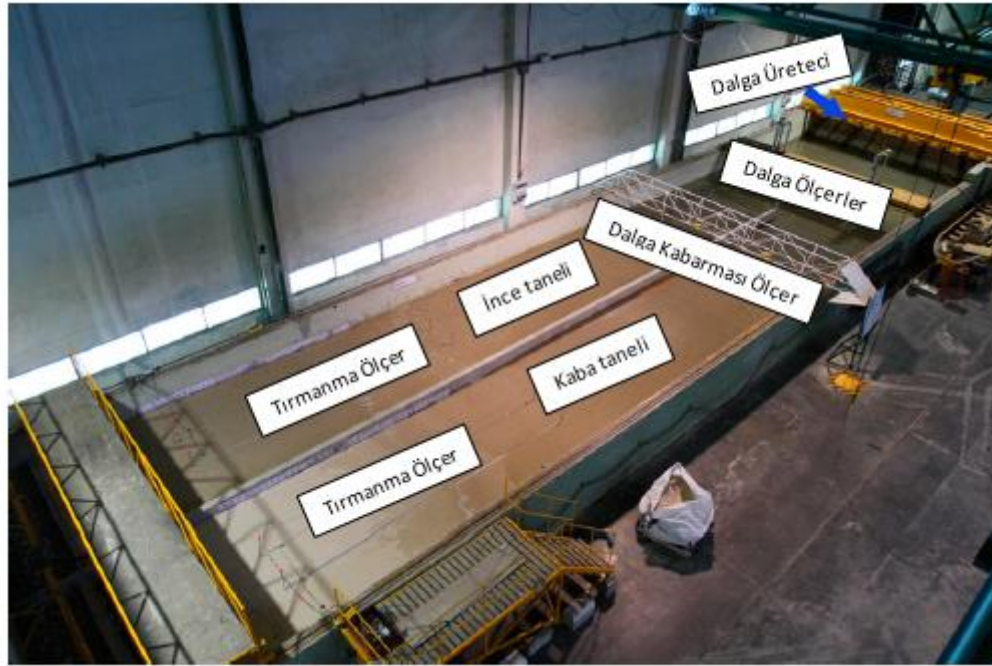
	Deneysel özellik	Kıyı eğimi (m)	Denklem
Van Dorn [118]	Rijit taban (fiziksel model, düzenli dalga)	0.022-0.083	$R_{\%2} - \xi_0$
Guza ve Thornton [60]	Kum taban (saha verileri)	0.03-0.051	$R_{\%2} - \xi_0$
Mase ve Iwagaki [62]	Rijit taban (fiziksel model, düzensiz dalga)	0.20, 0.10, 0.05, 0.03	$R_{\%2} - \xi_0$
Channel vd. (1985)	Çakıl taban (saha verileri)	0.16, 0.10	$R_{\%2} - \xi_0$
Holman [61]	Kum taban (saha verileri)	0.07-0.2	$R_{\%2} - \xi_0$
Resio [134]	Kum taban (saha verileri)	0.07-0.2	$R_{\%2} - \xi_0$
Van der Meer [135]	Rijit taban (fiziksel model, düzensiz dalga)	0.66, 0.33, 0.20	Diğer
Mase [6]	Rijit taban (fiziksel model, düzensiz dalga)	0.2-0.033	$R_{\%2} - \xi_0$
Douglass [133]	Kum taban (saha verileri)	0.07-0.2	$R_{\%2} - \xi_0$
Nielsen ve Hanslow [119]	Kum taban (saha verileri)	0.2-0.033	$R_{\%2} - H_0 L_0$
Ahrens ve Seelig [117]	Kum taban (saha verileri)	-	$R_{\%2} - \xi_0$
Ruggiero vd. [116]	Kum taban (saha verileri)	0.05-0.033	$R_{\%2} - H_0 L_0$
Hedges ve Mase [90]	Rijit taban (fiziksel model) + kum taban	0.2, 0.1, 0.05, 0.033	$R_{\%2} - \xi_0$
Stockdon vd. [109]	Kum taban (saha verileri)	0.02-0.11	$R_{\%2} - H_0 L_0$

Çalkantı, dalga kabarması nedeniyle oluşmaktadır ve kıyı ile deniz arasındaki ilişkiyi ifade etmektedir. Çalkantı kıyı üzerinde toplam yansımayı tanımlayan kritik Iribarren sayısına, ξ_c , bağlıdır (Miche [103]). Çalkantı spektrumunun iki frekans bileşenini dikkate almak gereklidir, bunlar gelen dalganın frekansındaki çalkantı (S_{inc} , ($f > 0.05$ Hz)) ve ağırlık dalgası frekansındaki çalkantıdır (S_{IG} , ($f < 0.05$ Hz)). Kıyı, dalga enerjisini sönmülendiren özellikte olduğunda ($\xi_0 < 0.3$), S_{inc} doygundur ve çalkantı sürecinde ağırlık dalgası hareketi baskın olmaktadır (Guza ve Thornton [60]). Yansıtıcı ya da orta kıyı olması durumunda S_{inc} doygun değildir ve dalga yüksekliği ile değeri artmaktadır. Çalkantının farklı davranışı (ξ_0 Iribarren sayısı ile kontrol edilen), Denklem 2.56 ve 2.57'nin uygulama aralığını tanımlamak için önemlidir. Bu çalışmada, gelen frekansın doygun olmadığı hipotezi altında ($f < 0.05$ Hz), S_{inc} ve S_{IG} 'nin katkısı araştırılmıştır. Deneylerde kum barların olmamasından dolayı gelen frekans doygunluğa

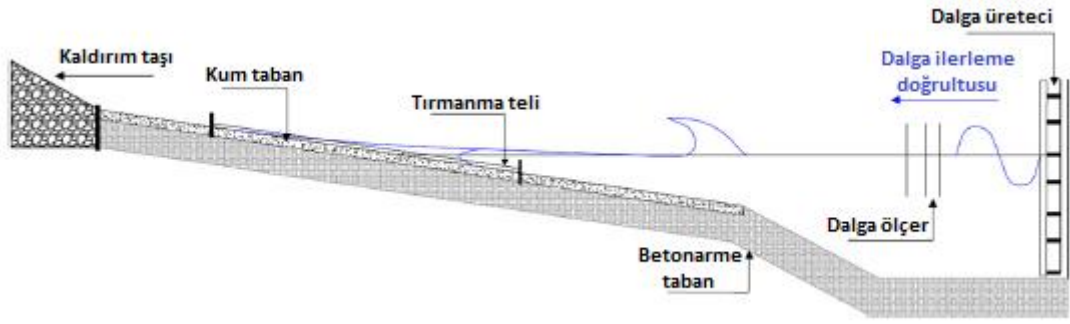
ulaşamamıştır. Dolayısıyla derin deniz yüksekliğindeki artış, her iki frekans aralığındaki çalkantı genliğindeki artışa neden olmuştur.

Deneylerde hareketli kum taban kullanılarak mevcut denklemlerin geçerliliği test edilmiştir. Tırmanma deneyleri uniform eğimli şev üzerinde gerçekleştirilmiş, $R_u\%$ 2 en büyük tırmanmanın en iyi parametre olduğu hipotezi kullanılmış, eğim (m) ise kapama derinliği d_* ile kıydaki zamansal ortalama su seviyesi arasında tanımlanmıştır (Hallermeier [111], [112]), yani en kötü morfoloji durumu düşünülmüştür. Kapama derinliği Hallermeier [111] tarafından; olağanüstü dalga koşulları için yılda sadece 12 saat aşılacak katı madde hareketinin başlayacağı derinlik olarak tanımlanmıştır.

En büyük tırmanma ile ilgili deneyler CEDEX Laboratuvarındaki dalga kanalında (36.5m uzunluğunda, 6.5 m genişliğinde ve 1 m derinliğinde) yapılmıştır. Dalga kanalı her bir genişliği 3.2 m olacak şekilde iki parçaya bölünmüş, bir tarafı ortalama tane çapı $D_{50}=0.12$ mm olan kum ile diğer tarafı $D=0.7$ mm olan kum ile serilmiştir (Şekil 2.51). Kum tabanın kalınlığı 15 cm'dir, bu kalınlık bütün deneyler için tüm kayıt boyunca tabanın tamamen kum ile kaplı olması için yeterlidir. Sönümleyici kıyı (1/50 eğimiyle), orta kıyı (1/30 eğimiyle) ve yansıtıcı kıyı (1/20 eğimiyle) olmak üzere üç farklı uniform kıyı eğiminde deneyler gerçekleştirilmiştir. Model için 1/20 geometrik ölçeği kabul edilmiştir. Kanalin kesiti Şekil 2.52'de gösterilmiştir.



Şekil 2.51 Fiziksel model (Pena vd. [8])



Şekil 2.52 Fiziksel modelin en kesiti (Pena vd. [8])

Tırmanmayı ölçmek için dört kapasitans tipi dalga ölçer kullanılmıştır (Şekil 2.51). Her kıyı kumu için üç tanesi gelen dalgaları ölçmek için dalga üreticine yakın yerleştirilmiştir. Kıyıdaki çalkantı hareketini ölçmek için (6 m uzunluğunda) 2 tanesi şeve paralel yerleştirilmiş (tabandan 1 cm yukarıda) ve bir tanesi de her kanaldaki dalga kabarmasını ölçmek için kullanılmıştır.

Çizelge 2.7’de her deney için temel koşullar verilmiştir. Piston tipi dalga üretici ile JONSWAP spektrumu kullanılarak (3.3 büyüme faktörü ile) düzensiz dalgalar üretilmiştir. Küçük eğimli kıyılarda dalga üretici dalga enerjisini absorbe edemediğinden deneylerde ortalama yansımaya katsayısı olarak 0.15 değeri alınmıştır. 0.1 ile 0.6 değerleri arasında değişen Iribarren sayısı ile her kıyı eğimi için birkaç deniz durumu üretilmiştir. Bu koşullar altında belirgin dalga yüksekliği 0.5 ile 4 m arasında, pik periyod 4 ile 14 s arasında değişmiştir. Her deney için yaklaşık 200 dalga üretilmiş, ayrıca her deneyin pik perioda bağlı olduğu belirtilmiştir.

Çizelge 2.7 Deneyisel veri programı (Pena vd. [8])

1/50 Eğim				1/30 Eğim				1/20 Eğim			
Deney	ölçülen H ₀ (m)	T _p (s)	ξ ₀	Deney	ölçülen H ₀ (m)	T _p (s)	ξ ₀	Deney	ölçülen H ₀ (m)	T _p (s)	ξ ₀
Teorik H _G (m) : 0.5											
								200505	0.47	5	0.44
								200506_1	0.49	6	0.53
								200506_2	0.48	6	0.54
								200506_3	0.88	6	0.40
Teorik H _G (m) : 1.0											
501004_1	0.88	4	0.11	301004_1	0.86	4	0.18	201004	0.88	4	0.27
501004_2	0.88	4	0.11	301004_2	0.86	4	0.18	201006	0.94	6	0.38
501004_3	0.88	4	0.11	301007_1	0.98	7	0.29	201008	1.00	8	0.50
501004_4	0.88	4	0.11	301007_2	0.98	7	0.29				
501008_1	0.98	8	0.20								
501008_2	0.96	8	0.20								
501008_3	0.98	8	0.20								
501012_1	1.03	12	0.30								
501012_2	1.02	12	0.30								
501012_3	1.02	12	0.30								

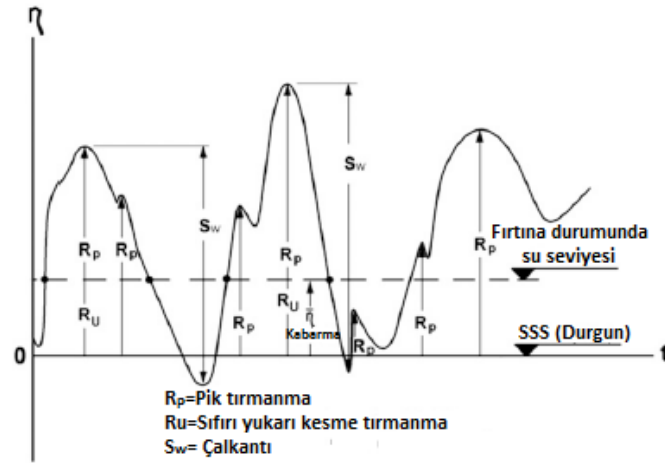
Çizelge 2.7 Deneysel veri programı (Pena vd. [8]) (devamı)

1/50 Eğim				1/30 Eğim				1/20 Eğim			
Deney	ölçülen H_0 (m)	T_p (s)	ξ_0	Deney	ölçülen H_0 (m)	T_p (s)	ξ_0	Deney	ölçülen H_0 (m)	T_p (s)	ξ_0
Teorik H_G (m) : 1.5											
501506_1	1.42	6	0.13	301505	1.37	5	0.18	201505	1.33	5	0.27
501506_2	1.40	6	0.13	301506_1	1.42	6	0.21	201508	1.50	8	0.41
501508_1	1.50	8	0.16	301506_2	1.44	6	0.21	201510	1.53	10	0.51
501508_2	1.48	8	0.16	301508_1	1.50	8	0.27				
501012_1	1.49	12	0.24	301508_2	1.52	8	0.27				
501012_2	1.53	12	0.24	301509	1.56	9	0.30				
501012_3	1.52	12	0.24								
501012_4	1.52	12	0.24								
Teorik H_G (m) : 2.0											
502005_1	1.75	5	0.09	302005_1	1.77	5	0.15	202006_1	1.85	6	0.28
502005_2	1.75	5	0.09	302005_2	1.79	5		202006_2	1.85	6	0.28
502010	2.02	10	0.18	302007_1	1.98	7	0.21	202009_1	2.03	9	0.39
502012	2.03	12	0.21	302007_2	2.89	7	0.21	202009_2	2.02	9	0.40
				302009	2.07	9	0.27	202011_1	2.04	11	0.48
				302010	2.10	10	0.29	202011_2	2.04	11	0.48
Teorik H_G (m) : 2.5											
502508	2.45	8	0.13	302508_1	2.52	8	0.21	202507_1	2.39	7	0.28
502510	2.54	10	0.16	302508_2	2.53	8	0.21	202507_2	2.40	7	0.28
502512	2.55	12	0.19	302508_3	2.52	8	0.2	202510_1	2.55	10	0.39
				302510_1	2.60	10	0.26	202510_2	2.50	10	0.39
				302510_2	2.61	10	0.26	202510_3	2.56	10	0.39
				302511	2.66	11	0.28	202512	2.57	12	0.47
				302512	2.59	12	0.31				
Teorik H_G (m) : 3.0											
503007_1	2.83	7	0.10	303007_1	2.91	7	0.17	203008	2.94	8	0.29
503007_2	2.83	7	0.10	303007_2	2.89	7	0.17				
503014	3.14	14	0.20	303010	3.06	10	0.24				
				303012_1	2.04	12	0.29				
				303012_2	3.15	12	0.29				
Teorik H_G (m) : 3.5											
				303509_1	3.60	9	0.20				
				303509_2	3.59	9	0.20				
				303513_1	3.71	13	0.28				
				303513_2	3.72	13	0.28				
Teorik H_G (m) : 4.0											
				304008	3.93	8	0.17				
				304014	4.25	14	0.28				

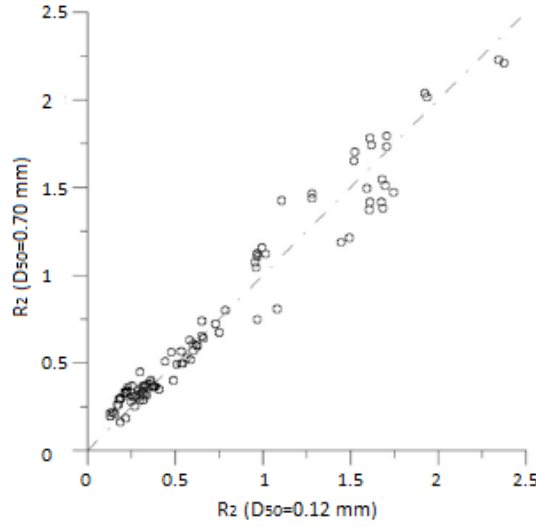
Dalganın üretildiği derinlik, dalga yüksekliğine bağlı olarak 0.60 ve 0.58 m arasında değişmiştir, dalga yüksekliği kanalın geometrik boyutlarına bağlı olarak sınırlandırılmıştır. Geometrik ölçeğe göre (1/20) belirgin dalga yüksekliği 12 m derinliğinde oluşmuştur. Guza ve Thornton [60] 10 m derinliğindeki dalga yüksekliğinin yaklaşık olarak H_0 'a eşit olduğunu belirtilmiş ve %10'dan daha az hata gözlemlenmiştir. Bu çalışmada belirgin dalga yüksekliği, dalga spektrumunun sıfırıncı momentinin karekökünden elde edilmiş ve dolayısıyla 12 m derinliğinde elde edilen dalga yüksekliği yaklaşık olarak derin deniz belirgin dalga yüksekliğine H_0 eşit kabul edilmiştir.

Ölçekleme için Froude benzerliği kullanıldığından dalga ölçerlerde viskoz etkilerin yüzeysel kuvvetlerle dengelendiği kabul edilmiştir. Çalkantı salınımlarını etkileyen en önemli parametrenin sürtünme faktörü olduğu (Puleo ve Holland [113]) ve sürtünme faktörünün ölçeklendirme ile etkilendiği belirtilmiştir. Eğer çalkantı bölgesinde pürüzlü türbülanslı akım oluşursa ölçek etkisinin önemli ölçüde azaldığı belirtilmiştir. Kamphuis [114]'de; eğer çalkantı bölgesindeki ortalama hız 0.1 m/s'den büyük olursa 0.12 ve 0.7 mm tane boyutunda pürüzlü türbülanslı akımın oluşacağını belirtmiştir. Her deneyde çalkantı bölgesindeki ortalama hız 0.1 m/s'den büyük tutulmuş ve dolayısıyla ölçek etkisi ihmal edilmiştir. Katı madde taşınım analizinde bu hipotez yeterli olmamaktadır çünkü kıyı yüzeyindeki sızma ve permeabilitenin etkilerini de dikkate almak gerekmektedir (Elfrink ve Baldock [115]).

En büyük tırmanma, $R_{u\%2}$, pik yöntem kullanılarak elde edilmiştir (Şekil 2.53) (Douglass [106]): çalkantı $S_w(t)$ sakin su seviyesinin (SSS) üstündeki pik serilerinden elde edilmiştir. Her iki tane boyutu için sonuçlar benzer bulunmuştur (Şekil 2.54). Her iki tane boyutu için 0.90'nın üzerinde ρ^2 gibi bir korelasyon vermiştir. $R_{u\%2}$ sonuçları incelendiğinde her iki tane boyutu için korelasyon uyumlu olduğundan geriye kalan analizlerde daha büyük tane boyutunun kullanılmasıyla elde edilen veriler kullanılmıştır.



Şekil 2.53 Tırmanma ile ilgili parametreler (Douglass [106])



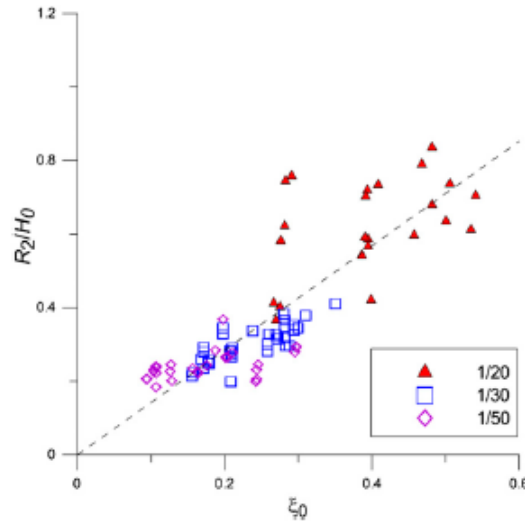
Şekil 2.54 Her iki çap için tırmanma, R_2 ($D_{50}=0.70$ ve 0.12 mm) (Pena vd. [8])

Bu sonuçlar, ξ_0 , derin deniz dalga parametreleri H_0 , L_0 , kullanılarak hesaplanmıştır. Çünkü derin deniz dalgaları, dalga değişimlerinden (dönme, sapma gibi dalga değişimlerinden) etkilenmektedir ve yakın kıyı bölgesinden farklılık göstermektedir, derin deniz parametrelerini elde etmek için dalgaların kıyı topuğu yakınına kadar getirilmesi (sığlaşma bölgesine getirilmesi) gerekmektedir. ξ_0 için kullanılan eğim başlangıç ($t=0$) uniform eğimdir (m).

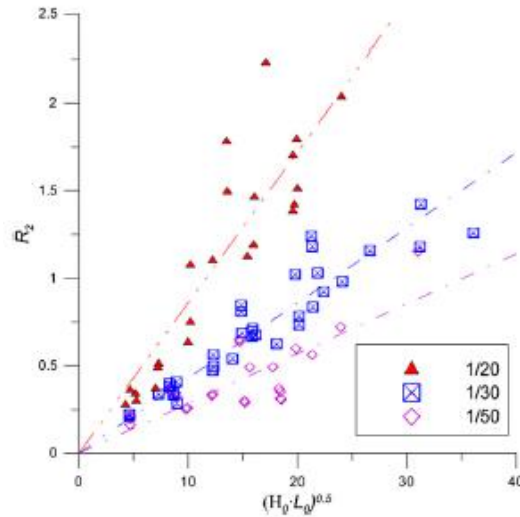
En büyük tırmanma $R_{u\%2}$, genellikle ξ_0 ya da H_0L_0 parametreleriyle ölçeklendirilmiştir (Denklem 2.56 ve 2.57’de verilen formları kullanılmıştır). Şekil 2.55 ve 2.56 bu parametrelerin kullanılmasıyla elde edilmiştir. En küçük kareler regresyonu fiziksel olmayan sonuçları dâhil etmemek için orijinden geçirilmiştir. İki temel istatistiksel parametre kullanılarak uyum derecesi araştırılmıştır (R^2 determinasyon ve RMS hatası (RMSE) kullanılmıştır). Her regresyon eğimi için standart sapma (σ) verilmiştir ve Çizelge 2.8’de gösterilmiştir (C). Boyutsuz yaklaşımda, $R_2 - \xi_0$, en küçük kareler yöntemi ile elde edilen regresyon katsayısı, $C = 1.41$, Hedges ve Mase [90]’de elde edilene benzer (1.49) ve Holman [61]’de elde edilenden (0.89) daha büyük bulunmuştur. Ancak bu formüllerde sabit bir terim vardır. Bu sabit terimin eklenmesiyle Holman [61]’in sonuçları daha uygun bulunmuştur.

Çizelge 2.8 Regresyon parametreleri (Orijinden geçen)

Bağımlı değişken	Ön kıyı eğimi (m)	C (σ)	R^2	RMS hatası
$R_{\%2}/H_0 = C (\xi_0)$	1/20, 1/30, 1/50	1.4115 (0.037)	0.94	0.0961
$R_{\%2} = C (H_0L_0)^{0.5}$	1/20	0.086 (0.004)	0.95	0.27 m
$R_{\%2} = C (H_0L_0)^{0.5}$	1/30	0.043 (0.001)	0.98	0.12 m
$R_{\%2} = C (H_0L_0)^{0.5}$	1/30	0.028 (0.002)	0.92	0.13 m



Şekil 2.55 Iribarren sayısına karşılık boyutsuz tırmanma yüksekliği
(Pena vd. [8])



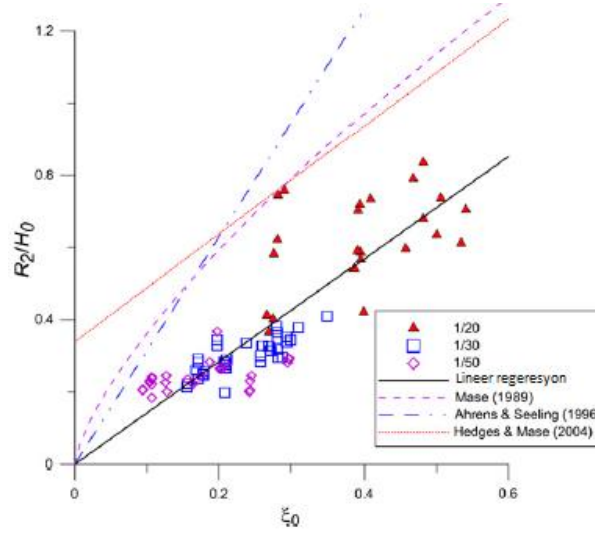
Şekil 2.56 Belirgin derin deniz parametrelerine karşılık en büyük tırmanma yüksekliği
(Pena vd. [8])

Boyutlu yaklaşımda, $R_{\%2} - H_0 L_0$, determinasyon, R^2 , her eğim için 0.9'dan büyük elde edilmiştir. 1/30 eğimi için regresyon katsayısı, 0.049; Ruggiero vd. [116]'da 1/30 eğim kullanılarak elde edilene, 0.049; Stockdon vd. [109]'da 1/50 eğim kullanılarak elde edilene, 0.043, çok yakın bulunmuştur.

Denklem 2.56'daki boyutsuz yaklaşım formülleri iki şekilde gruplandırılmıştır (Şekil 2.57 ve 2.58). İlk grupta, (Şekil 2.57) denklemler en büyük tırmanmanın üzerinde bulunmuştur. Mase [6] ile Hedges ve Mase [90]'nın regresyon eğimi bu çalışmaya benzerdir ancak Hedges ve Mase [90]'nın lineer regresyonu orijinden geçmemektedir. Yine de dalga enerjisini sönmülemeyen durumlarda ($\xi_0 > 0.3$) Mase [6]'nın regresyon

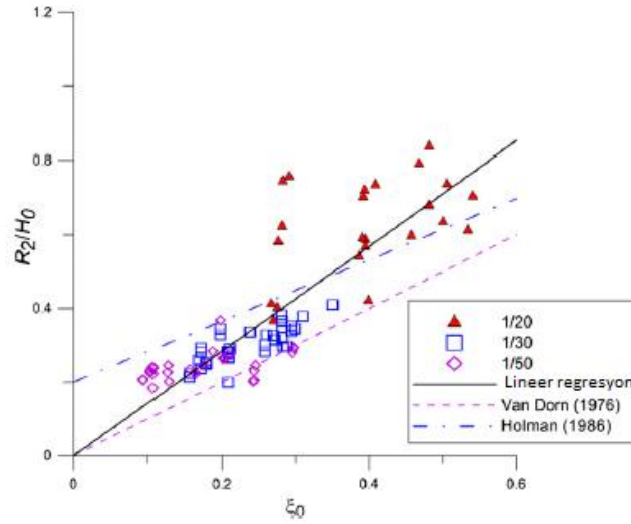
eğiminin lineer regresyona çok yakın bulunmuştur. Ahrens ve Seeling [117] çalışması çakıl ve kum kıyıları üzerindeki deney sonuçlarına dayandığından permeabilitedeki farklılıklar deney sonuçlarını etkilemiştir ve dolayısıyla daha büyük tırmanma değerleri elde edilmiştir. Bu durum, kum ve çakıl kıyıları arasında belirgin farklılıkların bulunduğunu göstermiştir.

Hedges ve Mase [90] ile Mase [6]'daki denklemler fiziksel model deneyleri ile elde edilmiştir. Boyutsuz tırmanmaların maksimum değerlerinin çoğu yaklaşık 0.2 sapmasına rağmen bu veriler kullanılmıştır. Bu yüksek sonuçların geçirimsiz şevden kaynaklandığı belirtilmiştir. Ayrıca gözenekli (geçirgen) tabanın olmamasından dolayı daha büyük çalkantılar üretilmiştir.



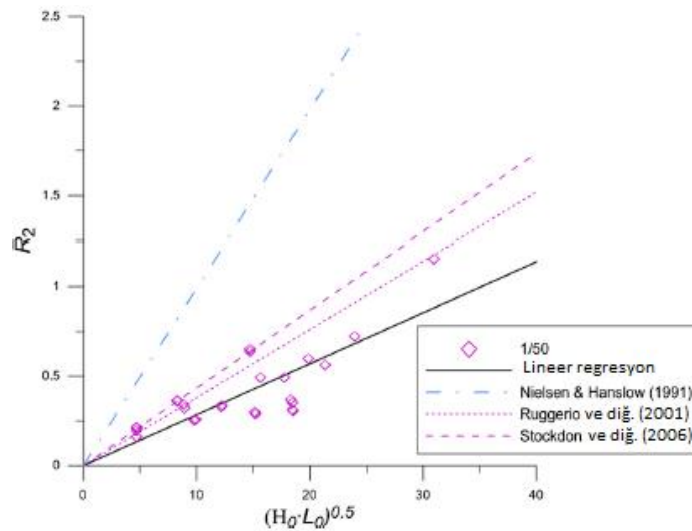
Şekil 2.57 Boyutsuz analiz formüllerinin karşılaştırılması (tahmini tırmanma büyük) (Pena vd. [8])

İkinci grup (Şekil 2.58) ortalama eğilimi takip etmiştir. Dik şev ile yapılan deneylerden bazı formüller elde edilmiştir; Hunt [66], Battjes [67], Van Dorn [118], Holman [61] verilerin ortalama tahminlerini vermiştir, ancak eğimi daha kademeli kullanmışlardır ve sabit bir terime sahiptir. Holman [61]'in sonuçları 1982'de Kuzey Karolina'da dik kıyı eğimi üzerinde yoğun gel git etkisi sırasında kayıt edilmiştir.

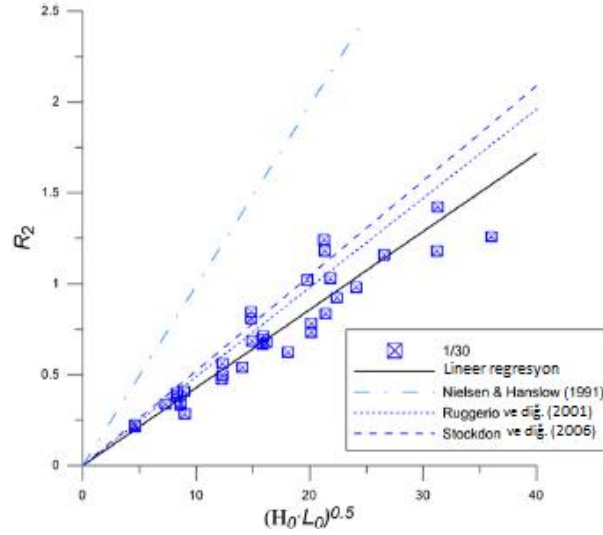


Şekil 2.58 Boyutsuz analiz formüllerinin karşılaştırılması (tahmini tırmanma ortalama ya da daha küçük) (Pena vd. [8])

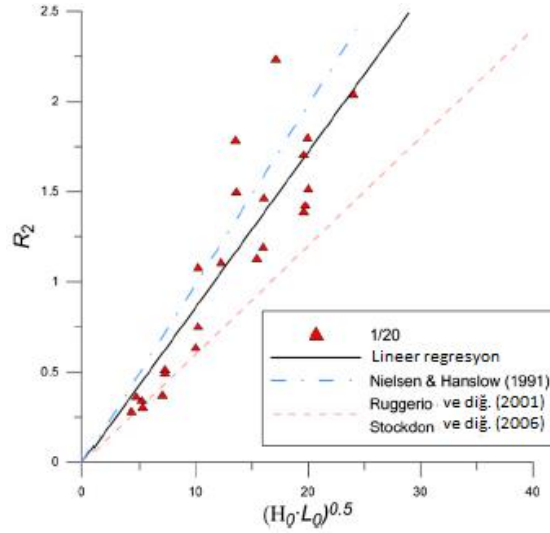
Boyutlu yaklaşımda en büyük tırmanma ile kıyı eğimi arasındaki ilişki Şekil 2.59-2.61’da verilmiştir. En büyük tırmanma ile H_0L_0 arasında güçlü bir ilişki bulunamamıştır; eğimler arasındaki farklılık bu parametrenin gelişmesine neden olmuştur. Dolayısıyla Nielsen ve Hanslow [119]’un önerdiği denklem bu çalışma için uygun olmamıştır çünkü burada kıyı eğiminin etkisi göz ardı edilmiştir. Kıyı eğiminin dikkate alınmaması tırmanma değerlerinin daha yüksek çıkmasına neden olmuştur. Daha küçük eğim kullanıldığında 0.6 değerine kadar olan en büyük Iribarren sayısı için mevcut veriler yaklaşık 2 m farklılıkla sonuçlanmıştır. Ruggiero vd. [116] 0.030 ile 0.047 arasında değişen çeşitli kıyı eğimlerinde çalışmış (sönümleyici kıyılarda) ancak morfolojik bir açıklama bulamamıştır.



Şekil 2.59 Boyutlu yaklaşımda en büyük tırmanma ile kıyı eğimi (1/50 kıyı eğimi için) (Pena vd. [8])



Şekil 2.60 Boyutlu yaklaşımda en büyük tırmanma ile kıyı eğimi (1/30 kıyı eğimi için)
(Pena vd. [8])



Şekil 2.61 Boyutlu yaklaşımda en büyük tırmanma ile kıyı eğimi (1/20 kıyı eğimi için)
(Pena vd. [8])

Stockdon vd. [109] çeşitli kıyı tipleri üzerinde en büyük tırmanma için istatistiksel bir analiz geliştirmişlerdir, öncelikle dalga enerjisini sönümleyen durumlar için çalışmışlardır. Araştırmacılar sönümleyici, ara ve yansıtıcı kıyılar için üç denklem önermiştir. 1/50 eğim uygulanarak orta kıyılar için kullanılan denklemden elde edilen regresyon katsayısı sönümleyici kıyılar için kullanılan denklemden elde edilen sonuçlarla benzer çıkmıştır. 1/50 eğimde sönümleyici kıyılar için denklemler, Stockdon vd. [109] tarafından elde edilmiştir ayrıca Iribarren sayısının 0.3'den küçük olduğu veriler 1/30 eğim için de geçerlidir. 1/20 eğimde verilerin çoğu $\xi_0 > 0.3$ 'ten büyük çıkmış ve önerilen ilişki $0.3 < \xi_0 < 1.25$ aralığındaki orta kıyılar için veriler düşük değerlerle

sonuçlanmıştır. Stockdon vd. [109] orta kıyılar için kullanılan formüllerin sönümleyici kıyılar için de kullanılabilmesi için yansıtıcı durumlarında dikkate alındığı daha fazla çalışma yapılması gerektiğini belirtmiştir.

Ruggiero vd. [116] ile Stockdon vd. [109]'un formülleri benzerlik göstermiştir, araştırmacılar sönümleyici kıyılardan elde ettiği deneysel verileri kullanmışlardır. Fırtına koşullarındaki veri toplamadan kaynaklanan problemler belirlenmiş, araştırmacıların verileri sönümleyici kıyıların kullanılmasıyla daha kötü koşullara karşılık geleceği bulunmuştur. Eğer araştırmacıların denklemleri kullanılırsa (fırtına koşullarında daha fazla dalga sönümlenmesi gerçekleşeceğinden) en kötü senaryodan daha düşük dalga tırmanma değerleriyle sonuçlanacağı tahmin edilmiştir. Bu problem (tırmanma değerlerinin düşük çıkması) özellikle 1/20 eğimi için geçerlidir. Ancak Ruggiero vd. [116] ile Stockdon vd. [109]'un formülleri 1/30 ve 1/50 eğimleri için küçük hatalarla sonuçlanmıştır, maksimum hata değeri 0.4 m'den küçük çıkmıştır.

En büyük tırmanın kıyı eğimiyle bağlantılı olduğu açık bir şekilde bulunmuştur (Şekil 2.56). Boyutsuz analizde en küçük kareler regresyonundaki hata daha küçük elde edilmiştir. Derin deniz parametrelerinin kullanılmasının daha uygun olacağı bulunmuştur. Çünkü regresyon katsayısı, C, eğime bağlı olarak aşağıdaki şekilde verilmiştir:

$$C=f(m) \quad (2.58)$$

Boyut analizinde $R_2-H_0L_0$, lineer regresyon orijinden geçirilmiştir (Denklem 2.57), her kıyı eğimi için üç farklı regresyon katsayısı elde edilmiştir. Regresyon parametresi, C, m'ye bağlı olarak:

$$C \approx 4m^{1.3} \quad (2.59)$$

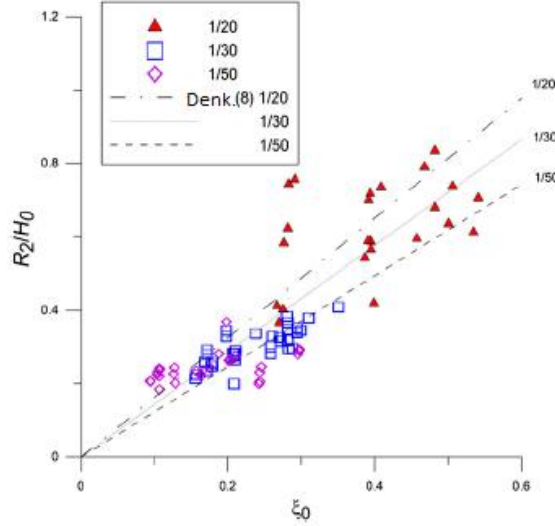
ile verilmiştir. $C=f(m)$ ilişkisi ile hem boyut hem de boyutsuz analiz için en büyük tırmanma denklemleri aşağıdaki şekilde verilmiştir:

$$R_{\%2} = 4m^{1.3} (H_0L_0)^{0.5} \quad (2.60)$$

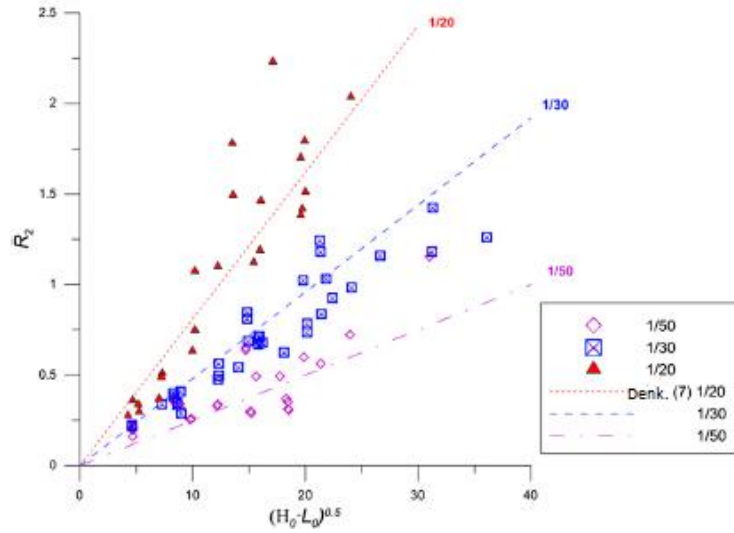
$$R_{\%2}/H_0 = 4m^{0.3} \xi_0 \quad (2.61)$$

Denklemlerin geçerliliği Çizelge 2.9'da verilen fiziksel modelden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Boyutsuz formüller için en uygun Holman [61] bulunmuştur; burada RMSE=0.118'dir ve en küçük kareler regresyon formülünün kullanılmasıyla elde edilen

sonuçtan %15 daha büyük çıkmıştır (Denklem 2.61). Boyutlu formüller için en uygun olanı ise Ruggiero vd. [116] kullanılarak elde edilmiştir; burada RMSE Denklem 2.60'da elde edilenden 0.10 cm daha büyük çıkmıştır, en küçük kareler regresyon formülüyle karşılaştırıldığında %50 fazla çıkmıştır ve Stockdon vd. [109]'daki formül kullanılarak da benzer sonuçlar bulunmuştur (Şekil 2.62 ve 2.63).



Şekil 2.62 İribarren sayısına karşılık ξ_0 , boyutsuz en büyük tırmanma, R_2/H_0 (derin suda) (Mase vd. [6])



Şekil 2.63 Derin deniz parametresine karşılık $(H_0 L_0)^{0.5}$, en büyük tırmanma R_2 (m) (Mase vd. [6])

Çizelge 2.9 Fiziksel modelin veri setlerindeki tahminlerin istatistiksel analiz

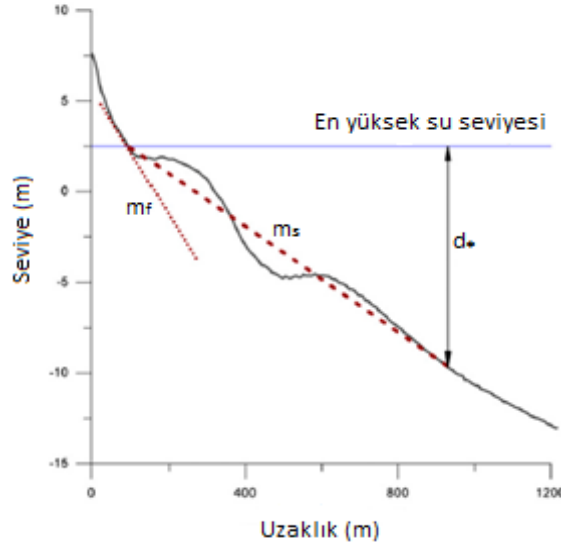
Boyutsuz tırmanma $R_{u\%2}/H_0$		Boyutsuz en büyük tırmanma $R_{u\%2}$	
Denklem/Referans	RMSE (m)	Denklem/Referans	RMSE (m)
Denklem (2.61)	0.102	Denklem (2.60)	0.189
Van Dorn [118]	0.150	Ruggiero vd. [116]	0.281
Hunt [66]			
Holman [61]	0.118	Stockdon vd. [109]	0.309
Mase [6]	0.350		
Ahrens ve Seelig [117]	0.499		
Hedges ve Mase [90]	0.368		

En büyük tırmanma tahmini için fiziksel modellemede hareketli taban kullanıldığında iki önemli husus vardır; çalkantı ve taban pürüzlülüğü. Çalkantının filtrelenmesi iyi bir veri işleme ile gerçekleştirilebilir. Spektrumda, çalkantıların pik değerlerini belirlemek kolaydır, Fourier analiziyle sinyalden temizlenebilmektedir. Pürüzlülük için ise; akım pürüzlü türbülanslı olmalıdır. Seçilen tane boyutları ile çalkantı için uygun hızlar elde edilmiştir. Önceki modellerle karşılaştırıldığında bu modeldeki avantaj kum taban olmasıdır çünkü pürüzlülük ve permeabilitesi sayesinde uygun sürtünme faktörü sağlanmıştır. Permeablite, sürtünme faktörünü etkilemektedir ve dolayısıyla geçirimsiz taban yapay olarak hareketlendirilmiştir.

Tırmanma verileri Holman [61] formülü ile karşılaştırılmış ve fiziksel modelin uyumunu desteklemiştir. Holman [61] Kuzey Karolina kıyılarında saha deneyleri yapmıştır (burada kıyı diktir ve kıyı profilinde tekil barlar mevcuttur). Ölçülen en büyük tırmanmanın ξ_0 ile ilişkili olduğunu yapılan deneylerle kanıtlanmıştır. Gel git etkisinin az olduğu durumlarda kıyı eğimi ile tırmanma arasındaki ilişki zayıf olmasına rağmen ön kıyı eğimi yine de ölçülmüştür. Çünkü düşük gel git etkisinde surf eğimi, kıyı eğiminden daha belirgin olmaktadır. Ön kıyı eğimi dik olan kıyılar için eğimle ilişkisi deneylerle kanıtlanmıştır (Stockdon vd. [109]) ancak dik olmayan (yataya yakın) ön kıyı eğiminin etkisi hala araştırılmaktadır (Senechal vd. [120]). Holman [61] düşük gel git altındaki bu zayıf ilişkinin; düşük gel git etkisinde yataya daha yakın ön kıyı eğimine ve daha geniş surf bölgesine sahip olduğundan yataya yakın kıyılar için ön kıyı eğimindeki tırmanmanın, eğimden bağımsız olduğunu belirtmiştir.

Kıyı eğiminin tanımı ile sonuçlardaki saçılım açıklanmaktadır ve dolayısıyla hesaplanan en büyük tırmanma, $R_{u\%2}$, geniş bir aralık içinde değişmiştir. Kıyı eğimi için en genişletilmiş kriter kullanılmıştır, m_f . Ancak enerjisini sönmleyen kıyılar için ($\xi_0 < 0.3$) bu parametre istatistiksel olarak etkisini kaybetmektedir. Her kıyı tipine

uygulanabilecek formül bulmak için surf bölgesinin büyüklüğünü temsil eden eğim kabul edilmiştir, surf bölgesi yansıtıcı kıyılarda sönümleyici kıyılardan daha dardır. Burada kabul edilen eğim ortalama eğimdir; kıyıdaki zamansal ortalama su seviyesi ile kapama derinliği d_* arasında tanımlanmıştır ve surf bölgesinin büyüklüğünü ölçeklendirmektedir (Şekil 2.64).



Şekil 2.64 En büyük tırmanma için R_2 kıyı en kesitindeki eğim (en yüksek su seviyesi= gel git etkisinin yüksek olduğu durumdaki ortalama su seviyesi) (Mase vd. [6])

Sönümleyici ile orta kıyıların morfolojik özelliklerinden dolayı profil boyunca eğimde büyük farklılıklar ortaya çıkmıştır. Önerilen eş değer uniform eğim surf bölgesinin büyüklüğünü ölçeklendirmiştir, özellikle enerjisini sönümleyen durumlarda daha önemlidir. En büyük tırmanmanın en genel yaklaşımı için önerilen eğim uygun bulunmuştur (Iribarren sayısı uygulama aralığının dışındaysa). Aslında en büyük tırmanma için Iribarren sayısının aralıkları eğim üzerinde bir karara varmakla gelir, sadece derin deniz parametrelerini kullanan (H_0-L_0) formüller yeterli değildir.

Bu çalışmada en büyük tırmanma üzerindeki üç boyutlu morfolojik etkiler (kıyıdaki yarım ay şeklindeki yığılmalar ve yarım ay şeklindeki barlar) açıklanamamıştır. Stockdon vd. [109] kıyı boyunca değişen özelliklerin analizini yapmıştır ve kıyıdaki yarım ay şeklindeki yığılmaların tırmanmayı yaklaşık %50 oranda değiştirdiğini belirtmiştir. Daha doğru tahminlerin yapılabilmesi için daha fazla deneye ihtiyaç duyulduğunu da belirtmiştir.

En büyük tırmanma tahmini için üç farklı kıyı eğiminde (1/50, 1/30 ve 1/20) iki farklı tane çapı kullanılarak kum taban malzemesi ile fiziksel model deneyleri yapılmıştır.

Iribarren sayısı, ξ_0 , 0.1 ile 0.6 değerleri arasında değişmiştir. Tırmanma için kullanılan mevcut formüller deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

En büyük tırmanmanın ortalama tahmin değerleri Ahrens ve Seelig [117] tarafından elde edilen tahminler dışında benzer bulunmuştur. Denklemler; Holman [61], Ruggiero vd. [116] ve Stockdon vd. [109]'nın fiziksel modelinden elde edilen verilerle karşılaştırıldığında çok küçük hatalar verdiği belirlenmiştir. 1/20 kıyı eğimine sahip durumların çoğu $\xi_0 < 0.3$ için boyutlu formüller en büyük tırmanmayı daha düşük tahmin etmiştir, dolayısıyla Holman [61]'den elde edilen formülün kullanılmasının daha uygun olduğu belirlenmiştir. Bu alışmadaki Iribarren sayısının aralığı sönümleyici ya da orta kıyılardaki fırtına koşulları için verilmiştir (yansıtıcı kıyıları dâhil değildir). Belirleyici olarak Iribarren sayısı kullanıldığında yansıtıcı kıyıları için verilerde büyük saçılım meydana gelmiştir ve daha fazla çalışmalara ihtiyaç duyulmuştur çünkü kıyıdaki yığılmalar ve kırılma ile ilgili diğer süreçler çalkantı genliğini etkilemektedir.

$\xi_0 < 0.6$ için yeni bir formül önerilmiştir, burada kıyı surf eğimi; kapama derinliği, d^* , ile kıyıdaki zamansal ortalama su seviyesi arasında llmştir. Bu kıyı surf eğimi ile surf bölgesinin büyüklüğünün lklendirilmesi amaçlanmıştır ancak bu noktada daha fazla saha araştırmasına ihtiyaç duyulmuştur.

DENEYSEL ÇALIŞMA

3.1 Deney Sistemi

3.1.1 Dalga Kanalı

Deneysel çalışmalar Yıldız Teknik Üniversitesi, Hidrolik ve Kıyı-Liman Mühendisliği Laboratuvarı'nda kurulan düzensiz dalga kanalında gerçekleştirilmiştir (Şekil 3.1). Deney düzeneği 1 m derinliğinde 1 m genişliğinde ve 26 m uzunluğundadır. Yan yüzeyleri gözlem yapabilmek için camla kaplıdır. Dalga kanalı kesiti Şekil 3.2'de gösterilmiştir.

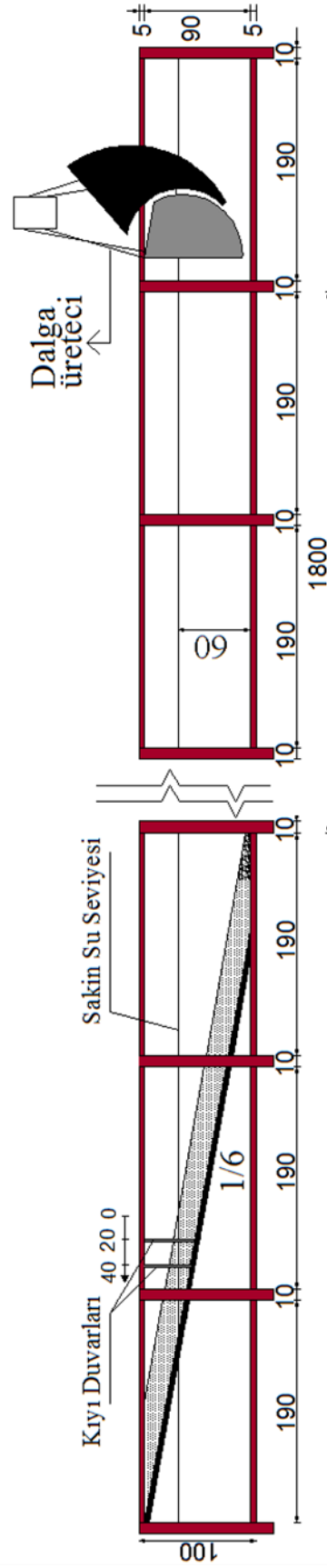


Şekil 3.1 Dalga kanalı

Dalgalar, 1/6 eğimli hareketli tabanın bitiminden 18 m daha açıkta bulunan piston tipi düzensiz dalga üreticisi ile üretilmiştir. Deneyler 60 cm sakin su seviyesinde yapılmış, kum taban malzemesi, dalga kanalı içine yerleştirilen 1/6 eğime sahip çelik rampadan oluşturulmuş şev üzerine 22 cm kalınlığında serilmiştir.

Kıyı profili ölçümleri için hareketli tabanı oluşturan kum, 1/6 eğimli deniz tabanı her deneyden önce düzeltilmiş ve önceden belirlenen düzensiz dalgalar üretilerek deneyler gerçekleştirilmiştir.

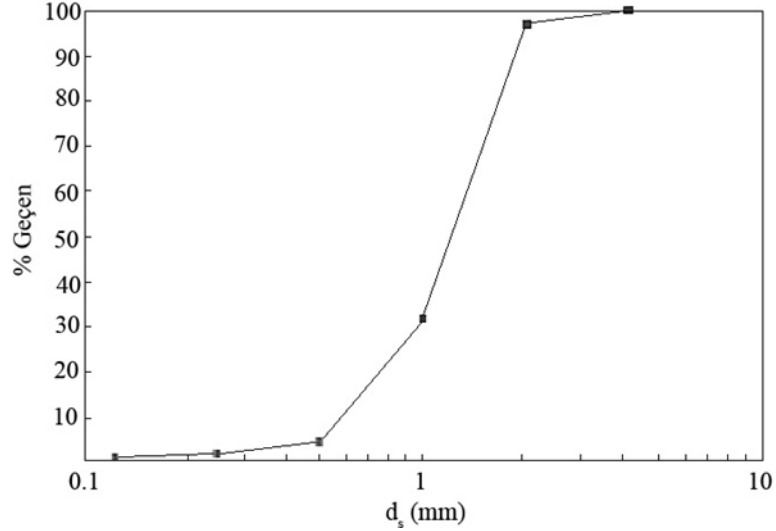
Deneysel çalışmalara başlamadan önce yapılan ön çalışmalar ile dalga üretimi ve veri toplama sistemi incelenmiş olup farklı dalga yüksekliği ve periyotlarda JONSWAP spektrumu ile düzensiz dalga koşulları oluşturulmuş ve deneylerde kullanılacak olan belirgin dalga yüksekliği (H_s) ve pik periyot (T_p) belirlenmiştir.



Şekil 3.2 Dalga kanalı kesiti

3.1.2 Taban Malzemesinin Özellikleri

Deneylerde hareketli taban malzemesi olarak yıkanmış ve özel elek analizine tabi tutulmuş kuvars kumu kullanılmıştır. Deneysel çalışmaya başlamadan önce kullanılan kuvars kumun özgül kütlesi YTÜ Malzeme Laboratuvarında yapılan deneylerden $\gamma_s=2.65 \text{ t/m}^3$ olarak ve granülometrisi ise Şekil 3.3'teki gibi belirlenmiştir.



Şekil 3.3 Kumun granülometre eğrisi

Kumun granülometre eğrisi kullanılarak elde edilen büyüklükler $d_{50}=1.28 \text{ mm}$, $d_{90}=1.89 \text{ mm}$, $d_{60}=1.43 \text{ mm}$, $\sigma=1.57$ şeklinde sıralanabilir.

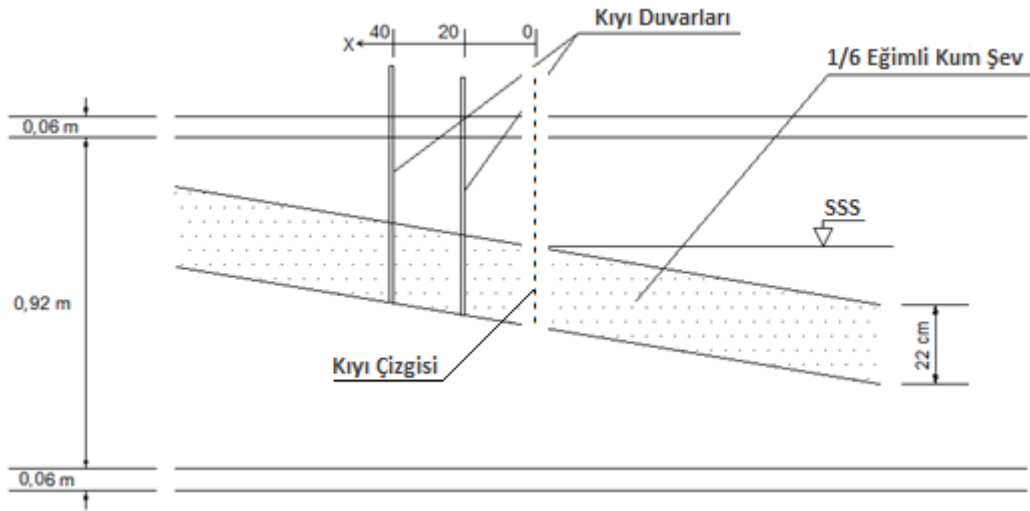
Burada d_i malzemenin % i'sinin geçtiği elek çapıdır. σ ise standart sapmadır.

3.1.3 Deneylerde Kullanılan Kıyı Duvarı

Deneysel çalışmada, düzlem yüzeyli 100 cm x 50 cm boyutlarında ve 10 mm kalınlığında plexiglass malzemeden bir duvar yapılmıştır (Şekil 3.4). Duvar üstten aşmaya izin vermeyecek şekilde dalgaların tırmanma bölgesinde 2 farklı konuma (kıyı çizgisinden itibaren 0.2 m tırmanma bölgesinde ($X=0.2 \text{ m}$), kıyı çizgisinden 0.4 m tırmanma bölgesinde ($X=0.4 \text{ m}$)) yerleştirilmiştir. Kıyı duvarının tırmanma bölgesi Şekil 3.5'de gösterilmiştir. Kıyı duvarı 1/6 eğimli çelik rampanın tabanına ulaşacak şekilde yerleştirilmiştir. Böylece duvar tabanından sızmaya müsaade edilmemiştir. Ayrıca yan duvarlar ile birleştirilerek arkasına malzeme geçişi ve su sızması engellenmeye çalışılmıştır.



Şekil 3.4 Kıyı duvarının görünümü



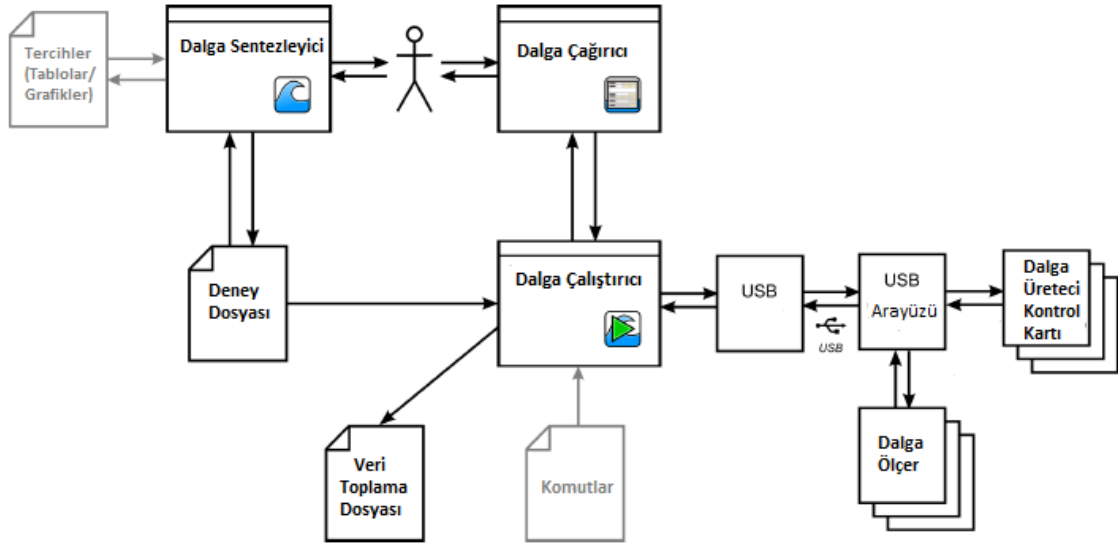
Şekil 3.5 Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde şematik gösterimi

3.2 Dalga Üretimi ve Ölçüm Sistemleri

Hidrolik model deneyleri veri toplama ve analizi için Edinburg Design firmasının yansıyan dalgaları söndürme özelliğine sahip dalga üretim sistemi ile dalgalar üretilmiş ve bu üretilen dalgalar “HR Wavedata” yazılımı yardımıyla değerlendirilmiştir. Her bir deneyin sonunda taban profili ölçüm cihazı (bed profiler) ile kıyı profil ölçümü yapılmış, ayrıca dalga kayıtlarıyla eş zamanlı olarak tırmanma ve geri dönüş akımlarına ait hız ölçümleri (ADV) alınmıştır.

3.2.1 Dalga Üretim Sistemi

Doğada rüzgâr etkisiyle oluşan dalgaların dalga üretim bölgesinde çok farklı boya, yüksekliğe ve periyoda sahip oldukları bilinmektedir ve genellikle kısa dalga tipindedirler. Rüzgâr dalgalarının en karakteristik özellikleri ise düzensiz olmalarıdır. Doğada oluşan rüzgâr dalgalarını laboratuvar ortamında oluşturabilmek için Edinburg Design firmasının üretmiş olduğu özel yazılımlar içeren dalga üretici kullanılmıştır. Şekil 3.6 Dalga üretici yazılımının şematik özetini göstermektedir.



Şekil 3.6 Dalga üretici yazılımının şematik özeti (Edinburg designs [136])

Dalga üretici hem sinüzoidal hem de düzensiz dalga üretebilmektedir. Düzensiz dalgaları üretebilmek için spektrum modelleri kullanılmaktadır. Bunun için spektruma ait belirli komutlar ve parametreler yardımıyla dalgalar oluşturulmaktadır. Düzensiz dalga üretim sistemi iki aşamada gerçekleştirilmektedir;

- (1) ‘Dalga Sentezleyici’ yazılımı açılır ve açılan pencereden üretilmek istenen dalgaların spektrum modeli seçilir (JONSWAP) ve bu modele ait dalga parametreleri girilerek (H_s ve T_p) dalgalar oluşturulur,
- (2) Oluşturulan dalgalar daha önce kaydedilen düzensiz dalga klasöründen çağrılır (Dalga Çağırıcı) ve işlem tamamlandığında bir üst satırda ‘Deney’ olarak çağrılan dalganın ismi gözükür. ‘Çalışmaya hazır’ düğmesi aktif hale gelir ve dalga üretici çalıştırılır (Dalga Çalıştırıcı).

Düzensiz dalga koşullarını oluşturmak için bilinen belli başlı spektrum modelleri arasında Neumann, Pierson-Moskowitz, Scott, Bretschneider, ITTC ve JONSWAP spektrumları yer almaktadır.

3.2.1.1 Neumann Spektrumu

Mühendislikte tasarım amaçlı olarak kullanılan ilk analitik spektrum modeli Neumann (1953) tarafından geliştirilen Neumann modelidir. Neumann spektrum modeli rüzgâr hızı, U_w , cinsinden ifade edilmiştir:

$$S(\omega) = B\omega^{-6} \exp\left(-\frac{2g^2}{(\omega U_w)^2}\right) \quad (3.1)$$

burada B boyutlu sabit, ω açısal frekans, g yerçekimi ivmesidir. Neumann spektrumunun pik frekansı aşağıdaki gibi elde edilmiştir:

$$\frac{dS(\omega)}{d\omega} = 0 \quad \omega = \omega_p \quad (3.2)$$

burada ω_p , $S(\omega)$ 'nin maksimum olduğu noktaya karşılık gelen değerdir (Yüksel ve Çevik [121]).

3.2.1.2 Pierson-Moskowitz Spektrumu (P-M)

1964 yılında Pierson ve Moskowitz benzerlik teorisine dayanan ve Tucker tarafından Kuzey Atlantik'te kaydedilmiş dalga ölçüm verilerinin analiziyle enerji spektrumu dağılımı için yeni bir model vermişlerdir. P-M spektrum modeli tam gelişmiş deniz durumunu tanımlamaktadır ve tek parametrelidir (rüzgâr hızı veya belirgin dalga yüksekliğini kullanmak üzere). Dolayısıyla oldukça kararlı deniz şartlarından çıkarılmıştır. Feç ve süre sonsuz olarak dikkate alınmaktadır. Böyle bir modelin uygulanabilmesi için rüzgâr hemen hemen sabit bir hızla ve sabit bir doğrultuda saatlerce çok geniş bir alanda esmiş olmalıdır. Bu varsayımlara rağmen, P-M modeli açık deniz yapılarının tasarımında ciddi fırtına etkisini temsil etmek için oldukça yararlı görülmüştür (Yüksel ve Çevik [121]).

P-M spektrum modeli;

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp \left(-0.74 \left(\frac{\omega U_w}{g} \right)^4 \right) \quad (3.3)$$

şeklinde verilmiştir. Burada $\alpha=0.0081$, g yerçekimi ivmesi, ω açısal frekans, U_w rüzgar hızıdır.

3.2.1.3 Scott Spektrumu

Scott (1965) spektrum ifadesi rüzgâr hızı, feç veya süreden bağımsızdır ve tam gelişmiş deniz spektrumunu göstermektedir. Scott spektrumu iki parametrelidir ve aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$S(\omega) = 0.214 H_s^2 \exp \left[-\frac{(\omega - \omega_p)^2}{0.065(\omega - \omega_p + 0.26)} \right]^{1/2} \quad -0.26 < (\omega - \omega_p) < 1.65 \text{ için} \quad (3.4)$$

$$S(\omega) = 0 \quad \text{diğer değerler için} \quad (3.5)$$

Burada H_s belirgin dalga yüksekliği, ω_p maksimum dalga enerjisinin frekansıdır. Bu spektrum formunun katsayıları boyutsuz değillerdir. Bu spektrum Kuzey Atlantik'ten elde edilen saha verileri ile uyumludur (Yüksel ve Çevik [121]).

3.2.1.4 Bretschneider Spektrumu

Bretschneider spektrumu dalga dağılımının dar bantlı olduğu ve tekil dalga yüksekliği ile dalga periyodunun Rayleigh dağılımına uyduğu varsayımına dayanarak elde edilen spektrum modelidir (Bretschneider [130], [131]).

$$S(\omega) = 0.1687 H_s^2 \frac{\omega_s^4}{\omega^5} \exp \left[-0.675 \left(\frac{\omega_s}{\omega} \right)^4 \right] \quad (3.6)$$

Burada $\omega_s = 2\pi/T_s$, H_s belirgin dalga yüksekliği ve T_s belirgin dalga periyodu, belirgin dalgaların ortalama periyodu olarak tanımlanmaktadır. Dolayısıyla iki parametrelilik dalga spektrumudur ve deniz sistemlerinin tasarımında sıklıkla kullanılmaktadır. Bretschneider spektrum modelinden aşağıdaki tanım yapılabilir.

$$T_s = 0.946 T_p \quad (3.7)$$

Burada T_p pik periyottur. Bu ilişki Bretschneider ile P-M modellerini eşitlemektedir.

Önceki modeller tam gelişmiş deniz durumu için türetilmişlerdir. Fakat bu model kısmen gelişmiş deniz (yani gelişmekte olan) için de uygulanabilir. Dalga yüksekliği, dalga periyodu ve rüzgar hızı arasındaki ilişki Bretschneider [130] tarafından ampirik olarak çıkartılmıştır.

Tam gelişmiş deniz durumu için:

$$gH_s/U_w^2 = 0.282 \quad (3.8)$$

ve

$$gT_s/U_w = 6.776 \quad (3.9)$$

Kısmen gelişmiş deniz durumu için:

$$gH_s/U_w^2 = 0.254 (\%90) \text{ ve } 0.226 (\%80) \quad (3.10)$$

$$gT_s/U_w = 4.764 \quad (3.11)$$

Böylece ortalama rüzgâr hızının bilinmesi ile belirgin dalga yüksekliği ve periyodu Bretschneider spektrumu için çıkartılabilir (Yüksel ve Çevik [121]).

3.2.1.5 ITTC Spektrumu

The International Towing Tank Congress (1966, 1969, 1972) P-M spektrum modelinde küçük bir değişiklik ile belirgin dalga yüksekliği, H_s , ve sıfırı kesme frekansı, ω_z cinsinden iki parametrelili bir ifade önermiştir. Ortalama sıfırı kesme frekansı aşağıdaki gibidir hesaplanmaktadır:

$$\omega_z = \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} \quad (3.12)$$

burada m_n aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır.

$$m_n = \int_0^\infty \omega^n S(\omega) d\omega \quad (3.13)$$

ITTC spektrumu aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp\left(-\frac{4\alpha g^2 \omega^{-4}}{H_s^2}\right) \quad (3.14)$$

$$\text{burada } \alpha = \frac{0.0081}{k^4}, k = \frac{\sqrt{g/\sigma}}{3.54\omega_z} \quad (3.15)$$

$$\sigma = \sqrt{m_0} = H_s/4 \text{ su yüzeyi deplasmanının standart sapmasıdır.} \quad (3.16)$$

3.2.1.6 JONSWAP Spektrumu

JONSWAP spektrumu Hasselman vd. (1973) tarafından JOint North Sea WAve Project ismiyle bilinen 1968-1969 yılları arasında yapılan yoğun dalga ölçümlerinden sonra geliştirilmiştir ve bu nedenle bu isim kullanılmıştır. JONSWAP spektrumunun formülü P-M spektrum modelinin değiştirilmesi ile elde edilmiştir.

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp \left[-1.25 (\omega/\omega_p)^{-4} \right] \gamma^{\exp \left[\frac{(\omega - \omega_p)^2}{2\tau^2 \omega_p^2} \right]} \quad (3.17)$$

Burada γ diklik parametresidir ve bunun değeri arttıkça spektrum darlaşmaktadır ve τ şekil parametresidir ($\omega < \omega_p$ için τ_a , $\omega > \omega_p$ için τ_b) spektrum eğrisinin sol tarafı çizilirken τ_a değeri, sağ tarafı çizilirken ise τ_b değeri denkleme yerleştirilerek denklemler elde edilmektedir. Rüzgar hızının, U_w , ve feçin X_f , olması durumunda bunların ortalama değerleri şu şekil verilebilmektedir:

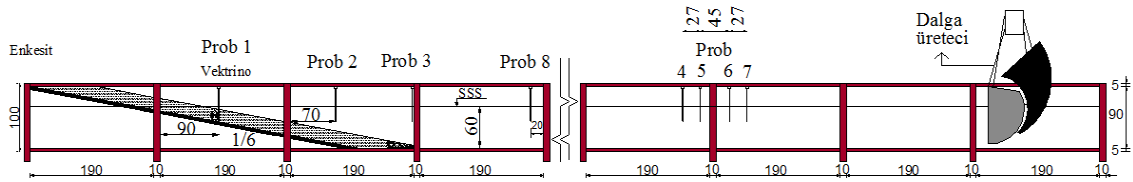
$\gamma = 3.30$	1-7 arasında değişmektedir
$\tau_a = 0.07$	sabit kabul edilmektedir
$\tau_b = 0.09$	sabit kabul edilmektedir
$\alpha = 0.076(X_0)^{-0.22}$	ölçek parametresi, X bilinmediğinde $\alpha = 0.0081$
$\omega_p = 2\pi(g/U_w)(X_0)^{-0.33}$	normalde γ ile ilgilidir
$X_0 = gX_f/U_w^2$	boyutsuz feç, genellikle kullanılmamaktadır
g	yerçekimi ivmesi
f_p	pik frekans, $f_p = 1/T_p$

Çizelge 3.1’de düzensiz dalga üretmek için tanımlanan deney sistemindeki dalga üreticinde kullanılan spektrum modelleri ve tanımlanması gereken parametreler gösterilmiştir.

Çizelge 3.1 Düzensiz dalga üretmek için dalga üretecinde kullanılan spektrum modelleri ve tanımlanması gereken parametreler

Spektrum Modeli	Dalga üretecine tanımlanması gereken parametreler
ITTC	H_s : belirgin dalga yüksekliği (m) T_s : belirgin dalga periyodu (s)
JONSWAP	f_p , pik frekans (Hz)
JONSWAP (H_s , T_p)	H_s : belirgin dalga yüksekliği (m) T_p : pik dalga periyodu (s) γ : diklik parametresi
Pierson Moskowitz	f_p , pik frekans (Hz)

İstenilen dalga yüksekliği ve periyodunda dalgaların üretiminin gerçekleştirilebilmesi için JONSWAP (H_s , T_p) spektrumu seçilmiştir. Bu spektrum beş parametrelili bir model olup genellikle γ ve f_p olmak üzere iki parametrelili olarak dikkate alınmaktadır, çünkü τ_a değeri 0.07, τ_b değeri 0.09 ve α değeri 0.0081 olarak sabit kabul edilmektedir (Yüksel ve Çevik [121]). f_p değeri için $f_p=1/T_p$ değeri, γ parametresi her yükseklik ve periyot için sabit olup 3.3 alınmıştır. Çünkü bu değer belirli bir rüzgâr hızı ve verilen bir feç için ortalama bir spektrum vermektedir. Çizelge 3.2’de ise dalga üretecine girilen JONSWAP spektrumuna ait parametreler ile Prob 3’de ölçülen dalga parametrelerini göstermektedir (Şekil 3.7).



Şekil 3.7 Dalga kanalı üzerinde problemlerin yerleştirilmesi

Çizelge 3.2 Dalga üreticine tanımlanan dalga parametreleri

Deney No	Dalga üreticine tanımlanan değerler		Dalga üretiminde kullanılan JONSWAP spektrumuna ait parametreler		
	H _s (m)	T _p (s)	f _p	γ	
1	0.05	0.9	1.11	3.3	
2	0.07	0.9	1.11	3.3	
3	0.07	1.1	0.91	3.3	
4	0.07	1.3	0.77	3.3	
5	0.08	2.0	0.50	3.3	
6	0.08	2.2	0.45	3.3	
7	0.09	1.3	0.77	3.3	
8	0.09	1.7	0.59	3.3	
9	0.11	1.3	0.77	3.3	
10	0.11	1.7	0.59	3.3	
11	0.11	1.1	0.91	3.3	
12	0.12	2.0	0.50	3.3	
13	0.12	2.2	0.45	3.3	
14	0.13	1.7	0.59	3.3	
Prob 3’de ölçülen dalga parametreleri					
(1)		(2)		(3)	
H _s (m)	T _m (s)	H _s (m)	T _m (s)	H _s (m)	T _m (s)
0.052	1.12	0.048	0.91	0.050	1.00
0.068	0.99	0.064	0.90	0.071	1.17
0.067	1.08	0.065	0.92	0.069	1.16
0.068	1.20	0.072	1.05	0.070	1.42
0.075	1.67	0.087	1.65	0.081	1.74
0.077	1.82	0.087	1.65	0.084	1.87
0.085	1.14	0.087	1.09	0.090	1.28
0.086	1.36	0.087	1.60	0.092	1.52
0.103	1.14	0.094	1.36	0.107	1.26
0.102	1.40	0.112	1.38	0.115	1.51
0.095	1.06	0.108	1.15	0.102	1.20
0.118	1.54	0.130	1.55	0.120	1.68
0.121	1.78	0.127	1.61	0.129	1.85
0.122	1.43	0.133	1.41	0.131	1.44

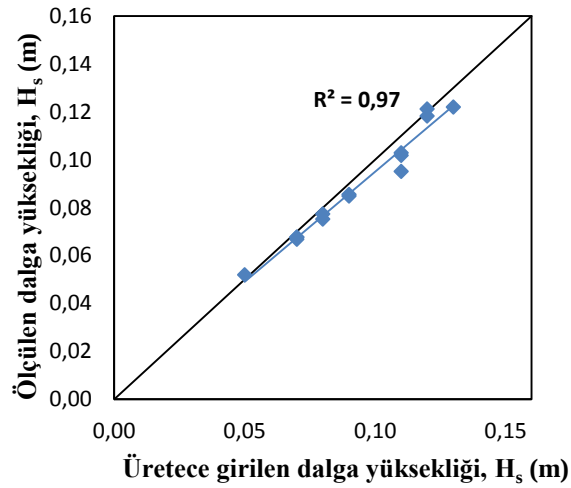
Burada;

(1) Kıyı duvarı yerleştirilmeden önce ölçülen,

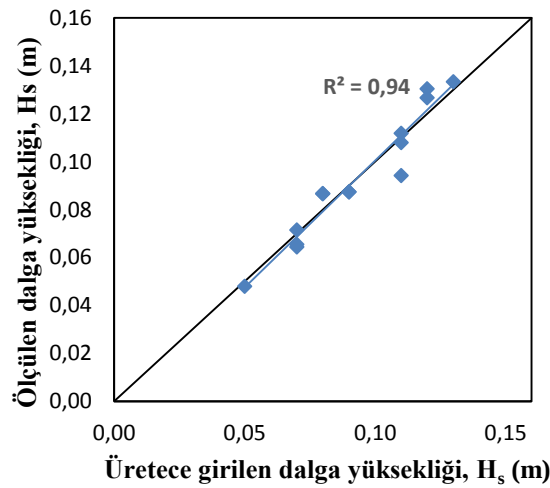
(2) Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.2$ m konumunda olması durumunda ölçülen,

(3) Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.4$ m konumda olması durumunda ölçülen belirgin dalga yüksekliğini, H_s , (m) ve ortalama dalga periyodunu, T_m , (s) göstermektedir.

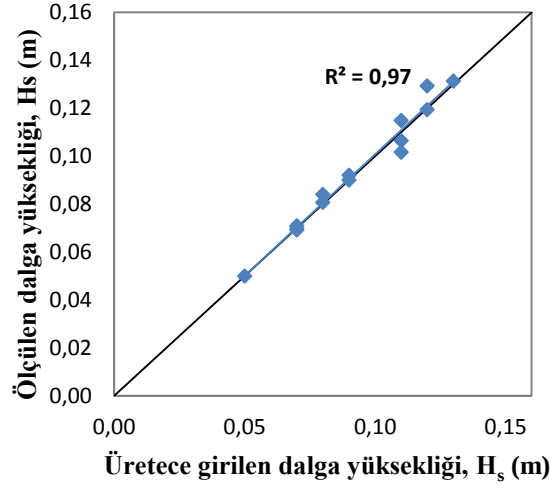
Düzensiz dalga kanalında üretilmek istenen H_s belirgin dalga yüksekliğinin, proplar yardımıyla ölçülen belirgin dalga yüksekliği ile değişimi Şekil 3.8’de gösterilmiştir. Şekilde yatay eksen üretece girilen dalga yüksekliği yani üretilmek istenen dalga yüksekliğini düşey eksen ise dalga üreticinin ürettiği ve proplar ile ölçülen dalga yüksekliklerini ifade etmektedir. Ayrıca girilen ve ölçülen dalga yüksekliklerinin uyumlu oldukları şekillerden görülmektedir. Bu sonuç dalga üreticinin yansımadan kaynaklanan dalga değişimlerine karşı yeterince hassas olduğunu göstermektedir.



- (a) Kıyı duvarı yerleştirilmeden önce dalga kanalında üretilmek istenen ve Prob-3’de ölçülen dalga yüksekliğinin karşılaştırılması



- (b) Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde 0.2 m konumunda ($X=0.2$ m) dalga kanalında üretilmek istenen ve Prob-3’de ölçülen dalga yüksekliğinin karşılaştırılması



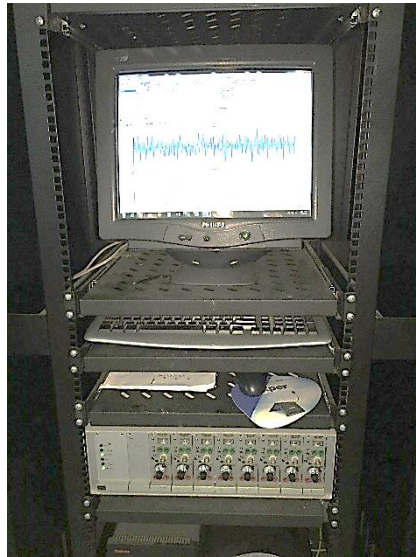
- (c) Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde 0.4 m konumunda ($X=0.4$ m) dalga kanalında üretilmek istenen ve Prob-3'te ölçülen dalga yüksekliğinin karşılaştırılması

Şekil 3.8 Dalga kanalında üretilmek istenen ve ölçülen dalga yüksekliğinin karşılaştırılması

3.2.2 Ölçüm Sistemleri

3.2.2.1 Dalga Ölçümleri

Dalga kanalında üretilen dalga yükseklikleri ikiz çubuk elektrodlu probalar vasıtası ile CLEC30 model 8 kanallı bir dalga monitöründe ölçülmüştür. Ölçümler, HR Wavedata programının 3.0 sürümü kullanılarak bilgisayar ortamına aktarılmıştır. Bu sistemin çalışması elektrodlar arasındaki suyun devreyi tamamlaması ve su seviyesinin alçalıp yükselmesi sırasında direncin değişmesi prensibine dayanmaktadır. (Şekil 3.9).



Şekil 3.9 HR Wavedata veri toplama sistemi ve dalga monitörü

Dalga kanalında doğru verileri elde etmek için problemlerin kalibrasyonunun doğru yapılması gerekmektedir. Elektrodlar, üzerlerindeki su seviyeleri ile değişen akımı algılayarak HR Wavedata sistemiyle dalga karakteristiklerini bilgisayar ortamında düzenlemektedir. Problemlerin kalibrasyonlarının yapılması için elektrodların farklı su seviyelerinde akım değerleri ölçülerek bu değerlere karşılık gelen su seviyesindeki artış grafiğinin lineer doğru üzerinde olması istenmektedir. Her deneyden önce sakin su durumunda sistemin direnci dengeye getirilmek suretiyle kalibrasyon yapılmıştır.

Su yüzeyinin sakin su seviyesine göre yapmış olduğu düşey yer değiştirmesi ile oluşan dalgalar iki temel yöntemle incelenmektedir. Bunlardan ilki zaman alanında analizdir. Burada sıfırı kesme yöntemi kullanılmaktadır. Sıfırı yukarı ya da aşağı kesme yöntemiyle kayıttaki her bir tekil dalga yüksekliği ve periyodu belirlenerek bunların istatistiksel analizi ile çeşitli karakteristik dalga parametreleri elde edilir. İkincisi ise düşey yer değiştirmelerin spektrum enerji yoğunluk fonksiyonunun elde edilmesidir.

HR Wavedata hidrolik modeller için kullanılan analog veri sinyallerinin elde edilmesi ve analizi için tasarlanmış bir programlar bütünüdür. Bu program özellikle dalga ölçüm problemleri için uygun olan bir kalibrasyon yöntemini, bir analiz paketleri takımı ve sınırlı sayıdaki parametrelerin gerçek zamanlı analizleri ile veri elde etme yöntemini kapsamaktadır. Bu analiz paketleri spektral ve istatistiksel analiz yöntemlerini ayrıca yansıma analiz yöntemi ile bir çıktı veri değerlendirme yöntemini içermektedir. İstatistiksel analiz yöntemi su seviyesinin sıfırı aşağı kesme yöntemine dayanmaktadır. Spektral analizi, ölçülen kalibre edilmiş belli zaman serilerindeki verileri, buna karşılık gelen spektrumunu elde etmek için frekans alanına dönüştürmektedir.

Spektrumunu hesaplamak için Hızlı Fourier Dönüşüm algoritması kullanılmaktadır. FFT, N sayıdaki veri değerlerinin zamansal kayıtlarını alır ve örnekleme frekansını ikiye bölmek için sıfır aralığının üzerine eşit olarak yerleştirilmiş frekanslara sahip farklı (ayrık, kesikli, discrete) N/2 sayıdaki sinüs dalgasına eşitler. Böylece H_s , spektral dalga yüksekliği, f_p , spektrumun pik dalga frekansı, T_p , pik dalga periyodu, T_m , spektral ortalama dalga periyodu gibi spektral parametreler elde edilmektedir.

$$H_s = H_{mo} = 4\sqrt{m_0} \quad (3.18)$$

$$T_m = \sqrt{m_0/m_2} \quad (3.19)$$

Burada, m_0 , spektrumun sıfırıncı momentini, m_2 , spektrumun ikinci momentini ifade etmektedir.

HR Wavedata veri toplama ve veri analiz işlemlerini içeren programlar bütünüdür. Sıfırı aşağı kesme yöntemine dayanarak toplanan veriye ait istatistiksel analizi (ortalama, maksimum, minimum, standart sapma ya da varyans değeri gibi) ve dalga yüksekliği analizini (H_{maks} , $H_{1/3}$, $H_{1/10}$, H_{ort} , T_m , $T_{1/3}$, $H_{\%2}$), ayrıca spektral olarak elde edilen analiz sonuçlarını da göstermektedir.

Rüzgâr dalgalarının kırılma bölgesi geniş bir uzamsal yayılım göstermektedir; kırılmadan önce dalgaların bazıları oldukça uzakta, bazıları ortalarda, bazıları ise kıyıya oldukça yaklaşmaktadırlar. Bu nedenle dalga kanalının farklı konumlarında toplamda sekiz adet olmak üzere rezistans tipi prob kullanılmıştır. Önce, gelen dalgayı ölçebilmek amacıyla üreticinin önüne prob konulmasına karar verilmiş ve daha sonra oluşabilecek yansıma analizinin de yapılabilmesi için prob sayısı dörde çıkarılmıştır (4-5-6-7 problemleri). Çünkü yansıma analizinin yapılabilmesi için birbirinden farklı mesafelerde dört adet prob kullanılması gerekmektedir (HR DAQ Software [128]). Derin denizden kıyıya doğru ilerleyen dalgaların, karakteristiklerinin değişmesine sebep olan en önemli neden sığlaşmadır. Dolayısıyla 1/6 eğimli şev önündeki (topuktaki) dalga karakteristiklerinin belirlenmesi için 3 nolu prob, şev üzerinde hareketli taban malzemesinin etkisiyle dalga karakteristiklerini incelemek için 1 ve 2 nolu prob ve son olarak 8 nolu prob ise topuğa gelmeden önce dalga karakteristiklerinin belirlenmesi amacıyla konumlandırılmıştır. Böylece üretilmek istenen ve dalga kanalının farklı konumlarında problemlerle ölçülen (yani üretilen) dalga karakteristikleri belirlenebilmektedir.

Dalga kanalı üzerinde problemlerin yerleri Şekil 3.7’de ayrıntılı olarak gösterilmiştir.

Tüm deneyler 60 cm sakin su seviyesinde 14 set halinde yapılmış, 1/6 şev eğiminde gerçekleştirilmiştir. Her deney setinde küçük dalgalardan başlanılarak, dalga yüksekliği kademeli olarak artırılmıştır. Deneylerde minimum ölçüm süresi profillerin dengeye ulaştığı koşullar olarak belirlenmiş bu sürenin en az 120 dakika olduğu gözlemlenmiştir. Bu da en düşük dalga periyodu 0.9 s için 8000 adet dalgaya, en yüksek dalga periyodu 2.2 s için 3000 adet dalgaya karşılık gelmektedir. Yani kıyı profili değişiminin yaklaşık 3000 dalgadan sonra dengeye ulaştığı ve bundan sonra kıyı profilinde ciddi bir değişim

olmadığı gözlemlenmiştir. Dolayısıyla tüm deneysellerde en az 3000 dalga etkisine maruz bırakılarak yapılmıştır.

Deneylerde, programa göre spektrum analizi için toplanacak veri sayısı 2^n olarak 1024 adet alınmıştır. Ayrıca veri alma sıklığı 100 Hz ve veri alma süresi 900 saniye olarak seçilmiştir.

Derin Su Dalga Koşulları

Çizelge 3.2’de (1) deney sisteminde kıyı duvarı yerleştirilmeden önce şev topuğunda (Prob 3’de) ölçülen dalga karakteristiklerini göstermektedir. Burada H_s , belirgin dalga yüksekliği (m), T_m , ortalama dalga periyotlarıdır (s).

Duvarlı testlerde kıyı duvarı dalga tırmanma bölgesinin sakin su seviyesinden kıyı çizgisinin gerisine doğru $X=0.2$ m ve $X=0.4$ m konumlarına yerleştirilmiştir. Çizelge 3.2’de sırasıyla (2) ve (3) bu konumlardaki belirgin dalga yüksekliği ve ortalama dalga periyot değerlerini, H_s ve T_m , değerlerini göstermektedir

Prob 3’de (topukta) ölçülen düzensiz dalga karakteristik değerlerinden, Goda sığlaşma yöntemi kullanılarak derin deniz parametrelerine geçilmiştir. Goda [132] düzensiz dalga parametrelerinin değişimini aşağıdaki ifadelerle vermiştir.

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H'_0 & d/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 d), \beta_{maks} H'_0, K_s H'_0\} & d/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (3.20)$$

$$\begin{aligned} \beta_0 &= 0.028(H'_0/L_0)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}] \\ \beta_1 &= 0.52 \exp[4.2 \tan\theta] \\ \beta_{maks} &= \max\{0.92, 0.32(H'_0/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta]\} \end{aligned} \quad (3.21)$$

$$H_{maks} = \begin{cases} 1.8 K_s H'_0 & d/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* d), \beta_{maks} H'_0, 1.8 K_s H'_0\} & d/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad (3.22)$$

$$\begin{aligned} \beta_0^* &= 0.052(H'_0/L_0)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}] \\ \beta_1^* &= 0.63 \exp[3.8 \tan\theta] \\ \beta_{maks}^* &= \max\{1.65, 0.53(H'_0/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta]\} \end{aligned} \quad (3.23)$$

Çizelge 3.3’de H_{s0} , kıyı duvarı yerleştirilmeden ölçülen derin deniz dalga yüksekliğini, H_{s01} , kıyı duvarının $X=0.2$ m konumundaki derin deniz dalga yüksekliğini, H_{s02} , kıyı duvarının $X=0.4$ m konumundaki derin deniz dalga yüksekliğini göstermektedir.

Çizelge 3.3 Derin deniz dalga karateristikleri

Deney No	H_{s0} (m)	H_{s01} (m)	H_{s02} (m)
1	0.057	0.051	0.054
2	0.073	0.068	0.077
3	0.073	0.069	0.076
4	0.072	0.078	0.076
5	0.077	0.091	0.083
6	0.077	0.089	0.085
7	0.093	0.095	0.098
8	0.092	0.093	0.099
9	0.112	0.102	0.116
10	0.109	0.122	0.123
11	0.103	0.117	0.111
12	0.124	0.138	0.124
13	0.122	0.132	0.131
14	0.131	0.145	0.141

3.2.2.2 Kıyı Profillerinin Ölçümü

Kıyı profil ölçümleri HR Wallingford firmasının üretmiş olduğu 2 boyutlu profil ölçümüne olanak sağlayan taban profili ölçüm cihazı (bed profiler) ile yapılmıştır (Şekil 3.10).



Şekil 3.10 Profil kaydedici

Bu sistemde probun ucunda minimum basınçları algılayan bir basınç ölçer bulunmaktadır. Probun taban profili ile teması sırasında basınç ölçer sistemi devreye girerek bulunduğu konumun X ve Y değerlerini bilgisayar ortamına kaydetmekte ve taban yüksekliğini okumaktadır. Profil kaydedici taban profilinin değiştiği bölgede

belirli aralıklarla ilerleyerek her noktada işlemini tekrar eder. Kıyı profili oluşumu ile ilgili deneyler için hareketli tabanı oluşturan kum belirlenen eğimde (burada 1/6) serildikten sonra (Şekil 3.11), önceden belirlenen dalgalar üretilerek deneyler gerçekleştirilmiştir. Her bir profil deneyinin sonunda kanal eksenine yerleştirilmiş 6 m uzunluğunda bir ray üzerinde hareket edebilen taban profili ölçüm cihazı ile ölçüm yapılmıştır (Şekil 3.12).



Şekil 3.11 Dalga üretilmeden önce düzeltilmiş taban profili ölçümü



Şekil 3.12 Dalga üretildikten sonra oluşan taban profili ölçümü

3.2.2.3 Kıyı Profillerinin Analizi

Kıyı duvarları önünde meydana gelebilecek yığılma veya oyulma ile ilgili deneylerin değerlendirilmesine geçilmeden önce kıyı profillerinin belirlenmesinin, bu profillerin kıyı duvarları ile etkileşiminin anlaşılması açısından gereklidir. Bu nedenle 1/6 kıyı eğiminde farklı dalga koşulları için düzensiz dalgalara ait kıyı profilleri elde edilmiştir (Şekil 3.13). Ölçülen kıyı profilleri literatürde bilinen çalışmalarla karşılaştırılarak değerlendirilmiştir.

Horikawa ve Sunamura'nın kıyı profilleri ile ilgili düzenli dalga koşullarında yapmış olduğu deneysel çalışmalar sonucunda derin deniz dalga dikliğine (H_0/L_0), kıyı eğimine (m) ve kıyıyı oluşturan katı maddenin granülometrik değişimine (d_{50}/L_0) bağlı olarak kıyı profillerini üç ayrı grupta ifade etmişlerdir. Bunlar normal profil, geçiş profili ve fırtına profili olarak belirtilmiştir. Bu ifadeler genel formda aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\frac{H_0}{L_0} = C m^{-0.27} (d_{50}/L_0)^{0.67} \quad (3.24)$$

Burada C ampirik bir katsayı olup aldığı değerlere göre sınıflandırması şu şekilde gerçekleşmektedir. (Yüksel ve Çevik [121])

$C \geq 8$ fırtına profili

$4 < C < 8$ geçiş profili

$C \leq 4$ normal profil

Ayrıca bu çalışmada kıyı profillerinin aldığı şekiller Dean [125]'in düzensiz dalga koşullarında elde ettiği parametre yardımıyla da değerlendirilmiştir. Denklem 3.25'de verilen parametre birden küçük olduğunda kıyıya doğru taşınım, birden büyük olduğunda ise açığa doğru taşınım meydana gelmektedir.

$$\frac{0.6 H_{s0} g T_m}{\pi L_0 w_s} \quad (3.25)$$

Burada, derin su belirgin dalga yüksekliği H_{s0} , yer çekimi ivmesi g , ortalama dalga periyodu T_m , derin su dalga boyu L_0 , tanenin çökme hızı w_s dir.

Çökme hızı Ahrens (2003) tarafından;

$$w_f = \frac{v}{d_{50}} (\sqrt{3.61^2 - 1.18 C^{1/1.53}} - 3.61)^{1.53} \quad (3.26)$$

$$C = \frac{(s_r - 1)g d_{50}^3}{v^2} \quad (3.27)$$

ile verilmiştir. Buradaki diğer parametreler için:

$$\rho = 1.028043 - 0.0000721T + 0.00000471T^2 \text{ g/cm}^3 \quad (3.28)$$

$$v = 0.0182 - 0.000529T + 0.0000069T^2 \text{ g/cm}^3 \quad (3.29)$$

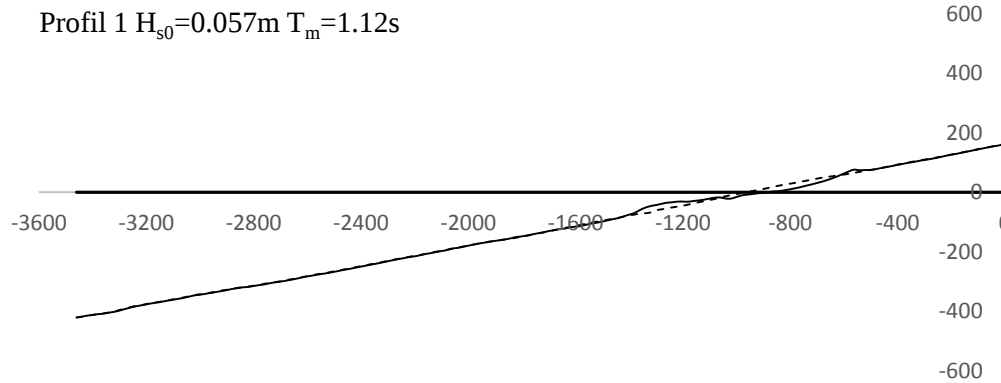
Burada w_f çökme hızı, v kinematik viskozite, d_{50} tane çapı, $s_r (= \rho_r/\rho)$ göreceli özgül, ρ özgül kütle, $T=15^\circ\text{C}$ 'dir.

Son olarak kıyı profillerinin aldığı şekiller Hattori ve Kawamata [126]'nın yine düzensiz dalga koşulları için elde ettiği parametre yardımıyla da değerlendirilmiştir. Denklem 3.30'da verilen parametre 0.5'den küçük olduğunda kıyıya doğru taşınım, 0.5'den büyük olduğunda ise açığa doğru taşınım meydana gelmektedir.

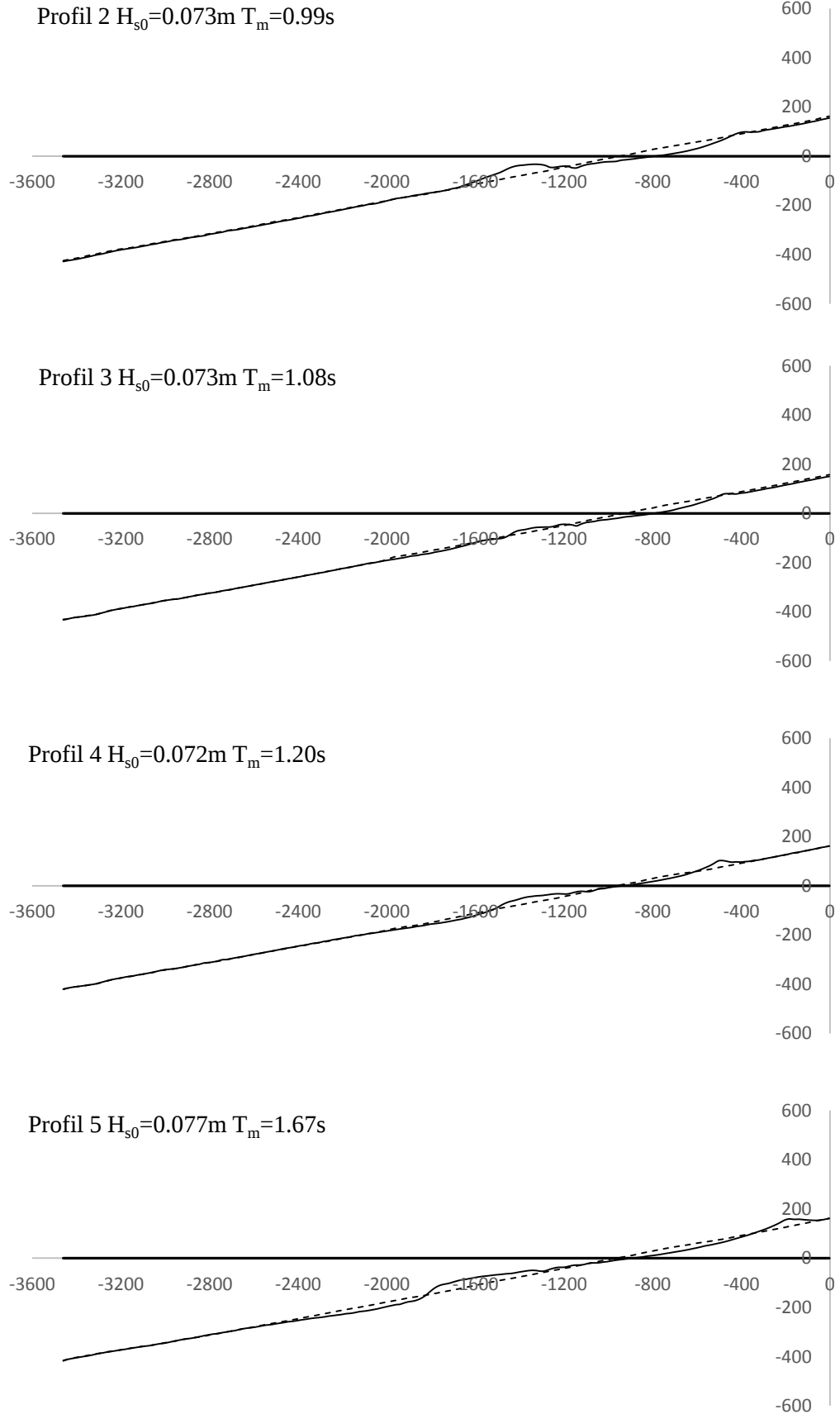
$$\frac{H_{s0} g T_m \tan\beta}{L_0 w_s} \quad (3.30)$$

Burada, H_{s0} derin su belirgin dalga yüksekliği, g yer çekimi ivmesi, T_m ortalama dalga periyodu, $\tan\beta$ kıyı eğimi, L_0 derin su dalga boyu, w_s tanenin çökme hızıdır.

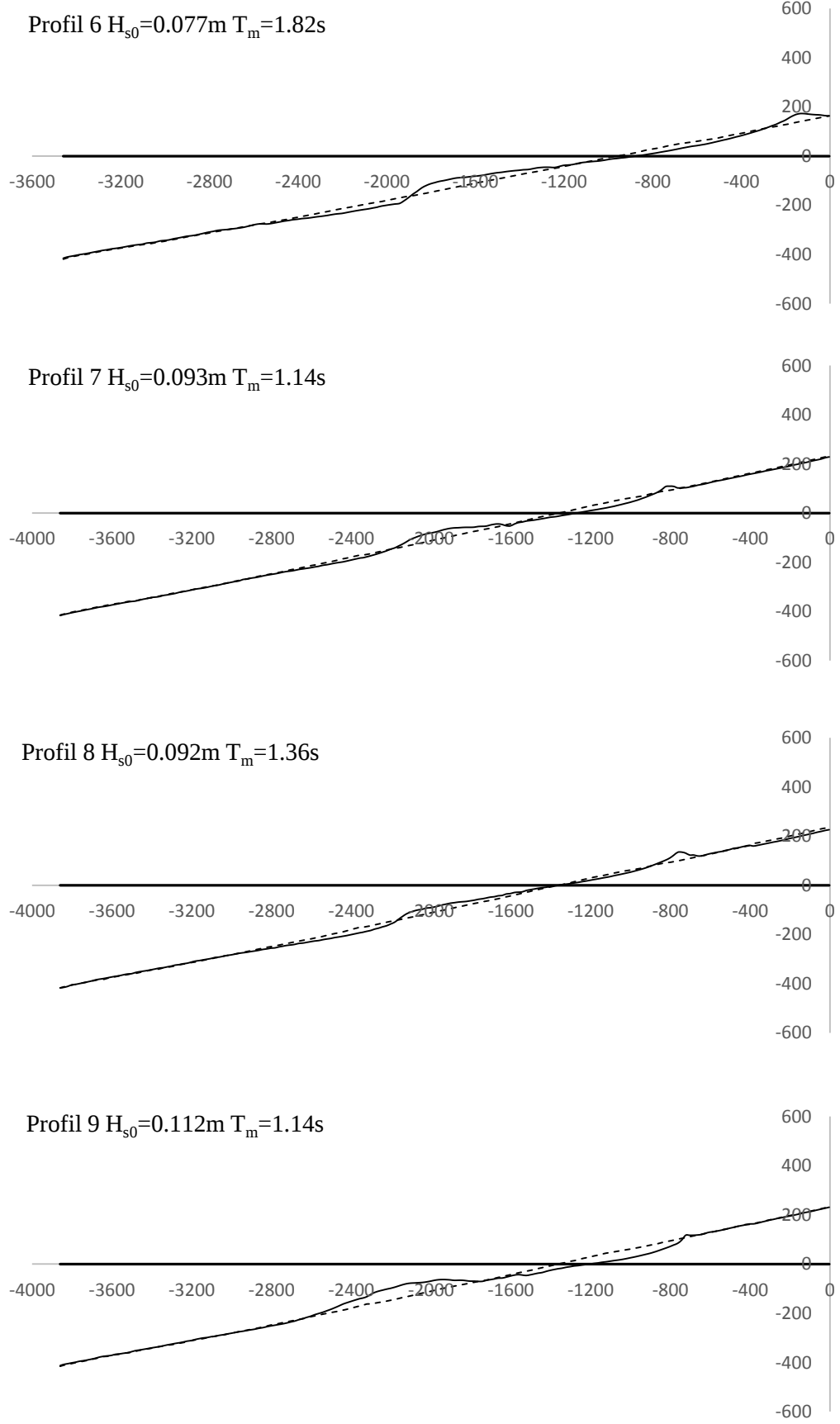
Kıyı duvarının olmaması durumunda ölçülen taban profilleri Şekil 3.13'de gösterilmiştir (birimler mm'dir).



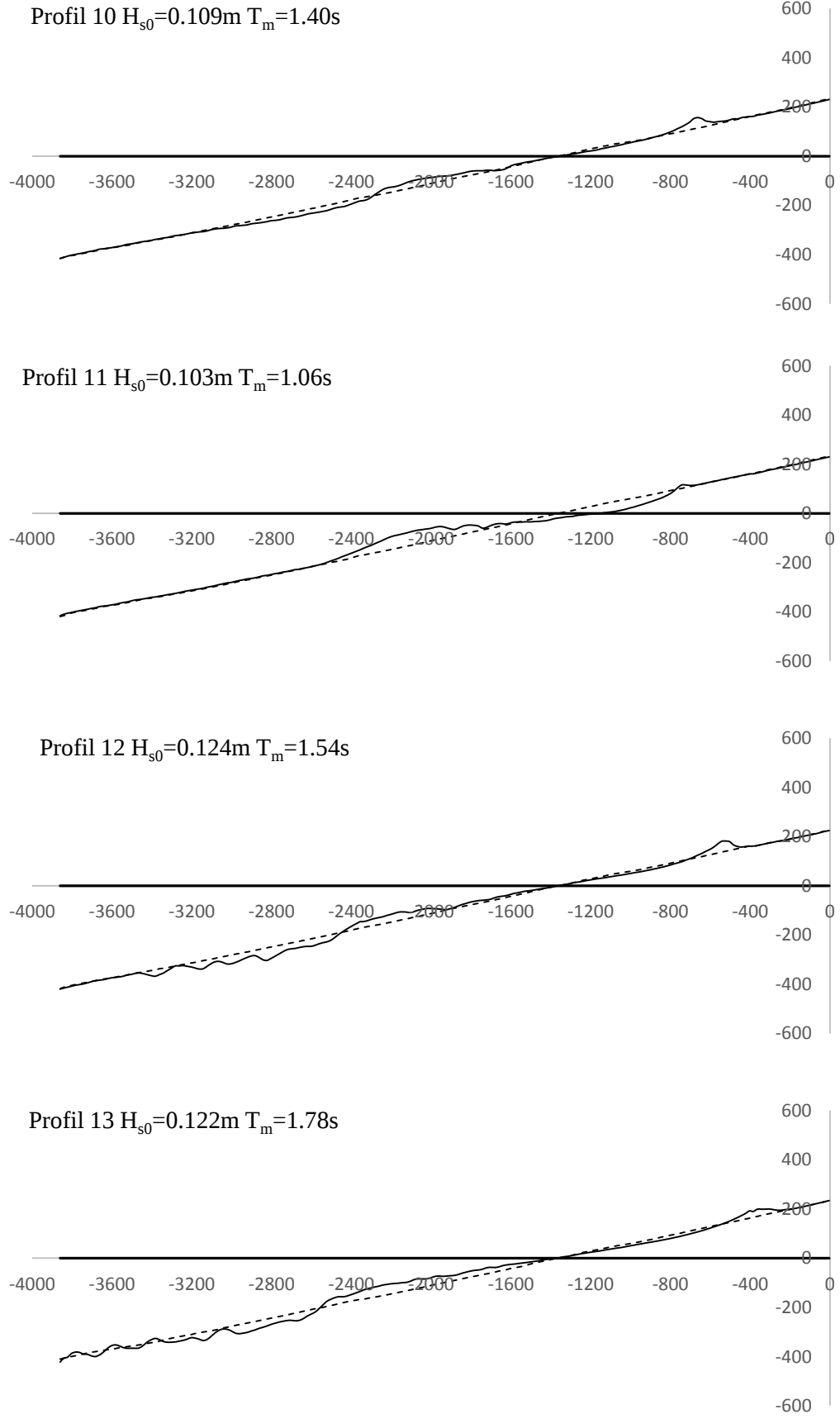
Şekil 3.13 Kıyı duvarının olmaması durumunda oluşan taban profilleri



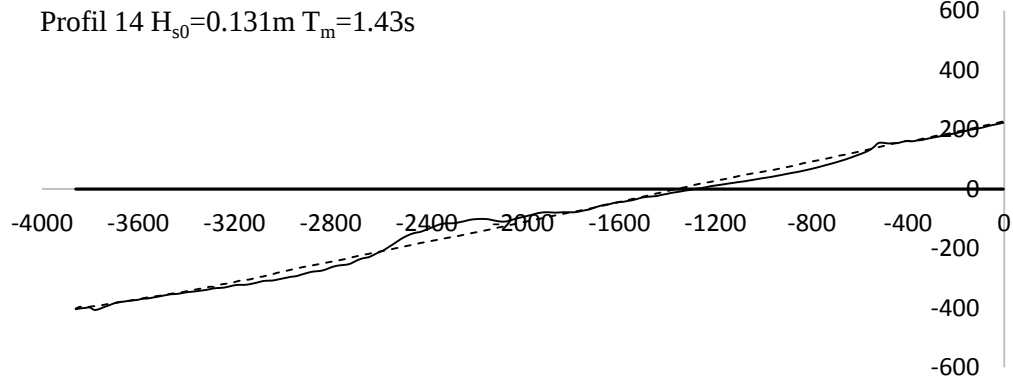
Şekil 3.13 Kıyı duvarının olmaması durumunda oluşan taban profilleri (devamı)



Şekil 3.13 Kıyı duvarının olmaması durumunda oluşan taban profilleri (devamı)



Şekil 3.13 Kıyı duvarının olmaması durumunda oluşan taban profilleri (devamı)



Şekil 3.13 Kıyı duvarının olmaması durumunda oluşan taban profilleri (devamı)

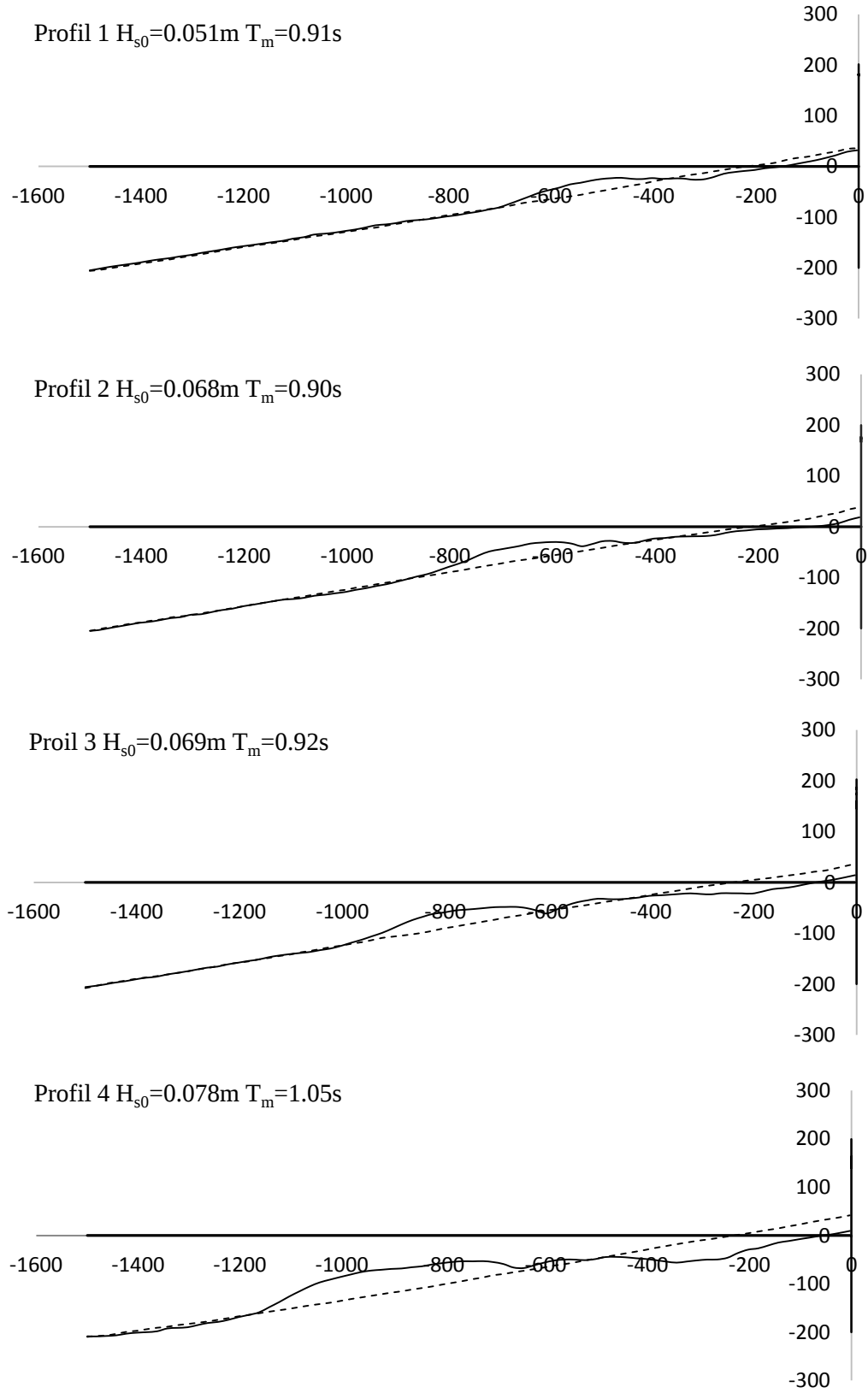
1/6 kıyı eğimindeki profil değişimi ve katsayıları Horikawa [127], Dean [125], Hattori ve Kawamata [126]'yae göre değerlendirilerek Çizelge 3.4'de ayrı ayrı verilmiştir. Ayrıca gözlenen profil tipi ile karşılaştırma yapılmıştır.

Çizelge 3.4 Duvarın bulunmaması halinde kıyı profillerinin değişimi ve katsayıları

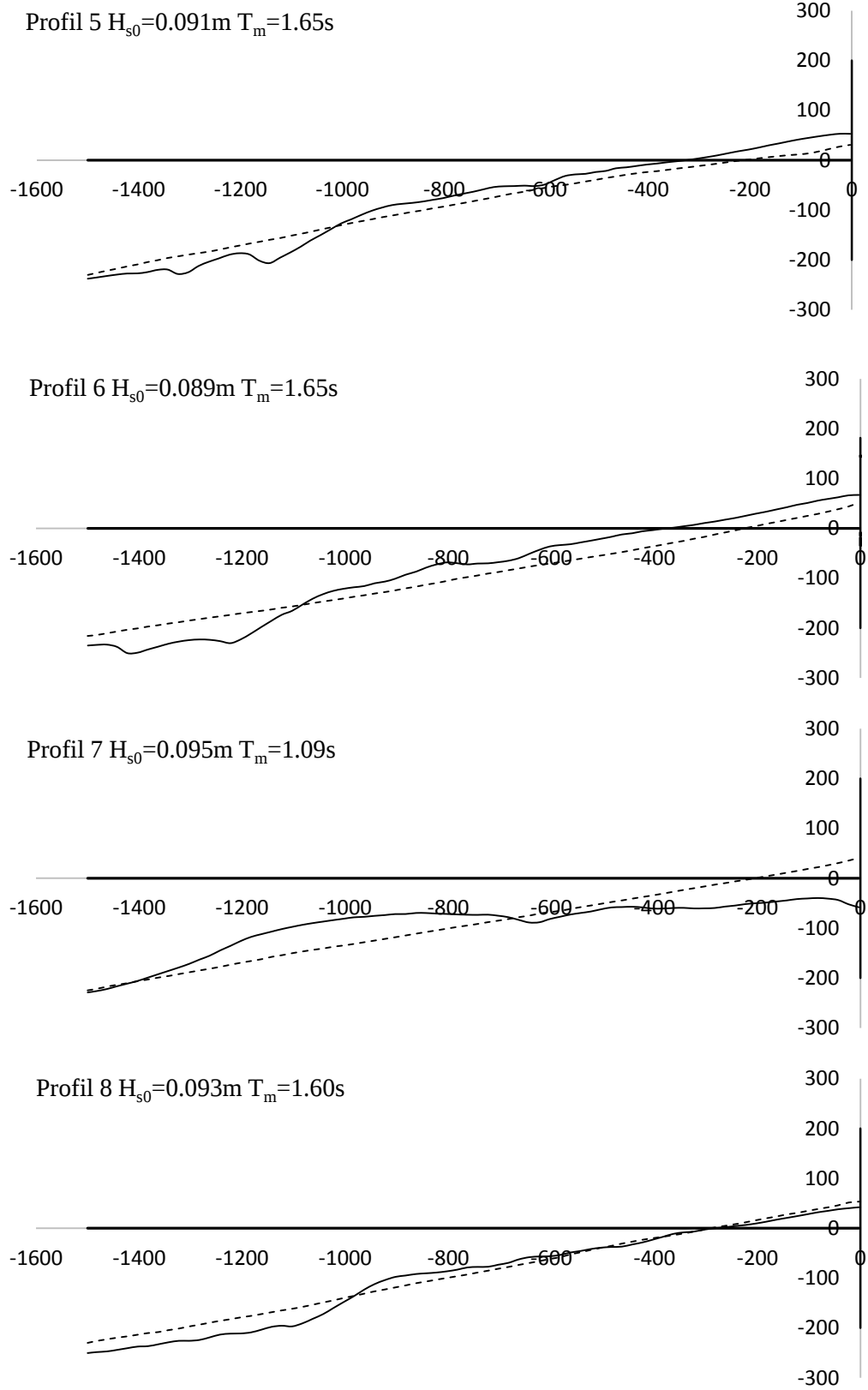
Deney No	H_{s0}/L_{om}	Horikawa [127]		Dean [125]		Hattori ve Kawamata [126]		Gözlenen Profil Tipi
		C	Profil Tipi	$\frac{0.6H_{s0}g T_m}{\pi L_{om}w_s}$	Profil Tipi	$\frac{H_{s0}g T_m \tan \beta}{L_{om}w_s}$	Profil Tipi	
1	0.029	2.419	N.P	1.34	F.P	1.17	F.P	FP
2	0.048	3.400	N.P	1.97	F.P	1.72	F.P	FP
3	0.040	3.193	N.P	1.80	F.P	1.57	F.P	FP
4	0.032	2.955	N.P	1.61	F.P	1.40	F.P	NP
5	0.018	2.540	N.P	1.23	F.P	1.08	F.P	GP
6	0.015	2.391	N.P	1.13	F.P	0.98	F.P	GP
7	0.046	3.925	N.P	2.17	F.P	1.89	F.P	FP
8	0.032	3.478	N.P	1.81	F.P	1.58	F.P	GP
9	0.055	4.741	G.P	2.62	F.P	2.28	F.P	FP
10	0.036	4.042	G.P	2.08	F.P	1.82	F.P	GP
11	0.059	4.583	G.P	2.60	F.P	2.27	F.P	FP
12	0.034	4.300	G.P	2.15	F.P	1.87	F.P	NP
13	0.025	3.846	N.P	1.83	F.P	1.60	F.P	NP
14	0.041	4.755	G.P	2.43	F.P	2.12	F.P	FP

* (NP= Normal Profil, GP= Geçiş Profili, FP Fırtına Profili)

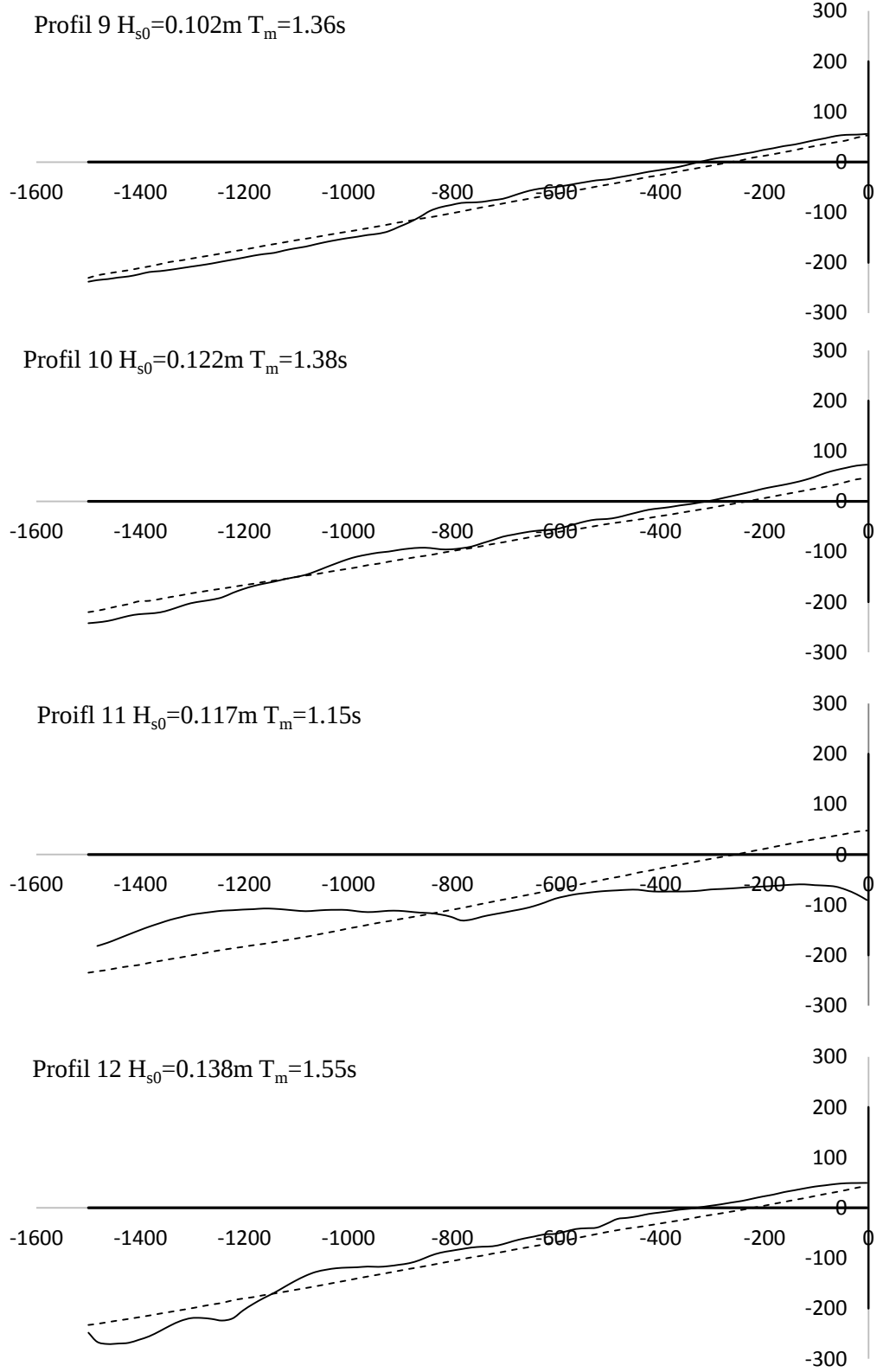
Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.2$ m konumundaki kıyı profilleri Şekil 3.14'de gösterilmiştir (birimler mm'dir).



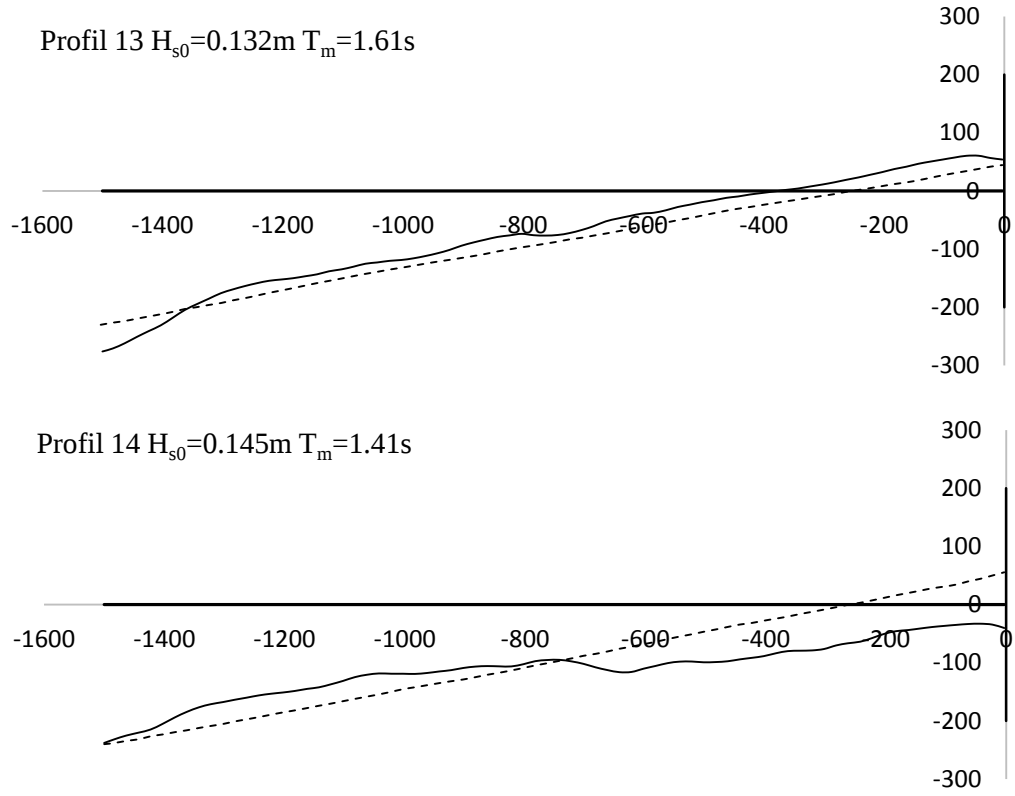
Şekil 3.14 Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.2$ m konumunda kıyı profilleri



Şekil 3.14 Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.2$ m konumunda kıyı profilleri (devamı)



Şekil 3.14 Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.2$ m konumunda kıyı profilleri (devamı)



Şekil 3.14 Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.2$ m konumunda kıyı profilleri (devamı)

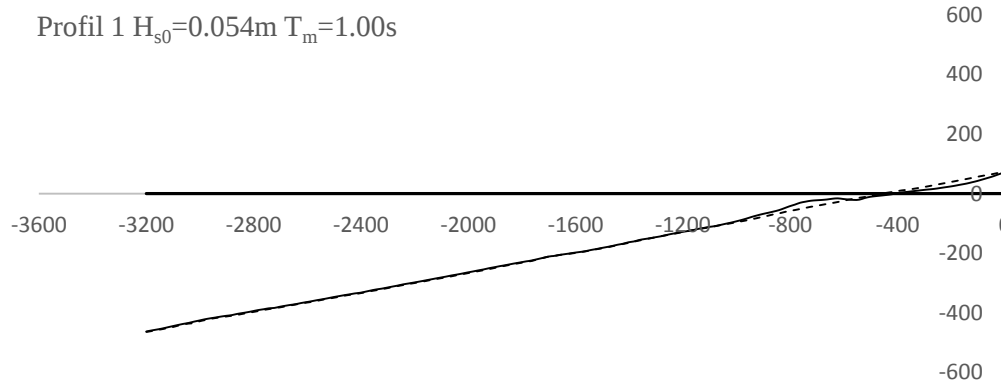
1/6 kıyı eğimindeki profil değişim ve katsayıları Horikawa [127], Dean [125], Hattori ve Kawamata [126]'ya göre değerlendirilerek Çizelge 3.5'de ayrı ayrı verilmiştir. Ayrıca kıyı duvarının topuğunda taban seviyesinde meydana gelen değişim limnimetre ile ölçülerek belirlenmiştir.

Çizelge 3.5 Duvarın X=0.2 m konumunda bulunması halinde kıyı profillerinin değişimi ve katsayıları

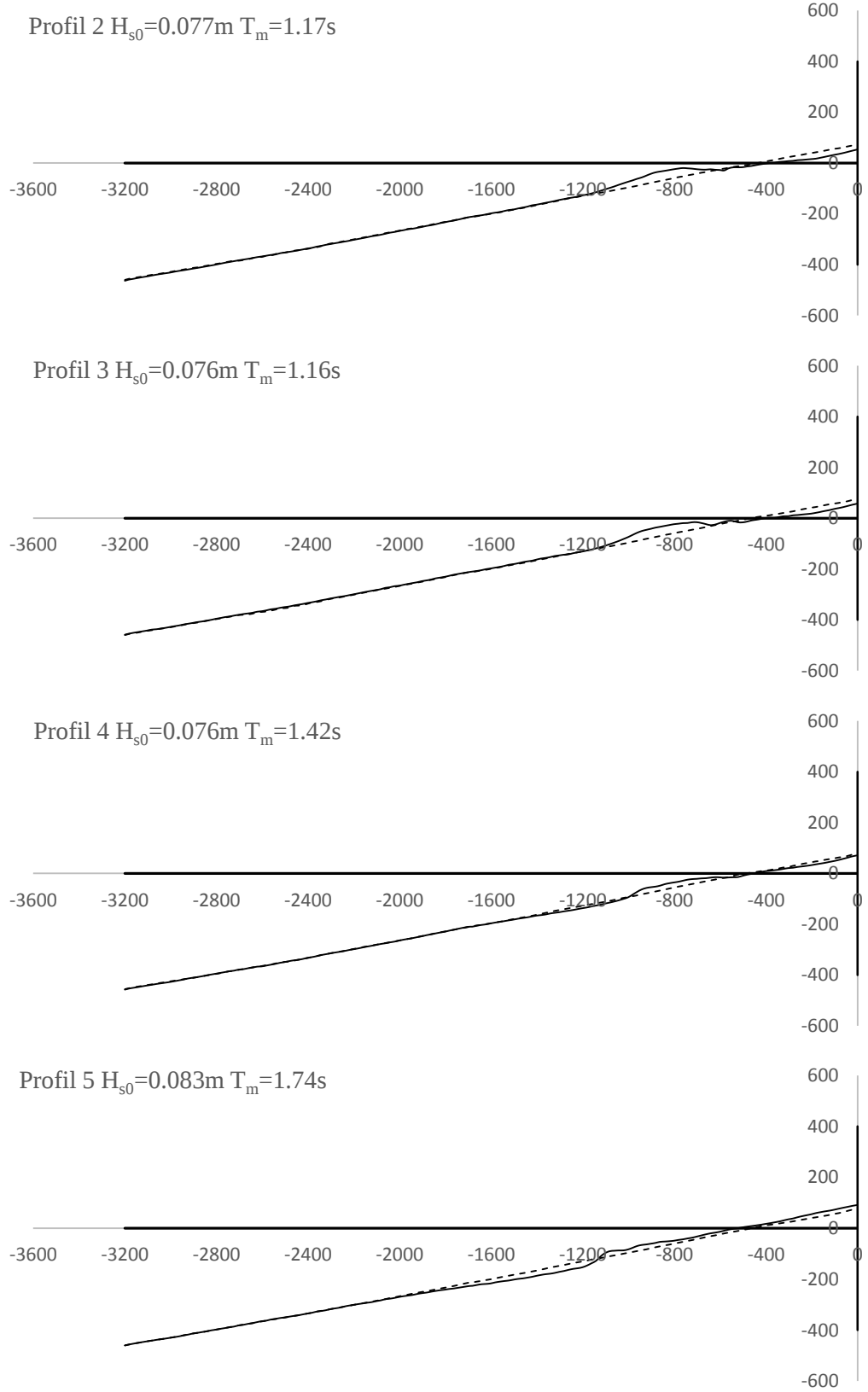
Deney No	H_{s0}/L_{om}	Horikawa [127]		Dean [125]		Hattori ve Kawamata [126]		Limnometre ile ölçülen değerler (cm)	Gözlenen Profil Tipi
		C	Profil Tipi	$\frac{0.6H_{s0}g T_m}{\pi L_{om}w_s}$	Profil Tipi	$\frac{H_{s0}g T_m \tan\beta}{L_{om}w_s}$	Profil Tipi		
1	0.039	2.487	N.P	1.48	F.P	1.30	F.P	-0.50	FP
2	0.054	3.349	N.P	2.01	F.P	1.75	F.P	-1.94	FP
3	0.052	3.370	N.P	2.00	F.P	1.75	F.P	-2.24	FP
4	0.045	3.479	N.P	1.98	F.P	1.73	F.P	-3.55	FP
5	0.021	3.022	N.P	1.47	F.P	1.29	F.P	2.24	NP
6	0.021	2.950	N.P	1.44	F.P	1.26	F.P	1.43	NP
7	0.051	4.124	G.P	2.32	F.P	2.02	F.P	-9.93	FP
8	0.023	3.132	N.P	1.54	F.P	1.35	F.P	-0.12	FP
9	0.035	3.859	N.P	2.01	F.P	1.75	F.P	0.32	NP
10	0.041	4.541	G.P	2.35	F.P	2.05	F.P	2.65	NP
11	0.057	4.940	G.P	2.72	F.P	2.38	F.P	-14.36	FP
12	0.037	4.787	G.P	2.38	F.P	2.08	F.P	0.32	NP
13	0.033	4.444	G.P	2.19	F.P	1.91	F.P	0.93	NP
14	0.047	5.332	G.P	2.74	F.P	2.39	F.P	-9.70	FP

* (NP= Normal Profil, GP= Geçiş Profili, FP Fırtına Profili)

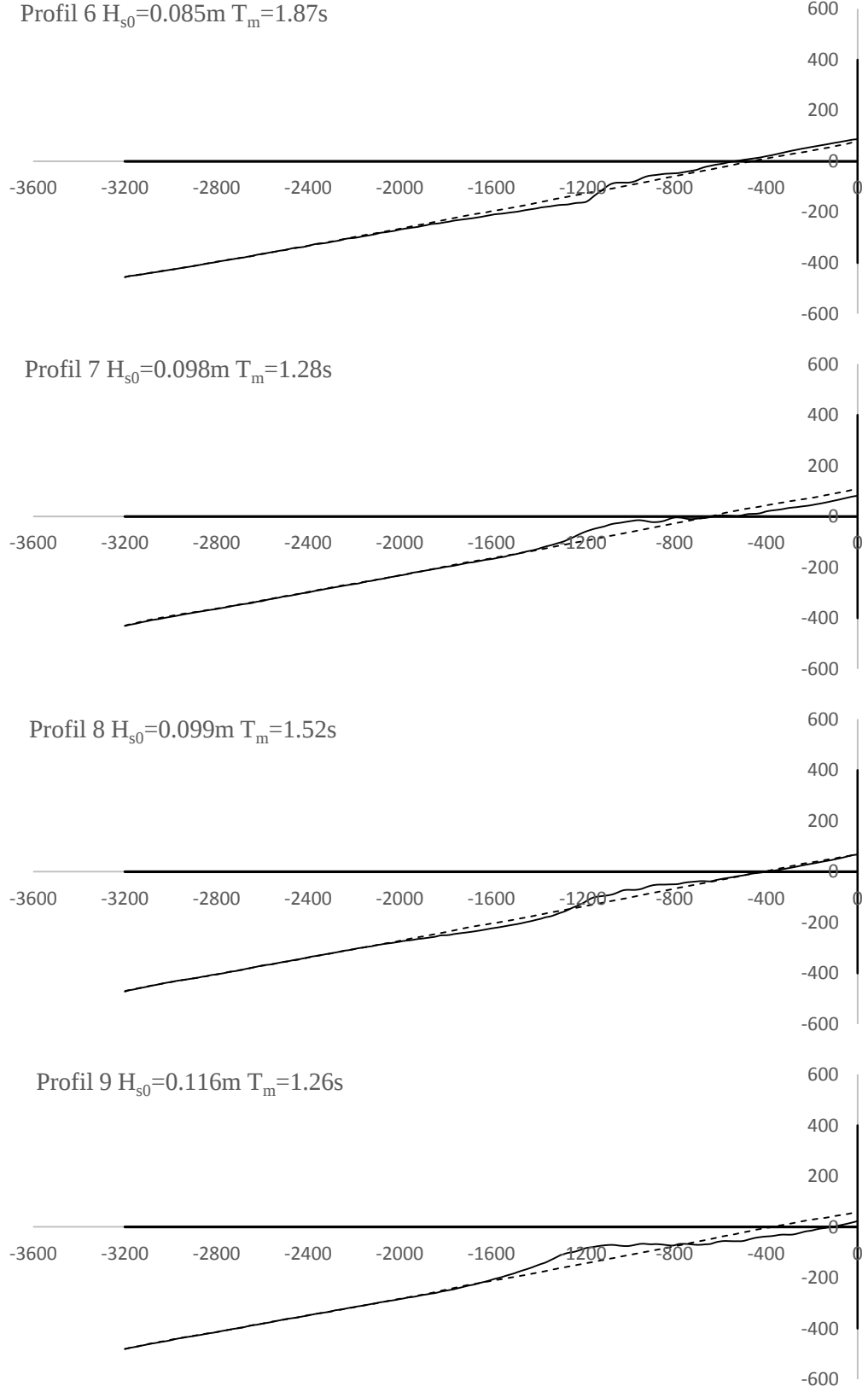
Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde X=0.4 m konumundaki kıyı profilleri Şekil 3.15’de gösterilmiştir (birimler mm’dir).



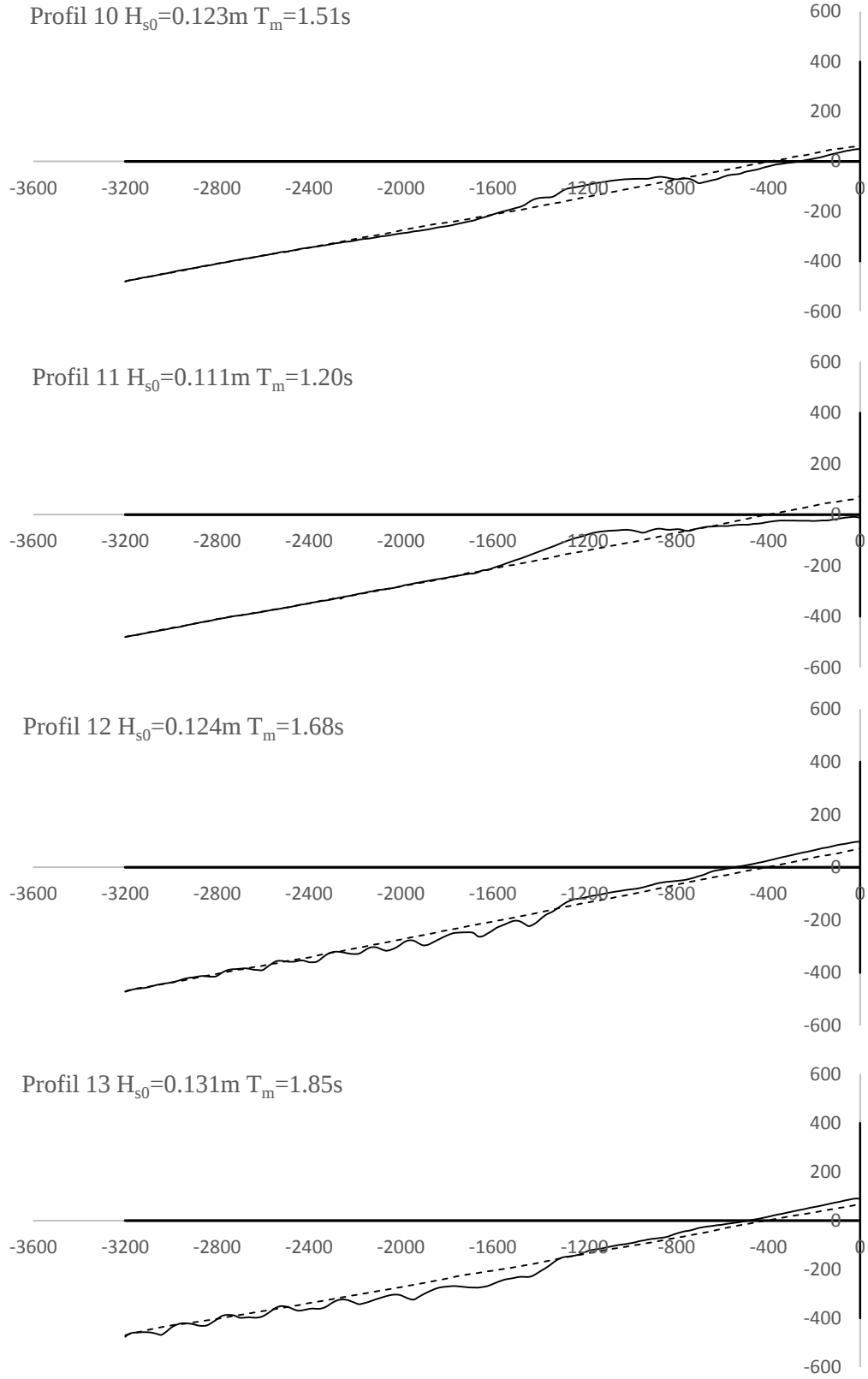
Şekil 3.15 Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde X=0.4 m konumunda kıyı profilleri



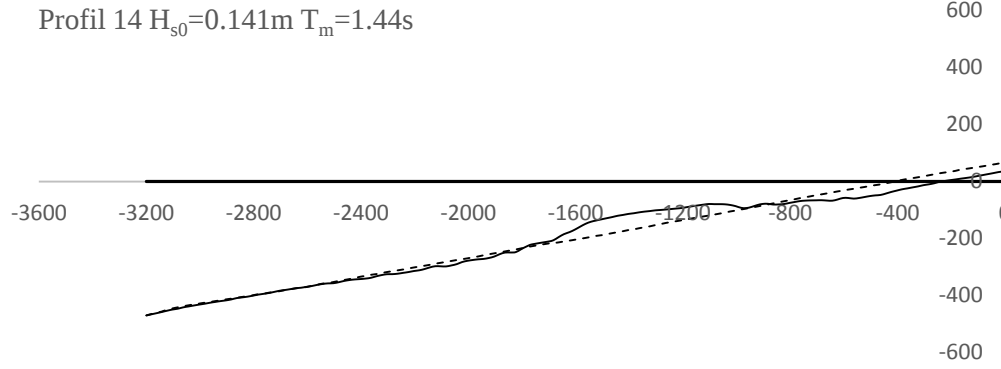
Şekil 3.15 Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.4$ m konumunda kıyı profilleri (devamı)



Şekil 3.15 Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.4$ m konumunda kıyı profilleri (devamı)



Şekil 3.15 Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.4$ m konumunda kıyı profilleri (devamı)



Şekil 3.15 Kıyı duvarının tırmanma bölgesinde $X=0.4$ m konumunda kıyı profilleri (devamı)

1/6 kıyı eğimindeki profil değişim ve katsayıları Horikawa [127], Dean [125], Hattori ve Kawamata [126]'ya göre değerlendirilerek Çizelge 3.6'da ayrı ayrı verilmiştir. Ayrıca kıyı duvarının topuğunda taban seviyesinde meydana gelen değişim limnimetre ile ölçülerek belirlenmiştir.

Çizelge 3.6 Duvarın $X=0.4$ m konumunda bulunması halinde kıyı profillerinin değişimi ve katsayıları

Deney No	H_{s0}/L_{0m}	Horikawa [127]		Dean [125]		Hattori ve Kawamata [126]		Limnimetre ile ölçülen değerler (cm)	Gözlenen Profil Tipi
		C	Profil Tipi	$\frac{0.6H_{s0}g T_m}{\pi L_0 w_s}$	Profil Tipi	$\frac{H_{s0}g T_m \tan \beta}{L_0 w_s}$	Profil Tipi		
1	0.035	2.504	N.P	1.45	F.P	1.26	F.P	-0.28	FP
2	0.036	3.214	N.P	1.76	F.P	1.54	F.P	-2.08	FP
3	0.036	3.170	N.P	1.74	F.P	1.52	F.P	-2.06	FP
4	0.024	2.775	N.P	1.42	F.P	1.24	F.P	-1.05	FP
5	0.018	2.657	N.P	1.27	F.P	1.11	F.P	4.11	NP
6	0.015	2.585	N.P	1.21	F.P	1.05	F.P	0.67	NP
7	0.038	3.840	N.P	2.04	F.P	1.78	F.P	-2.96	FP
8	0.027	3.456	N.P	1.73	F.P	1.51	F.P	0.55	GP
9	0.047	4.598	G.P	2.45	F.P	2.14	F.P	-3.92	FP
10	0.035	4.330	G.P	2.18	F.P	1.90	F.P	-1.53	FP
11	0.049	4.537	G.P	2.46	F.P	2.15	F.P	-8.26	FP
12	0.028	4.053	G.P	1.96	F.P	1.71	F.P	2.65	NP
13	0.025	4.037	G.P	1.89	F.P	1.65	F.P	2.22	NP
14	0.044	5.119	G.P	2.61	F.P	2.28	F.P	-3.35	FP

Şekillerden de görüldüğü gibi kıyı profillerinin sınıflandırılmasında dalga dikliği, H_{s0}/L_{0m} , oldukça etkili bir boyutsuzdur. Dalga dikliğinin büyük olduğu şartlarda fırtına veya geçiş profili oluşurken küçük dalga dikliklerinde normal profil oluşmuştur. Ancak aynı dalga periyodu için dalga yüksekliğinin artması halinde normal profilden fırtına profiline doğru değişim gözlenmektedir. Bu da dalga yüksekliğinin kıyı profillerinin şekillenmesi üzerinde etkisinin olduğunu göstermektedir. Ancak derin su dalga dikliği

kıyı eğimini içermediğinden kıyı profillerinin şekillenmesini tam olarak açıklamamaktadır. Bu çalışma sadece 1/6 şev eğiminde gerçekleştirilmiş ve oluşan profiller fırtına profili ağırlıktadır.

3.2.2.4 Tırmanma Yükseklikleri

Bu çalışmanın amacı kıyı çizgisi ve gerisinde yer alan kıyı duvarlarının kıyı profillerine etkisi ile kıyı duvarı önündeki oyulma ya da yığılma mekanizmasının anlaşılmasıdır. Bu nedenle tırmanma bölgesi içerisinde kıyı duvarının hangi konuma yerleştirileceğinin belirlenmesi amacıyla seçilen dalga şartları için tırmanma yükseklikleri hem deneysel hem de teknik olarak belirlenmeye çalışılmıştır. Çizelge 3.7 'de düzensiz dalga halinde Mase [6]'nın, Hedges ve Mase [90]'ın tırmanma ifadeleri verilmiştir ve Çizelge 3.8'de ise bu ifadelerden yararlanılarak R_{umaks} , $R_{u\%2}$, $R_{u1/10}$, $R_{u1/3}$ ve R_{uort} hesaplanmıştır. Çizelge 3.9'da verilen ölçüm R_{umaks} , $R_{u\%2}$, $R_{u1/10}$, $R_{u1/3}$ ve R_{uort} ifadeleri ise deney süresince yarım saat ara ile alınan beş dakikalık tırmanma yüksekliklerinin ortalamasını göstermektedir.

Çizelge 3.7 Düzensiz dalga halinde tırmanma ifadeleri

	Sembol	Mase [6]	Hedges ve Mase [90]
Maksimum tırmanma	R_{umaks}	$\frac{R_{umaks}}{H_{s0}} = 2.32\xi_{0s}^{0.77}$	–
%2 aşılma	$R_{u\%2}$	$\frac{R_{u\%2}}{H_{s0}} = 1.86\xi_{0s}^{0.71}$	$\frac{R_{u\%2}}{H_{s0}} = 1.49\xi_{0s}$
Tırmanmada en yüksek 1/10'unun ortalaması	$R_{u1/10}$	$\frac{R_{u1/10}}{H_{s0}} = 1.70\xi_{0s}^{0.71}$	$\frac{R_{u1/10}}{H_{s0}} = 1.36\xi_{0s}$
Tırmanmada en yüksek 1/3'ünün ortalaması	$R_{u1/3}$	$\frac{R_{u1/3}}{H_{s0}} = 1.38\xi_{0s}^{0.70}$	$\frac{R_{u1/3}}{H_{s0}} = 1.10\xi_{0s}$
Ortalama tırmanma	R_{uort}	$\frac{R_{uort}}{H_{s0}} = 0.88\xi_{0s}^{0.69}$	$\frac{R_{uort}}{H_{s0}} = 0.70\xi_{0s}$

Burada, ξ_{0s} derin su dalga dikliği içeren surf parametresi, $\tan\beta$ kıyı eğimi, H_{s0} derin su dalga yüksekliği, L_{0s} belirgin dalga periyodunu içeren dalga boyu, g yerçekimi ivmesi T_s belirgin dalga periyodudur.

$$\xi_{0m} = \frac{\tan\beta}{\sqrt{H_{s0}/L_{0s}}}, L_{0s} = \frac{g}{2\pi} T_s^2 \quad (3.31)$$

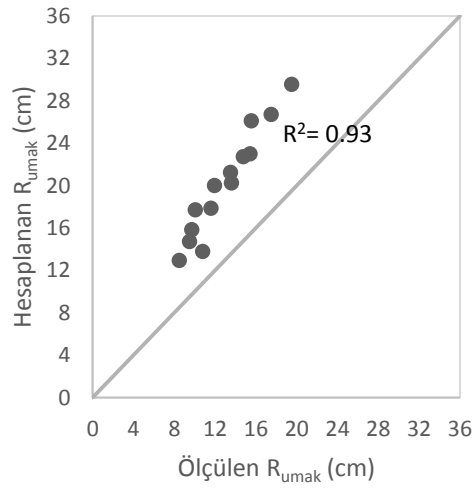
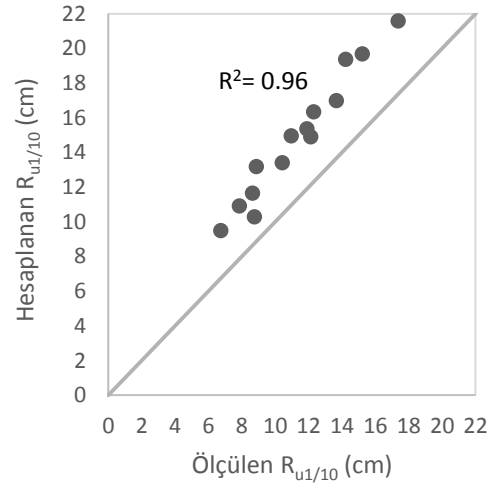
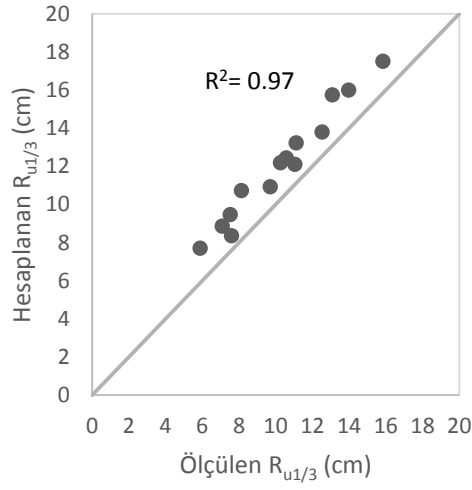
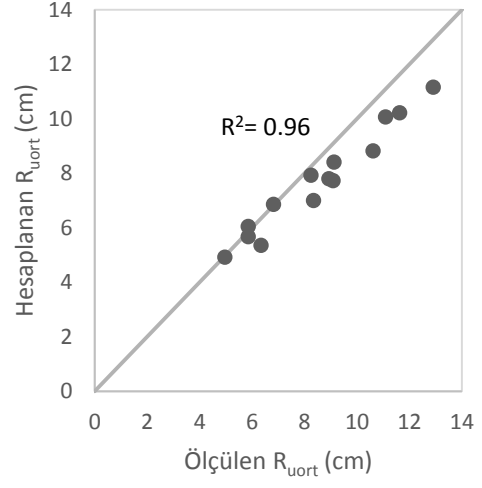
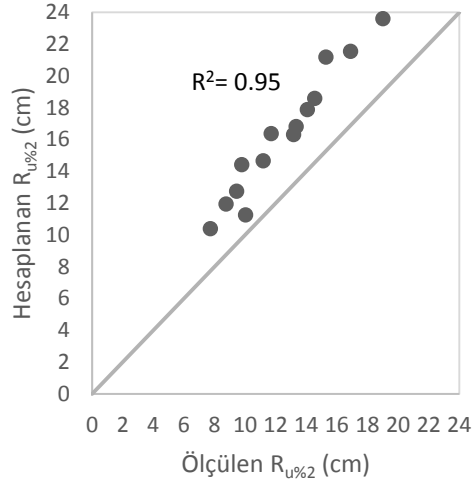
Çizelge 3.8 Hesaplanan tırmanma yükseklikleri

Deney No	Mase [6]					Hedges ve Mase [90]			
	R _{umaks}	R _{u%2}	R _{u1/10}	R _{u1/3}	R _{uort}	R _{u%2}	R _{u1/10}	R _{u1/3}	R _{uort}
1	12.96	10.40	9.50	7.72	4.92	11.30	10.31	8.31	5.26
2	13.81	11.25	10.28	8.37	5.35	11.19	10.21	8.26	5.25
3	14.74	11.94	10.92	8.88	5.67	11.64	10.63	8.59	5.46
4	15.85	12.76	11.66	9.47	6.05	12.51	11.42	9.22	5.85
5	21.26	16.82	15.37	12.45	7.92	17.02	15.54	12.50	7.91
6	22.73	17.89	16.35	13.23	8.41	18.17	16.58	13.33	8.43
7	17.73	14.43	13.19	10.73	6.86	13.85	12.64	10.22	6.50
8	20.26	16.32	14.91	12.11	7.73	16.20	14.78	11.93	7.57
9	20.02	16.38	14.97	12.19	7.80	15.70	14.33	11.60	7.39
10	23.01	18.59	16.99	13.81	8.82	18.27	16.68	13.47	8.56
11	17.89	14.67	13.41	10.93	6.99	13.86	12.65	10.25	6.53
12	26.73	21.55	19.69	16.00	10.21	21.52	19.64	15.85	10.07
13	29.56	23.62	21.58	17.51	11.16	23.53	21.48	17.31	10.97
14	26.13	21.19	19.37	15.75	10.06	20.70	18.89	15.27	9.71

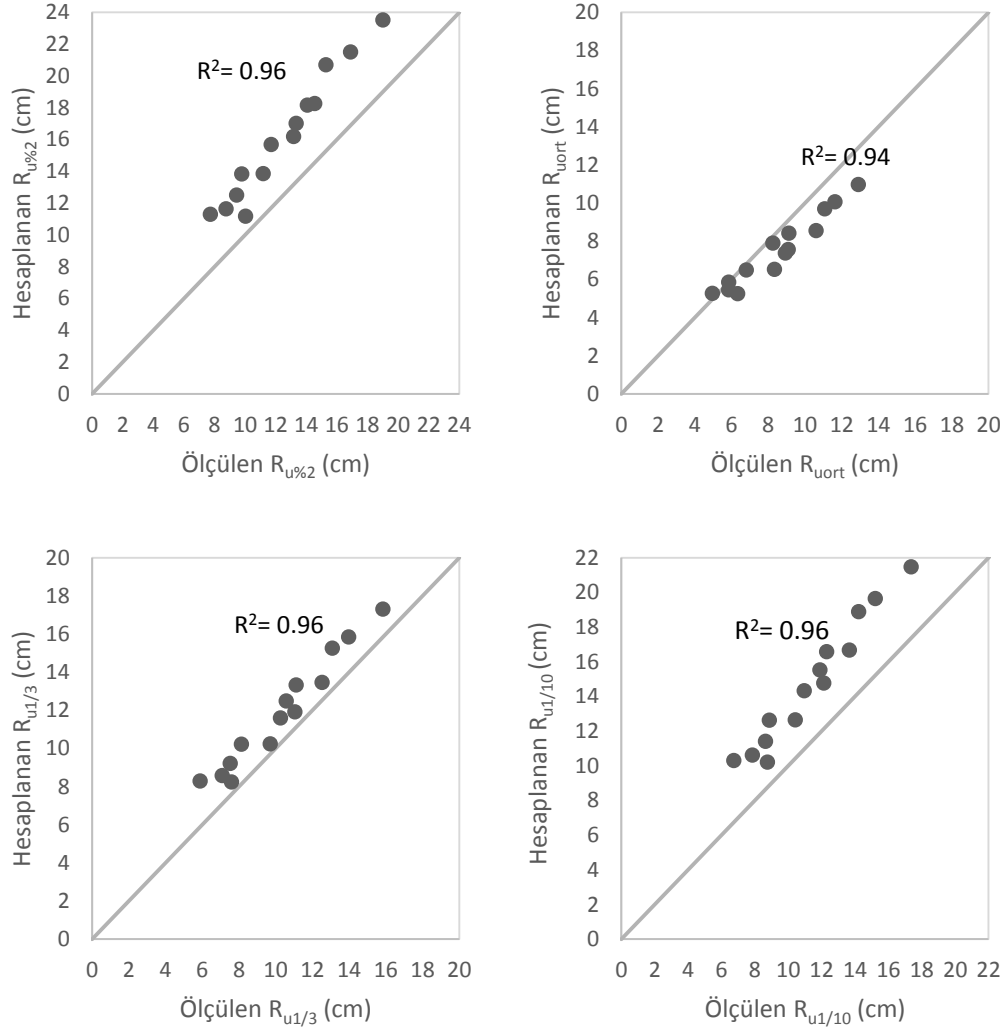
Çizelge 3.9 Ölçülen tırmanma yükseklikleri

Deney No	Ölçülen (cm)				
	R _{umaks}	R _{uort}	R _{u%2}	R _{u1/10}	R _{u1/3}
1	8.50	4.97	7.73	6.75	5.87
2	10.80	6.35	10.03	8.76	7.58
3	9.50	5.86	8.75	7.86	7.08
4	9.72	5.86	9.45	8.65	7.53
5	13.50	8.26	13.33	11.91	10.57
6	14.76	9.13	14.07	12.30	11.12
7	10.07	6.82	9.78	8.88	8.13
8	13.60	9.10	13.16	12.14	11.04
9	11.93	8.94	11.69	10.97	10.25
10	15.43	10.63	14.55	13.67	12.52
11	11.60	8.35	11.18	10.44	9.70
12	17.50	11.64	16.89	15.23	13.97
13	19.50	12.91	19.01	17.38	15.83
14	15.57	11.09	15.29	14.23	13.09

Şekil 3.16 Ölçülen tırmanma yüksekliği ile Mase [6]'ya ve Hedges ve Mase [90]'a göre hesaplanan tırmanma yüksekliği arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Şekilde yatay eksen ölçülen yani deney süresince yarım saat ara ile alınan beş dakikalık tırmanma yüksekliklerinin ortalamasını düşey eksen ise hesaplanan tırmanma yüksekliğini ifade etmektedir.



- a) Ölçülen tırmanma yüksekliği ile Mase [6]'ya göre hesaplanan tırmanma yüksekliği arasındaki ilişki



b) Ölçülen tırmanma yüksekliği ile Hedges ve Mase [90]'a göre hesaplanan tırmanma yüksekliği arasındaki ilişki

Şekil 3.16 Ölçülen tırmanma yüksekliği ile hesaplanan tırmanma yüksekliği arasındaki ilişki

3.2.2.5 Hız Ölçümleri

Deneylerde akım davranışının belirlenmesi için, Nortek Vectrino Plus model Acoustic Doppler Velocimeter (ADV) kullanılmıştır. ADV, ultrasonik ses dağılımlarının yayılma prensibini açıklayan doppler prensibinden yararlanarak hız ölçümü için geliştirilmiştir. ADV’de bir iletici ve dört alıcı transdüser bulunmaktadır. İletici merkez hatta dört alıcı da onun etrafında yer almaktadır (Şekil 3.17). Akustik sinyaller, alıcı ve iletici sinyallerin algılayıcıdan 5 cm aşağıda kesişmesini sağlayacak şekilde yönlendirilmişlerdir. Bu sinyallerin kesiştiği noktaya örnekleme hacmi denir (Şekil 3.18). İletici transdüser düşey olarak 3-15 mm’yi kapsayan kısa bir sinyal gönderir ve

alıcı transdüserler örnekleme hacmi tarafından karşılanan yansımayı alır. Örnekleme hacmi 6 mm'lik bir çapa sahiptir. ADV'deki dört alıcının hepsi, üç hız bileşenini elde etmek için, örnekleme hacmine odaklanmıştır.



Şekil 3.17 Yana bakan prob (Nortek Vectrino Velocimeter [129])



Şekil 3.18 ADV örnekleme hacmi (Nortek Vectrino Velocimeter [129])

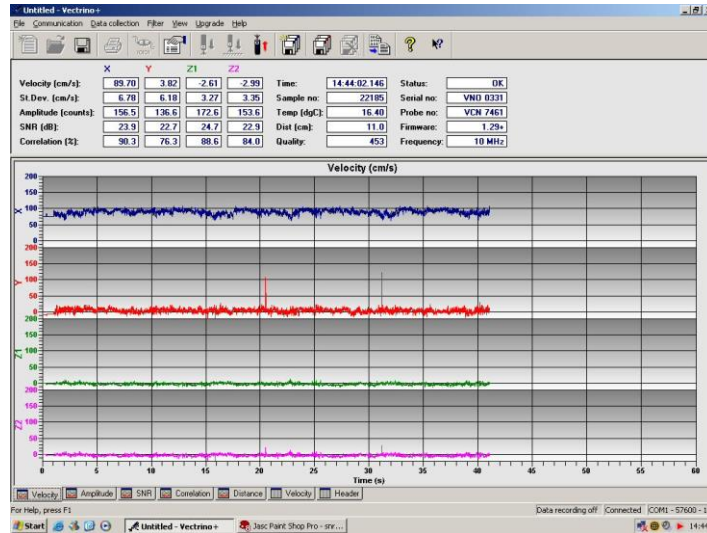
ADV, çok küçük hacimlerde bile hızın üç bileşenini daha doğru ölçebilmektedir. Akustik ölçümlerin suyun içinde ileten üç boyutlu uzaktan algılamaya sahip bir hız sensörüdür. Bu titreşimler suyun içindeki taneler tarafından üç boyutta saptırılmakta ve oluşan yankı ADV'nin sahip olduğu alıcılar tarafından alınmaktadır. Akıntı ölçer üç boyuttaki yankı bileşenlerinin büyüklüğüne göre değişmekte, böylece üç boyutta hız belirlenebilmektedir. Dikkat edilmesi gereken en önemli husus bir iletici ve dört alıcı transdüserlerin (alıcılarının) tamamen batmış olmasıdır.

Maksimum örnekleme oranı 200 Hz olan ADV'nin teknik özellikleri Çizelge 3.10'da verilmiştir.

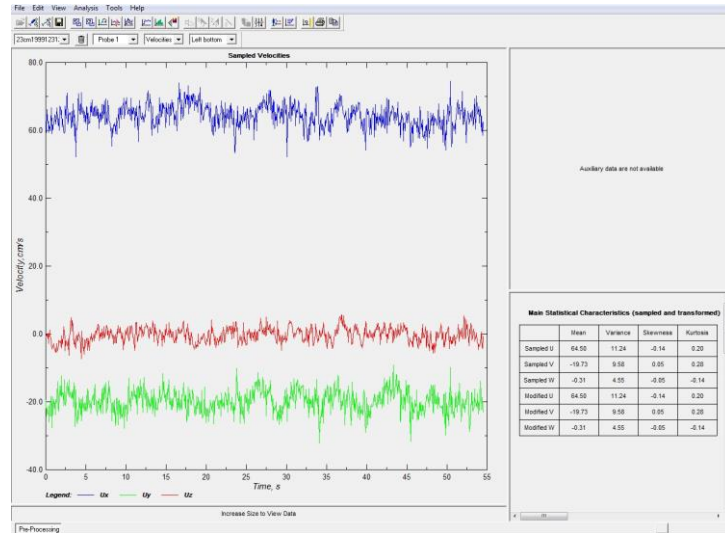
Çizelge 3.10 ADV'nin teknik özellikleri (Nortek Vectrino Velocimeter [129])

Boyutlar	Silindir çapı 70 mm ve yükseklik 388mm
Akım Hızı Ölçümleri	
Hız Aralığı	$\pm 0.01, 0.1, 0.3, 1, 2, 4$ m/s
Hata Payı	Ölçülen ± 1 mm/s değerinin $\pm \%0.5$
Örnekleme Oranı	1-200Hz (Vectrino Plus)
Örnekleme Hacmi	
Proptan mesafesi	0.05 m
Çapı	6 mm
Yüksekliği	3-15mm
Rastgele Hata	25 Hz'de hız aralığının $\%1$ 'i.
Eko Gücü	
Akustik Frekans	10 MHz
Dinamik aralık	60 dB
Çevresel	
Deney sırasındaki ısı	-5 °C ile 45°C arasında
Saklama Koşullarındaki ısı	-15 °C ile 60°C arasında
Güç	
DC-giriş	12-48 VDC
200Hz'deki max. Tüketim	1.5W

Şekil 3.19'de deneyler sırasında Akustik Doppler ile ölçüm yapıldığında kayıt alınan andaki Vectrino Plus çalışma sayfası görülmektedir. Vectrino Plus programıyla yapılan ölçümler uygun dosya formatına çevrilmektedir. Uygun dosya formatına çevrilen bu veriler Explore V programı ile işlenmiştir (Şekil 3.20).

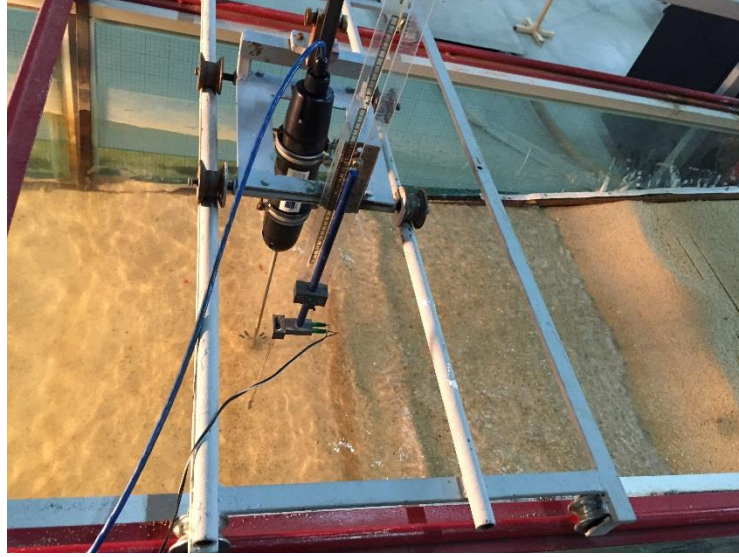


Şekil 3.19 Vectrino Plus ADV çalışma sayfası



Şekil 3.20 ExploreV çalışma sayfası

Bu çalışmada yapılan deneylerde yana bakan prob kullanılmıştır (Şekil 3.17). Ölçüm derinliğinin her deneyde ortalama 11-12 cm olduğu ve ölçümlerin tabandan su yüzeyine kadar alınabileceği düşünülerek yana bakan prob tercih edilmiştir. Çünkü aşağı bakan prob kendinden 5 cm aşağıyı ölçmekte bu da alıcılarının su kütesinin dışına çıkarak hatalı ölçüm alma riskini artırmaktadır. Örnekleme oranı 100 Hz alınan ADV ölçümleri dalga kayıtlarıyla eş zamanlı olarak alınmıştır. Ayrıca akıntı ölçerin derinliği limnimetre ile kontrol edilmiş ve böylece istenilen derinlikte ölçüm olanağı sağlanmıştır. Deneylerde kullanılan ADV'ye ait bazı görüntüler Şekil 3.21'de verilmiştir.



(a) Deneylerde kullanılan ADV



(b) Deney sisteminde ADV ve limnimetrenin yerleştirildiği hareketli tabla

Şekil 3.21 Deneylerde kullanılan ADV'ye ait görüntüler

3.3 Boyut Analizi

Boyut analizinin esası, farklı değişkenleri kapsayan fiziksel sistemleri daha az sayıda boyutsuz gruplar halinde ifade etmektir. Değişkenlerin gruplar halinde düzenlenmesinde, her bir grubun fiziksel bir anlama sahip olmasına dikkat edilir.

Bütün fiziksel parametreler, mühendislikte [M] Kütle veya [K] Kuvvet , [L] Uzunluk, [T] Zaman temel boyutlar olarak bilinen büyüklükler ile izah edilmektedir.

Ölçü birimlerine tabi olan fiziksel büyüklüklere boyutlu büyüklükler (hız, ağırlık vs.), ölçü birimlerinden tamamen bağımsız olan büyüklüklere ise boyutsuz büyüklükler (açı gibi) denir. Ancak bilindiği gibi doğada bütün olaylar insanların kurmuş olduğu birim sistemlerinden bağımsız olarak meydana geldiği için, boyut analizinin amacı bir fiziksel olaya etki eden birçok parametreyi boyutsuz sayılarla ifade etmektedir (Yüksel [124]).

Tırmanma bölgesinde meydana gelen taban değişimleri dalga ile duvar etkileşimini karakterize eden bazı bağımsız değişkenlere bağlıdır. Bu bağımsız değişkenler Çizelge 3.11’de gösterilmiştir.

Çizelge 3.11 Etkili parametreler

	Parametre	Sembol	Birim	Boyut
Dalgayı karakterize eden değişkenler	Belirgin Dalga Yüksekliği	H_s	m	L
	Ortalama Dalga Periyodu	T_m	sn	T
	Tırmanma Yüksekliği	R_u	m	L
	Akışkanın Özgül Kütlesi	ρ_w	kg/m ³	ML ⁻³
	Çökme Hızı	w	m/sn	LT ⁻¹
Taban malzemesini karakterize eden değişkenler	Tane Çapı	d_{50}	m	L
	Katı Madde Özgül Kütlesi	ρ_s	kg/m ³	ML ⁻³
Duvarın konumunu karakterize eden değişkenler	Yığılma / Erozyon	ε	m	L
	Duvarın Yataydaki Konumu	X	m	L
Diğer değişkenler	Yerçekimi İvmesi	g	m/sn ²	LT ⁻²
	Eğim	m	-	-

Dalgaların tırmanma bölgesinde, kıyı duvarı ile etkileşimi sonucunda deniz tabanı hareketinin birçok bağımsız değişkene bağlı olarak etkileneceği düşünülerek S aşağıdaki ifade ile gösterilebilir.

$$S=f_1(H_s, T_m, R_u, \rho_w, w, d_{50}, \rho_s, \varepsilon, X, g, m) \quad (3.32)$$

Deneyssel çalışmada olaya etkili olan değişkenlerin sayısını azaltmak ve bağımsız değişkenleri boyutsuz formda ifade edebilmek için yukarıdaki değişkenlerden H_s , ρ_w ve T_m tekrarlanan değişkenler olarak seçilerek boyut analizi uygulanmıştır (Çizelge 3.12).

Çizelge 3.12 Parametre boyutları

	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6	k_7	k_8	k_9	k_{10}	k_{11}
	R_u	w	d_{50}	ρ_s	ε	X	g	m	H_s	ρ_w	T_m
M	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0
L	1	1	1	-3	1	1	1	0	1	-3	0
T	0	-1	0	0	0	0	-2	0	0	0	1

Çizelge

3.14'den aşağıdaki bağıntılar yazılabilir;

$$k_4 + k_{10} = 0$$

$$-k_1 - k_3 + k_4 - k_5 - k_6 - 3k_7 + k_9 + k_{11} + k_{10} = 0$$

$$-k_2 - 2k_7 + k_{11} = 0$$

boyutsuz sayılar aşağıdaki Çizelge 3.13 yardımıyla elde edilir.

Çizelge 3.13 Boyutsuz parametrelerin üstel değerleri

	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6	k_7	k_8	k_9	k_{10}	k_{11}
	R_u	w	d_{50}	ρ_s	ε	X	g	m	H_s	ρ_w	T_m
Π_1	1	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0
Π_2	0	1	0	0	0	0	0	0	-1	0	1
Π_3	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0	0
Π_4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-1	0
Π_5	0	0	0	0	1	0	0	0	-1	0	0
Π_6	0	0	0	0	0	1	0	0	-1	0	0
Π_7	0	0	0	0	0	0	1	0	-1	0	2
Π_8	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0

Yukarıdaki işlemler sonucunda taban hareketinde etkili boyutsuz parametreler aşağıdaki gibi bulunmuştur.

$$\Pi_1 = \frac{R_u}{H_s}, \Pi_2 = \frac{wT_m}{H_s}, \Pi_3 = \frac{d_{50}}{H_s}, \Pi_4 = \frac{\rho_s}{\rho_w}, \Pi_5 = \frac{\varepsilon}{H_s}, \Pi_6 = \frac{X}{H_s}, \Pi_7 = \frac{g T_m^2}{H_s}, \Pi_8 = m$$

O halde boyutsuzların fonksiyonu aşağıdaki ifade ile verilmektedir.

① $\frac{R_u}{H_s} \Rightarrow \frac{R_u}{R_u} \times \frac{H_s}{H_s}$ ⑤ $\Rightarrow \frac{\varepsilon}{R_u}$	Boyutsuz Oyulma Parametresi
② $P = \frac{H_0}{wT_m}$	Profil Parametresi
① $\frac{R_u}{H_s} \Rightarrow \frac{R_u}{H_s} \times \frac{H_s}{X}$ ⑥ $\Rightarrow \frac{R_u}{X}$	Boyutsuz Tırmanma Parametresi
⑤ $\frac{\varepsilon}{H_s} \Rightarrow \frac{\varepsilon}{H_s} \times \frac{H_s}{X}$ ⑥ $\Rightarrow \frac{\varepsilon}{X}$	Göreceli Oyulma Parametresi
⑤ $\frac{\varepsilon}{H_s}$	Boyutsuz Oyulma Parametresi
③ $\frac{d_{50}}{H_s}$	Boyutsuz Sediment Parametresi (sabit)
④ $\frac{\rho_s}{\rho_w}$	Boyutsuz Yoğunluk Parametresi (sabit)
⑦ $\frac{H_s}{gT_m^2}$	Dalga Dikliği
⑧ m	Kıyı Eğimi

$$f\left(\frac{\varepsilon}{R_u}, \frac{H_0}{wT_m}, \frac{d_{50}}{H_s}, \frac{\rho_s}{\rho_w}, \frac{\varepsilon}{H_s}, \frac{\varepsilon}{X}, \frac{H_s}{gT_m^2}, m\right) \quad (3.33)$$

Deneylerde taban malzemesi özellikleri ve kıyı eğimi değiştirilmediğinden 3,4 ve 8. Boyutsuzlar dikkate alınmamıştır. Böylece boyutsuz fonksiyon indirgenerek aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$f\left(\frac{\varepsilon}{R_u}, \frac{H_0}{wT_m}, \frac{\varepsilon}{H_s}, \frac{\varepsilon}{X}, \frac{H_s}{gT_m^2}\right) \quad (3.34)$$

Bu fonksiyonda

$$\Pi_6 \times \frac{1}{\Pi_7} = \frac{X}{H_s} \times \frac{H_s}{gT_m^2} = \frac{X}{L} \text{ yazılabilir, böylece fonksiyon}$$

$$f\left(\frac{\varepsilon}{R_u}, \frac{H_0}{wT_m}, \frac{X}{L}, \frac{\varepsilon}{X}, \frac{H_s}{gT_m^2}\right) \quad (3.35)$$

formunda da yazılabilir.

DENEYSEL ÇALIŞMALARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

4.1 Giriş

Deneysel çalışmada kıyı duvarının yerleştirme konumunun belirlenebilmesi için öncelikle 14 farklı dalga koşulunda oluşan tırmanma yükseklikleri maksimum, R_{umaks} , %2 aşılma olasılığına sahip, $R_{u\%2}$, ve en yüksek 1/3 ortalamaya sahip, $R_{u1/3}$, olmak üzere belirlenmiştir. Bu şartlara göre kıyı duvarı

1) Kıyı çizgisinin gerisine, $X=20$ cm ve

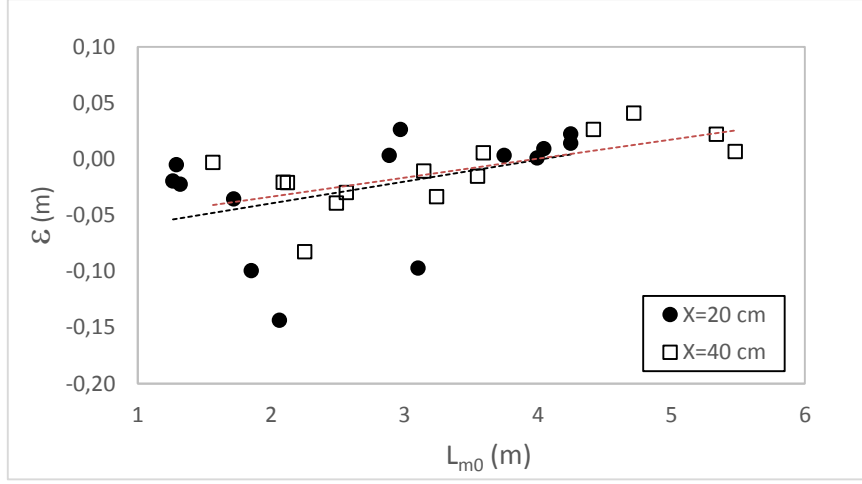
2) Kıyı çizgisinin gerisine, $X=40$ cm

olmak üzere iki farklı konuma yerleştirilerek kıyı duvarının önünde oluşan taban değişim (oyulma/yığılma) miktarları belirlenmiştir.

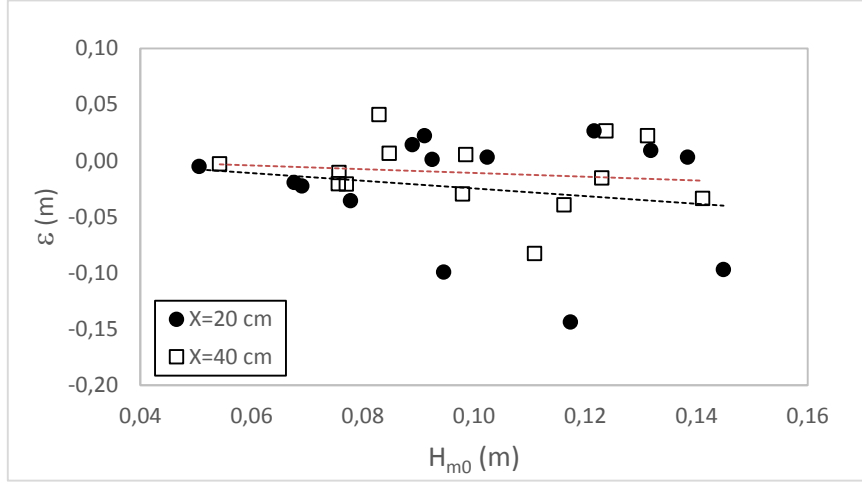
1/6 sabit taban eğiminde ve sabit katı madde çapında seçilen tüm dalga şartlarında kıyı duvarı yerleştirilmeden önce elde edilen kıyı profilleri Bölüm 3’de tanımlanmıştır. Kıyı duvarlarının farklı konumlara yerleştirilmesi halinde kıyı duvarı önünde oyulma ve yığılma (ε taban değişimi) gözlenmiş ancak bu oyulma ve yığılma miktarları farklı konum ve farklı dalga şartlarında değişik miktarlarda oluşmuştur.

4.2 Kıyı Duvarları Önünde Taban Değişiminin Değerlendirilmesi

Şekil 4.1 ve 4.2’de sırasıyla L_{m0} ve H_{m0} ile farklı konumlardaki kıyı duvarının önündeki taban değişimi çizilerek gösterilmiştir. Şekiller incelendiğinde dalga boyu arttığında kıyı duvarı önündeki taban değişimi yığılma modunda meydana gelirken dalga yüksekliğinin artmasıyla genellikle oyulma moduna geçtiği gözlenmiştir.

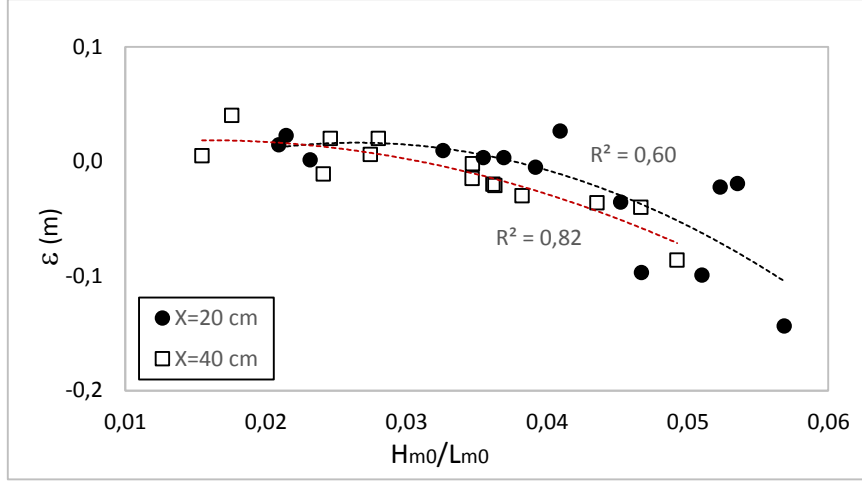


Şekil 4.1 Dalga boyuna karşılık (L_{m0}) taban değişimi (ε) grafiği



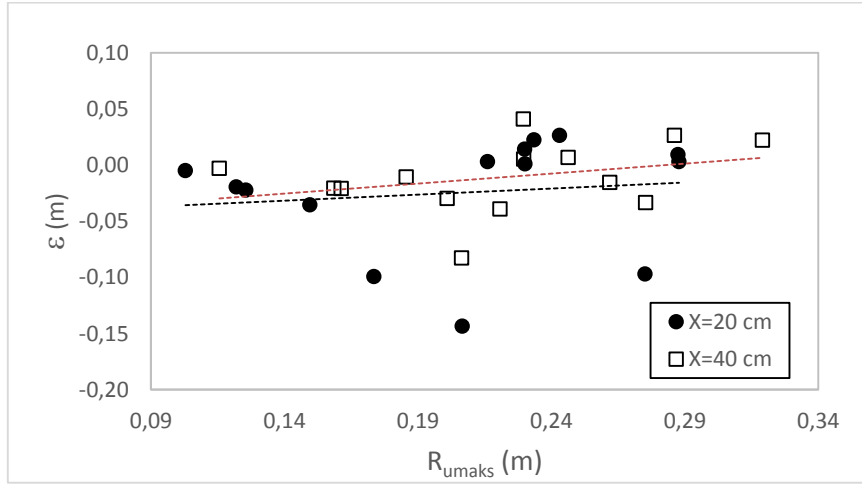
Şekil 4.2 Dalga yüksekliğine karşılık (H_{m0}) taban değişimi (ε) grafiği

Şekil 4.3'de ise taban değişiminin, ε , dalga dikliği, H_{m0}/L_{m0} , ile değişimi iki farklı konum için gösterilmiştir. Şekilden oyulma miktarlarının dalga dikliğinin artması ile arttığı görülmüştür. Büyük dalga dikliklerinde duvar önündeki oyulma miktarında saçılımın arttığı gözlemlenmiştir. Kıyı duvarının $X=40$ cm konumunda olması halinde oyulma miktarı doğal olarak azalma göstermiştir.



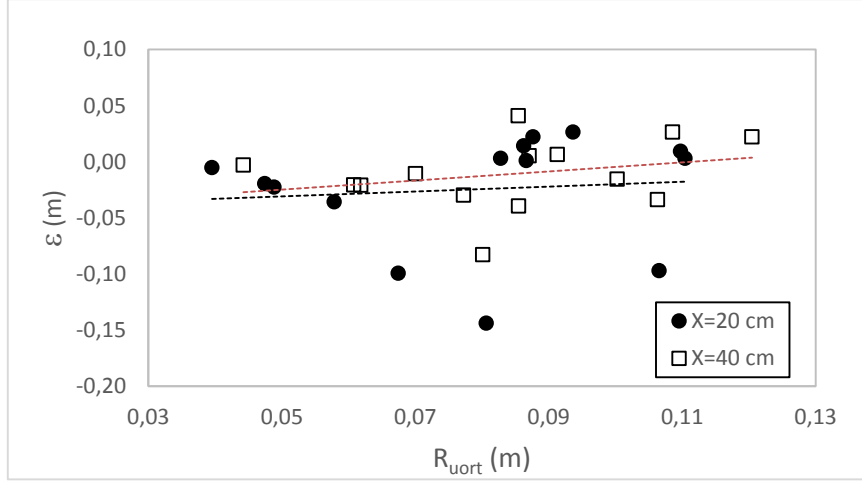
Şekil 4.3 Dalganın dikliğine karşılık taban değişimi

Şekil 4.4’de ise farklı konumlardaki kıyı duvarı önündeki oyulmanın tırmanma yüksekliği ile değişimleri verilmiştir. Tırmanma yükseklikleri için literatürde verilen tırmanma ifadeleri (Bölüm 3’te verilen Mase [6] tırmanma ifadeleri) kullanılmıştır. Taban değişimi özellikle kıyı çizgisine yakın yerleştirilen ($X=20$ cm) kıyı duvarı durumunda önemli saçılımlar göstermiştir, bunun nedeni büyük tırmanmalardan oluşan yansımalaradır.



(a)

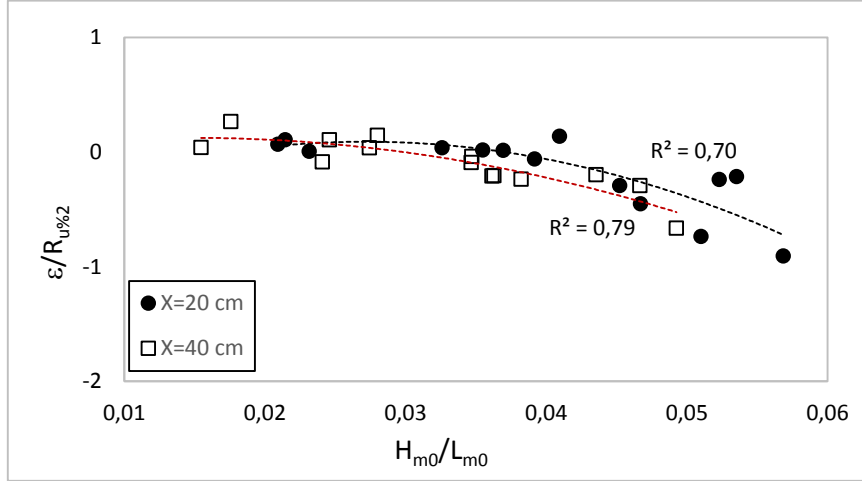
Şekil 4.4 Tırmanma yüksekliklerine karşılık kıyı duvarı topuğunda taban değişimi



(b)

Şekil 4.4 Tırmanma yüksekliklerine karşılık kıyı duvarı topuğunda taban değişimi (devamı)

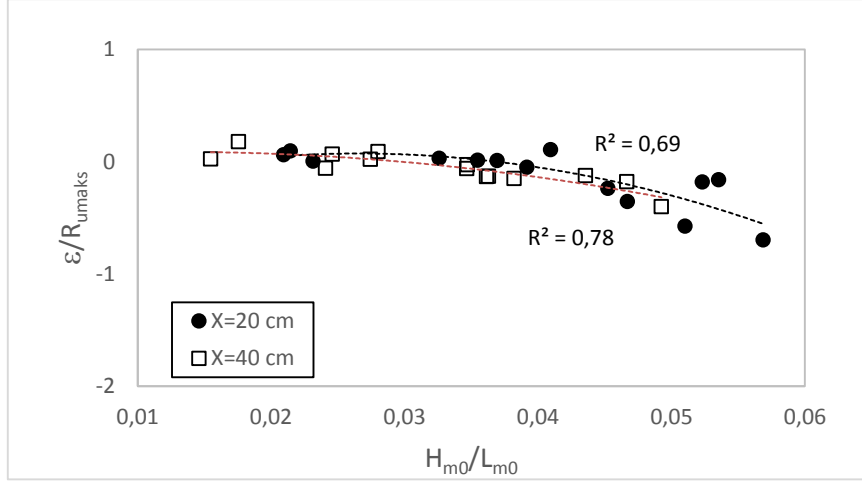
Şekil 4.5 (a)'da %2 aşılma olasılığına sahip, $R_{u\%2}$ tırmanma yüksekliği ile boyutsuzlaştırılmış oyulmanın, dalga dikliği ile değişimi gösterilmiştir. Şekilden boyutsuz oyulma yüksekliğinin, $\varepsilon/R_{u\%2}$, dalga dikliğinin, H_{m0}/L_{m0} , artması ile arttığı görülmüştür. Oyulma miktarı kıyı duvarının konumuna göre incelendiğinde $X=40$ cm'de olması halinde $X=20$ cm'e göre göreceli taban değişiminin azaldığı görülmüştür.



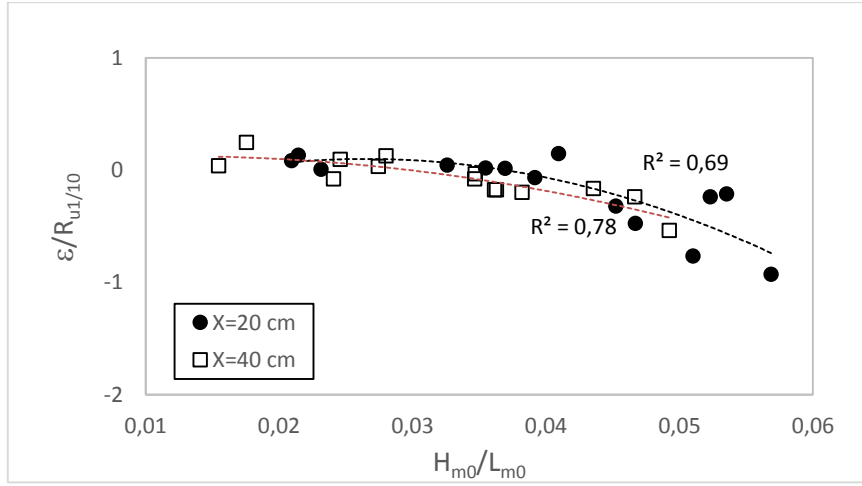
(a)

Şekil 4.5 Dalga dikliğine karşılık tırmanma yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma yükseklikleri

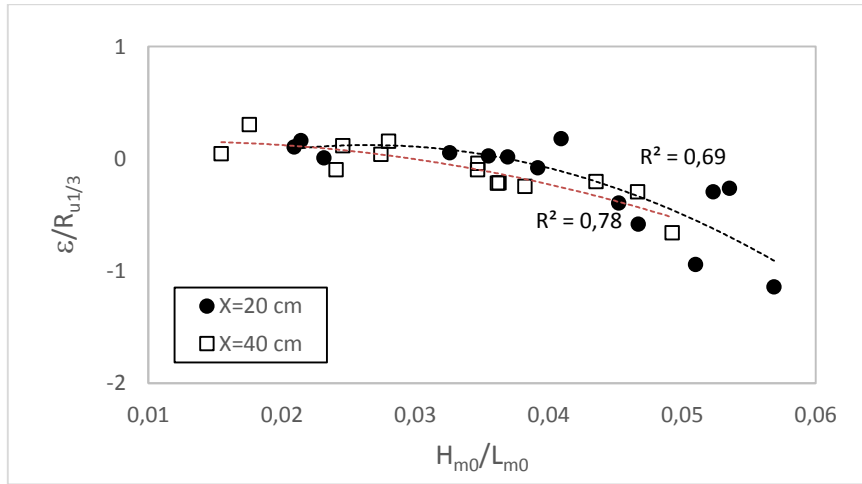
Şekil 4.5 (b), (c), (d) ve (e)'de farklı tırmanma yüksekliklerine göre boyutsuz oyulma oranına karşılık dalga dikliği dikkate alınmıştır. Her iki boyutsuz arasında korelasyonun olduğu gözlenmiştir. Bu değişimlerde farklı tırmanma yüksekliklerinde korelasyonların benzer oldukları bulunmuştur.



(b)

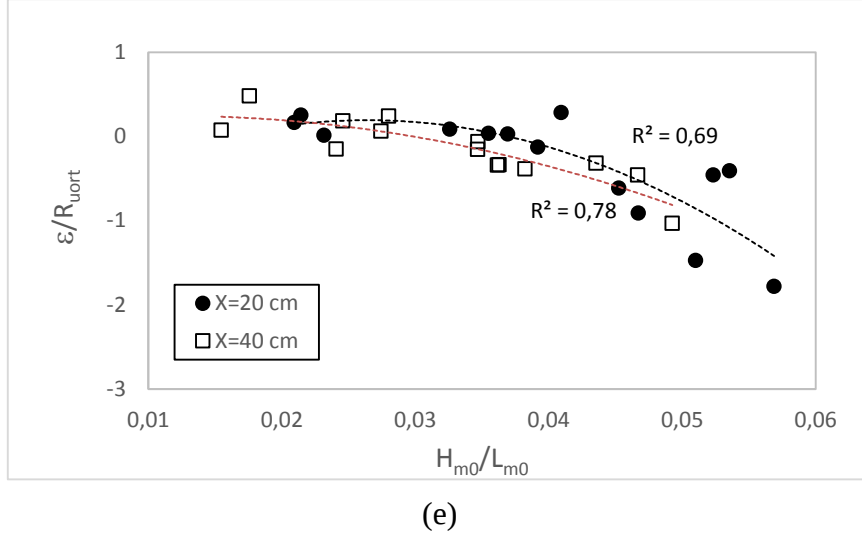


(c)



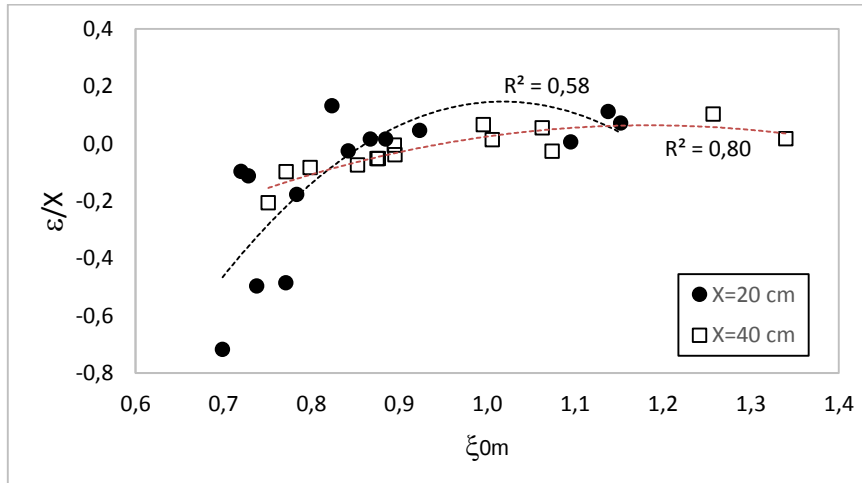
(d)

Şekil 4.5 Dalga dikliğine karşılık tırmanma yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma yükseklikleri (devamı)



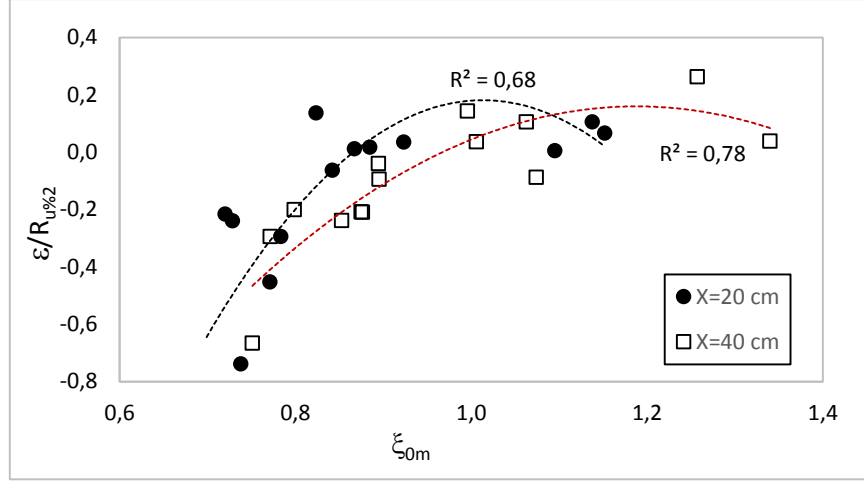
Şekil 4.5 Dalga dikliğine karşılık tırmanma yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma yükseklikleri (devamı)

Dalga kırılma şeklini tanımlayan ve kıyı mühendisliğindeki en önemli parametrelerden biri surf parametresidir. Surf parametresi kıyı şev eğimi ile dalga dikliğini içermektedir ($=m/(H_{m0}/L_{m0})^{0.5}$). Burada L_{m0} derin su koşullarında ortalama dalga periyoduna göre dalga boyudur. Her ne kadar bu çalışmada tek bir şev eğimi (1/6) ile çalışılmış olsa da farklı dalga diklikleri için kırılma şartları değişebileceğinden oyulma miktarının surf parametresi ile değişimi de dikkate alınmıştır. Şekil 4.6'da konuma göre boyutsuzlaştırılmış taban değişiminin (ε/X) surf parametresi ile değişimi gösterilmiştir. Şekilden surf parametresinin artması ile oyulma yüksekliğinin azaldığı görülmüştür. Ancak değişimdeki saçılımlar oldukça fazladır. $X=40$ cm'e yerleştirilen göreceli taban değişimi $X=20$ cm'e yerleştirilmiş kıyı duvarına göre daha azdır.

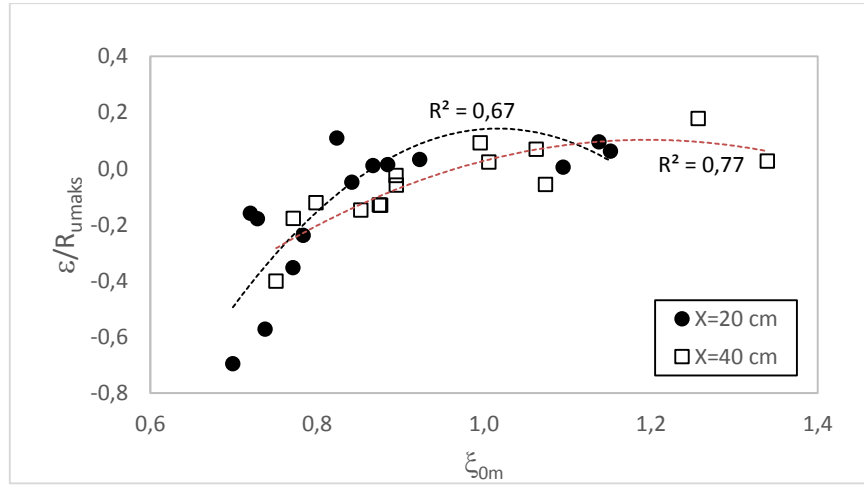


Şekil 4.6 Surf parametresine karşılık konuma göre boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma miktarı

Şekil 4.7’de istatistiksel olarak farklı tırmanma yüksekliği parametrelerine göre oranlanmış boyutsuz oyulma miktarlarının surf parametresi ile değişimi verilmiştir. Bu durumda boyutsuz oyulma miktarı surf parametresinin artmasıyla azalma göstermiştir. Bu şekillerden de farklı tırmanma yüksekliği parametrelerinin kullanılması durumunda ilişkiler birbirine yakın bulunmuştur.

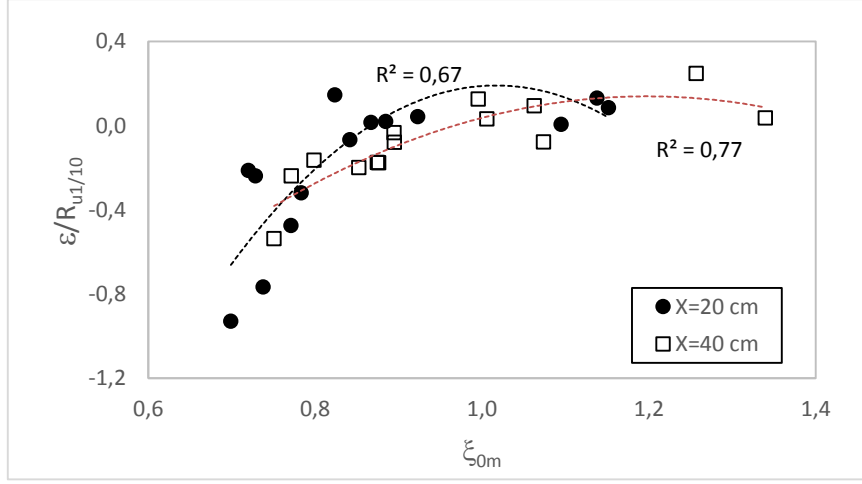


(a)

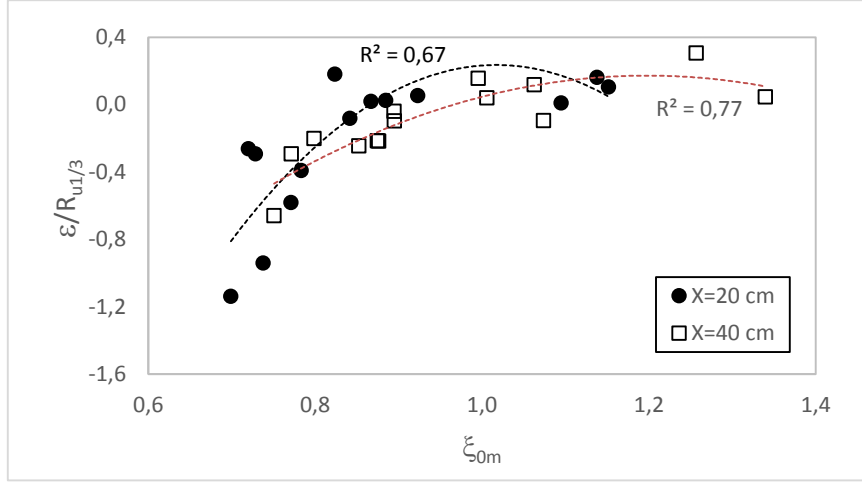


(b)

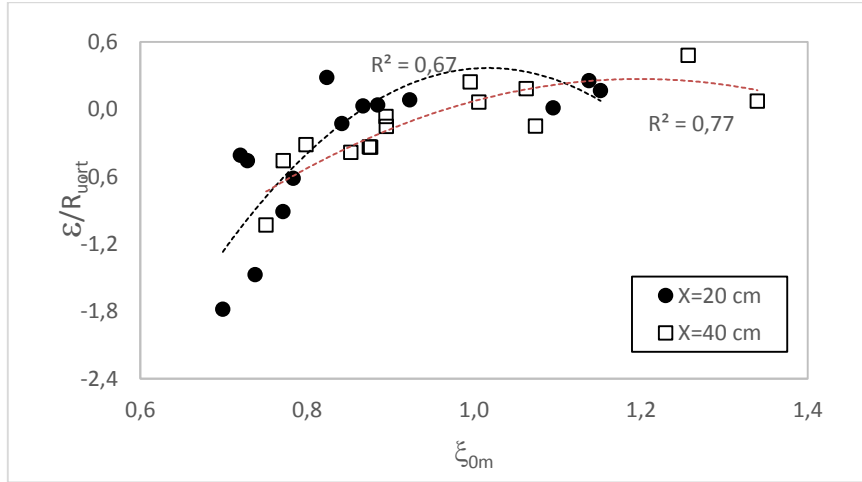
Şekil 4.7 Surf parametresine karşılık tırmanma yüksekliği ile boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma miktarı



(c)



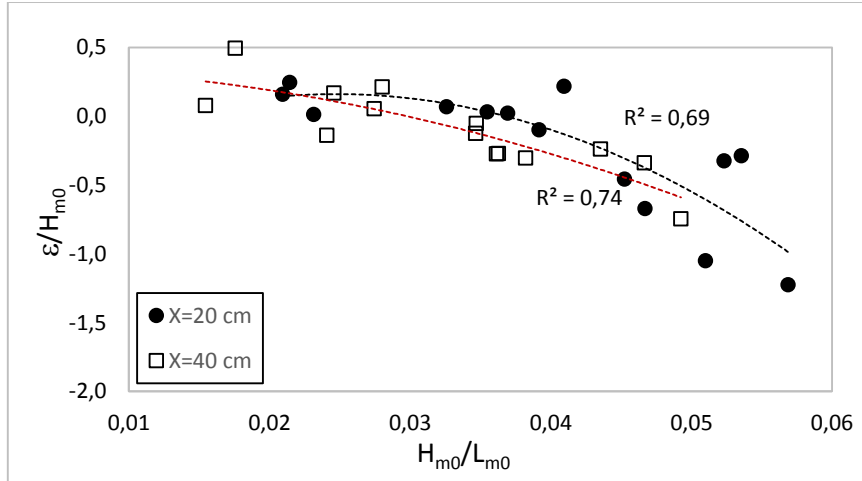
(d)



(e)

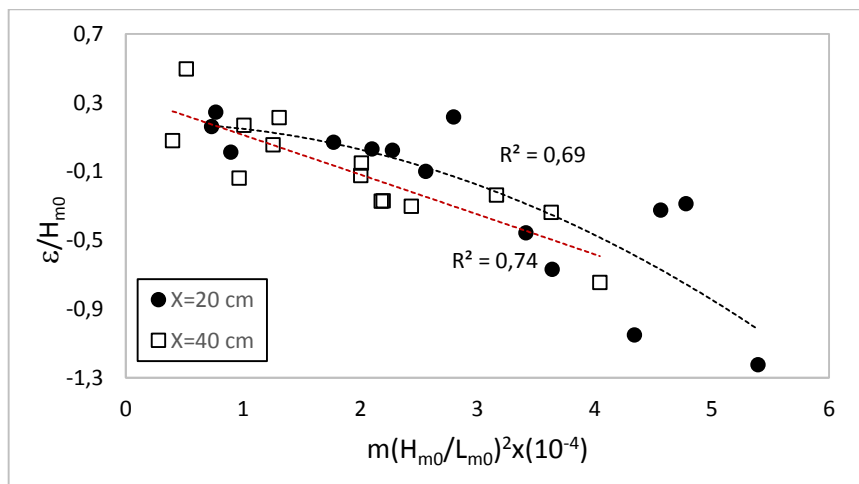
Şekil 4.7 Surf parametresine karşılık tırmanma yüksekliği ile boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma miktarı (devamı)

Şekil 4.8’de dalga dikliğinin artmasıyla boyutsuz oyulma yüksekliğinin (ε/H_{m0}) arttığı görülmüştür. Kıyı duvarı tırmanma bölgesinde $X=20$ cm konumunda iken $X=40$ cm konumunda olduğundan daha fazla oyulma miktarı gözlenmiştir. Yapılan deneyler duvarın önündeki taban değişiminin tırmanma bölgesindeki konuma göre değiştiğini göstermiştir. Duvarın kıyı çizgisine olan mesafesi azaldıkça duvardan yansıyan dalganın enerjisi artmakta bu da daha fazla oyulmaya neden olmaktadır.



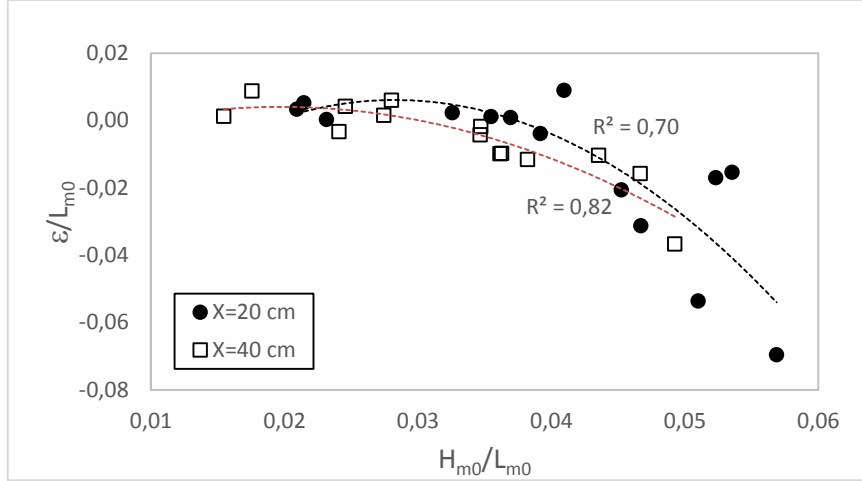
Şekil 4.8 Dalga dikliğine karşılık, H_{m0} ile boyutsuzlaştırılmış topuktaki oyulma yükseklikleri

Kıyı eğimi ve dalga dikliği $m(H_{m0}/L_{m0})^2$ boyutsuz parametresiyle temsil edildiğinde boyutsuz oyulma yüksekliği ile de (ε/H_{m0}) uyumlu olduğu görülmüştür (Şekil 4.9). $m(H_{m0}/L_{m0})^2$ boyutuz parametresinin artmasıyla boyutsuz oyulma yüksekliğinin arttığı görülmüştür.



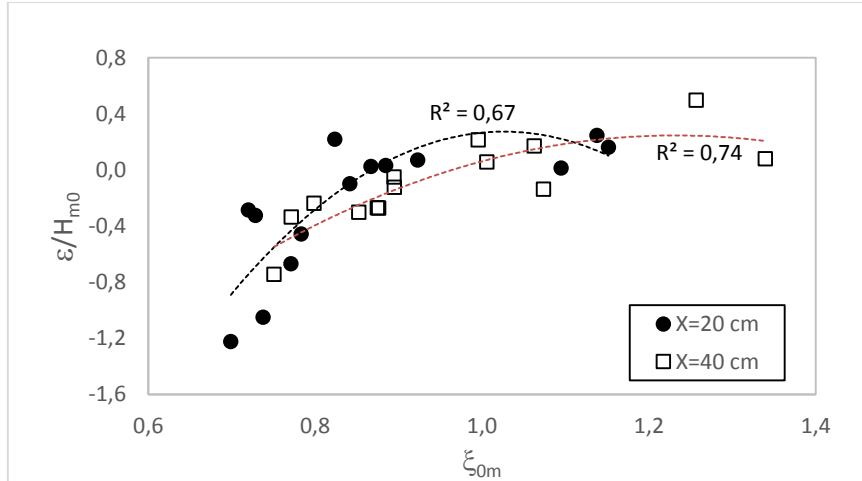
Şekil 4.9 Boyutsuz topuk oyulma yükseklikleri

Şekil 4.10’da dalga boyuna göre oranlanmış boyutsuz oyulma miktarının dalga dikliği ile değişimi gösterilmiştir. Her iki boyutsuz arasındaki korelasyonun yeterince iyi olduğu belirlenmiştir. Bu şekil dalga periyodunun duvar önündeki taban değişimi üzerinde etkili olduğunu göstermiştir.



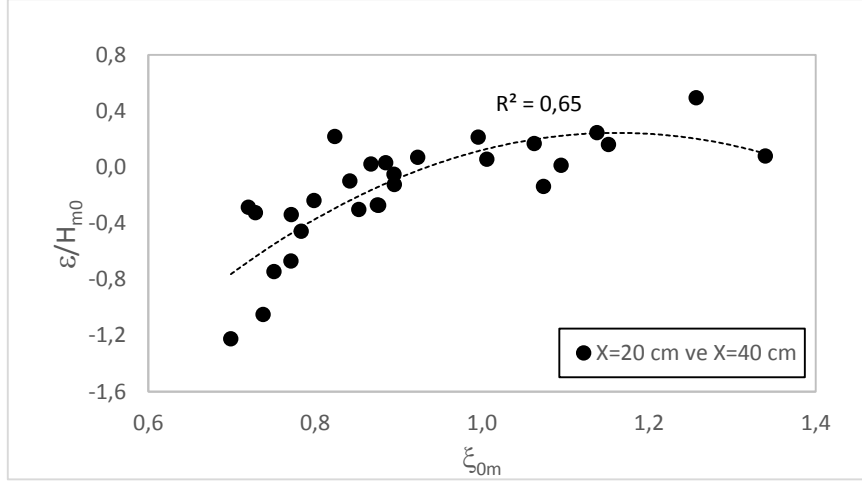
Şekil 4.10 Dalga boyuna göre boyutsuz oyulma miktarına karşılık dalga dikliği

Şekil 4.11’de belirgin dalga yüksekliğine göre elde edilen boyutsuz oyulma miktarlarının duvarın farklı konumlardaki değişimleri çizilmiştir. Oyulma miktarı kıyı duvarının X=40 cm konumunda olması durumunda azalma göstermiştir. Surf parametresi arttıkça yerel taban değişimi yığılma moduna geçmiştir.



(a)

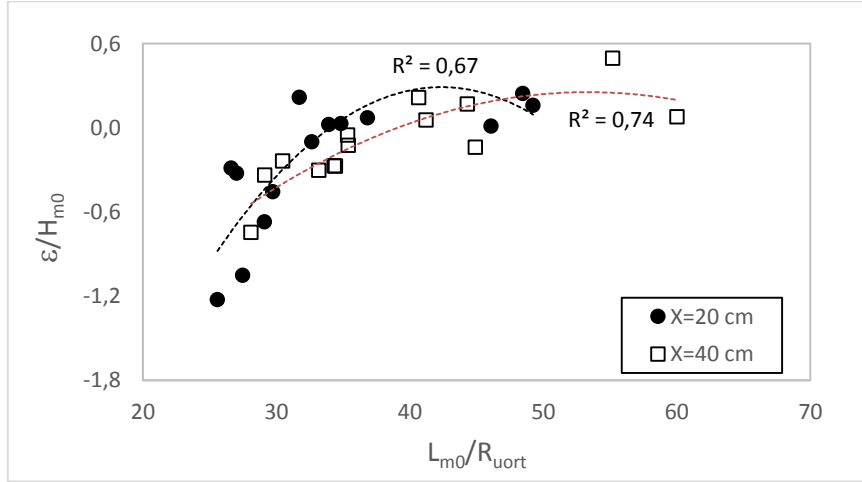
Şekil 4.11 Belirgin dalga yüksekliğine göre boyutsuz oyulma miktarına karşılık surf parametresi



(b)

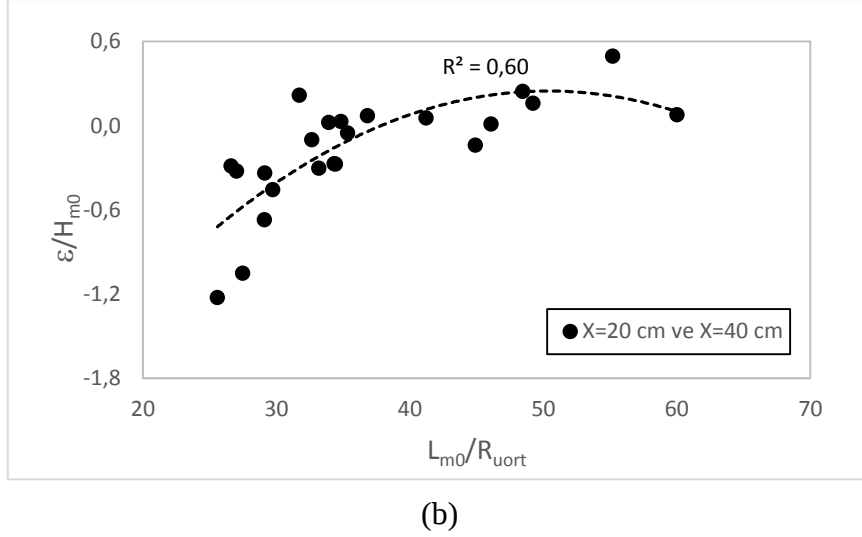
Şekil 4.11 Belirgin dalga yüksekliğine göre boyutsuz oyulma miktarına karşılık surf parametresi (devamı)

Şekil 4.12’de tırmanma yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılan dalga boyu belirgin dalga yüksekliği ile boyutsuzlaştırılmış oyulma miktarının değişimini göstermektedir.



(a)

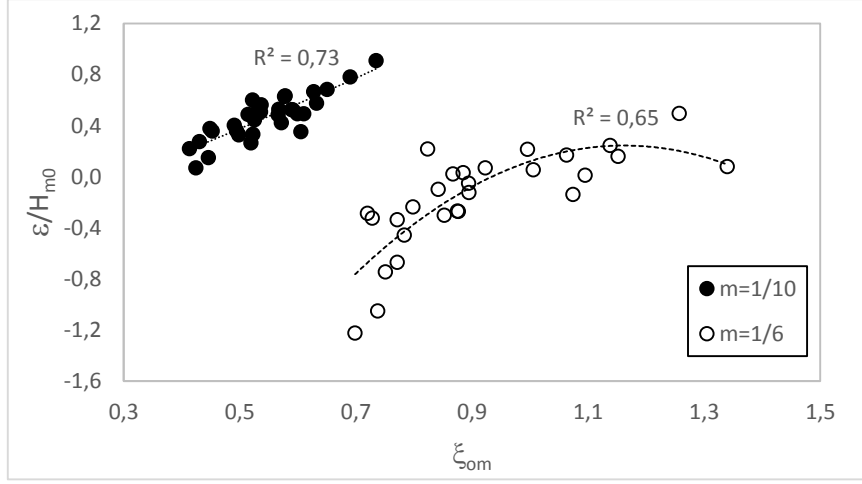
Şekil 4.12 Belirgin dalga yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılmış oyulma miktarına karşılık tırmanma yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılmış dalga boyu



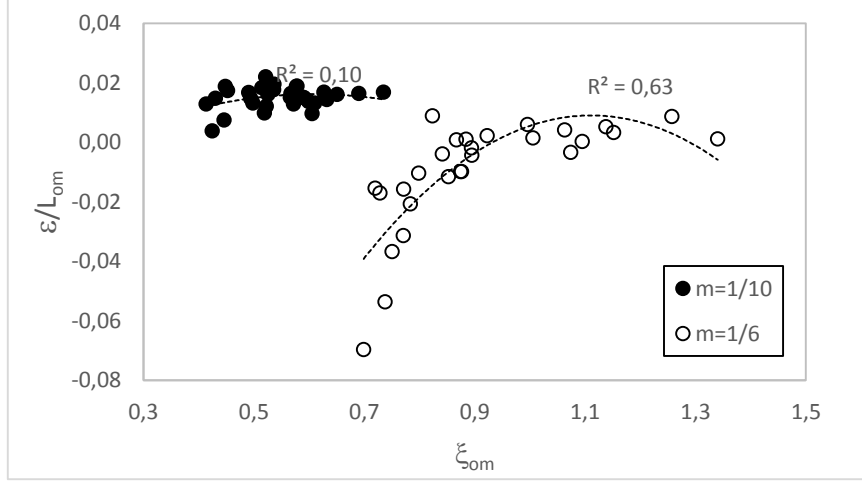
Şekil 4.12 Belirgin dalga yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılmış oyulma miktarına karşılık tırmanma yüksekliğine göre boyutsuzlaştırılmış dalga boyu (devamı)

4.3 1/10 ve 1/6 Kıyı Eğiminin Birlikte Değerlendirilmesi

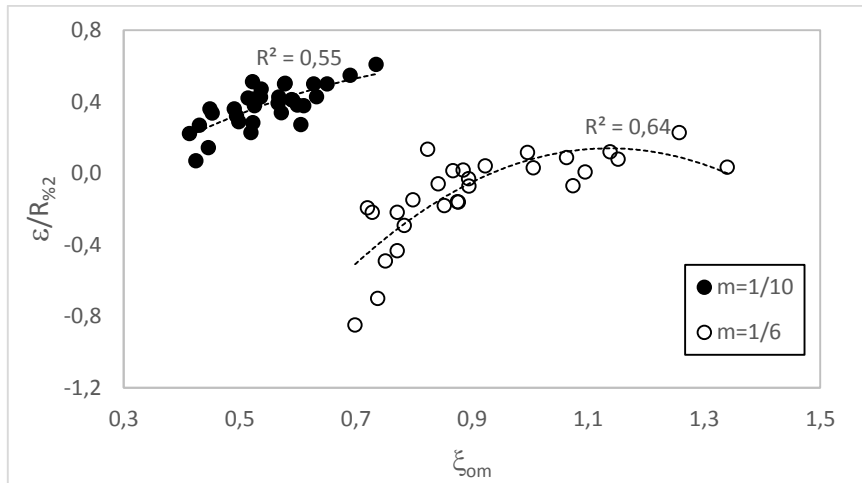
Yüksel vd. (2012) 1/10 kıyı eğimine sahip tırmanma bölgesinde farklı konumlara ($X=0$, 20 ve 40 cm) yerleştirilmiş düşey duvar topuğundaki taban değişimini deneysel olarak araştırmıştır. On bir farklı dalga koşulunda yapılan deney koşulları bu çalışma ile birlikte değerlendirilmiştir. 1/10 taban eğiminde duvar topuğunda sadece yığılma olmuştur. Şekil 4.13’de belirgin dalga yüksekliğine, Şekil 4.14’de ise dalga boyuna göre boyutsuzlaştırılmış taban değişimleri surf parametresine karşılık çizilmiştir. Yine tırmanma yüksekliğine karşılık boyutsuzlaştırılan taban değişiminin de surf parametresi ile değişimi Şekil 4.15’de gösterilmiştir. Bu şekiller incelendiğinde deniz taban eğiminin farklılığı belirgin olarak ortaya çıkmıştır ve surf parametresinin 0.7 olduğu değerde süreksizlik söz konusudur. Bu değer plunging tipi kırılmaya geçiş değerine yakındır. Ancak surf parametresi tek başına meydana gelen duvar topuğundaki taban değişimini tanımlayamamıştır. Bu nedenle taban eğimini daha belirgin olarak dikkate alan boyutsuz parametreye $m(H_{m0}/L_{m0})^2$ karşılık boyutsuz taban değişimi Şekil 4.16’da çizilerek gösterilmiştir. Bu değişimin topuktaki yerel oyulma ve yığılma işlemini oldukça iyi tanımladığı görülmüştür.



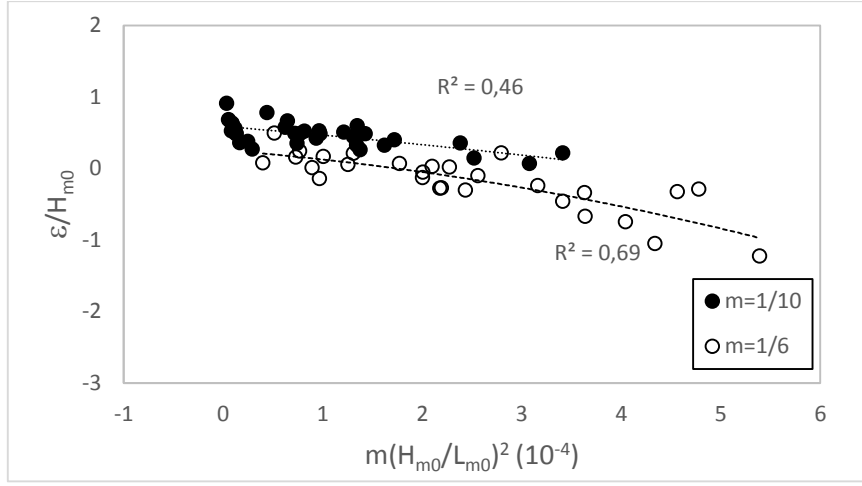
Şekil 4.13 Belirgin dalga yüksekliğine göre boyutsuz taban değişimine karşılık surf parametresi



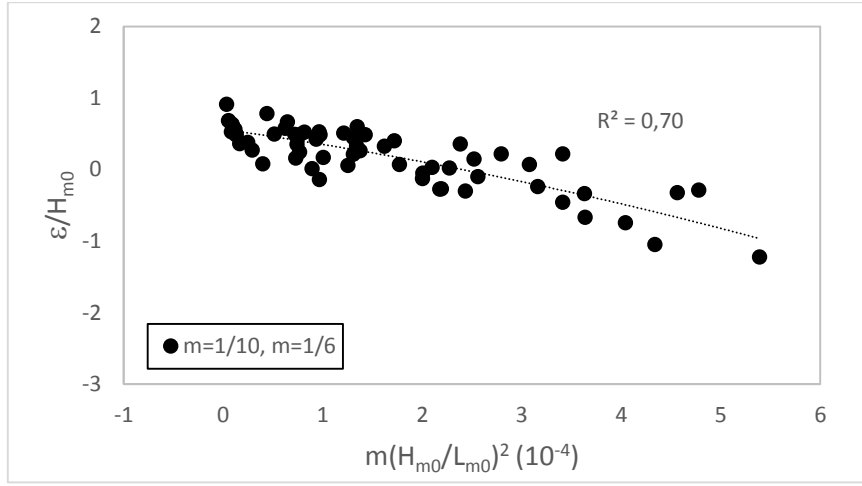
Şekil 4.14 Ortalama dalga boyuna göre boyutsuz taban değişimine karşılık surf parametresi



Şekil 4.15 Surf parametresine karşılık tırmanma yüksekliği ile boyutsuzlaştırılmış topuktaki taban değişimi



(a)

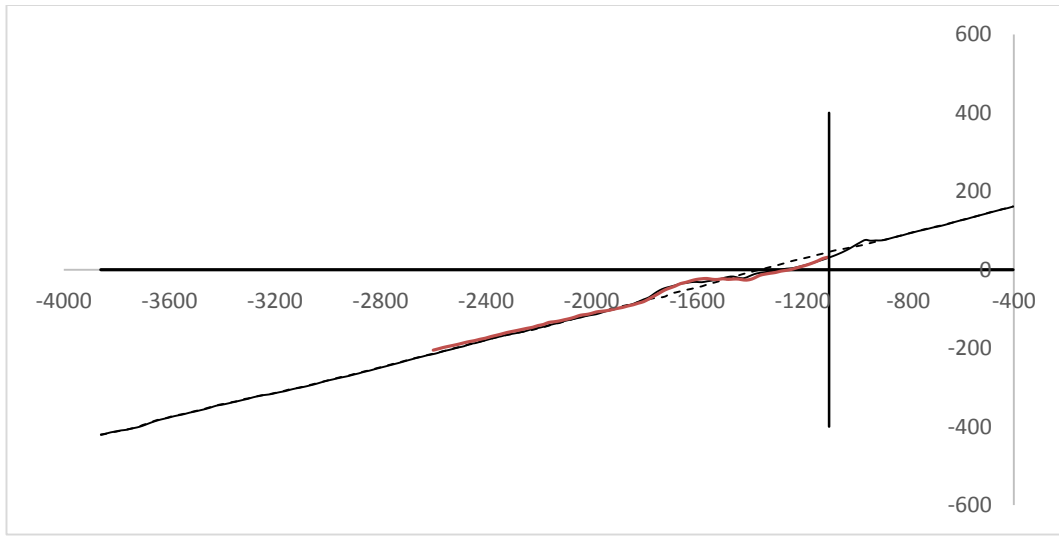


(b)

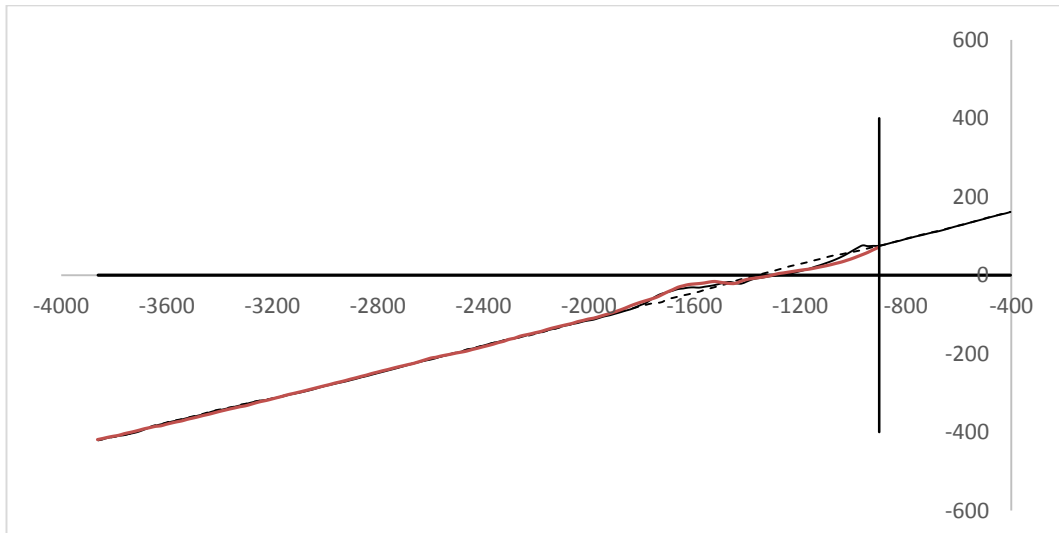
Şekil 4.16 Boyutsuz topuk oyulma yükseklikleri

4.4 Kıyı Profillerinin Orijinal Kıyı Profilleri ile Etkileşimi

Duvar önündeki taban profilinin ve duvarın orijinal kıyı profili üzerindeki etkisinin anlaşılması amacıyla Şekil 4.17’de kıyı boyunca duvarın önündeki kıyı profili ile orijinal kıyı profili birlikte çizilerek gösterilmiştir. Şekil 4.17 Çizelge 3.4-3.5 ve 3.6 ile birlikte değerlendirildiğinde; kıyı duvarının $X=20$ cm’de yerleştirilmesi halinde profillerin duvarsız duruma göre %43’ünün değiştiği ve yine kıyı duvarının $X=40$ cm’e yerleştirilmesi halinde ise %29’unun duvarsız duruma göre değiştiği gözlenmiştir. (Şekillerde kırmızı ile çizilen; kıyı duvarının olduğu durumu, siyah ise kıyı duvarının olmadığı durumu göstermektedir).

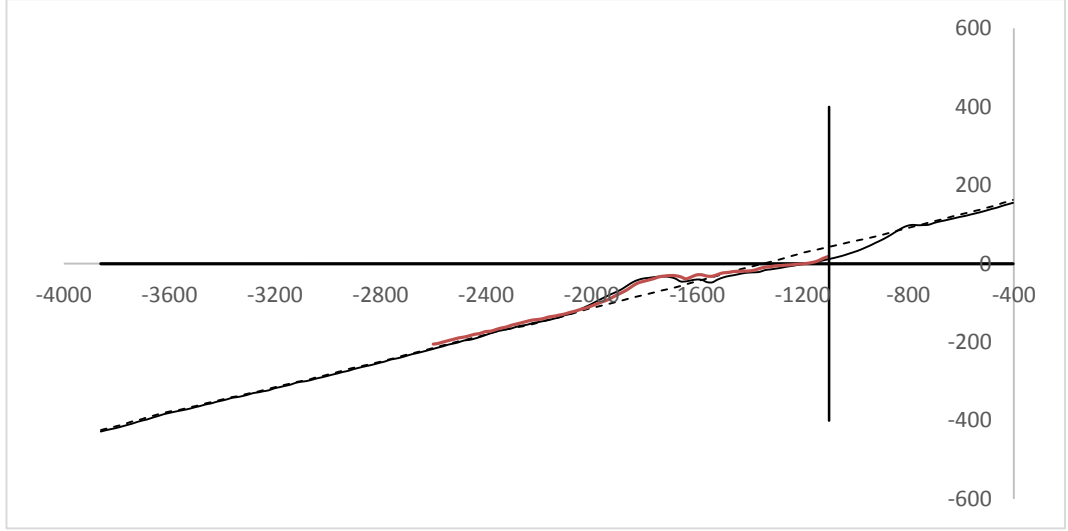


a) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.051m$ $T_m=0.91s$

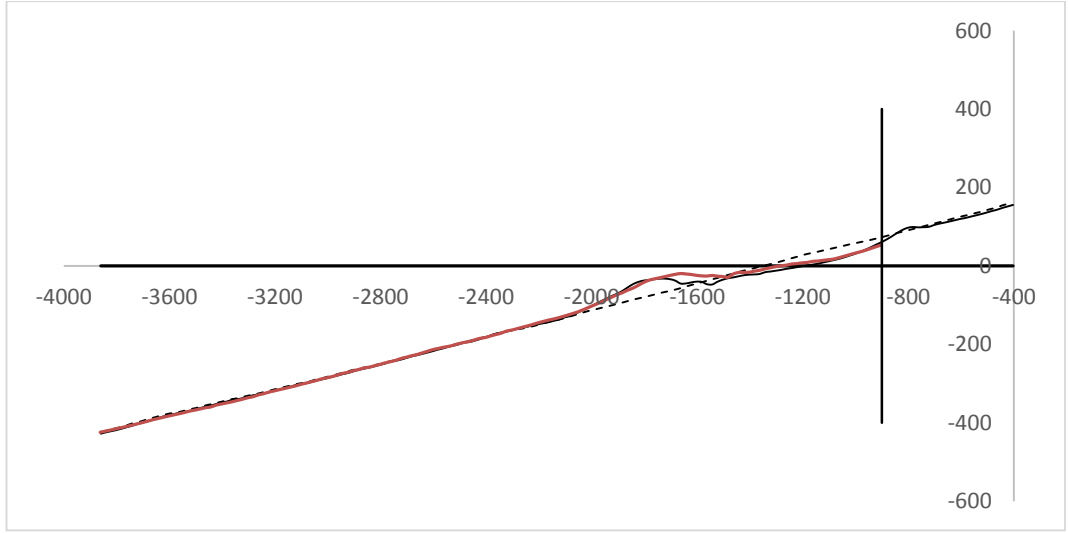


b) $X=40$ cm konumunda $H_{s0}=0.054m$ $T_m=1.00s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri

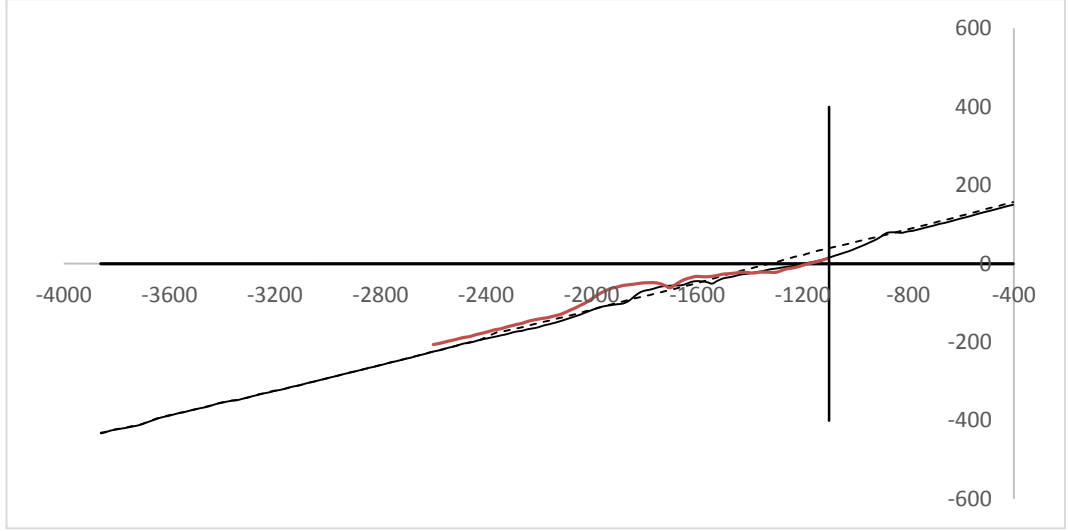


c) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.068$ m $T_m=0.90$ s

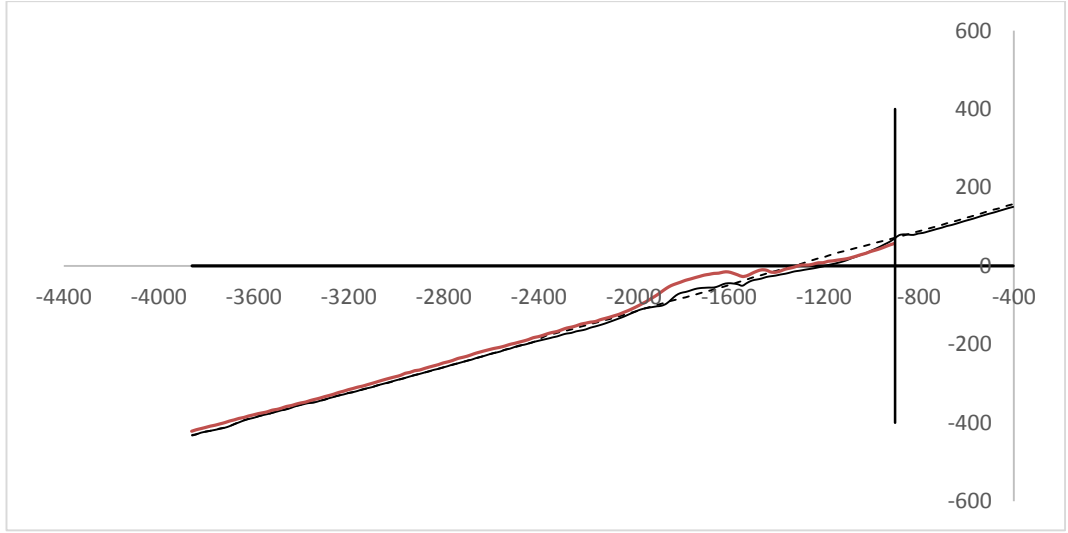


ç) $X=40$ cm konumunda $H_{s0}=0.077$ m $T_m=1.17$ s

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

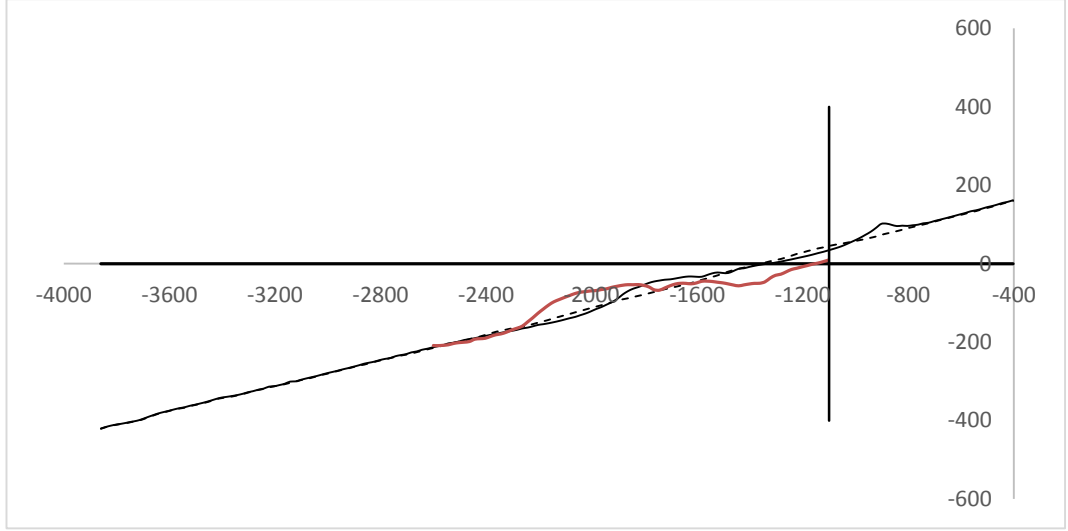


d) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.069m$ $T_m=0.92s$

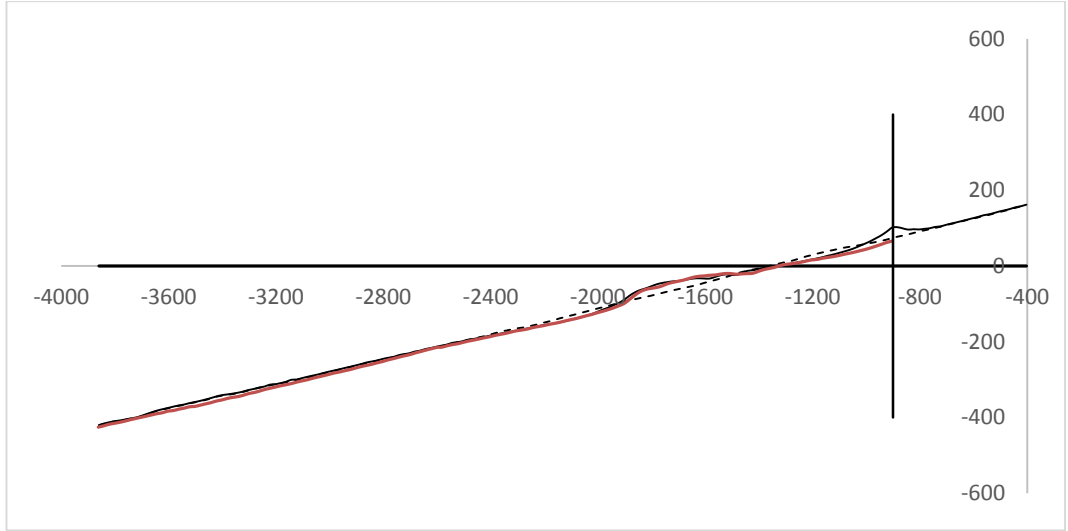


e) $X=40$ cm konumunda $H_{s0}=0.076m$ $T_m=1.16s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

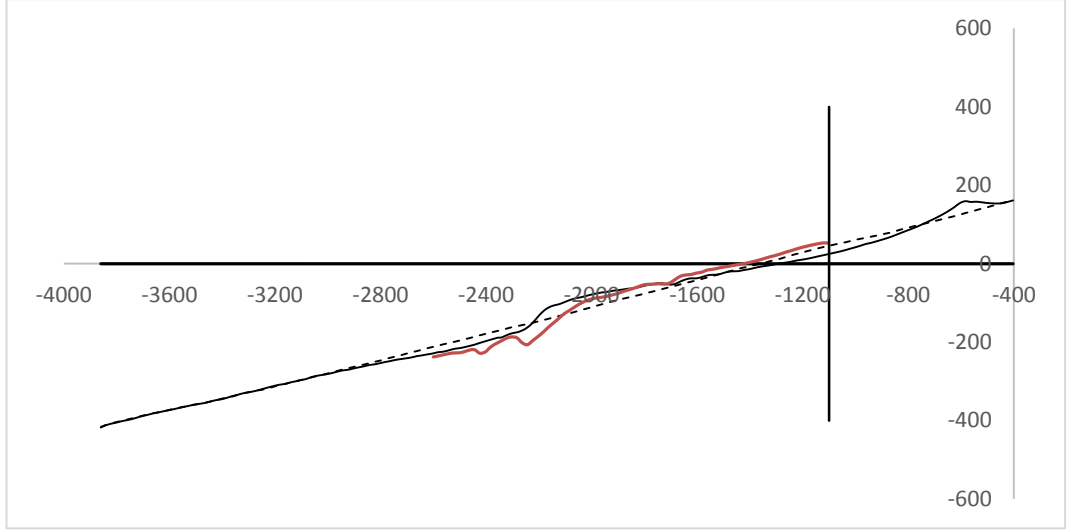


f) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.078m$ $T_m=1.05s$

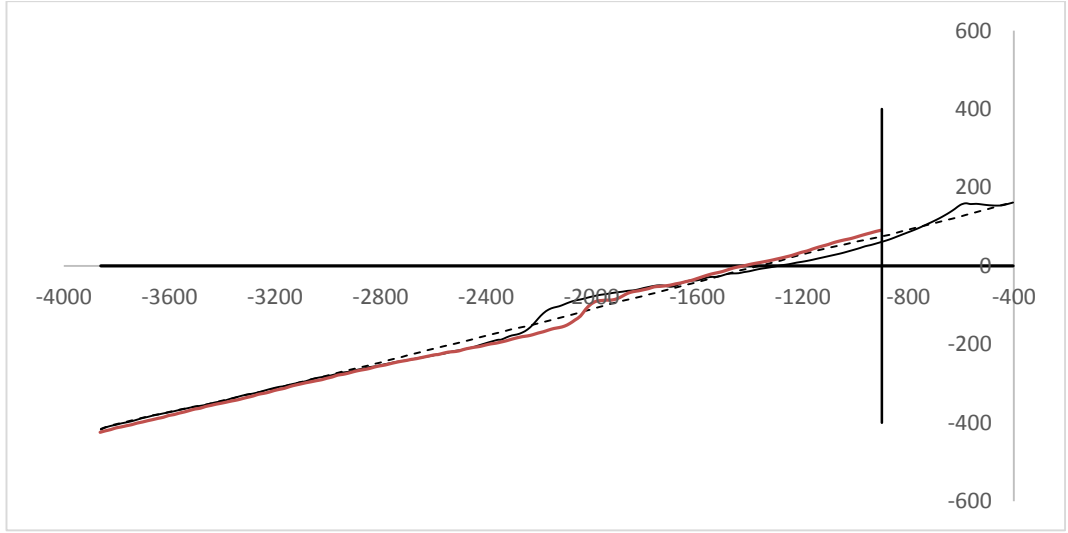


g) $X=40$ cm konumunda $H_{s0}=0.076m$ $T_m=1.42s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

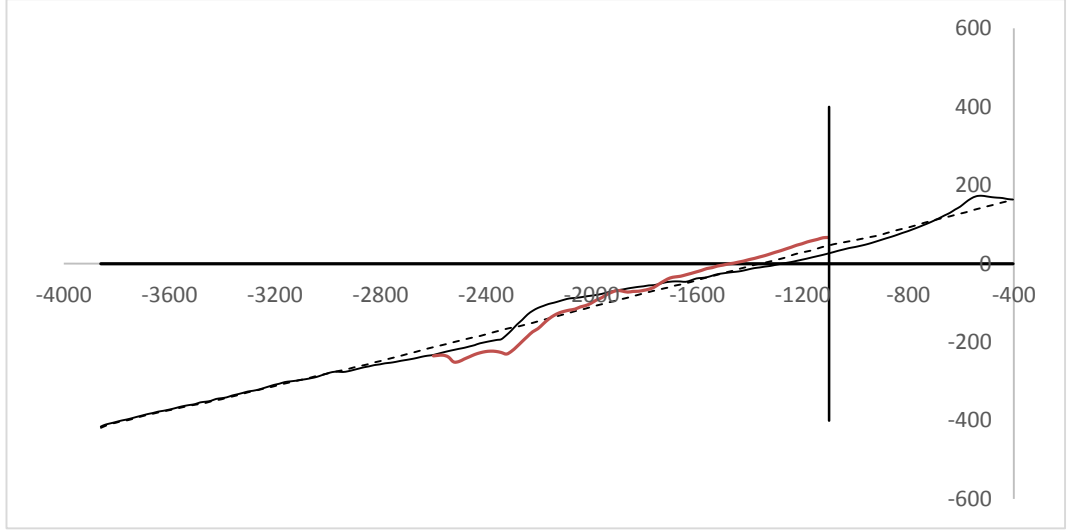


h) X=20 cm konumunda $H_{s0}=0.091\text{m}$ $T_m=1.65\text{s}$

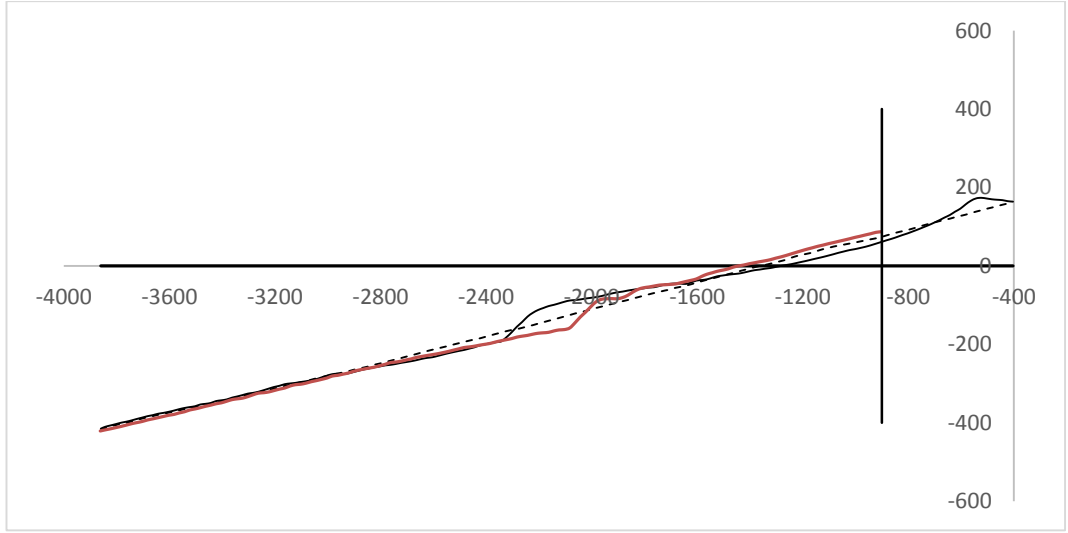


ı) X=40 cm konumunda $H_{s0}=0.083\text{m}$ $T_m=1.74\text{s}$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

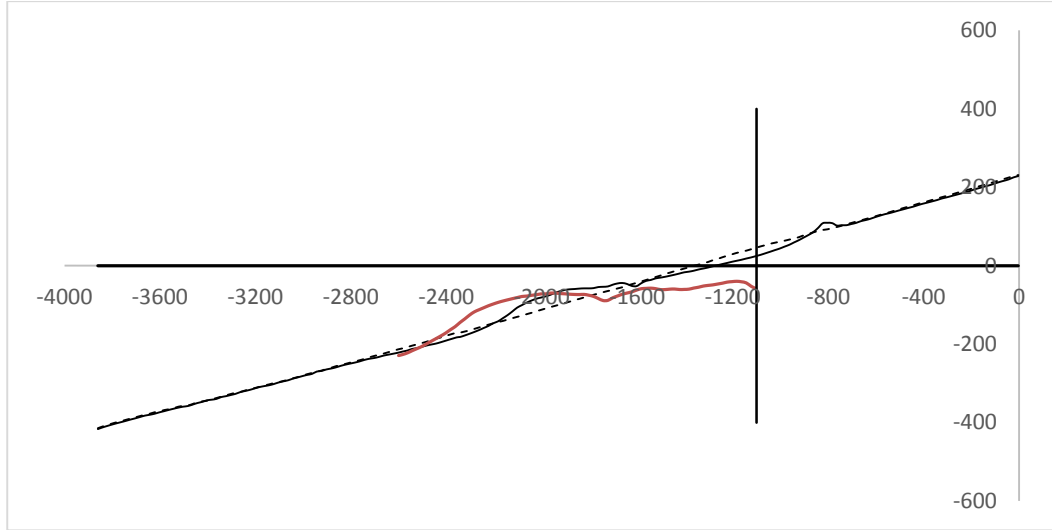


i) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.089m$ $T_m=1.65s$

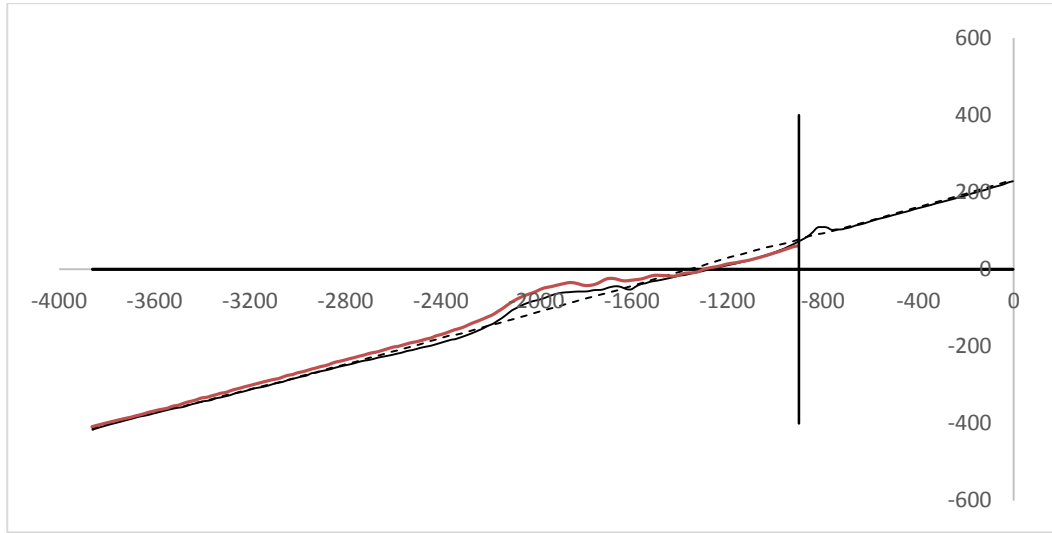


j) $X=40$ cm Konumunda $H_{s0}=0.085m$ $T_m=1.87s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

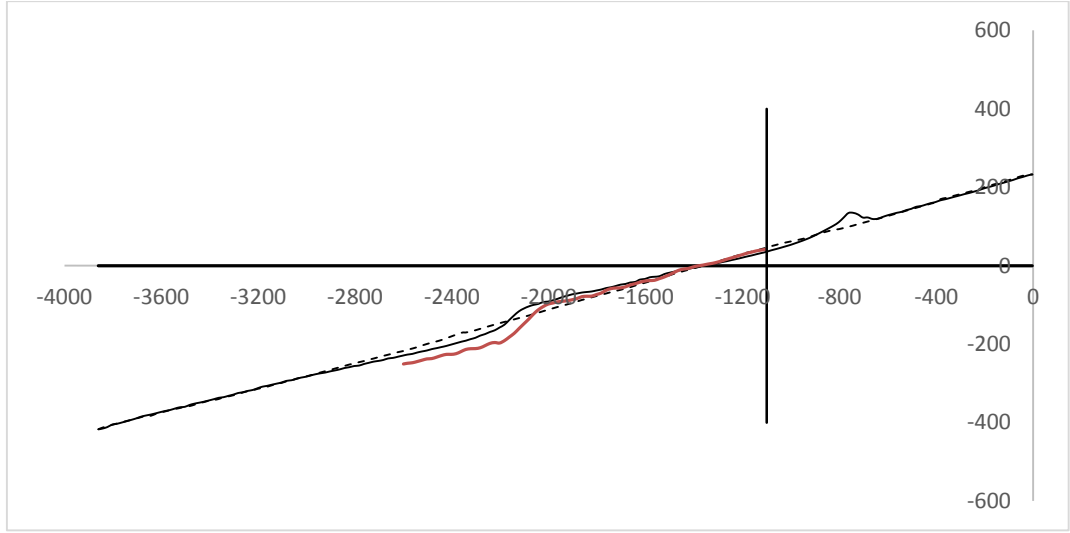


k) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.095m$ $T_m=1.09s$

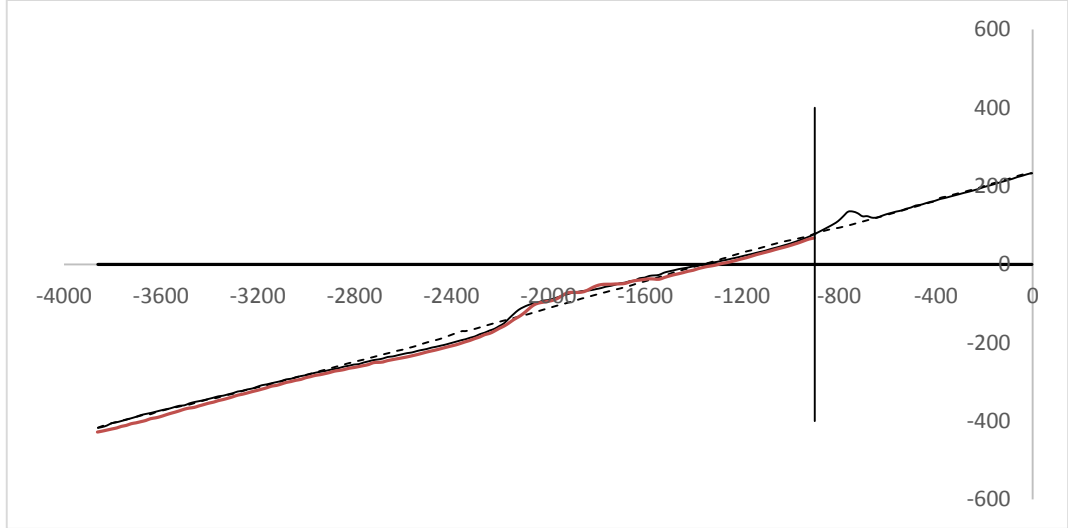


l) $X=40$ cm konumunda $H_{s0}=0.098m$ $T_m=1.28s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

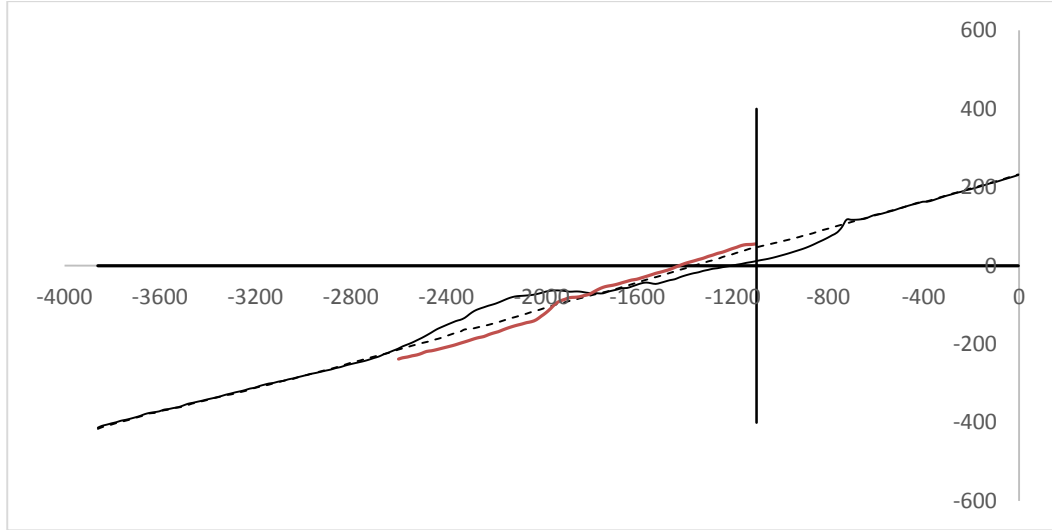


m) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.093m$ $T_m=1.60s$

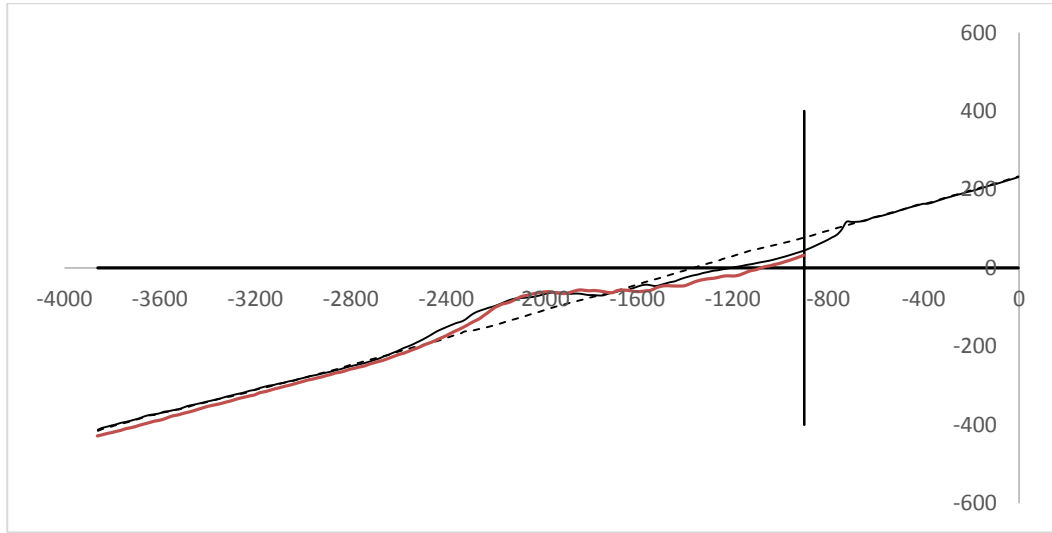


n) $X=40$ cm konumunda $H_{s0}=0.099m$ $T_m=1.52s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

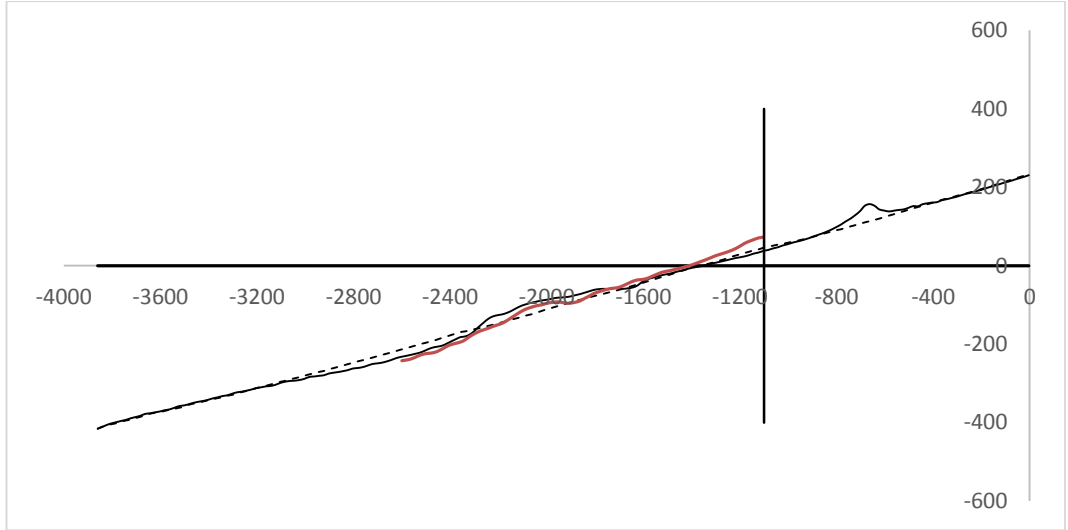


o) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.102m$ $T_m=1.36s$

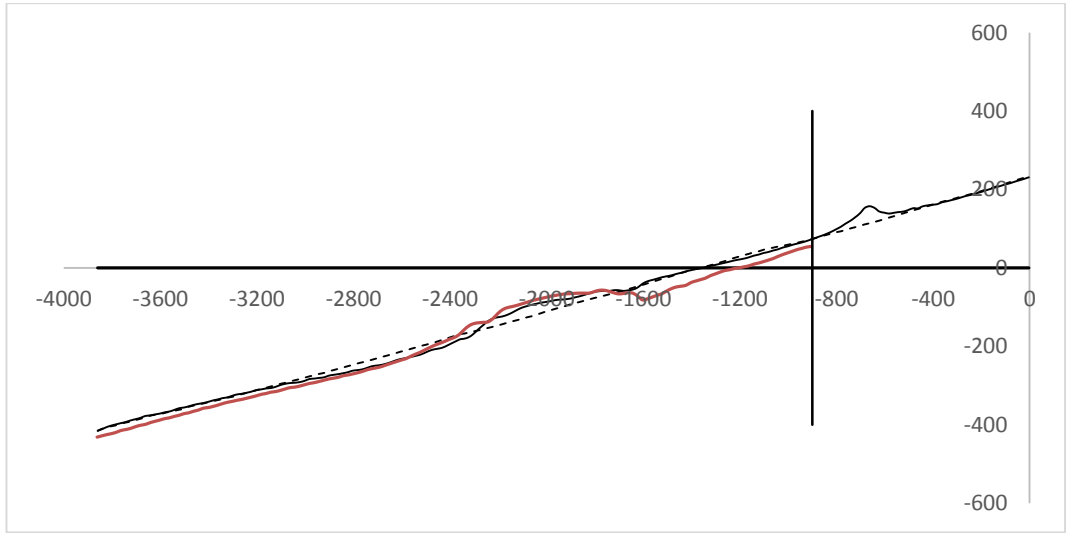


ö) $X=40$ cm konumunda $H_{s0}=0.116m$ $T_m=1.26s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

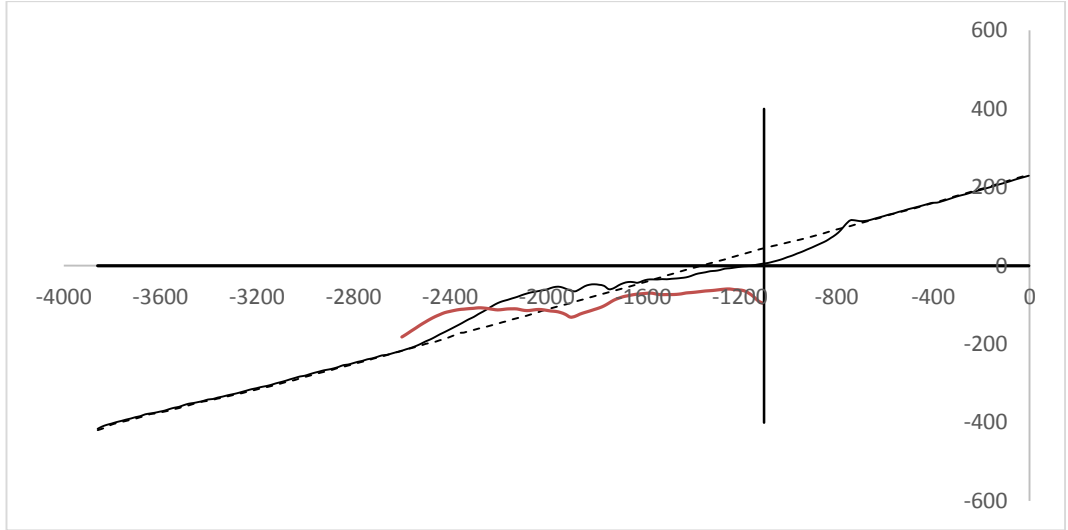


p) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.122\text{m}$ $T_m=1.38\text{s}$

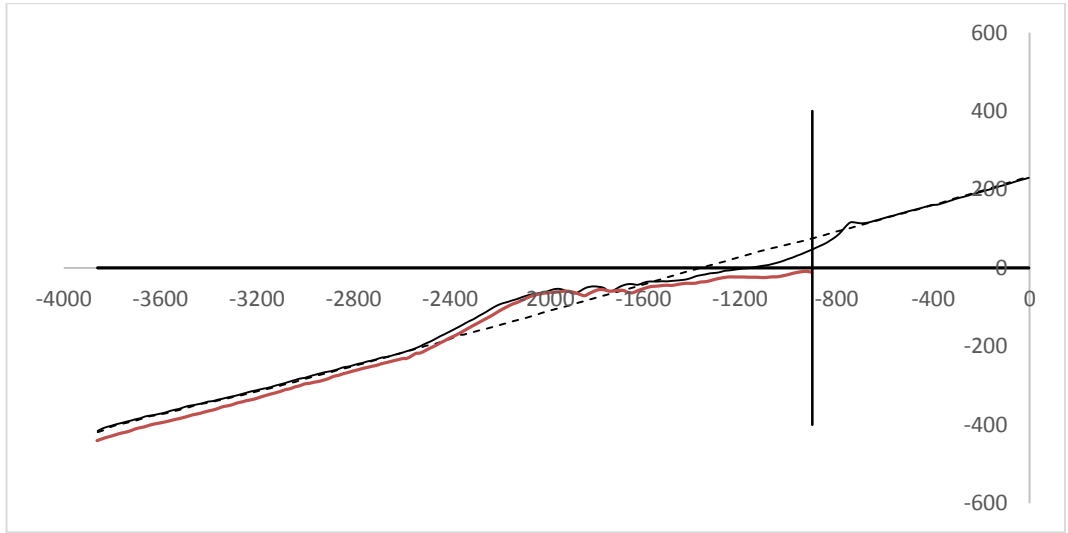


r) $X=40$ cm konumunda $H_{s0}=0.123\text{m}$ $T_m=1.51\text{s}$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

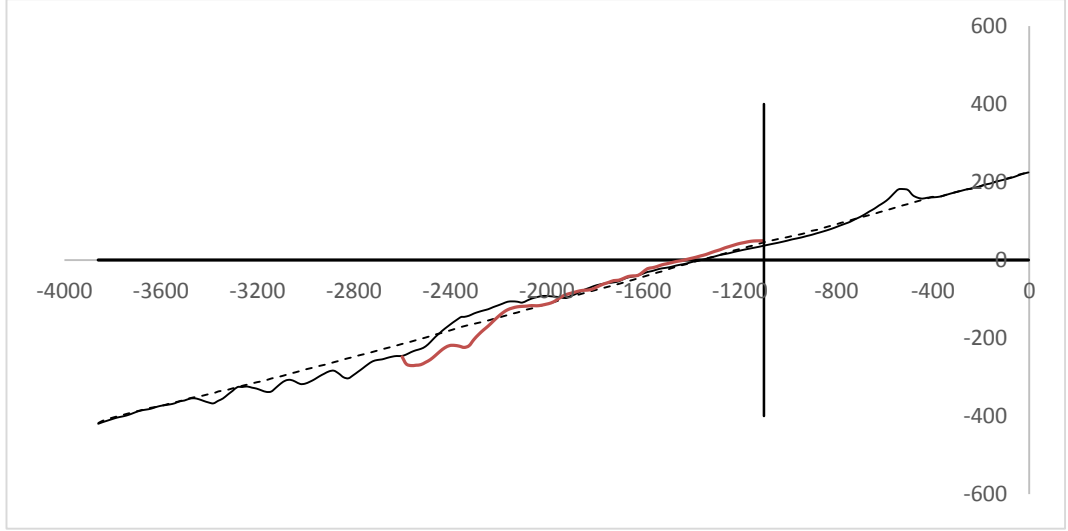


s) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.117m$ $T_m=1.15s$

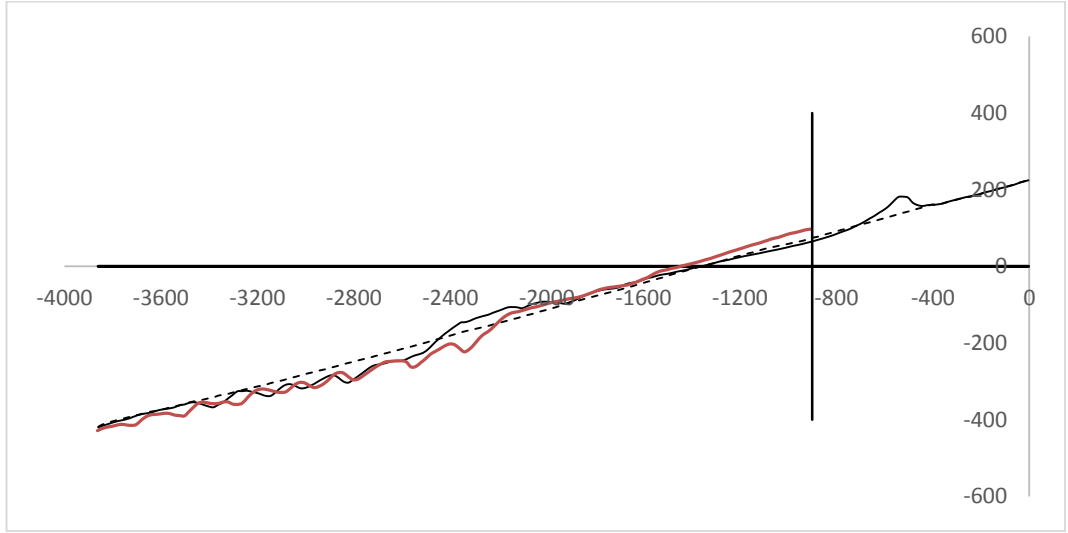


ş) $X=40$ cm konumunda $H_{s0}=0.111m$ $T_m=1.20s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

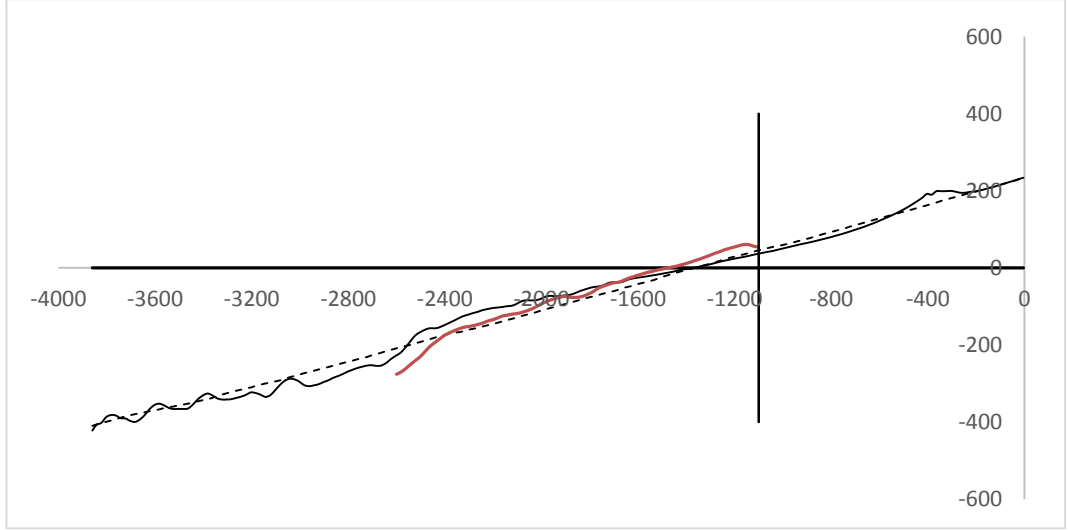


t) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.138m$ $T_m=1.55s$

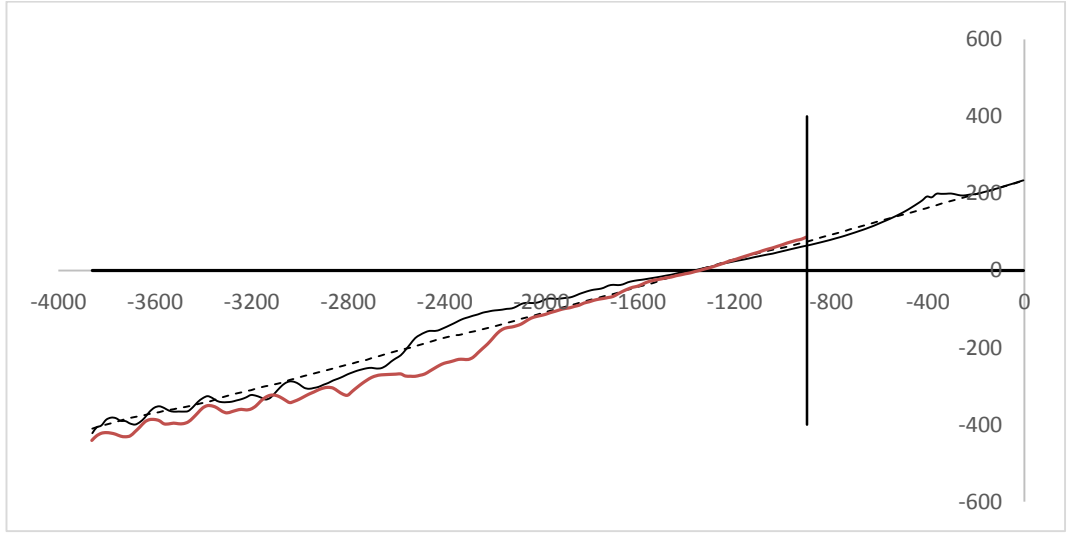


u) $X=40cm$ konumunda $H_{s0}=0.124m$ $T_m=1.68s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

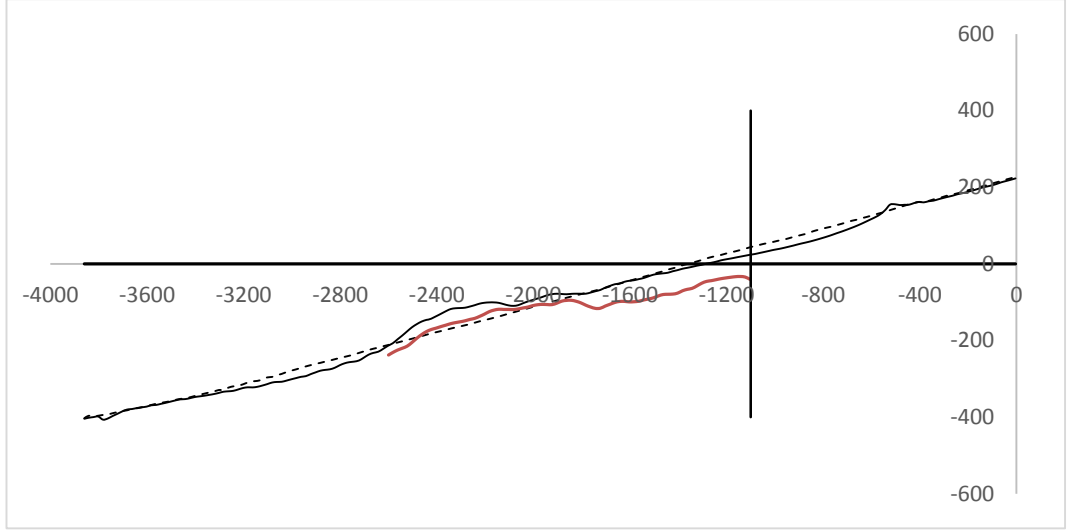


ü) $X=20$ cm konumunda $H_{s0}=0.132m$ $T_m=1.61s$

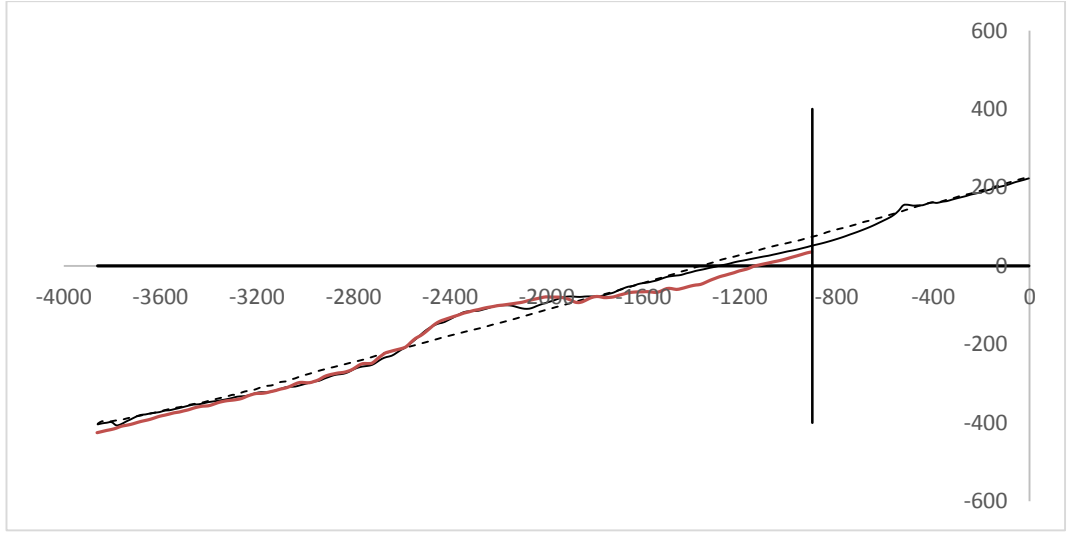


v) $X=40$ cm konumunda $H_{s0}=0.131m$ $T_m=1.85s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)



y) X=20 cm konumunda $H_{s0}=0.145m$ $T_m=1.41s$



z) X=40 cm konumunda $H_{s0}=0.141m$ $T_m=1.44s$

Şekil 4.17 Kıyı profili değişimleri (devamı)

4.5 Kıyıya Dik Akıntı Hızlarının Değerlendirilmesi

Katı madde taşınımında hız konum ve zamana göre değişmektedir. Dolayısıyla konsantrasyon da konum ve zamanla değişir. Bu değişimler tam anlamıyla tanımlanamayacak kadar belirsizdir. Bazı basitleştirmeler olmadan çözmek mümkün değildir. Problemin çözümü için birkaç alternatif geliştirilmiştir. Bu çalışmada dikkate alınan alternatif aşağıda belirtilmiştir.

Ostran modeli, aktif surf bölgesi şartları altında zamansal ortalama katı madde taşınımı kabulüne dayanmaktadır. Kırılan dalgalardan etkilenen taban yakınındaki akım açığa doğrudur (geri dönüş). Ayrıca kırılan dalgadan etkilenen geri dönüş akımı, aynı yüksekliğe sahip kırılmayan dalga ile karşılaştığında büyüktür.

Aşağıdaki gözlemler ve kabuller kullanılmıştır:

- Katı madde taşınımı miktarı esas olarak taban yakınındadır ve yerel olarak hesaplanabilir,
- Yatay hız alanı U_{ort} taban yakınındaki bölgede derinlik boyunca üniyormdur,
- Hız ve konsantrasyonun çalkantı bileşenlerinin katkıları ihmal edilebilir.

Geri dönüş akımı aşağıdaki gibi modellenmiştir:

$$U_{ort} = (1/8)H_b(gd)^{0.5} \quad (4.1)$$

$$U_{ort} = (1/8)\gamma d(gd)^{0.5} \quad (4.2)$$

burada d yerel su derinliği, g , yerçekimi ivmesi, H_b , kırılma çizgisindeki dalga yüksekliği, γ ise kırılma parametresidir. (Bu çalışmada γ 0.78 alınmıştır bu değer kırılma indeksinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır). Denklemin kullanılabilmesi için bütün dalgaların kırıldığı kabul edilmiştir.

Çizelge 4.1 ve 4.2’de kıyıya dik akıntı hızları için ilgili parametreler verilmiştir. Burada x :akıntı ölçerin kıyı çizgisinden açığa olan mesafesini; z , akıntı ölçerin su seviyesinden tabana olan derinliğini; d , akıntı ölçerin içinde bulunduğu derinliği; ξ_{0m} , ortalama periyot için surf parametresini göstermektedir. Akıntı ölçerin konumu EK A ve B’de verilmiştir. $U_{orthesap}$ için Denklem 4.2 kullanılmıştır.

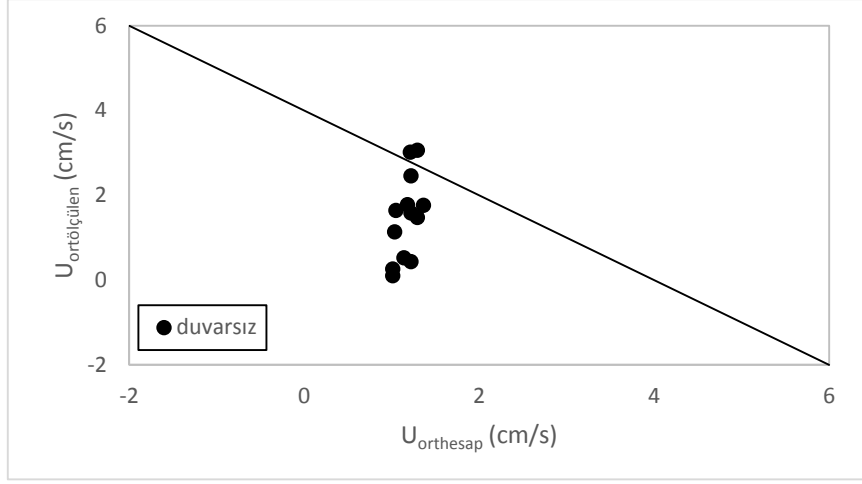
Çizelge 4.1 Kıyı duvarının olmaması durumunda kıyıya dik akıntı hızları için ilgili parametreler

	ξ_{0m}	$U_{ortölçülen}$ (cm/s)	x (cm)	z (cm)	d (cm)	$U_{orthesap}$ (cm/s)
1	0.983	0.104	60	2	11.0	0.987
2	0.763	0.263	60	2	11.0	0.987
3	0.836	1.139	60	2	11.5	1.009
4	0.930	1.646	60	2	11.8	1.022
5	1.251	1.776	85	2	15.0	1.152
6	1.368	1.475	100	2	18.0	1.262
7	0.779	1.580	80	2	16.0	1.190
8	0.932	2.460	80	2	16.0	1.190
9	0.711	3.064	100	2	18.0	1.262
10	0.881	0.528	70	2	14.0	1.113
11	0.686	1.764	110	2	20.0	1.331
12	0.911	3.020	80	2	15.8	1.183
13	1.060	0.431	80	2	16.0	1.190

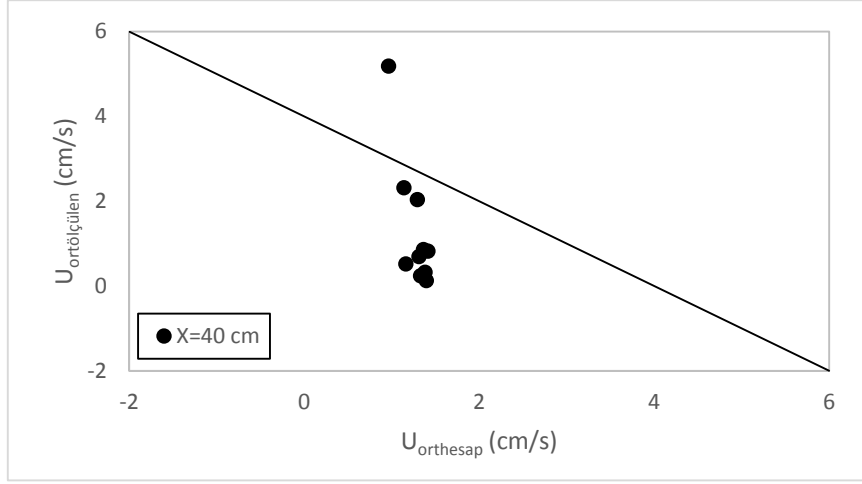
Çizelge 4.2 Kıyı duvarının X=40 cm olması durumunda kıyıya dik akıntı hızları için ilgili parametreler

	ξ_{0m}	$U_{ortölçülen}$ (cm/s)	x (cm)	z (cm)	d (cm)	$U_{orthesap}$ (cm/s)
3	0.876	0.520	90	2	14.5	0.145
4	1.074	0.125	120	2	21.0	0.210
5	1.257	0.823	115	2	20.5	0.215
6	1.340	0.326	115	2	20.5	0.205
7	0.853	0.240	110	2	19.0	0.190
8	1.006	0.696	105	2	18.5	0.185
9	0.771	0.856	120	2	20.0	0.200
11	0.895	2.317	90	2	14.0	0.140
12	0.996	2.035	100	2	18.0	0.180
14	0.799	5.187	55	2	10.0	0.100

Geri dönüş akımında en önemli parametrelerden biri ölçülen konumun kıyı çizgisine olan mesafesidir. Bu çalışmada her deney koşulu için akıntı ölçerin kıyı çizgisine olan uzaklığı farklıdır. Bunun sonucunda içinde bulunduğu su seviyeleri de değişken olmuştur. Dolayısıyla ölçülen akıntı hızlarının hesaplanan akıntı hızlarından olan sapmaları her deney koşulu için farklı konum ve su seviyesinden kaynaklanmıştır. Şekil 4.18 (a) ve (b)'deki saçılım bu durumun sonucudur.



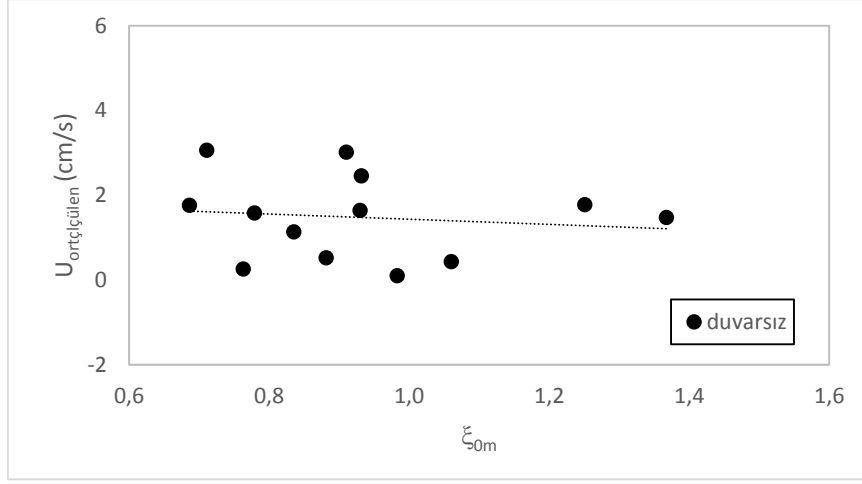
(a)



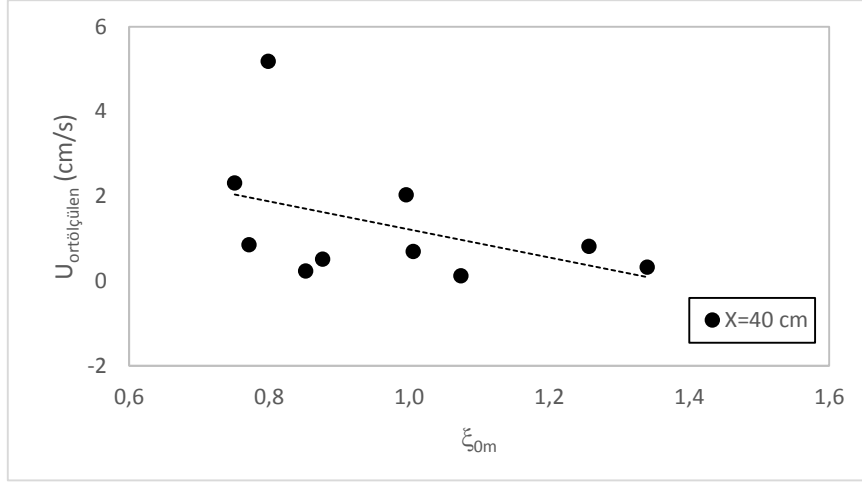
(b)

Şekil 4.18 Kıyıya dik akıntı hızları

Surf parametresine karşılık akıntı hızlarının değişimi Şekil 4.19 (a) ve (b)'de gösterilmiştir. Şekiller incelendiğinde surf parametresi ile meydana gelen saçılımlara rağmen geri dönüş akıntı hızları azalma eğilimi göstermiştir. Surf bölgesinde oldukça şiddetli türbülanslı bir akım yapısına ve su kütlelerinde kuvvetli çalkantılara neden olurlar. Kırılma sırasında bir seri vorteksin oluşmasına sebep olurlar ve bu vorteksler ileri-geriye doğru taban üzerinde karışma sebep olacak şekilde hareket ederler. Şekil 4.19 (a) ve (b)'deki saçılım plunging tipi kırılmada akımdaki yüksek mertebeli türbülanslı akım yapısından kaynaklanmaktadır.



(a)



(b)

Şekil 4.19 Surf parametresine karşılık ölçülen akıntı hızları

Plunging tipi kırılmanın surf parametresinin 0.7~0.8 değerlerinde daha büyük akıntı hızlarına neden olduğu gözlenmiştir. Bu değerlerin aralığında da daha büyük topuk oyulması meydana gelmektedir. Bu sonuç geri dönüş akımlarının duvar topuğundaki taban değişimi üzerinde etkili olduğunu göstermektedir.

SONUÇ VE ÖNERİLER

Düzensiz dalga etkisinde farklı dalga yüksekliği ve periyodunda meydana gelen taban değişiminin belirlenmesi amacıyla YTÜ Hidrolik ve Kıyı-Liman Mühendisliği Laboratuvarında 26 m uzunluğunda, 1 m genişliğinde ve 1 metre derinliğindeki dalga kanalında deneyler yapılmıştır. Kanal içerisine 1/6 eğime sahip bir şev yerleştirilerek üzerine 22 cm kalınlığında aynı granülometreye sahip taban malzemesi serilmiştir. Deneyler, düzlem tabanda $d=60$ cm su derinliklerinde 14 farklı dalga şartında gerçekleştirilmiştir. Deneylerde kullanılan düzensiz dalgalar JONSWAP spektrumu ile üretilmiştir.

Bu çalışmalardan elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir:

- Kıyı profil tipi, kıyı duvarı topuğundaki taban değişim mekanizmasını (oyulma/yığılma) kontrol etmektedir. Bu çalışmada tırmanma bölgesindeki normal profil yığılma ile sonuçlanırken fırtına profilinin oyulmayla sonuçlandığı gözlemlenmiştir. Duvar oyulma ve yığılma miktarında değişime neden olmuştur.
- Kıyı duvarı dalga tırmanma bölgesinde $X=20$ cm ve $X=40$ cm olmak üzere iki farklı konuma yerleştirilerek kıyı duvarı önünde oluşan taban değişim miktarlarının dalga dikliği ile olan ilişkisi araştırılmıştır ve dalga dikliğinin artması ile yığılmanın azaldığı buna karşın oyulmanın arttığı gözlemlenmiştir.
- Duvar önündeki oyulma ve yığılma sürecindeki değişim kritik dalga dikliği yaklaşık olarak 0.035 değerinde gözlemlenmiş, kritik boyutsuz parametre $m(H_{m0}/L_{m0})^2$ ise 2.6×10^{-4} değerinde bulunmuştur.

- Yine iki farklı konum için kıyı duvarı önündeki taban değişiminin tırmanma yükseklikleri (R_{ui}) ile değişimi incelenmiştir. Taban değişiminin kıyı çizgisine yakın yerleştirilen ($X=20$ cm) kıyı duvarı için daha büyük saçılımlar gösterdiği, bunun nedeninin ise büyük tırmanmaların neden olduğu yansılardan kaynaklanmaktadır.
- Dalga dikliği ile farklı tırmanma yüksekliklerinin ($R_{u\%2}$, R_{umaks} , $R_{u1/10}$, $R_{u1/3}$ ve R_{uort}) boyutsuz oyulmayla ilişkisi araştırılmıştır. Aralarında korelasyonun olduğu gözlemlenmiştir. Farklı tırmanma parametreleri kullanılmasına rağmen korelasyonun benzer olduğu bulunmuştur.
- Düzensiz dalga etkisinde Yüksel vd. [123]'ün yaptığı çalışmada 1/10 şev eğiminde gelişen tüm profillerin kıyı çizgisinde yığılmaya neden olduğu gözlenmiştir. Aynı durum surf parametresi ile incelendiğinde surf parametresinin artması ile yığılma miktarının arttığı görülmüştür. Bu çalışmada ise surf parametresinin artması ile oyulma miktarının azaldığı gözlemlenmiştir. Bunun nedeni oluşan uzun dalgaların kıyı yenilemesi üzerinde daha etkin olmasından kaynaklanmaktadır.
- Topuktaki taban değişim mekanizmasının kıyı eğimi ve dalga dikliğine bağlı olduğu bulunmuştur. Her iki kıyı eğimi için de ($m=1/6$ ve $m=1/10$) taban değişim mekanizması ile dalga dikliği arasında korelasyonun iyi olduğu gözlemlenmiştir.
- Ayrıca bu çalışma kapsamında dalga dikliği ve kıyı eğimini içeren $m(H_{m0}/L_{m0})^2$ boyutsuz parametresi ile belirgin dalga yüksekliğine göre verilen boyutsuz oyulma miktarı arasındaki ilişki araştırılmıştır. İki boyutsuz arasında uyumun iyi olduğu ve $m(H_{m0}/L_{m0})^2$ boyutsuz parametresinin artması ile boyutsuz yığılmanın azaldığı ve oyulma miktarının arttığı gözlemlenmiştir.
- Farklı kıyı eğimlerinde çalışılarak $m(H_{m0}/L_{m0})^2$ boyutsuz parametresinin etkisinin belirgin şekilde ortaya konulması önerilmektedir.
- Deney verileri sayısal modellerle geliştirilmesi için kullanılmalıdır.
- Daha ileri ölçüm teknikleri kullanılarak dalga sınır tabakası içerisinde katı madde taşınımına ve dolayısıyla profil şekillenmesine neden olan akıntı hızlarının ayrıntılı gözlenmesi bu tezde incelenen süreçlerin daha iyi anlaşılması bakımından faydalı olacaktır.

- [1] Fowler, J.E. (1992). "Scour Problems and Methods for Prediction of Maximum Scour at Vertical Seawalls", Technical Report CERC-92-16, Mississippi, U.S.
- [2] Powell, K.A. and Lowe, J.P. (1994). "The Scouring of Sediments at the Toe of Seawalls", Proc. Hornafjorder Int. Coastal Symposium, 20-24 June 1994, Iceland.
- [3] Carpenter, K. and Powell, K.A. (1998). Toe Scour at Vertical Seawalls Mechanism and Prediction Methods, HR Wallingford.
- [4] McDougal, W.G., Kraus, N. and Ajivibowo, H. (1996). "The Effects of Seawalls on the Beach: Part 2, Numerical modelling of supertank seawalls tests", J. Coastal Research.
- [5] Tsai, C.P., Chen, H.B., and You, S.S. (2009). "Toe Scour of Seawall on A Steep Seabed by Breaking Waves", Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 135:2-61.
- [6] Mase, H. (1989). "Random Wave Runup Height on Gentle Slope", Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.
- [7] Mase, H., Tamada, T., Yasuda, T., Hedges, T.S. and Reis, M.T. (2013). "Wave Runup and Overtopping at Seawalls Built on Land and In Very Shallow Water", Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng., 139:346-357.
- [8] Pena, J.M., Sanchez-Gonzalez, J.F. and Diaz-Sanchez, R. (2014) "Wave Runup In A Sand Bed Physical Model", Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng., 140(4):1-11.
- [9] Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2002). The Mechanics of Scour in the Marine Environment, 2, World Scientific Publishing, Singapore.
- [10] CIRIA (1986). Sea Walls. Survey of Performance and Design Practice. Technical Note 125.
- [11] CERC (2003). Coastal Engineering Manual, CoastAL Eng. Res. Ctr., US Army Corps Engrs., Vicksburg, USA.
- [12] Powell, K.A. (1987). Toe Scour at Seawalls Subject to Wave Action, Report No:119, HR Wallingford, U.K.
- [13] CERC (2001). Coastal Engineering Manual, Coast. Engrg. Res. Ctr., US Army Corps Engrs., USA.

- [14] Fredsøe, J. and Deigaard, R. (1992). "Mechanics of Coastal Sediment Transport", World Scientific, 18:245.
- [15] Fredsøe, J. and Sumer, B.M. (1997). "Scour at the Round Head of a Rubble-mound Breakwater", Coastal Engineering, 29:231-262.
- [16] Barnett, M.R. (1989). "Laboratory Study of the Effects of a Vertical Seawall on Beach Profile Reponse", Report 87/005, Coastal and Oceanographic Engineering Department, University of Florida, Gainesville, FL.
- [17] Chesnutt, C.B. and Schiller, R.E. (1971). "Scour of Simulated Gulf Coast Sand Beaches due to Wave Action in front of Seawalls and Düne Barriers", Coe Report No:139, Texas A&M University, College Station, TX.
- [18] Powell, K.A. and Whitehouse, R. (1998). "The Occurrence and Prediction of Scour at Coastal and Estuarine Structures", Proc. 33rd MAFF Conference of River and Coastal Engineers, 1-2 July 1998. Keele University, U.K.
- [19] Whitehouse, R. (1998). "Scour at Marine Structures", Thomas Telford, London, U.K., 19:198.
- [20] Larson, M. and Kraus, N.C. (1989). "Numerical Model for Simulating Storm-Induced Beach Change, Report I: Theory and Model Foundation", Technical Report CERC-89-9, U.S. Army Engineering Waterways Experimental Station, Coastal Engineering Research, Vicksburg, Miss.
- [21] Kraus, N.C., Smith, J.M. and Salitt, C.K. (1992). SUPERTANK Laboratory Data Collection Project. Proc. 23rd Coastal Engineering Conference, Venice, Italy, ASCE.
- [22] Rakha, K.A. and Kamphuis, J.W. (1997 a). "Wave-induced Currents in the Vicinity of Seawall", Coastal Engineering, 30:23-52.
- [23] Rakha, K.A. and Kamphuis, J.W. (1997 b). "A Morphology Model for an Eroding Beach Backed by A Seawall", Coastal Engineering, 30:53-75.
- [24] Rakha, K.A. and Kamphuis, J.W. (1994). "Wave Transformation in the Vicinity of A Seawall", Waves-Physical and Numerical Modelling Vancouver, 1011-1020.
- [25] Kamphuis, J.W., Rakha, K.A. and Jui, J. (1992). "Hydraulic Model Experiments on Seawalls", Proc. 23rd Coastal Engineering Conference, 2:1272-1284.
- [26] McDougal, W.G., Sturtevant and Komar, P.D. (1987). "Laboratory and Field Investigations of the Impact of Shoreline Stabilization Structures on Adjacent Properties", Proceedings Coastal Sediments, 961-973.
- [27] Toue, T. And Wang, H. (1990). "Three Dimensional Effects of Seawall on the Adjacent Beach", Proc. 22nd Coastal Engineering Conference, 2-6 July 1990, Delft, The Netherlands.
- [28] Sutherland, J., Brampton, A., Motyka, G., Blanco, B., and Whitehouse, R. (2003). "Beach lowering in front of Coastal Structures", Research Scoping Study, 4 May 2006, Defra.
- [29] Silvester, R., and Hsu, J. R. C. (1997). "Coastal Stabilization", World Scientific, Singapore.

- [30] Xie, S. L. (1981). "Scouring Patterns in front of Vertical Breakwaters and Their Influence on the Stability of the Foundations of the Breakwaters", Rep., Dept. Of Civil Engineering, Delft Univ. of Technology, Delft, The Netherlands.
- [31] Irie, I., and Nadaoka, K. (1984). "Laboratory Reproduction of Seabed Scour in front of Breakwaters", Proc., 19th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, New York, 1715–1731.
- [32] Hughes, S. A., and Fowler, J. E. (1991). "Wave-Induced Scour Prediction at Vertical Walls", Proc., Coastal Sediments '91, ASCE, New York, 1886–1899.
- [33] Oumeraci, H. (1994). "Scour in front of Vertical Breakwaters—Review of Problems", Proc., Int. Workshop on Wave Barriers in Deep Water, Port and Harbor Research Institute, Yokosuka, Japan, 281–307.
- [34] Gao, X., and Inouchi, K. (1998). "The Characteristics of Scouring and Depositing in front of Vertical Breakwaters by Broken Clapotis", Coastal Eng., 40:99–113.
- [35] O'Donoghue, T. (2001). "N-type Sediment Bed Response Under Standing Wave", J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng., 127(4):245–248.
- [36] Sumer, B. M., and Fredsøe, J. (2000). "Experimental Study of 2D Scour and Its Protection at A Rubble-Mound Breakwater", Coastal Eng., 40:59–87.
- [37] Sawaragi, T. (1966). "Scouring due to Wave Action at the Toe of Permeable Coastal Structure", Proc., 10th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, New York, 1036–1047.
- [38] Herbich, J. B., and Ko, S. C. (1968). "Scour of Sand Beaches in front of Seawalls", Proc., 11th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, New York, 622–643.
- [39] Hales, L. Z. (1980). "Erosion Control of Scour During Construction: Report 2. Literature Survey of Theoretical, Experimental, and Prototype Investigations", Technical Rep. No:80-3, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- [40] Eckert, J. W. (1983). "Design of Toe Protection for Coastal Structures", Proc., Coastal Structures '83, ASCE, Reston, 331–341.
- [41] Markle, D. G. (1989). "Stability of Toe Berm Armour Stone and Toe Buttressing Stone on Rubble-Mound Breakwater and Jetties", Technical Rep. No:12, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- [42] Twu, S. W., and Liao, W. M. (1999). "Effects of Seawall Slopes on Scour Depth", J. Coastal Res., 15:985–990.
- [43] Herbich, J. B. (1991). "Chap. 18: Scour Around Pipelines, Piles, and Seawalls", Handbook of coastal and ocean engineering, J. B. Herbich, ed., Gulf Pub., Houston, 867–958.
- [44] Sutherland, J., Obhrai, C., Whitehouse, R. J. S., and Pearce, A. M. C. (2006). "Laboratory Tests of Scour at A Seawall", Proc., 3rd Int. Conf. on Scour and Erosion (Cd-Rom).

- [45] Tsai, C. P., Chen, H. B., Hwung, H. H., and Huang, M. J. (2005). "Examination of Empirical Formulas for Wave Shoaling and Breaking on Steep Slope", *Ocean Eng.*, 32:469–483.
- [46] Goda, Y., and Suzuki, Y. (1976). "Estimation of Incident and Reflected Waves in Random Wave Experiments", *Proc., 15th Int. Conf. On Coastal Engineering*, ASCE, New York, 828–845.
- [47] Komar, P. D., and Miller, M. C. (1974). "Sediment Threshold under Oscillatory Water Waves", *J. Sediment. Petrol.*, 43:1101–1110.
- [48] Tsai, C. P., Wang, J. S., and Lin, C. (1998). "Down-rush Flow Waves on Sloping Seawalls", *Ocean Eng.*, 25:295–308.
- [49] Kim H., Park W., O'Connor B.A., Lee T.H., Hwang K.N. and Kim T.H. (1999). "Scour Sooyung Seawall Caused by Wave Reflection and Liquefaction", *Coastal Eng. and Marina Developments*, 411-424.
- [50] Nishimura, H., Watanabe, A. and Horikawa, K. (1978). "Scouring at the Toe of a Seawall due to Tsunamis", *Proc. 16th Coastal Engineering Conference*, Hamburg, Germany, ASCE, 2540-2547
- [51] Kadib, A.L. (1963). "Beach Profile as Affected by Vertical Walls", *Technical Memorandum No:134*, Beach Erosion Board, U.S. Army Corps of Engineers.
- [52] Rajaratnam, N. (1981). "Erosion by plane turbulent jets", *J. Hydraulic Research*, 4:339-358.
- [53] Breusers, H.N.C. and Raudkivi, A.J. (1991). "Scouring", A.A. Balkema, Rotterdam, 8:143.
- [54] McConnell, K. (1998). "Revetments Systems Against Wave Attack", *A Design Manual.*, Supervising Ed., 18:162.
- [55] Escaramelia, M. (1998). "River and Channel Revetments", *A Design Manual*, 20:245.
- [56] Shen, M.C., and Meyer, R.E. (1963). "Climb of a Bore on a Beach, Part 3: Runup", *J. Fluid Mech.*, 16:113-125.
- [57] Freeman, J.C., and Le Mehaute, B. (1964). "Wave Breakers on a Beach and Surges on a Dry Bed", *J. Hydr. Div.*, ASCE, 90(2):187-216.
- [58] Kobayashi, N., Otta, A.K., and Roy, I. (1987). "Wave Reflection and Runup on Rough Slopes", *J. Wtrwy., Port, Coast, and Oc. Eng.*, ASCE, 113(3):282-298.
- [59] Huntley, D.A., Guza, R.T., and Bowen, A.J. (1977). "A Universal Form for Shoreline Runup Spectra", *Geophys. Res.*, 82(18):2577-2581.
- [60] Guza, R.T., and Thornton, E.B. (1982). "Swash Oscillation on a Natural Beach", *J. Geophys. Res.*, 87(1):483-491.
- [61] Holman, R.A. (1986). "Extreme Value Statistics for Wave Runup on a Natural Beach", *Coastal Engrg.*, 9(6):527-544.
- [62] Mase, H., and Iwagaki, Y. (1984). "Runup of Random Waves on Gentle Slopes", *Proc. 19th Coastal Engrg. Conf.*, ASCE, 593-609.

- [63] Funke, E.R., and Mansard, E.P.D. (1979). "On the Synthesis of Realistic Sea States in a Laboratory Flume", Hydraulics Laboratory Report, Ltr-Hy-66, National Res. Council of Canada, Ottawa, Canada.
- [64] Tsuchiya, Y., Kawata, Y., and Yashita, T. (1978). "Effects of Roughness and Permeability on Wave Runup", Proc. 25th Japanese Conf. on Coastal Eng., ASCE, 164-169.
- [65] Saville, T., Jr. (1956). "Wave Runup on Shore Structures", Wtrwy. and Harb. Div., ASCE, 82(2):66.
- [66] Hunt, I.A., Jr. (1959). "Design of Seawalls and Breakwaters", J. Wtrwy. and Harb. Div., ASCE, 85(3):123-152.
- [67] Battjes, J.A. (1974). "Surf Similarity", Proc. 14th Coastal Engrg. Conf., ASCE, 466-480.
- [68] Ahrens, J.P. (1979). "Irregular Wave Runup", Proc. Coastal Structures'79, ASCE, 998-1019.
- [69] Kamphuis, J.W., and Mohamed, N. (1978). "Runup of Irregular Waves on Plane Smooth Slope", J. Wtrwy., Port, Coast, and Oc. Div., ASCE, 104(2):135-146.
- [70] Ahrens, J.P. (1983). "Wave Runup on Idealized Structures", Proc. Coastal Structures'83, ASCE, 925-938.
- [71] Carstens, T., Torum, A., and Traetteberg, A. (1966). "The Stability of Rubble Mound Breakwaters Against Irregular Wave", Proc. 10th Coastal Engrg. Conf., ASCE, 958-971.
- [72] Johnson, R. R., Mansard, E.P.D., and Ploeg, J. (1978). "Effects of Wave Grouping on Breakwater Stability", Proc. 16th Coastal Engrg. Conf., ASCE, 2228-2243.
- [73] OCDI, (2007). Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan, OCDI, Tokyo.
- [74] Nakamura, M., Sasaki, Y., and Yamada, J. (1972). "Runup on Seawalls with Composite Cross Section", Proc., JSCE, 19:309-312.
- [75] Tamada, T., Mase, H., and Yasuda, T. (2009). "Random Wave Runup Formulae for Seawall with Composite Cross Section", JSCE, Ser. B2, Coast. Eng., 65(1):936-940.
- [76] de Waal, J. P., and van der Meer, J.W. (1993). "Wave Run-up and Overtopping on Coastal Structures", Proc. 23rd Int. Conf. on Coastal Eng., 1992, ASCE, New York, 1758-1771.
- [77] TAW, (2002). Technical Advisory Committee on Flood Defence, J. W. Van der Meer, ed., TAW, Delft, Netherlands.
- [78] USACE, (2002). U.S. Army Corps of Engineers, USACE, EM 1110-2-1100 Washington, DC.
- [79] Goda, Y., Kishira, Y., and Kamiyama, Y. (1975). "Laboratory Investigation on the Overtopping Rate of Seawalls by Irregular Waves", Rep. Port Harbour Res. Inst., 14(4):3-44.

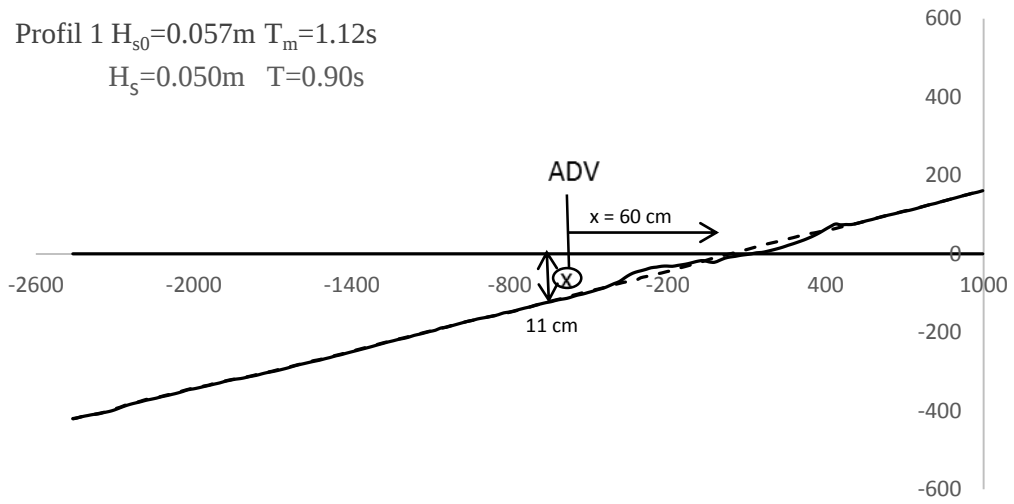
- [80] Tamada, T., Inoue, M., and Tezuka, T. (2002). "Diagrams for the Estimation of Wave Overtopping Rate on Gentle Slope-type Seawalls", *Proc., Coastal Eng. JSCE*, 49:641–645.
- [81] Takayama, T., Nagai, T., and Nishida, K. (1982). "Decrease of Wave Overtopping Amount Due to Seawalls of Low Crest Types", *Rep. Port Harbour Res. Inst.*, 21(2):151–205.
- [82] Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schuttrumpf, H., and van der Meer, J. W., eds. (2007). *Wave overtopping of sea defences and related structures*, <http://www.overtopping-manual.com/manual.html>, Aug. 2008.
- [83] Goda, Y. (2009). "Derivation of Unified Wave Overtopping Formulas for Seawalls with Smooth, Impermeable Surfaces based on Selected Clash Datasets", *Coastal Eng.*, 56(4):385–399.
- [84] Hedges, T.S., and Reis, M.T. (2004). "Accounting for Random Wave Run-up in Overtopping Predictions", *Proc. Inst. Civ. Eng., Maritime Eng.*, 157(3): 113–122.
- [85] Tominaga, M. (1972). "Experimental Study on Hydraulics of Breakwaters", *Technical Note No:766*, Public Works Research Institute, Ibaraki, Japan, 6–15.
- [86] Mase, H., Hedges, T.S., Shareef, M., and Nagahashi, S. (2003). "Wave Overtopping Formula for Gentle Slopes Incorporating Wave Runup", *Proc., Coastal Eng. JSCE*, 50:636–640.
- [87] Mase, H., Miyahira, A., and Hedges, T.S. (2004). "Random Wave Run-up on Seawalls near Shorelines with and without Artificial Reefs", *Coast. Eng.*, 46(03):247–268.
- [88] Hedges, T.S., and Reis, M.T. (1998). "Random Wave Overtopping of Simple Seawalls: A New Regression Model", *Proc. Inst. Civ. Eng., Water Maritime Energ.*, 130(1):1–10.
- [89] Reis, M.T., Hu, K., Hedges, T.S., and Mase, H. (2008). "A Comparison of Empirical, Semiempirical, and Numerical Wave Overtopping Models", *J. Coastal Res.*, 24(2A):250–262.
- [90] Hedges, T.S., and Mase, H. (2004). "Modified Hunt's Equation Incorporating wave Setup", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 130(3):109–113.
- [91] Owen, M. W. (1980). "Design of Seawalls Allowing for Wave Overtopping", *Hydraulics Research Station, Wallingford, U.K.*, 9:24
- [92] van der Meer, J. W., and Janssen, J.P.F.M. (1995). "Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes", *Wave forces on inclined and vertical Wall structures*, N. Kobayashi and Z. Demirbilek, eds., ASCE, New York, 1–27.
- [93] Kikkawa, H., Shiigaki, H., and Kono, T. (1968). "Fundamental Study of Wave Overtopping on Levees", *Coast. Eng. Japan*, 11:107–115.
- [94] Saville, T., Jr. (1958). "Wave Run-up on Composite Slopes", *Proc., 6th Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, Reston, VA, 691–699.

- [95] Mase, H., and Kirby, J. T. (1993). "Hybrid Frequency-domain KdV Equation for Random Wave Transformation", Proc., 23rd Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, New York, 474–487.
- [96] RBJ, (1990). River Bureau of Japan, Coastal engineering for practitioners, Seacoast Division, Ministry of Construction, River Bureau, Tokyo.
- [97] Longuet-Higgins, M.S. (1962). "Radiation Stress and Mass Transport in Gravity Waves with Application to 'Surf Beats'", J. Fluid Mech., 13(04):481–504.
- [98] Longuet-Higgins, M.S., and Stewart, R.W. (1963). "A Note on Wave Setup", J. Mar. Res., 21(1):4–10.
- [99] Longuet-Higgins, M.S., and Stewart, R.W. (1964). "Radiation Stresses in Water Waves; a Physical Discussion, with Applications", Deep-Sea Res., 11(4):529–562.
- [100] Bowen, A.J., Inman, D.L., and Simmons, V.P. (1968). "Wave 'Set-down' and Set-up", J. Geophys. Res., 73(8):2569–2577.
- [101] Brocchini, M., and Peregrine, D. H. (1995). "Flow Properties of the Swash Zone", Proc., Coastal Dynamics, ASCE, New York, 221–232.
- [102] Iribarren, R., and Nogales, C. (1949). "Protection des Ports", Proc., 17th Int. Navigation Congress, PIANC, Brussels, Belgium, 31–80.
- [103] Miche, R. (1944). "Mouvements Ondulatoires de la mer en Profondeur Constante ou Décroissante", Ann. Ponts Chaussees, 114:25–406.
- [104] Van Oorshot, J. H., and D'Angremond, K. (1968). "The Effect of Wave Energy Spectra on Wave Run-up", Proc., 11th Coastal Engineering Conf., ASCE, New York, 888–900.
- [105] Hanslow, D., and Nielsen, P. (1993). "Shoreline Set-up on a Natural Beach", J. Coast. Res., 15:1–10.
- [106] Douglass, S.L. (1990). "Estimating Runup on Beaches: A Review of the State of the Art", U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MI, Final Rep:Ad-A229 516.
- [107] Pena, J. M., Sanchez, J.F., and Martin, M. (2012 a). "Experimentation on Beach Runup", Cedex, Madrid, Spain, Rep. No. 22-310-5-008.
- [108] Pena, J.M., Sanchez-Gonzalez, J.F., Diaz-Sanchez, R., and Martin, M. (2012 b). "Physical Model and Revision of Theoretical Runup", Proc., 33th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, Reston, VA.
- [109] Stockdon, H.F., Holman, R.A., Howd, P.A., and Sallenger, A.H. (2006). "Empirical Parameterization of Setup, Swash, and Runup", Coastal Eng., 53(7):573–588.
- [110] Diaz-Sanchez, R., Lopez-Gutierrez, J.S., Lechuga, A., Negro, V., and Esteban, M.D. (2013). "Direct Estimation Wave Setup as A Medium Level in Swash", J. Coast. Res., 65:201–206.

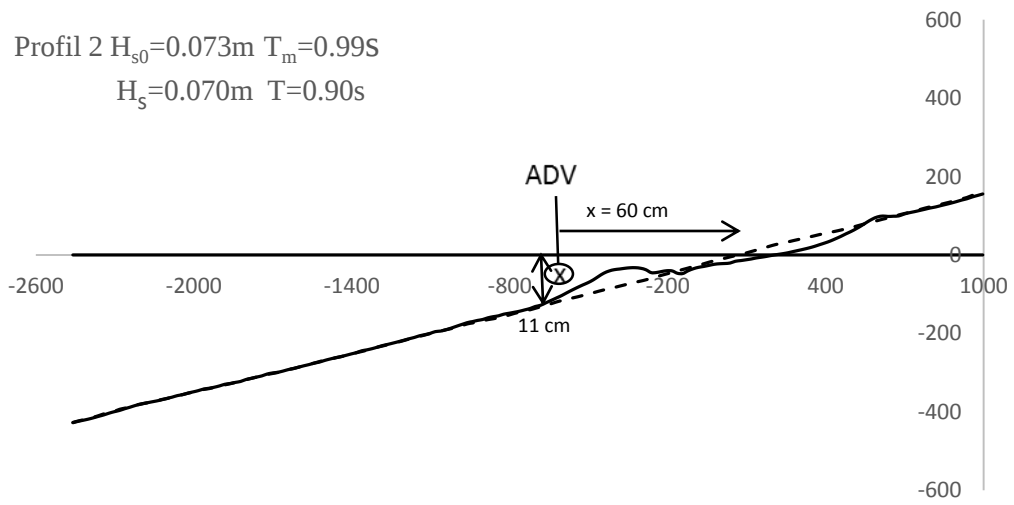
- [111] Hallermeier, R.J. (1978). "Uses for A Calculated Limit Depth to Beach Erosion", Proc., 16th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, New York, 1493–1512.
- [112] Hallermeier, R.J. (1981). "Seaward Limit of Significant Sand Transport by waves: An Annual Zonation for Seasonal Profiles", Ceta 81-2, Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.
- [113] Puleo, J.A., and Holland, K. T. (2001). "Estimating Swash Zone Friction Coefficients on A Sandy Beach", Coastal Eng., 43(1):25–40.
- [114] Kamphuis, J.W. (1975). "Friction Factor under Oscillatory Waves", J. Wtrwy., Harb. and Coast. Engrg. Div., 101(2):135–144.
- [115] Elfrink, B., and Baldock, T. (2002). "Hydrodynamics and Sediment Transport in the Swash Zone: A review and perspectives", Coastal Eng., 45(3-4):149–167.
- [116] Ruggiero, P., Komar, P., McDougal, W.G., Marra, J.J., and Beach, R.A. (2001). "Wave Runup, Extreme Water Levels and Erosion of Properties Backing Beaches", J. Coast. Res., 17(2):407–419.
- [117] Ahrens, J.P., and Seelig, W. N. (1996). "Wave Runup on Beaches", Proc., 25th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, New York, 981–993.
- [118] Van Dorn, W.G. (1976). "Set-up and Run-up in Shoaling Breakers", Proc., 19th Coastal Engineering Conf., ASCE, New York, 738–751.
- [119] Nielsen, P., and Hanslow, D. (1991). "Wave Runup Distribution on Natural Beaches", J. Coast. Res., 7(4):1139–1152.
- [120] Senechal, N., Coco, G., Bryan, K.R., and Holman, R.A. (2011). "Wave Runup during Extreme Storm Conditions", J. Geophys. Res. C: Oceans, 116:C7-C07032.
- [121] Yüksel, Y. ve Çevik, E., (2009). Kıyı Mühendisliği, 1. Baskı, BETA Yayınevi, İstanbul.
- [122] Yüksel, Y., (2011). Deniz Tabanı Hidrodinamiği ve Kıyı Morfolojisi, 2. Baskı, BETA Yayınevi, İstanbul.
- [123] Yüksel, Y., Çevik, E., Aydoğan, B., Kızıloğlu, B., Sentürk, E., (2012). "Seawall-Beach Profile Interaction on Run-Up Zone", Isope 2012, Rhodes, Greece.
- [124] Yüksel, Y., (2015). "Akışkanlar Mekaniği ve Hidrolik", 5. Baskı, Beta Yayınevi, İstanbul.
- [125] Dean, R.G., (1973). "Heuristic Models of Sand Transport in The Surf Zone", Inst. Eng. Aust., Eng. Dynamics of The Coastal Zone, Proc. 1st Australian Conf. Coastal Eng., 208-214, Sydney.
- [126] Hattori, M.Y. ve Kawamata, R., (1980). "Onshore-Offshore Transport and Beach Profile Change", Proc. 17th. Coastal Eng. Conf. Asce 1175-1193.
- [127] Horikawa, K., (1978). "Coastal Engineering", University of Tokyo Press.
- [128] HR DAQ Software User Manual (2010).
- [129] Nortek Vectrino Velocimeter, User Guide (2004).

- [130] Bretschneider, C.L. (1959). "Wave Variability and Wave Spectra for Wind-Generated Gravity Waves", U.S. Army Corps of Engrs., Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 118.
- [131] Bretschneider, C.L. (1969). "Wave Forecasting", Chapter 11 in Handbook of Ocean and Underwater Engineering, J. J. Myers et al., eds., McGraw-Hill Book Co., New York.
- [132] Goda, Y., (2000). "Random Seas and Design of Maritime Structures", Advanced Series on Ocean Engineering, 15, World Scientific.
- [133] Douglass, S.L. (1992). "Estimating Extreme Values of Run-up on Beaches", J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.
- [134] Resio, D.T. (1987). "Extreme Runup Statistics on Natural Beaches", Miscellaneous Paper Cerc-87-11, Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, MI.
- [135] Van der Meer, J. W. (1988). "Rock Slopes and Gravel Beaches Under Wave Attack", Doctoral Thesis, Delft Univ. of Technology, Delft, Netherlands.
- [136] Rogers, D. ve King, G.B., (1997). Wave Generation Using Ocean and Wave, Edinburgh Designs Ltd., 1997.

Kıyı Duvarının Olmaması Durumunda Akıntı Ölçerin Konumu

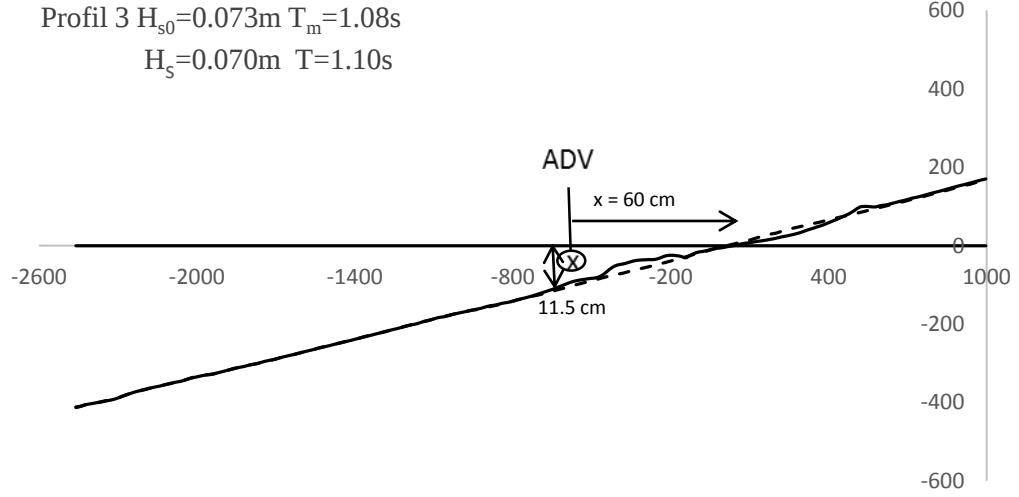


(a)

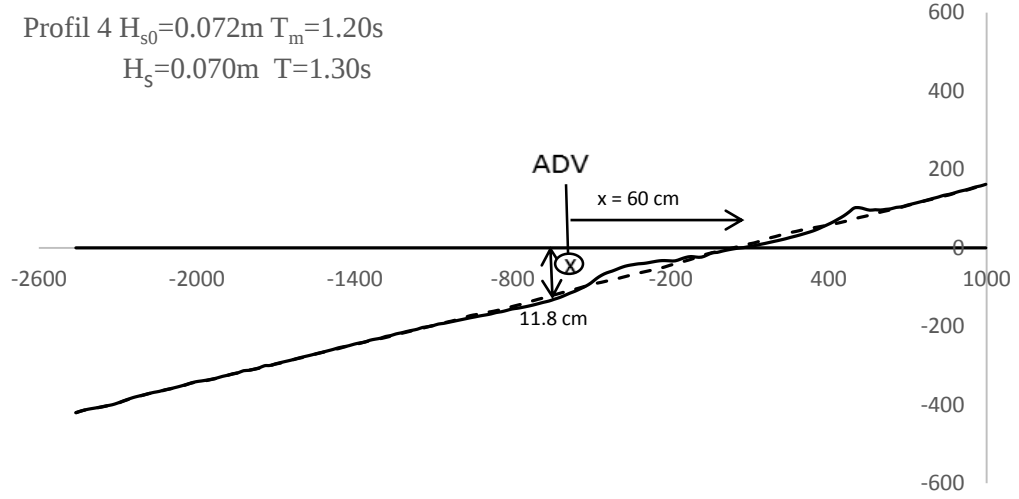


(b)

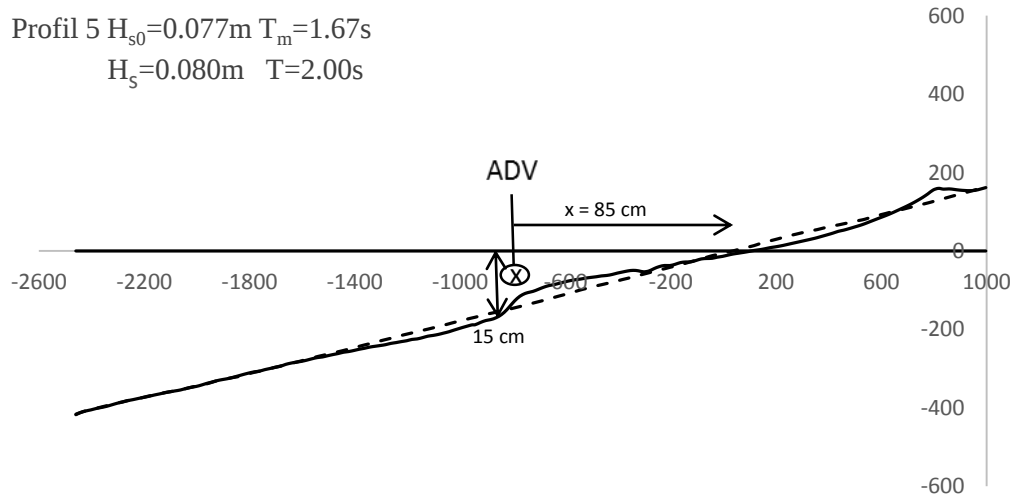
Şekil A.1 Kıyı duvarının olmaması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu



(c)

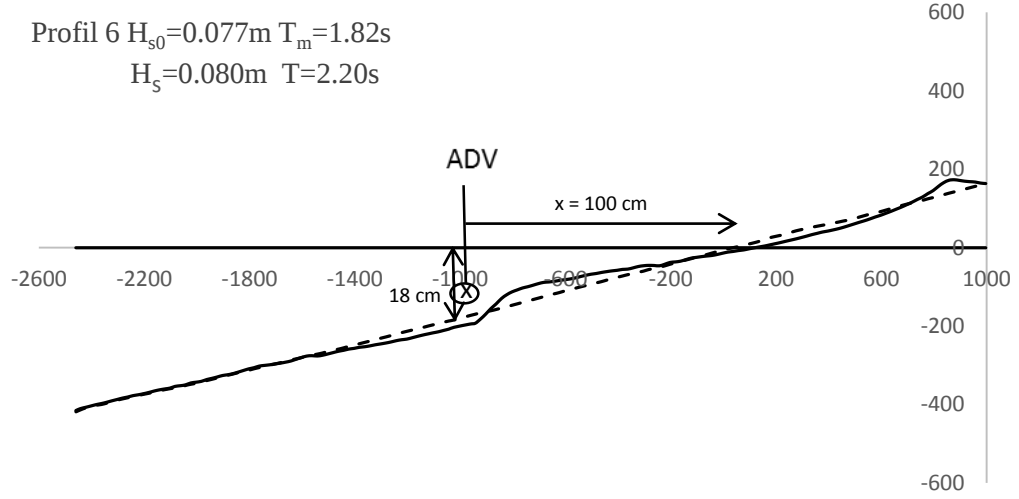


(d)

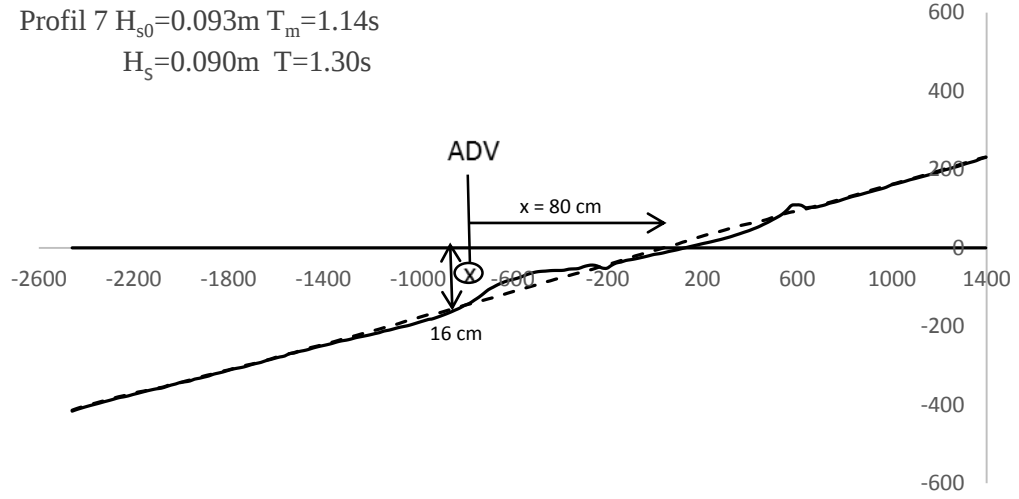


(e)

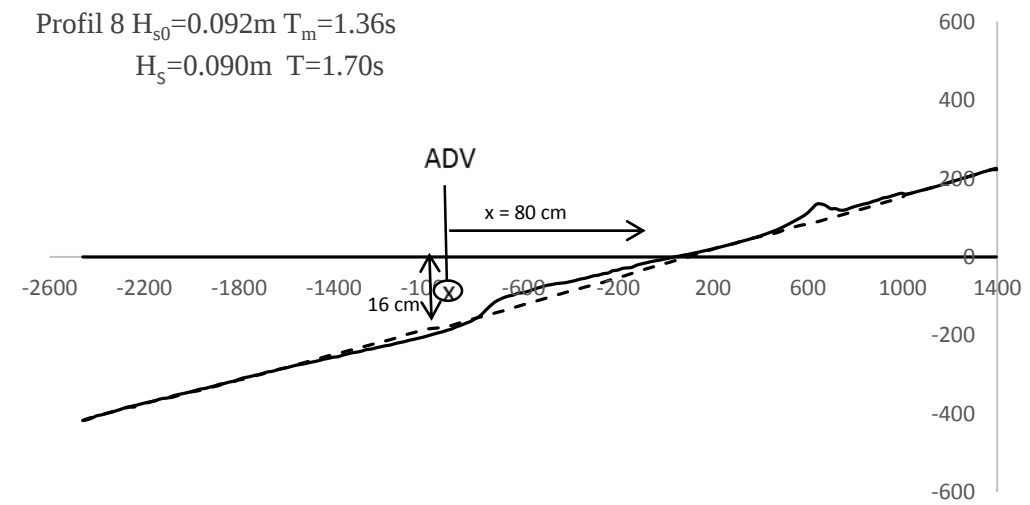
Şekil A.1 Kıyı duvarının olmaması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu (devamı)



(f)



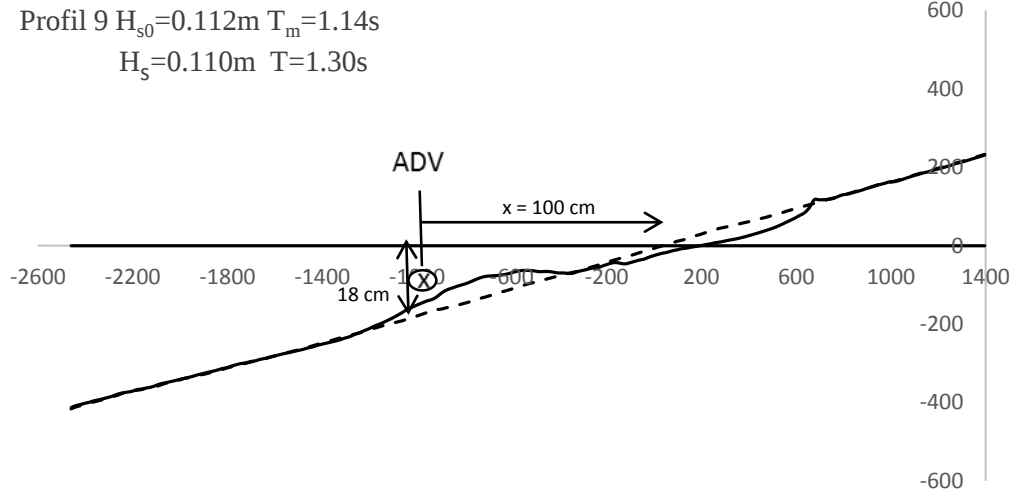
(g)



(h)

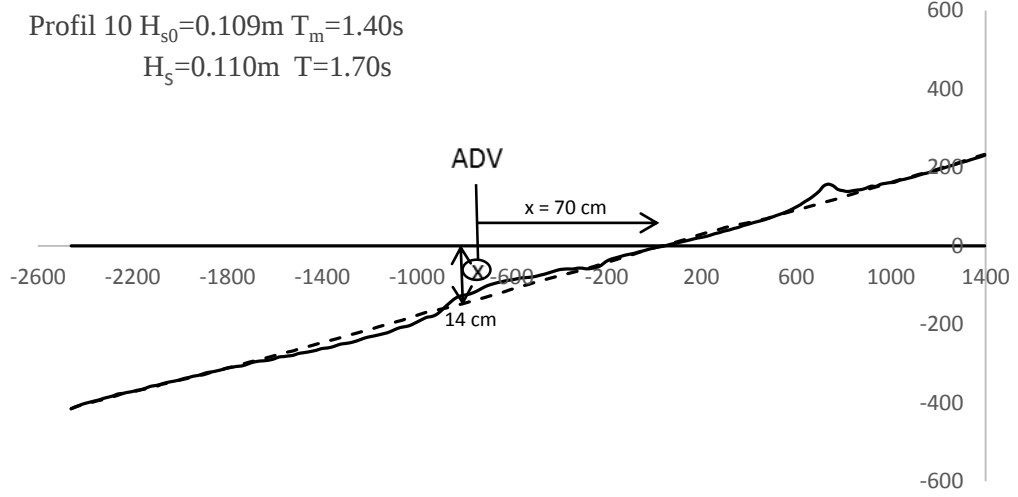
Şekil A.1 Kıyı duvarının olmaması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu (devamı)

Profil 9 $H_{s0}=0.112\text{m}$ $T_m=1.14\text{s}$
 $H_s=0.110\text{m}$ $T=1.30\text{s}$



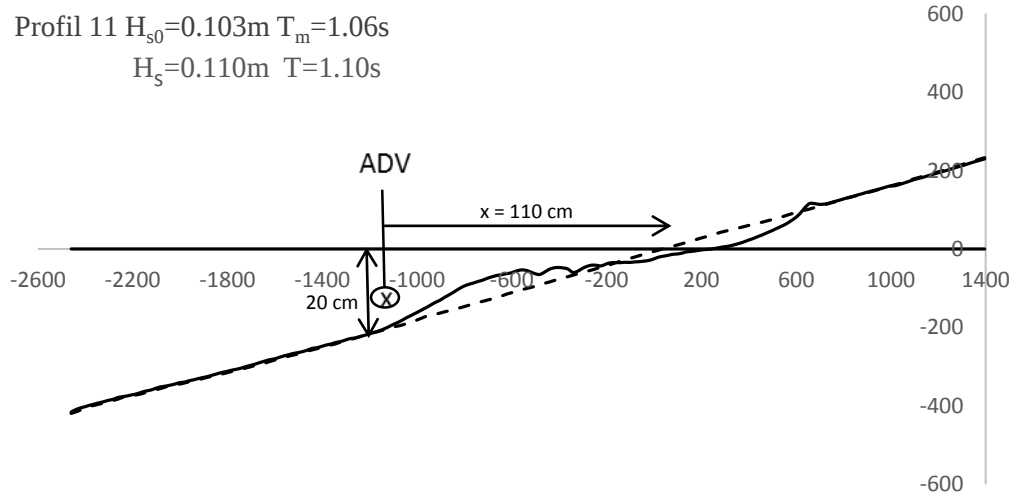
(i)

Profil 10 $H_{s0}=0.109\text{m}$ $T_m=1.40\text{s}$
 $H_s=0.110\text{m}$ $T=1.70\text{s}$



(i)

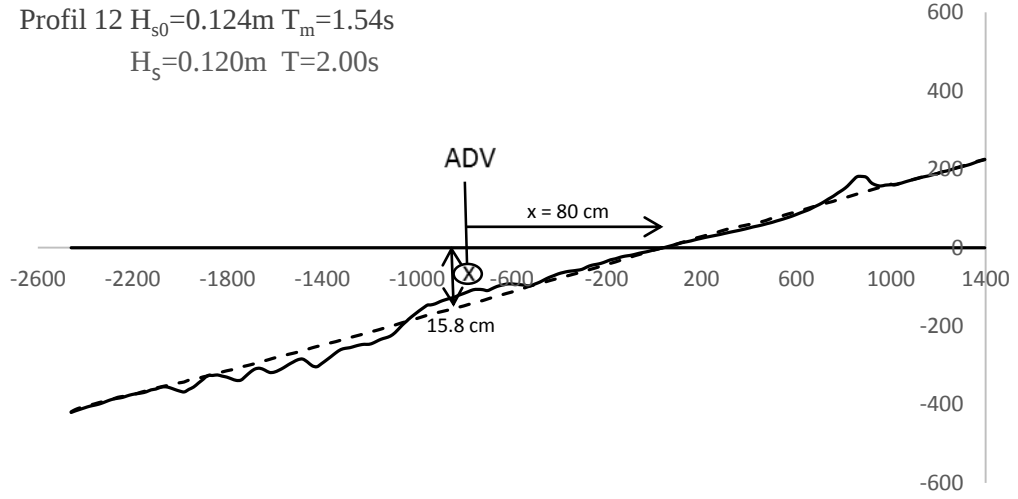
Profil 11 $H_{s0}=0.103\text{m}$ $T_m=1.06\text{s}$
 $H_s=0.110\text{m}$ $T=1.10\text{s}$



(j)

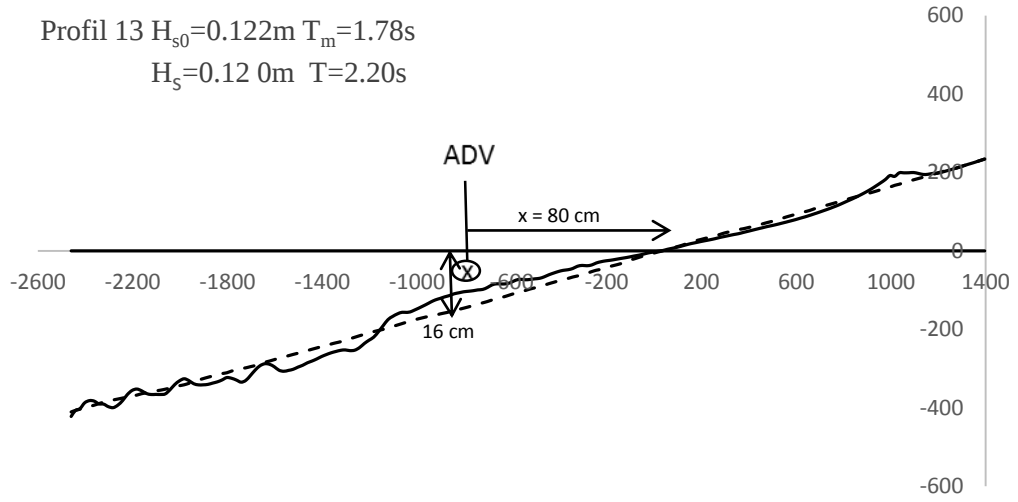
Şekil A.1 Kıyı duvarının olmaması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu (devamı)

Profil 12 $H_{s0}=0.124\text{m}$ $T_m=1.54\text{s}$
 $H_s=0.120\text{m}$ $T=2.00\text{s}$



(k)

Profil 13 $H_{s0}=0.122\text{m}$ $T_m=1.78\text{s}$
 $H_s=0.120\text{m}$ $T=2.20\text{s}$

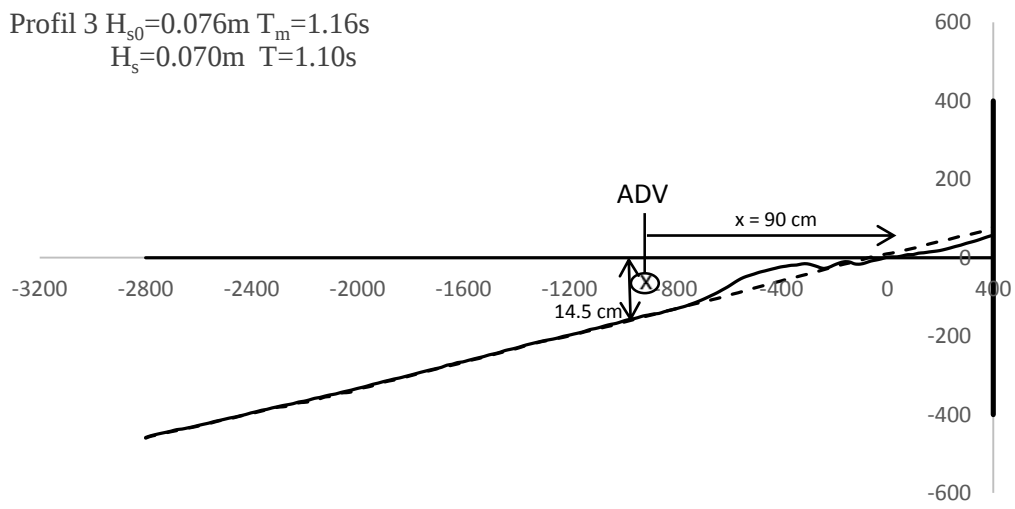


(l)

Şekil A.1 Kıyı duvarının olmaması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu (devamı)

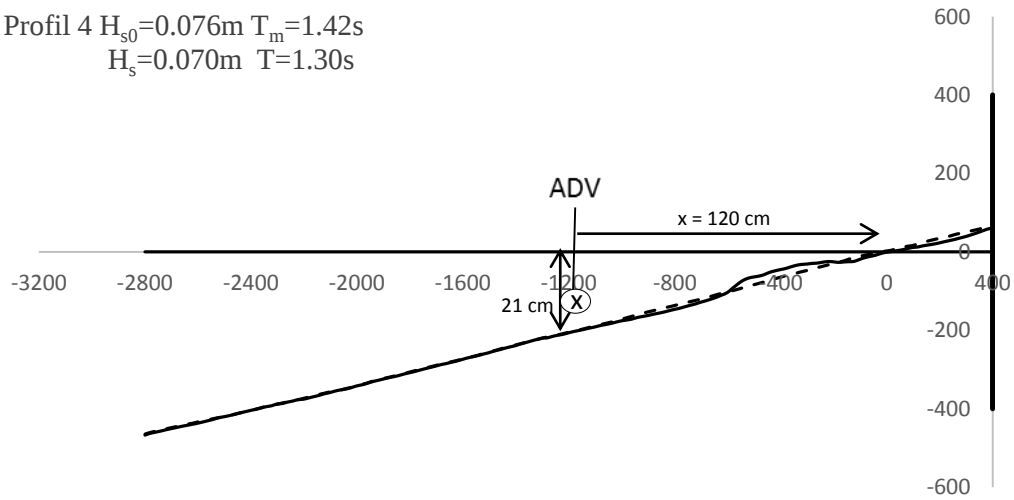
Kıyı Duvarının $X=40$ cm Olması Durumunda Akıntı Ölçerin Konumu

Profil 3 $H_{s0}=0.076\text{m}$ $T_m=1.16\text{s}$
 $H_s=0.070\text{m}$ $T=1.10\text{s}$



(a)

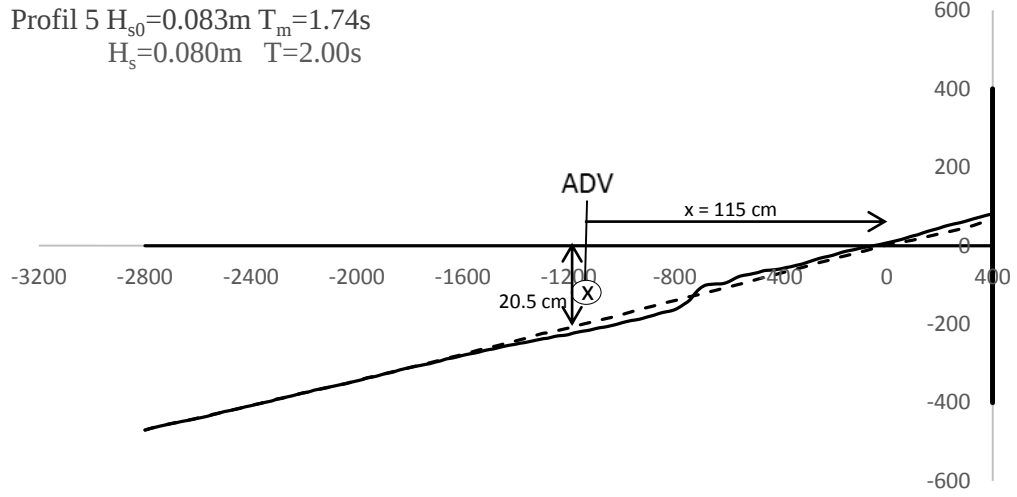
Profil 4 $H_{s0}=0.076\text{m}$ $T_m=1.42\text{s}$
 $H_s=0.070\text{m}$ $T=1.30\text{s}$



(b)

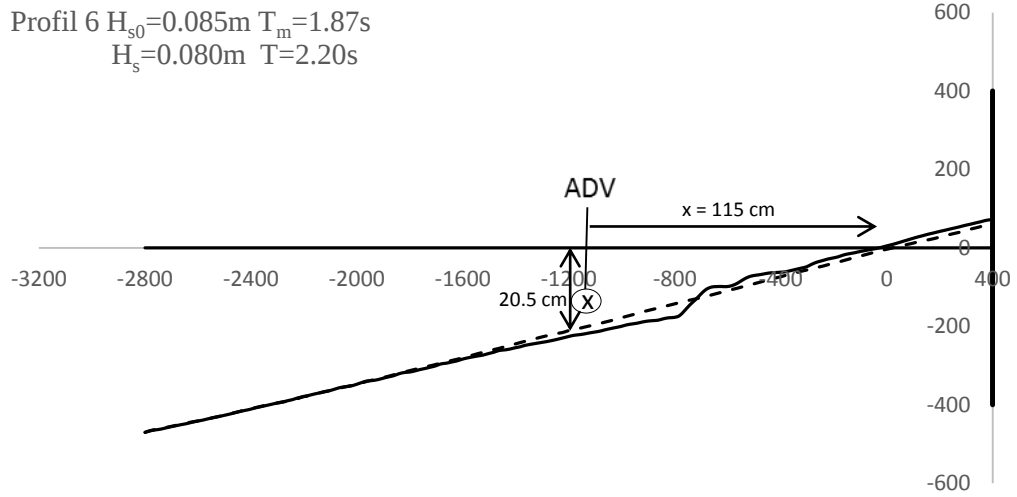
Şekil B.1 Kıyı duvarının $X=40$ cm olması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu

Profil 5 $H_{s0}=0.083\text{m}$ $T_m=1.74\text{s}$
 $H_s=0.080\text{m}$ $T=2.00\text{s}$



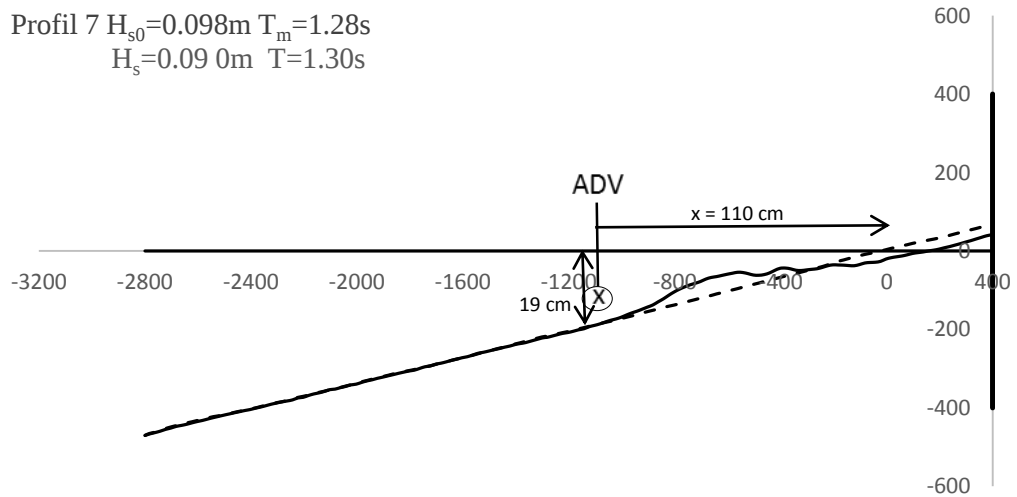
(c)

Profil 6 $H_{s0}=0.085\text{m}$ $T_m=1.87\text{s}$
 $H_s=0.080\text{m}$ $T=2.20\text{s}$



(d)

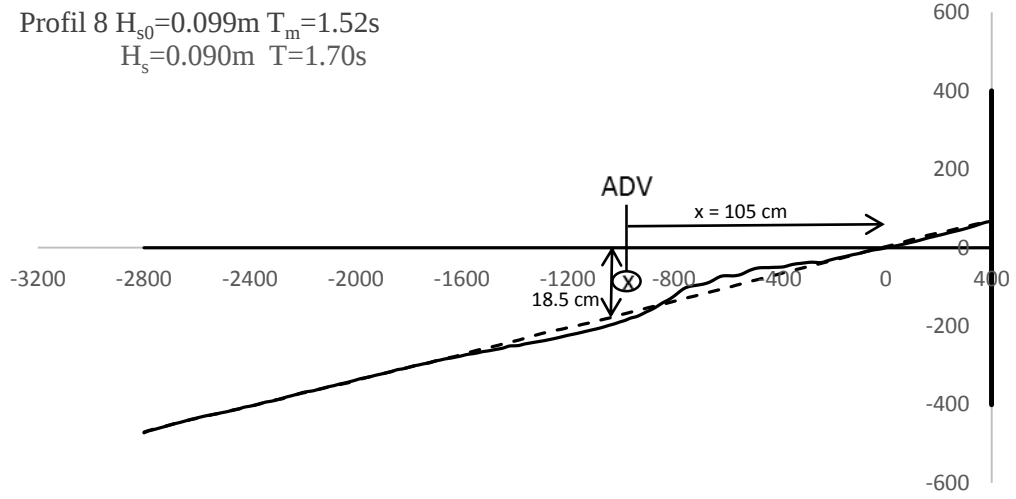
Profil 7 $H_{s0}=0.098\text{m}$ $T_m=1.28\text{s}$
 $H_s=0.090\text{m}$ $T=1.30\text{s}$



(e)

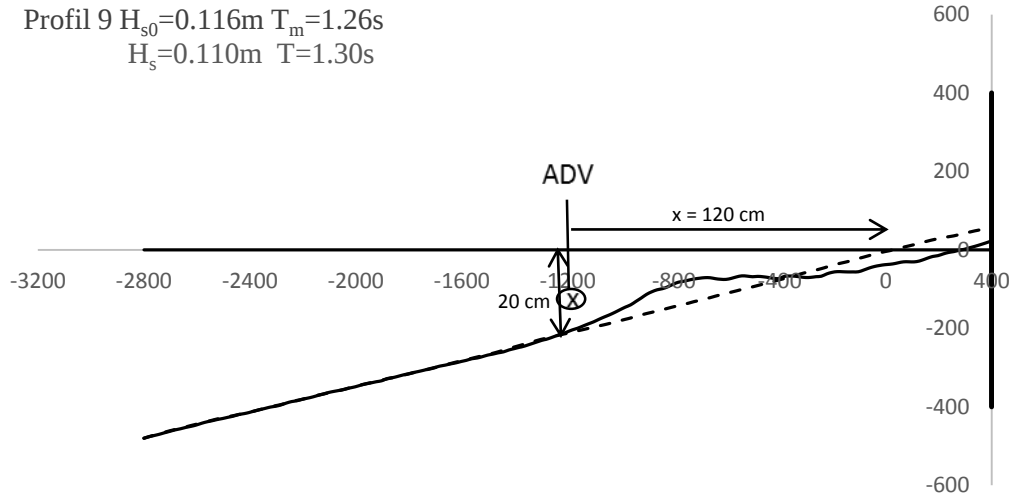
Şekil B.1 Kıyı duvarının $X=40\text{ cm}$ olması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu
 (devamı)

Profil 8 $H_{s0}=0.099\text{m}$ $T_m=1.52\text{s}$
 $H_s=0.090\text{m}$ $T=1.70\text{s}$



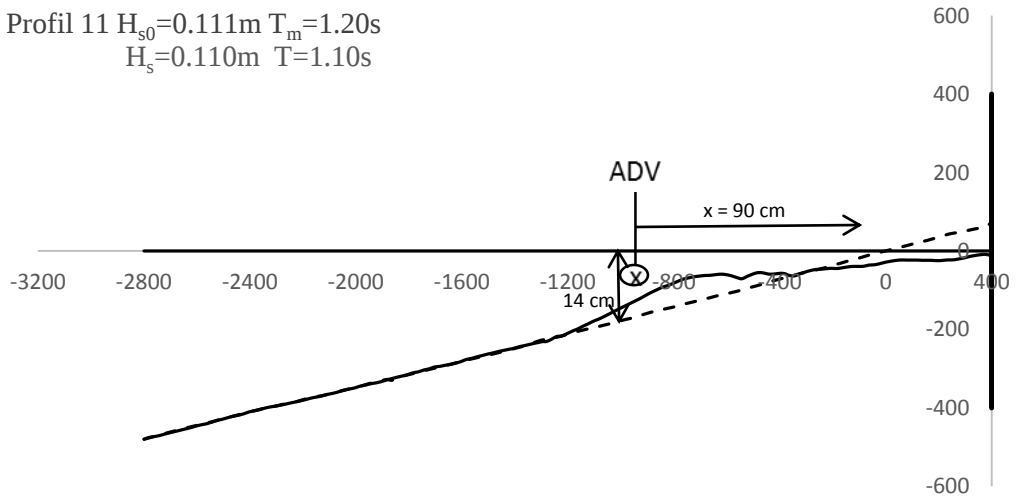
(f)

Profil 9 $H_{s0}=0.116\text{m}$ $T_m=1.26\text{s}$
 $H_s=0.110\text{m}$ $T=1.30\text{s}$



(g)

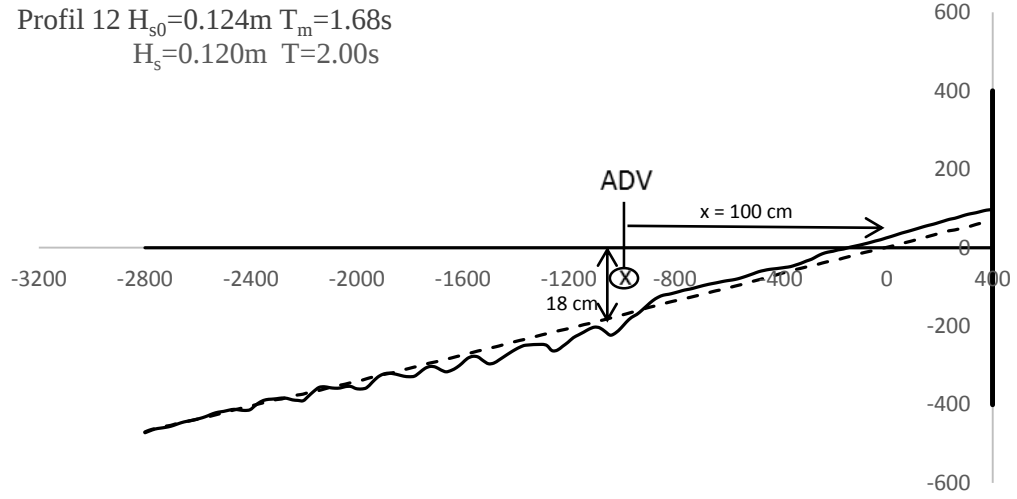
Profil 11 $H_{s0}=0.111\text{m}$ $T_m=1.20\text{s}$
 $H_s=0.110\text{m}$ $T=1.10\text{s}$



(h)

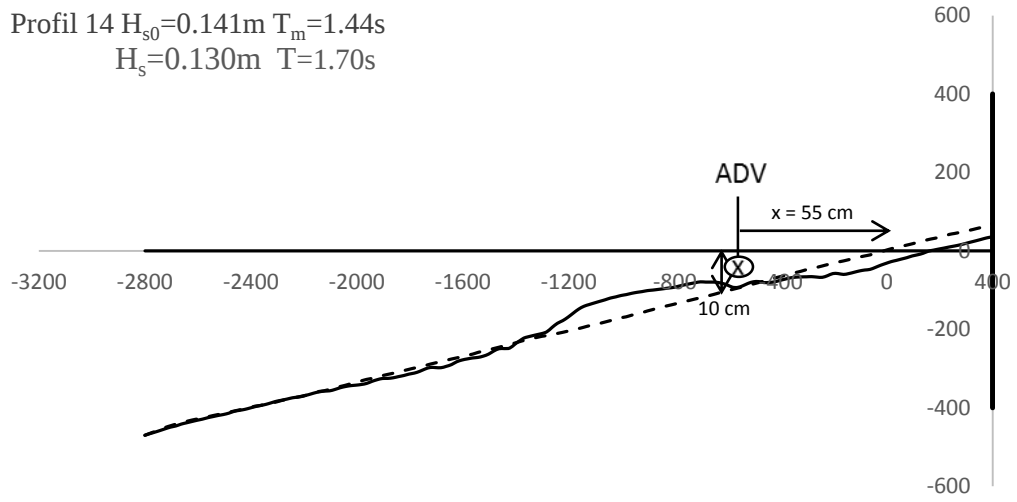
Şekil B.1 Kıyı duvarının $X=40\text{ cm}$ olması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu (devamı)

Profil 12 $H_{s0}=0.124\text{m}$ $T_m=1.68\text{s}$
 $H_s=0.120\text{m}$ $T=2.00\text{s}$



(i)

Profil 14 $H_{s0}=0.141\text{m}$ $T_m=1.44\text{s}$
 $H_s=0.130\text{m}$ $T=1.70\text{s}$



(i)

Şekil B.1 Kıyı duvarının $X=40\text{ cm}$ olması durumunda akıntı ölçerin (ADV'nin) konumu
 (devamı)

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Fulya İŞLEK
Doğum Tarihi ve Yeri : 18.06.1988 ADANA
Yabancı Dili : İngilizce
E-posta : fislek@yildiz.edu.tr

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Alan	Okul/Üniversite	Mezuniyet Yılı
Yüksek Lisans	Kıyı ve Liman Müh.	Yıldız Teknik Üniveristesi	2015
Lisans	İnşaat Mühendisliği	Çukurova Üniversitesi	2011
Lise	Fen Bilimleri	Ahmet Kurttepelı Lisesi	2006

YAYINLARI

Bildiri

1. Yüksel, Y., Yüksel, Z. T., Çevik, E., Aydoğan, A.B., Aydoğan, B., Güner H.A., Çelikoğlu, Y., and İlek, F. (2014). “Seawall and Beach Profile Interaction in Run-up Region”, Proceedings of 34th International Conference on Coastal Engineering, 15-20 June 2014, Korea.