

BAFRA OVASI KIZILIRMAK-KARADENİZ BİRLEŞİMİNDEKİ KIYI EROZYONUNUN İNCELENMESİ

Mehmet Ali KÖKPINAR

DSİ TAKK Dairesi Başkanlığı, 06100, Ankara

Işıkhan GÜLER

Yüksel Proje A.Ş., Birlik Mah.9. Cad. No:41 Çankaya 06610 Ankara

Yakup DARAMA

DSİ TAKK Dairesi Başkanlığı, 06100, Ankara

ÖZET

Kızılırmak Nehrinin sediment bütçesi son 10 yılda nehir üzerindeki regülasyon yapıları neticesinde bozularak çıkış ağzı ve çevresinde kıyı erozyonunun oluşmasına neden olmuştur. Erozyonun bu süre içerisinde etkisiyle Karadeniz, Bafra Ovasına doğru yaklaşık 1.0 km kadar ilerlemiştir. Bu çalışmada söz konusu bölgedeki kıyı erozyonu, fiziksel ve matematiksel modeller kullanılarak incelenmiş ve fiziksel model deneyleri sonucunda Y ve I mahmuzları kombinasyonundan oluşan bir kıyı koruma yapı sistemi geliştirilmiş ve tatbik edilmesi önerilmiştir. Bu yapılar doğada inşa edilmiş ve yapılan gözlemler neticesinde kıyı erozyonunun mahmuzların olduğu bölgelerde tamamen durdurulduğu ve 9 aylık süre sonunda da kıyı çizgisinin bu bölgelerde yer yer 50 m kadar denize doğru ilerlediği tespit edilmiştir. Kıyı koruma yapılarının inşasını takiben kıyı çizgisinde beklenen bazı olumsuz etkilere karşı önlemler olarak erozyon oluşması beklenen bölgelere yapay beslemeyle müdahale edilerek korunması önerilmiştir.

1. GİRİŞ

Nehirlerin üzerine yapılan çeşitli regülasyon yapıları, bu nehirlerin taşıdığı sediment miktarını önlem alınmadığı takdirde olumsuz yönde etkilemektedir. Eğer regülasyon yapılarıyla kontrol edilen nehirler denize deşarj oluyorsa, bu regülasyonun olumsuz etkilerinin en belirgin olarak görüldüğü yer, nehirlerin denize deşarj olduğu deltalardır. Nehirleri %100 kontrol altında bulunan ve denize deşarj olan bütün ülkelerde olduğu gibi, bizim ülkemizde de son yıllarda bu tip problemler özellikle Karadeniz'e deşarj olan Kızılırmak Nehri Deltası'nda (Bafra ovası) başlamıştır.

Kızılırmak Nehri'nin Karadeniz'e deşarj olduğu Bafra Ovası yüzlerce yıl boyunca Kızılırmak'ın taşıdığı sedimentin denize deşarj bölgesinde çökmesiyle oluşmuş, denize doğru konik şekilli bir alüvyon ovadır. Bu ova, topoğrafik yapısı itibariyle Karadeniz dalgalarının kıyıya etkili olmasını sağlamaktadır (Şekil 1 ve 2). Ovanın en uç kısmı dalga odaklaşmasına elverişli yapıya sahip olması itibariyle karmaşık hidrodinamik etkenler altındadır. Ovanın doğu tarafını tabii göller ve geniş bataklıklar oluşturmakla beraber, genel jeolojik yapısı ince ve iri daneli kum olarak tanımlanabilir. Uzun dönemler boyunca Kızılırmak Nehrinin taşıdığı ve çöktettiği sedimentle şekil alan ova nehir akımını %100 kontrol altında tutan Altinkaya ve daha sonrada Derbent barajlarının işletmeye alınmasından kaynaklanan sediment bütçesinin bozulmasıyla ovanın batı ve özellikle doğu kıyıları dalga kaynaklı erozyona maruz kalmıştır. DSİ VII. Bölge Müdürlüğü'nden ve yöre halkından edinilen bilgilere göre son on yılda Bafra Ovasının yaklaşık olarak 1.0 km lik bir kıyı kesimi dalgalar sonucunda erozyona maruz kalarak yok olmuştur.

Bu çalışmanın amacı, söz konusu bölgedeki kıyı erozyonunu incelemek ve bu erozyonu önlemek için çeşitli çözümler geliştirmektir. Bu çözümler, bölgenin fiziksel model model çalışmaları sonucunda elde edilen bulgular ışığında geliştirilmiş ve prototipe uygulanmıştır. Fiziksel modele ek olarak dalga verilerinin kıyı çizgisi değişimine etkisi de tek çizgi(one-line model) modeli kullanılarak mahmuz seçenekleri denenmektedir.

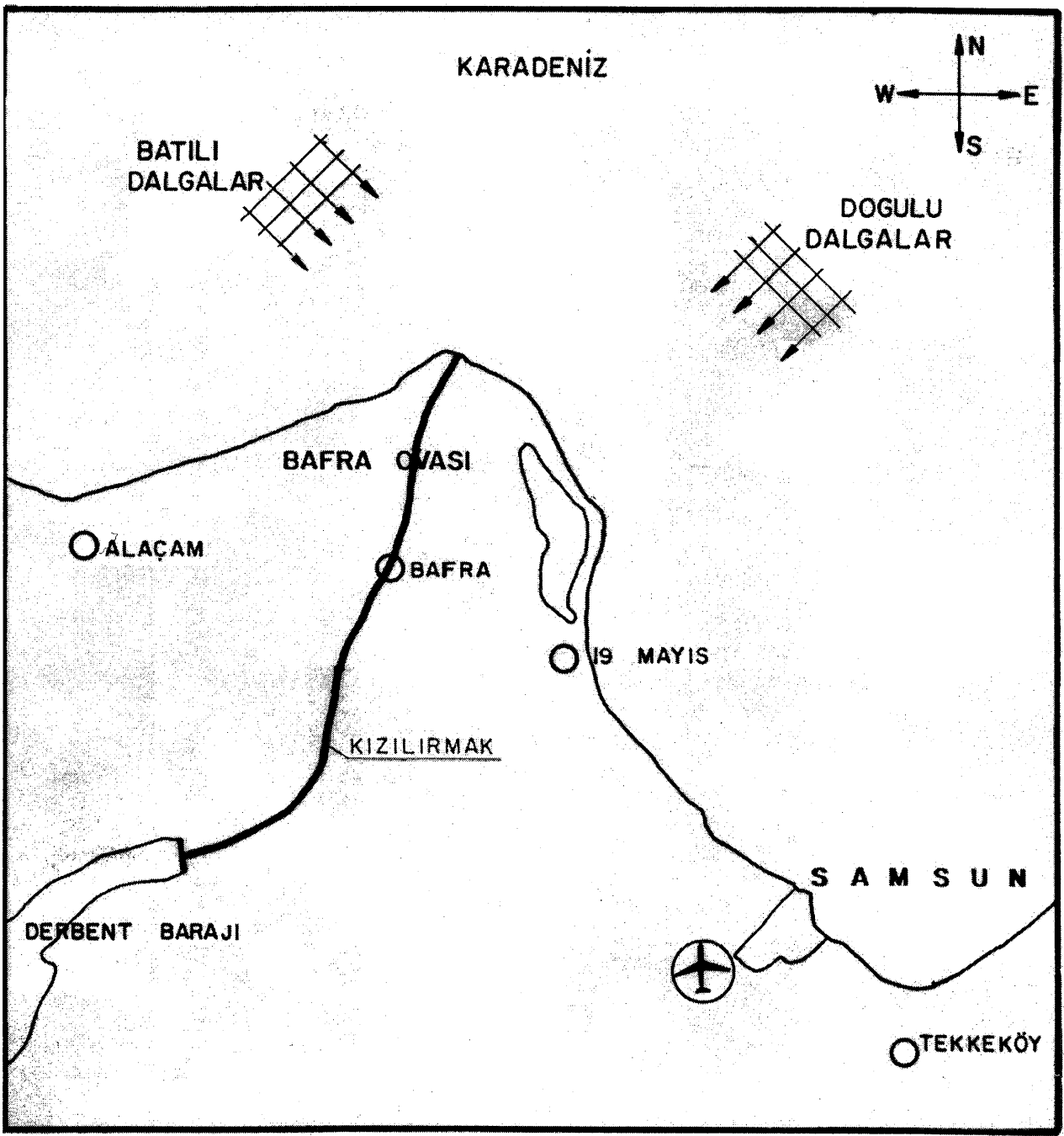
2. BAFRA OVASI KIZILIRMAK - KARADENİZ BİRLEŞİMİ KIYI MODELİ

Bafra Ovası Kızılırmak-Karadeniz birleşiminde oluşan erozyonun boyutu, bölgede, yerinde yapılan gözlemler ve ölçümler sonunda belirlendikten sonra elde edilen bu bulgular yapılacak fiziksel ve matematiksel modele baz olacak şekilde değerlendirilmiştir. Bu değerlendirme sonucunda ilk olarak DSİ TAKK Dairesi Başkanlığı bünyesindeki Hidrolik Model Laboratuvarında bir fiziksel model yapılmış ve fiziksel model çalışmaları sonucunda elde edilen bilgilere dayanarak, bölgede lokal olarak oluşan erozyonun önlenmesi için gerekli proje geliştirilmesine yönelik çalışmalar başlatılmıştır. Tek çizgi modelle ise fiziksel model çalışmaları sonucunda geliştirilen mahmuz sisteminin etkisinin uzun dönem projeksiyonunda kullanılması düşünülmüştür.

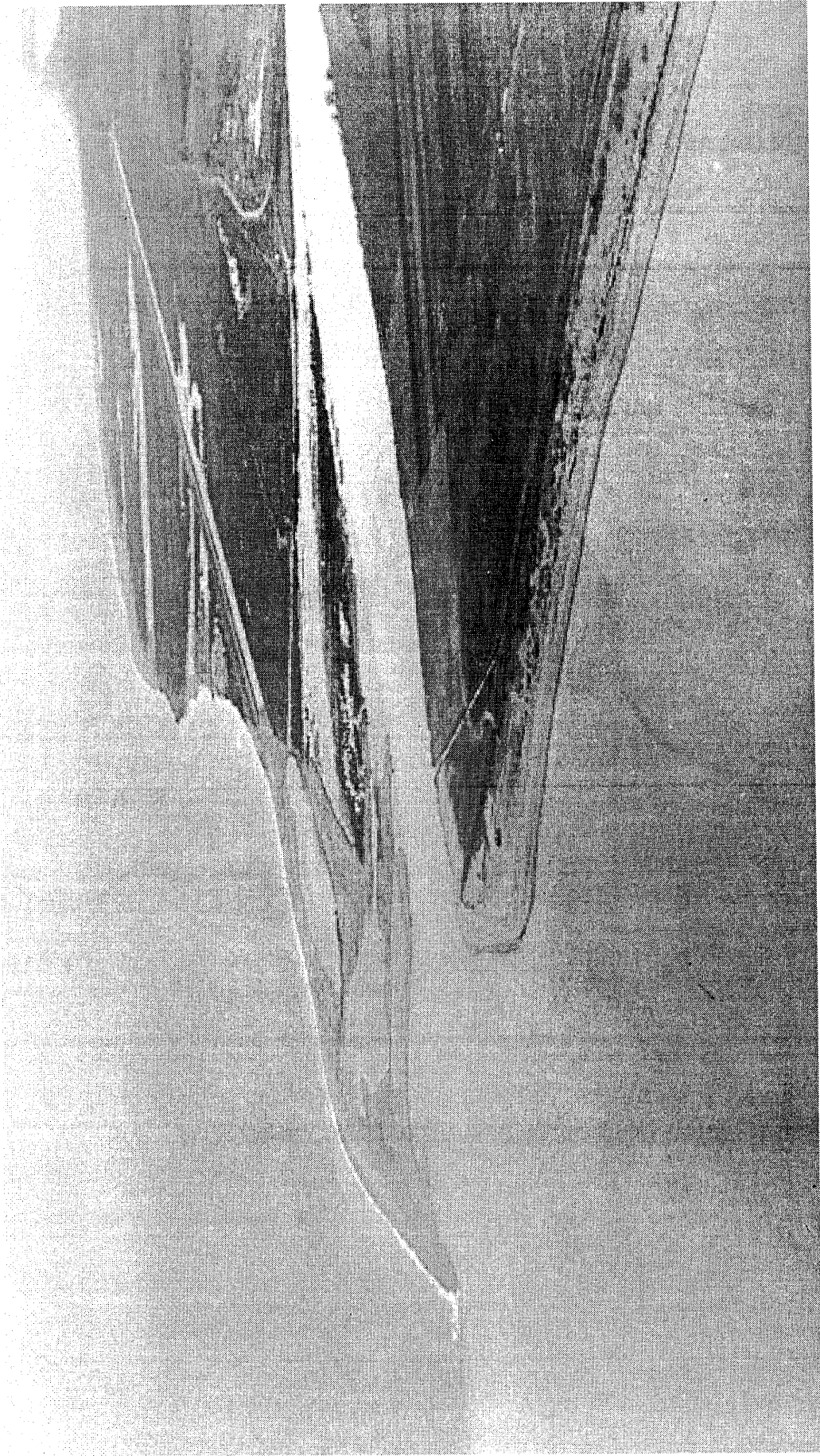
3. MODEL PARAMETRELERİ

3.1 Bafra Kıyıları Dalga İklimi

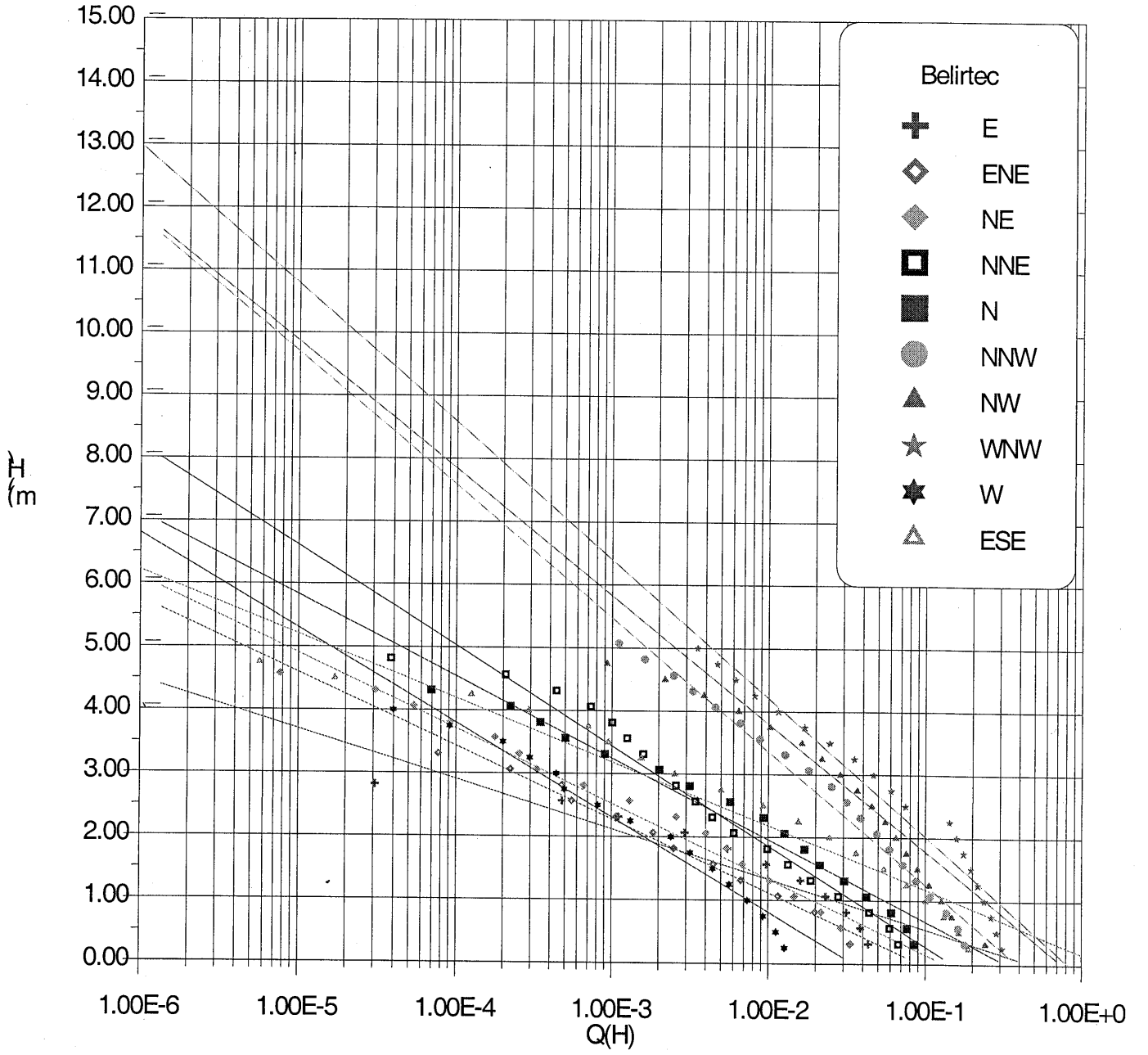
Fiziksel model çalışmalarına başlanabilmesi için erozyonun nedeni olan dalgaların istatistikleri ve özelliklerine ihtiyaç duyulmuştur. Tüm Türkiye kıyılarında olduğu gibi, Bafra Burnu yöresinde de dalga ölçümü yoktur. Dalga tahmini yapabilmek için Sinop Meteoroloji istasyonunun 1966-1985 yılları arasındaki rüzgar cetvelleri kullanılmıştır. Sinop Meteoroloji İstasyonu tarafından hazırlanan saatlik rüzgar cetvelleri kullanılarak dalgaların yaratıldığı fırtınalar belirlenmiştir. SPM(1984) de açıklanan dalga tahmini yöntemi için bir bilgisayar programı yazılmış 20 yıllık fırtınalara ait dalga tahmini yapılmış ve Uzun dönem derin deniz dalga istatistiği Şekil 3'de verilmiştir.



Şekil 1. Bafra Ovasının Genel Görünüşü ve Etkin Dalga Yönleri



Şekil 2. Kızılırmak Nehrinin Karadeniz' e Döküldüğü Yerden Görünüm



Sekil 3. Uzun Donem Derin Deniz Dalga Istatistigi (Tum Yonler)

Şekil 3’de verilen uzun dönem istatistik değerleri tüm yönleri kapsamakta olup, düşey eksen dalga yüksekliklerini ve yatay eksen bu bundan büyük olabilecek dalga yüksekliklerinin olasılıklarını göstermektedir.

Bir yörede oluşan tüm dalgalar, o yörede kum taşınım rejiminde etken olmaktadır. Kıyı çizgisi değişimi benzetiminde her yönden gelecek en büyük dalga yüksekliği değerlerinden çok, ortalama dalga yükseklikleri değerlerinin kullanımı uygun olacaktır. Uzun dönem derin deniz dalga istatistikleri kullanılarak her yönden oluşacak ortalama dalga yüksekliği hesaplanmış, dalga dönemi ve oluşma süreleri Tablo 1’de verilmiştir.

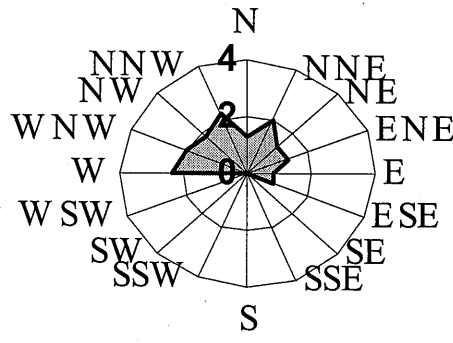
Tablo 1. Kızılırmak –Karadeniz Çıkış Ağzı Ortalama Dalga Yükseklikleri, Dönemleri ve Bir Yıl İçinde Oluşma Süreleri

Yön	Dalga Yüksekliği H (m)	Dalga Periyodu T (s)	Bir Yılda Oluşma Süresi t (saat)
N	1.34	4.50	173.30
NNE	1.98	5.50	49.00
NE	1.39	4.60	51.00
ENE	1.43	4.70	30.59
E	0.82	3.50	236.00
ESE	0.97	3.80	1396.00
W	2.37	6.00	8.00
WNW	1.98	5.50	909.00
NW	1.93	5.40	477.00
NNW	2.20	5.80	213.00

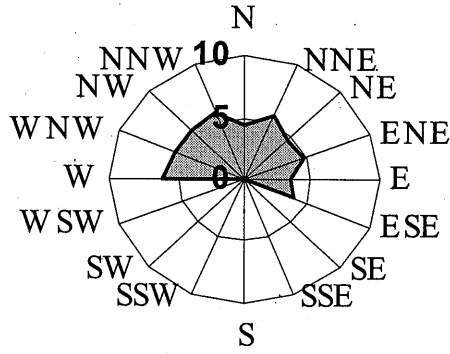
Şekil 4, Tablo 1 den elde edilen değerlerin yönsel olarak gösterimidir. Bu tablo ve istatistik analizler sonucunda NW-NNW-WNW yönlerinden esen rüzgarların oluşturduğu dalgaların Bafra Ovası kıyılarındaki erozyona neden olduğu sonucuna varılmıştır.

3.2 . Bafra Ovası Kızılırmak-Karadeniz Çıkış Ağzı, Kıyı Kesimi ve Deniz Batimetrisi

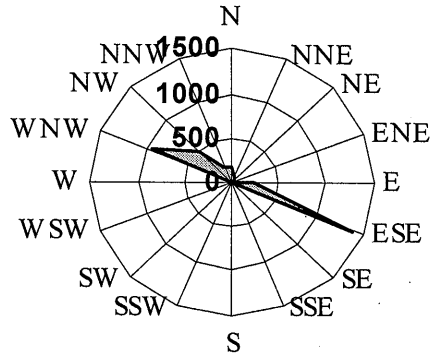
Fiziksel modelin yapılması için gerekli olan geometrik benzeşimin sağlanması için, Kızılırmak Nehri’nin Karadeniz’e deşarj olduğu çıkış ağzındaki kesitleri, ve bölgenin topoğrafik haritasıyla birlikte modeli yapılacak kıyı kesimi ve denizin batimetrisi gereklidir. Yapılan ön çalışmalar sonucunda, nehrin sağ ve sol sahillerinden 500’ er metre olmak üzere toplam 1.0 km lik bir kıyı kesiminin topografyasıyla birlikte, bu genişlikteki kıyı kesiminden, deniz içine doğru -5 m derinliğe kadar olan bölgenin batimetrisinin gereklidir. Bu nedenle; DSİ Etüt ve Plan Dairesi Başkanlığı ve DSİ VII. Bölge Müdürlüğünün işbirliği ile Kızılırmak’ın denize deşarj olduğu bölgenin kesitleri, söz konusu bölgenin topoğrafik haritası ve deniz batimetri ölçümleri alınmış ve Şekil 5’ de verilmiştir.



a) Dalga Yüksekliği (m)

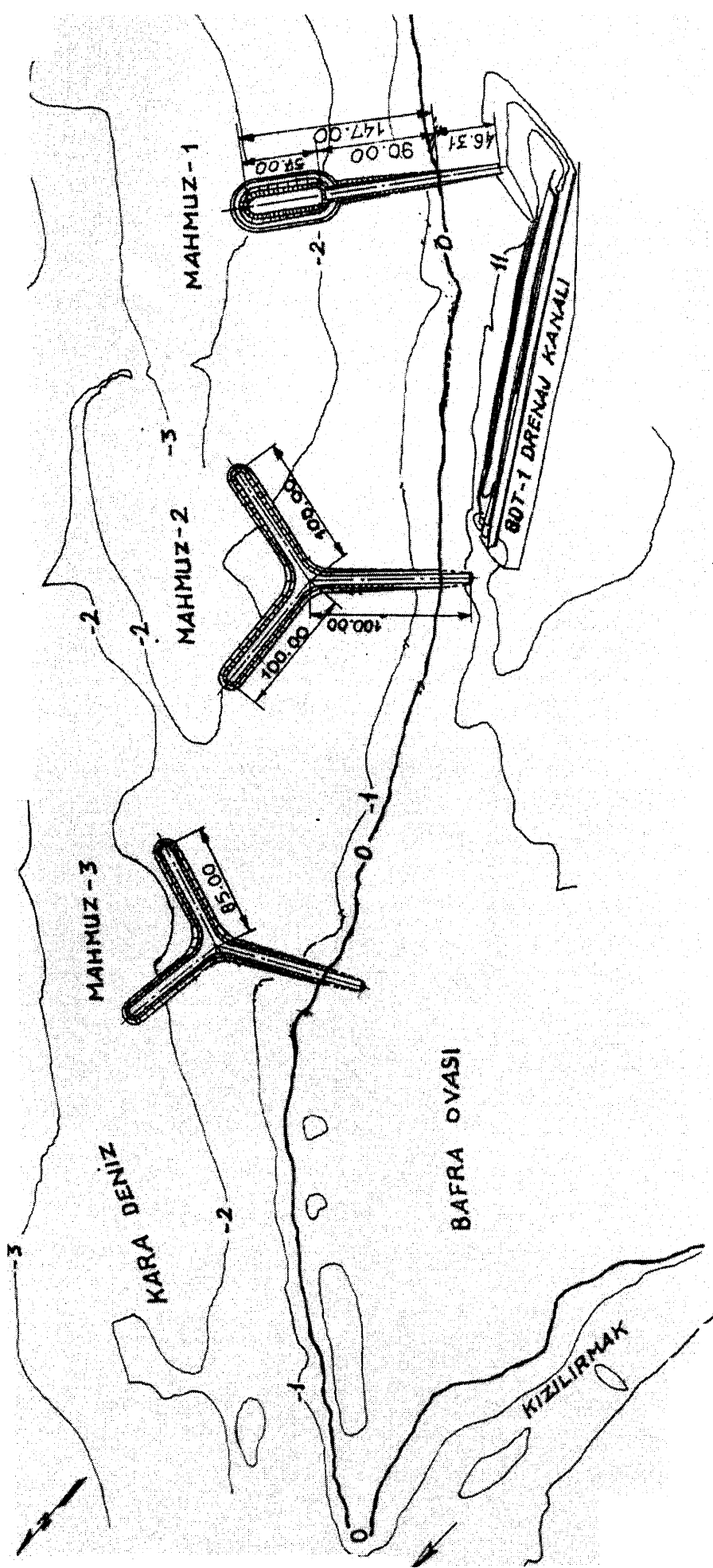


b) Dalga Periyodu (saniye)



c) Dalganın Oluşma Süresi (saat)

Şekil 4. Yıllık Ortalama Dalga Yüksekliği , Dönemi ve Oluşma Süresinin Yönlere Göre Dağılımı



Şekil 5. Kızılırmak – Karadeniz Çıkış Ağzı Batimetrisi ve Önerilen Mahmuz Planı

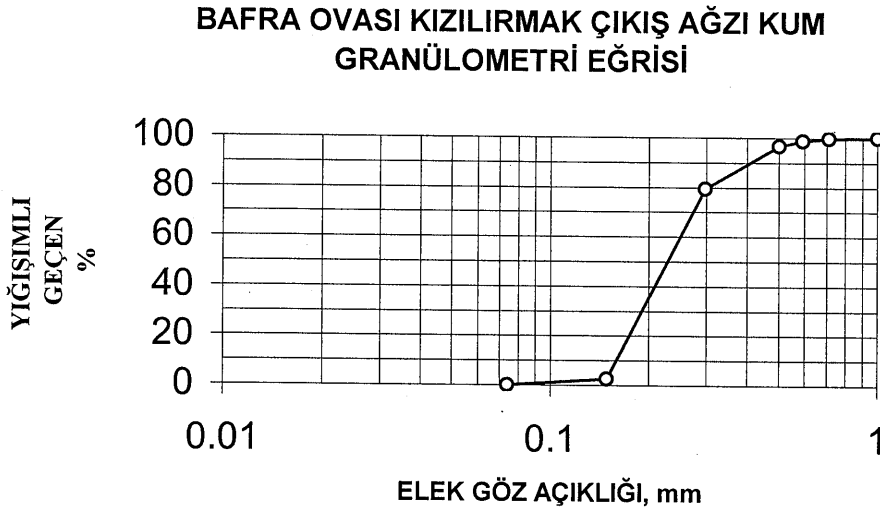
4. FİZİKSEL MODEL

4.1 Kıyı Modelleri Benzeşim Kuralları ve Model Ölçeği

Tabanı hareket edebilen dalga modellerinde model ölçeğinin belirlenmesi için dört temel parametre kullanılır. Bu parametreler yatay uzunluk ölçeği (λ_x), düşey uzunluk ölçeği (λ_y), sediment danesi genişlik ölçeği (λ_{d50}) ve sediment özgül ağırlık ölçeği (λ_{s-1}) dir. Ölçek oranı, (1) numaralı bağıntıda da görüldüğü gibi herhangi bir parametre için model değerinin prototip değerine oranı olarak tanımlanır.

$$(\lambda_{\text{parametre}}) = [(\text{parametre})_{\text{model}}] / [(\text{parametre})_{\text{prototip}}] \quad (1)$$

Model deneylerinde, taban malzemesi olarak kum yerine çok daha hafif başka bir malzemenin kullanılmasından oluşacak bazı belirsizlikler bir çok araştırmacı tarafından günümüzde de tartışılan spekülatif bir konudur (Güler, 1985). Bu nedenle, deneysel çalışma sırasında taban malzemesinin kum olarak kullanılması uygun bulunmuştur. Modelde kullanılan kum, erozyonun meydana geldiği bölgeden temin edilerek, elek analiz ve özgül ağırlık deneyleri DSİ TAKK Dairesi Beton-Malzeme Laboratuvarında yapılmış ve sonuçta modelde kullanılacak taban malzemesi olan kumun dane çapı $d_{50}=0.23$ mm ve özgül ağırlığı $\gamma_s=2690$ kg/m³ olarak belirlenmiştir.



Şekil 6. Bafra Ovası Kızılırmak Nehri'nin Karadeniz'e Çıkış Ağzına Ait Kum Numunesinin Elek Analiz Sonuçları

Bu durumda, sediment danesi genişlik ölçeği (λ_{d50})=1 ve sediment özgül ağırlık ölçeği (λ_{s-1})=1 değerlerini alırlar. Model alanının sınırları ve modellenmesi düşünülen alanın genişliğine göre yatay uzunluk ölçeği, λ_x , ilk olarak bulunduktan sonra, (2) numaralı bağıntı kullanılarak düşey uzunluk ölçeği, λ_y , bulunmuştur. λ_x ile λ_y arasındaki fonksiyonel ilişki Mehaute (1970) tarafından önerilmiş ve aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.

$$\lambda_y^{3/2} = \lambda_{U_f} \lambda_x \quad (2)$$

Bağıntıdaki, λ_{U_f} , sediment danesinin, bir akışkan içindeki sabit düşme hızı ölçeğidir. Sabit düşme hızına ve sediment dane çapına bağlı Reynolds sayısının ($Re=U_f d_{50}/\nu$, ν akışkanın kinematik viskozitesidir) 0.1 den küçük olması durumunda Stokes bağıntısı kullanılarak, sediment düşme hızı (3) numaralı bağıntıdan hesaplanabilir.

$$U_f = \frac{1}{18} \frac{d_{50}^2 g (s-1)}{\nu} \quad (3)$$

Stokes'un bu bağıntısı model ve prototip akışkanlarının aynı olması durumunda $\lambda_v \approx 1$ alınarak sabit düşme hızı ölçeği,

$$\lambda_{U_f} = \lambda_{d_{50}}^2 \lambda_{(s-1)} \quad (4)$$

halini alır.

Reynolds sayısının yüksek olduğu durumlarda ise sediment düşme hızı için Newton'un bağıntısı Dake (1972) tarafından aşağıdaki biçimde tanımlanmıştır.

$$U_f^2 = \frac{4}{3} \frac{g}{C_D} d_{50} (s-1) \quad (5)$$

Bağıntıdaki C_D sürüklenme katsayısıdır ve Reynolds sayısının bir fonksiyonu olarak değişir. Newton'un bağıntısından hareket ederek sediment danesinin düşme hızı ölçeği, yüksek Reynolds sayıları için;

$$\lambda_{U_f} = \lambda_{C_D}^{-1/2} \lambda_{d_{50}}^{1/2} \lambda_{(s-1)}^{1/2} \quad (6)$$

olarak elde edilir. Bu bağıntı (4) numaralı bağıntı gibi açık (explicit) bir bağıntı olmayıp, λ_{C_D} değerinin hesabı d_{50} 'nin bir fonksiyonu olarak, C_D 'ye bağlı Reynolds sayısının grafiğinden deneme-yanılma metodu kullanarak elde edilir.

Modelimizde kullanılan sedimentin medyan dane çapı ve özgül ağırlığının prototip değerine eşit olması dolayısıyla $\lambda_{C_D} \approx 1$ kabul edildiğinden, büyük mertebedeki Reynolds sayıları için (6) numaralı bağıntı aşağıdaki hali alır.

$$\lambda_{U_f} = \lambda_{d_{50}}^{1/2} \lambda_{(s-1)}^{1/2} \quad (7)$$

Bu durumda, modelimizin düşey ölçeği (2) numaralı bağıntı kullanılarak düşük Reynolds sayıları için,

$$\lambda_y^{3/2} = \lambda_{d_{50}}^2 \lambda_{(s-1)} \lambda_x \quad (8)$$

ve, yüksek Reynolds sayıları için,

$$\lambda_y^{3/2} = \lambda_{d50}^{1/2} \lambda_{(s-1)}^{1/2} \lambda_x \quad (9)$$

olur. Kullanacağımız fiziksel modelde $\lambda_{d50}=\lambda_{(s-1)}=1$ olup, yatay uzunluk ölçeğini de $\lambda_x=1/100$ seçtiğimiz takdirde, (8) veya (9) nolu bağıntılardan $\lambda_y=1/21.5$ olarak bulunur. Bu iki değerden faydalanılarak, pratiklik sağlaması açısından distorsiyon katsayısı $\Omega=5$ alınarak $\lambda_y=1/20$ seçilmiştir. Ancak bu ölçeklerle yapılan bir seri deneyden sonra fiziksel modelle prototip arasındaki benzeşimin tam olarak elde edilemediği görülmüştür. Bunun başlıca nedenleri ise aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

1. Distorsiyon katsayısının yüksek olmasından kaynaklanan model eğimlerin, gerçekte var olan eğimlerden çok daha fazla olması ve dalga karakteristiğine olan etkisi.
2. Fiziksel modeli yapılan bölgenin çok sığ bir batimetrik yapıya sahip olması nedeniyle benzeşim zorluğu.
3. Kum taşınımının distorsiyondan dolayı etkilenmesi.

Buradan da anlaşıldığı üzere tabanı hareket edebilen kıyı modelleri için benzeşim yapılabilmesi bilimsel olarak henüz tam çözümlenmemekle beraber proje bazında uzun süre prototip gözlemleri yaparak fiziksel modelin kalibrasyonu en gerçekçi çözüme sağlayacaktır; Yalın (1971), Noda (1978), Huges (1983), Sayao (1984) ve Güler (1985).

Yeni model ölçeğimizi belirleyebilmek amacıyla distorsiyon katsayısı Ω , 5 den 2 ye düşürülmüştür. Yatay ölçeğimizi tekrar $\lambda_x=1/100$ olduğu takdirde $\Omega=2$ için $\lambda_y=1/50$ olmuştur. Böylelikle fiziksel modeldeki eğimler prototiptekine yaklaşmış ve fiziksel modeldeki kum taşınımı prototiple kıyaslandığında daha uygun hale gelmiştir.

Modeldeki fiziksel ve dalga parametrelerinin ölçekleri belirlenen yatay ve düşey eksenlerin fonksiyonları olarak Tablo 2’de verilmiştir.

Tablo 2. Değişik Fiziksel ve Dalga Parametrelerinin Model Ölçekleri

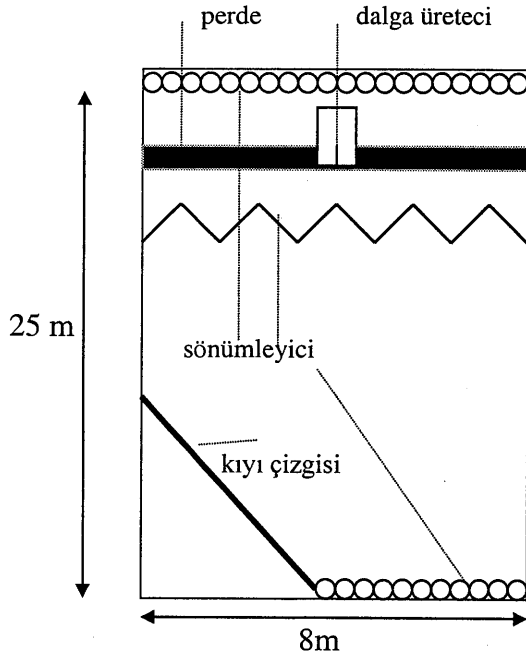
Parametre	Boyut	Ölçek İlişkisi	Model Ölçeği
Düşey Uzunluklar (dalga yüksekliği, su derinliği)	L	λ_y	1:50
Yatay Uzunluklar (dalga boyu hariç)	L	λ_x	1:100
Dalga Periyodu	T	$\lambda_y^{1/2}$	1:7
Dalga Boyu	L	λ_y	1:50
Kum Dane Çapı	L	$\lambda_{d_{50}} = \frac{(d_{50})_m}{(d_{50})_p}$	1
Kum Yoğunluğu	M/L ³	λ_p	1
Kızılırmak Debisi	L ³ /T	$\lambda_Q = \lambda_y^{1.5} \lambda_x$	1:35355

Kıyı erozyonunun oluşmasında yıl içindeki tüm dalga olaylarının etkili olması nedeniyle, fiziksel model çalışmalarının yönsel dalga dağılımı verilerek incelenmesi en doğru yaklaşım olmaktadır. Ancak mevcut laboratuvar düzeneğinde tek yönlü düzenli dalga üreticisine sahip olunması nedeniyle bu dalga dağılımı verilememiştir. Bu nedenle model değerleri olarak 5 cm yüksekliğinde ve 1.5 saniye dönemli dalgalar tek yönlü düzenli dalga üreticiden üretilerek her seri deney için aralıksız 5 saat süreli deney yapılmıştır. Üretilen bu düzenli dalganın tasarlanan kıyı koruma yapısına olan etkisi her seri deney sonunda kıyı çizgisi kontrol edilerek araştırılmıştır.

4.2. Model Düzeneği

Şekil 7’de görülen dalga kanalında bir motor ve 8.0 m genişliğinde bir perde yardımıyla düzenli dalgalar üretilmiştir. Dört vites ve iki reosta yardımıyla motor dönüş sayısı ile modeldeki dalga dönemi, T_m , perdenin yatma açısına bağlı olarak da modeldeki derin deniz dalga yüksekliği, $(H_0)_m$, istenilen değerlere ayarlanabilmektedir. Perdenin önüne perde boyunca susturucu yerleştirilerek perdenin titreşim etkisinin azaltılması ve dalgaların daha düzgün bir şekilde üretilmesi amaçlanmıştır. Ayrıca Şekil 5 de görüldüğü gibi modelin üst ve alt sınırları boyunca taşlar döşenerek dalga yansımalarının etkisi azaltılmaya çalışılmıştır. Fiziksel modeldeki dalga yükseklikleri elektriksel gerilim prensibine göre çalışan bir prob ve buna bağlanan amplifikatörden elde edilmiştir. Dalga dönemi ise yine bu prob’dan elde edilen sinyallerin yazıcıda yapmış olduğu zaman eksenli

sinizoydal eğriden elde edilmiştir. Her deneyin sonunda kıyı çizgisi değişimleri modeldeki kıyı çizgisi boyunca mavi ve sarı renkli iplerin döşenerek fotograflanması yoluyla belirlenmiştir. Döşenen mavi renkli ip deneyden önceki, sarı renkli ip ise deneyden sonraki kıyı çizgisini temsil etmektedirler.



Şekil 7. Model Düzeneginin Şematik Görünüşü

Bölüm 3.1 de belirtildiği gibi dalgalar en kritik yönler olan NW-NNW-WNW yönlerinden etkili olarak geleceği tespit edildiği için kurulacak olan fiziksel modelin NW yönü esas alınarak inşa edilmesi yön benzeşimi açısından yeterli bulunmuştur. Çeşitli alternatif mahmuz sistemleri bu yönden gelecek dalgaların etkisi altında denenmiştir. Batimetrik haritanın fiziksel model üzerine uygulaması ise harita üzerinden hazırlanan kesitlerden master çekilmesi yoluyla olmuştur.

4.3 Model Deneyleri

Fiziksel model deneylerinde kullanılacak düzenli dalga parametreleri 3.1 de açıklandığı gibi $(H_0)_m=5.00$ cm ve $T_m=1.5$ saniye olarak belirlenmiştir. Bu dalga parametrelerinin prototipteki karşılıkları ise $(H_0)_p=2.50$ m ve $T_p=10.50$ saniyedir. Deney süresinin ise 5 saat tutulması düşünülerek kıyı çizgisindeki değişiklikler incelenmiştir.

Deneylerde, değişik mahmuz formları üzerinde çalışılmıştır. İlk alternatif de sadece düz mahmuzlarla deneyler yapılmıştır. İkinci ve üçüncü alternatiflerde ise düz ve Y mahmuzların birlikte olduğu bir sistem birlikte tasarlanmıştır.

İlk olarak sadece düz mahmuzlar kullanılarak kıyı erozyonu üzerindeki etkisi incelenmiştir. Düz mahmuzlar kıyı çizgisine dik olarak inşa edilen ve boyları dalga kırılma derinliklerine kadar uzanabilen bir çeşit kıyı koruma yapılarıdır.

İki mahmuz arasındaki uzaklık genelde mahmuzun deniz doğrultusundaki boyunun bir veya iki katı olarak değişmektedir. Deneyisel çalışmanın ilk aşamasında 3 adet düz mahmuz Şekil 5 de görülen BDT-1 drenaj kanalı bölgesine tatbik edilmiş, mahmuz boyları dalga kırılma derinlikleri olan -2.5 ve -3 m arasındaki kotlara kadar uzatılmış ve iki mahmuz arasındaki mesafe de mahmuz boyunun yaklaşık iki katı alınarak bir çözüm aranmıştır. Ancak beş saat süren deneyin sonucunda kıyı çizgisinde olumlu bir gelişme elde edilememiştir. Mahmuzların batı tarafında kısmi kumlanma, doğu taraflarında ise erozyon meydana gelmiştir. Bu erozyonun oluşması kıyı boyu kum taşınım sürekliliğinin bozulmasından dolayı beklenen bir mekanizmadır. Mahmuzlar arasındaki ara mesafenin mahmuz boyunun yaklaşık iki katı alınması da bu seçenekte denenilen sistemin yetersiz çalışmasında bir diğer etkidir. Ancak ara mesafelerin iki den daha düşük tutulması durumunda ise mahmuz sayısında artma olacak ve ekonomik olmayan bir çözüme önelinecektir. Bunun yerine ara mesafeler aynı tutularak başka bir alternatifte farklı mahmuz tiplerinin denenmesi daha uygun bir çözüm olarak düşünülmüştür.

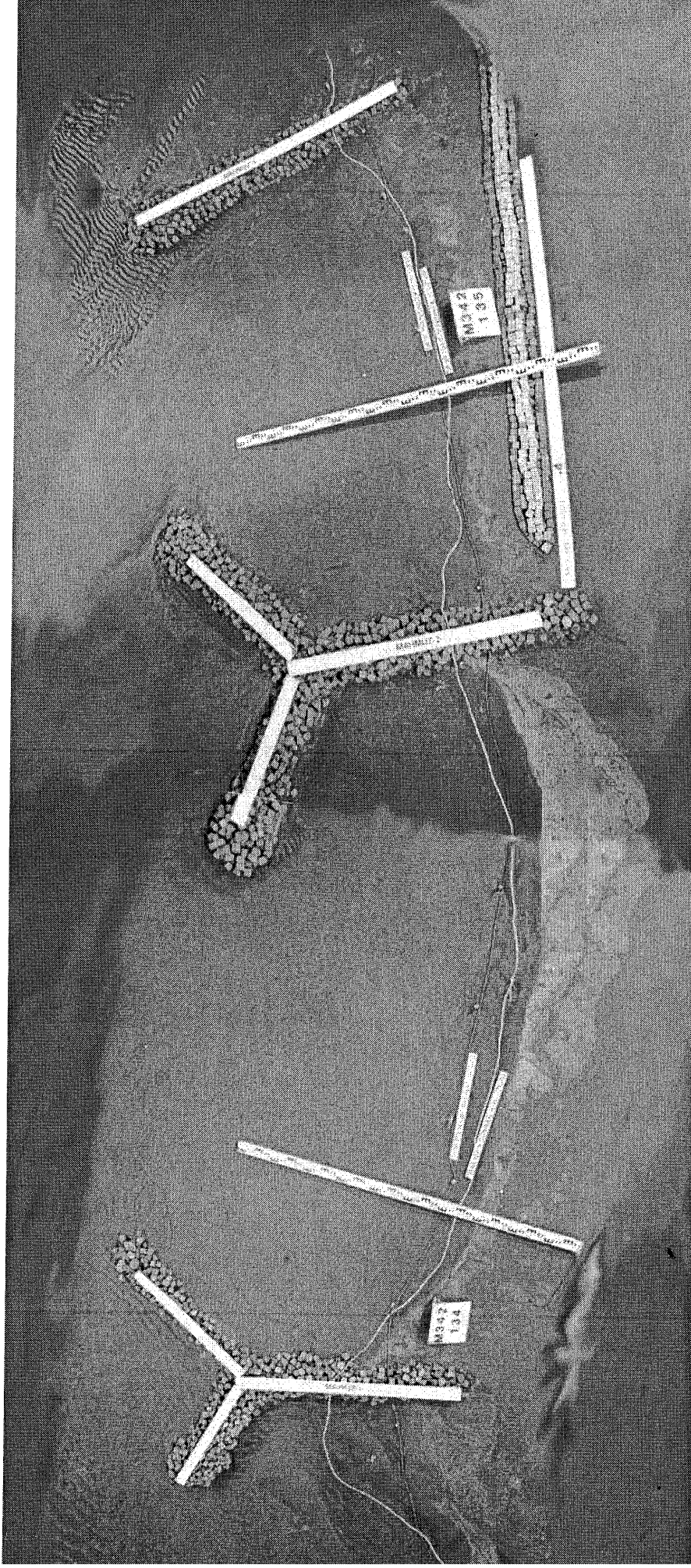
İkinci seçenek olarak iki adet düz ve bir adet Y tipi mahmuz deneye tabi tutulmuştur. Geometrik şekillerinin benzemesi nedeniyle Y ve bazen de T olarak adlandırılan mahmuz tipleri esasen açık deniz mahmuzları ile düz mahmuzların bir kombinasyonu şeklinde değerlendirilebilir (CIRIA Publication No:83, Shore Protection Manual CERC (1984), Özölçer (1998a, 1998b)). Bu kombinasyonla birlikte iki farklı mahmuz birleşerek daha etkin şekilde çalışmasının sağlanması amaçlanmaktadır. Üç numaralı Y tipi mahmuzun arkasında oluşan erozyon oransal olarak bir önceki deneyden farklı olmamıştır. Bu seçenekteki sisteminde yetersiz bir kıyı koruma sağlaması dolayısıyla 2 numaralı düz mahmuzunda Y şeklinde olması ve oluşacak olan bu yeni sistem üzerinde deneyler yapılmasına karar verilmiştir.

Son seçenekte ise 1 adet düz (1. Mahmuz) ve 2 adet Y tipi mahmuz (2. ve 3. Mahmuzlar) Şekil 5.' de görüldüğü gibi yerleştirilerek deneyleri yapılmıştır. Şekil 8' da sunulan fotoğraf deney sonrası kıyı çizgisinde oluşan değişimler verilmiştir. İki Y mahmuzun birlikte çalışma mekanizmasının önceki iki seçeneğe göre çok daha olumlu olduğu gözlenmiş olup, Y mahmuzlar arasında meydana gelen erozyon bu alternatif de minimuma düşmüştür. Y mahmuzların kıyı çizgisiyle bağlandığı noktada birikme meydana gelmiştir. Sonuç olarak son alternatif uygulama açısından diğer iki alternatifte göre tercih edilmesi gereken bir mahmuz sistemi olarak düşünülmüştür.

Önerilen bu sisteme ek olarak doğuya doğru boyları gittikçe küçülen mahmuz sistemi şeklinde inşaa edilmesi önerilmiştir.

5.MODEL VE PROTOTİP ÖLÇÜMLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Önerilen bu 1 adet düz ve 2 adet Y tipi mahmuz sisteminin inşaatı gerçekleşmiştir. İnşaat sonrası 11.01.2000 ve 09.04.2000 tarihinde alınan kıyı çizgisi ölçümleri Şekil 8'de gösterilmiştir. Model sonuçları (Şekil 8) ve doğa ölçümleri (Şekil 9) karşılaştırıldığında kum taşınma düzeneğinin benzeştiği görülmektedir.



Şekil 8. Model Deneyi Sonucu

6.SONUÇ VE ÖNERİLER

BDT-1 Drenaj kanalı üzerinde meydana gelen kıyı erozyonu tehdidinin önlenmesi ve yapısal tedbirlerin alınması amacıyla yapılan bu model çalışmasında aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

1. İki adet Y ve bir adet düz mahmuzdan oluşan mahmuz sistemiyle önerilen kıyı koruma yapı sistemi, Bafra Ovası Kızılırmak çıkış ağzında oluşan kıyı erozyonun önlenmesi amacıyla yapılan model ve yerinde uygulama sonuçları erozyonun şiddetini büyük oranda ortadan kaldırmıştır. Mahmuz inşaatlarının 3 numaralı mahmuzdan başlaması ve batı yönünde diğerlerinin de sırayla yapılması sistemin verimliliği açısından olumlu olmuştur.
2. Mahmuzların inşasının tamamlanmasının ardından, 1 no'lu mahmuzun doğu kısmında kıyı sediment dengesinin değişmesi nedeniyle erozyon oluşabileceği için bu bölge sürekli gözlem altında tutularak olumsuz etkilere karşı önlem alınması gereklidir. Oluşması beklenen erozyonun şiddeti BDT-1 drenaj kanalı için tehlike oluşturması durumunda periyodik olarak yapay malzeme beslemesi yapılması şekliyle veya doğuya doğru giderek boyları küçülen bir mahmuz sistemi yapılarak kıyı erozyonu kontrol altına alınabilir. Malzeme beslemesi yapılacaksa besleme malzemesinin yerindeki doğal malzemeden daha büyük dane çapında olması durumunda daha başarılı sonuçlar elde etme olasılığı vardır.
3. Kızılırmak çıkış ağzı ve çıkış ağzının batısı gözlemlenerek kum taşınma düzeneğine göre çıkış ağzı yapıları (jetty) ve mahmuz sistemi planlanabilir.

Şimdiye kadar yapılan çalışmalarda, fiziksel model çalışmaları tamamlanmıştır. Tek çizgi modeli ile yapılan matematiksel model çalışmaları ise devam etmektedir. Çalışmalar tamamlandığında; fiziksel model, matematiksel model ve o ana kadar yapılmış yapılmış doğa ölçümleri karşılaştırılacaktır.

KAYNAK LİSTESİ

- CERC, (1984),” Shore Protection Manual”, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, pp. 6.76-6.84.
- CIRIA, (1991),” Manual on the Use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering”, CIRIA Special Publication 83, CUR Report 154, pp. 395-415.
- DAKE, J.M., (1972), “Essential of Engineering Hydraulics “, McMillan Pres. Ltd., London.
- GÜLER, Işıkhan, (1985), “A Study on Coastal Morphological Models”, Y.Lisans Tezi, İnşaat Müh. Böl., ODTÜ, Ankara.
- HUGES, S.A., (1983),” Movable Bed Modelling for Coastal Dune Erosion”, Reprinted for the U.S. Army Coastal Engineering Research Center, pp. 164-178.
- MEHAUTE, B., (1970), “A Comparison of Fluvial and Coastal Similitude”, Proc. of 12th Conference on Coastal Engineering, ASCE, Vol. 2, Washington pp. 1077-1096.
- ÖZÖLÇER, İ.H., (1998),” Doğu Karadeniz Kıyılarında Mahmuzların Etkisi ve Sayısal Model Yaklaşımı”, 2. Ulusal Kıyı Mühendisliği Sempozyumu, Mersin, pp. 263-279.
- ÖZÖLÇER, İ.H., (1998),” Düz Mahmuz Parametrelerinin Biriktirme Oranlarına Etkileri”, Türkiye’nin Kıyı ve Deniz Alanları II. Ulusal Konferansı, Ankara, pp. 905-914.
- NODA, E.K., (1978),” Scale Relations for Equilibrium Profiles”, Proc. of 16th Coastal Engineering Conference, ASCE, Vol. 2., Washington, pp. 1077-1096.
- SAYAO, S.F.Y., (1984),” Movable Bed Modelling Law for Coastal Dune Erosion”, A Discussion, Journal of Waterways, Harbour and Coastal Engineering Division, pp. 493-494.
- YALIN, S., (1971), “ Theory of Hydraulic Models”, McMillan Pres. Ltd., London, pp. 187-255.

KIYI BESLEME DİZAYNI ve DEĞİŞİK PARAMETRELERİN KIYI BESLEME ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ

Y. Doç. Dr. Emel İRTEM
Balıkesir Üniversitesi
Mühendislik Mimarlık Fakültesi
İnşaat Mühendisliği Bölümü
10100 Balıkesir

İnş. Müh. Ebru BAĞCIOĞLU
Balıkesir Üniversitesi
Mühendislik Mimarlık Fakültesi
İnşaat Mühendisliği Bölümü
10100 Balıkesir

ÖZET

'Kıyı Besleme' işlemi, sahilde erozyon olabileceği düşüncesiyle kumun başka bir yerden alınıp kıyıya nakledilmesi temeline dayanmaktadır. Bu çalışmada, önce kıyı besleme dizayn işlemi akış diyagramı ile verilip kısaca açıklanmıştır. Kıyı besleme profillerinin tipleri, tanımları ve bunlarla ilgili kriterler, dolgu ve tekrar besleme faktörleri konusunda bilgiler verilmiştir.

Daha sonra sediment çapı, dalga yüksekliği ve dalga periyotlarının değişiminin erozyon ve birikmeye etkisi 'Beach Fill Module 1.0' programı ile araştırılmıştır. Kıyıdaki yerli sediment çapı ile kıyı beslemede kullanılacak ödünç sedimentin çapları karşılaştırılarak; profil tipleri, yerleştirilmesi gereken dolgu hacimleri ve tekrar besleme faktörleri belirlenmiştir. Sonuçlar tablolarla verilerek yorumlanmıştır.

1.GİRİŞ

1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Sahiller dalga enerjisini etkili bir şekilde yok edebilir ve uygun boyutlarda tutulduğu sürece koruma yapıları gibi düşünülebilirler [1]. Kıyılarda erozyon problemleri genellikle doğal kum miktarındaki yetersizlikten meydana geldiği için *kıyı besleme* işlemi, kumun başka bir yerden alınıp kıyıya nakledilmesi temeline dayanmaktadır [2]. Bu doğrudan doğruya erozyona uğramış kıyı üzerine kum yerleştirilmesi şeklinde yapılabilir. Ancak bu işlemin devam eden bir erozyon sorununu halletmeyeceği ve erozyonun neden olduğu doğal kayıplara eşit bir oranda periyodik ikmal gerekeceği unutulmamalıdır.

Kıyı besleme ile orijinal kıyı çizgisi korunmaktadır. Koşullar kıyı besleme için uygunsa, diğer koruma yapılarının maliyetleriyle karşılaştırıldığında, uygun sahiller gerçekten düşük bir maliyetle korunmuş olur. Ayrıca bu şekilde genişletilmiş sahiller rekreasyonel kullanımlara da müsaade edebilmektedir [1].

Bu çalışmada, kıyı besleme dizayn işlemi kısaca açıklanmıştır. Kıyı besleme profillerinin tipleri, tanımları ve bunlarla ilgili kriterler, dolgu ve tekrar besleme faktörleri, kıyı besleme ile diğer kıyı koruma yapılarının birlikte kullanılması konusunda bilgiler verilmiştir. Daha sonra sediment çapı, dalga yüksekliği ve dalga periyotlarının değişiminin erozyon ve birikmeye etkisi araştırılmıştır. Kıyıdaki yerli sediment çapı ile kıyı beslemede kullanılacak ödünç sedimentin çaplarının birbirine göre küçük veya büyük olması durumlarında önce profil tipleri belirlenmiş ve bu profil tiplerine göre yerleştirilmesi gereken dolgu hacimleri ve tekrar besleme faktörleri hesaplanmıştır.

2. KIYI BESLEME ÇALIŞMALARI

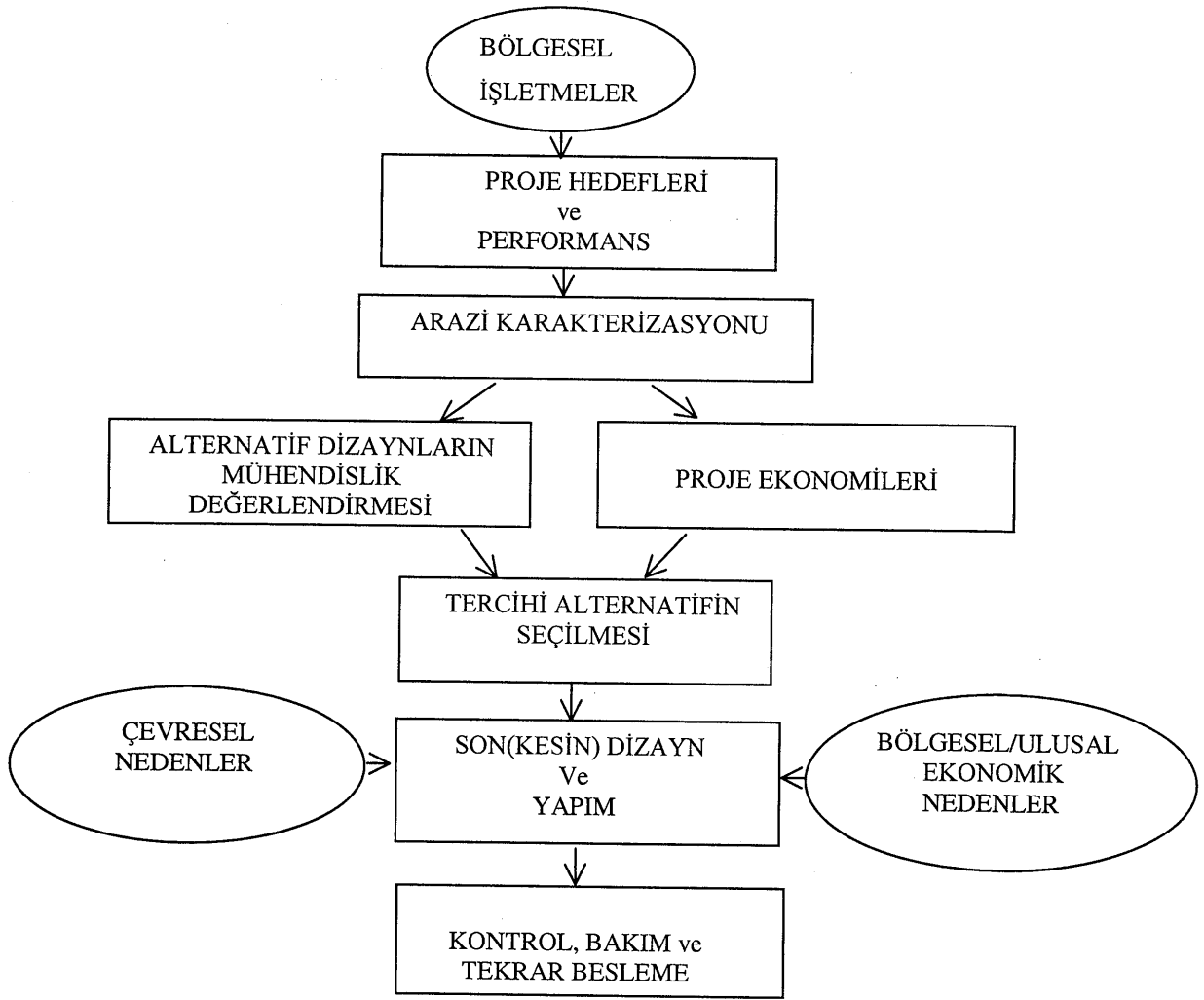
2.1 Kıyı Besleme Çalışmaları

Şekil 2.1’de gösterilen akış diyagramı ile kıyı besleme dizayn işlemi özetlenmiştir (Şekil 2.1).

Proje hedeflerinin belirlenebilmesi için problem açıkça ve kesin olarak ifade edilebilmelidir. Proje hedefleri aşağıdakilerden birini veya bunların bir kombinasyonunu içerebilir: fırtına zararlarının azaltılması, kıyı erozyonunun kontrolü, rekreasyon, deniz alanlarından taraklama ile alınan malzemenin yerleştirilmesi...

Arazi karakterizasyonu, bir proje dizaynında kullanılabilecek aşağıda verilen bilgileri ve proje alanındaki ‘geçmişteki ve bugünkü’ koşulların belirlenmesini kapsar. Bu bilgiler:

- a) Kıyı çizgisinin tarihsel değişimi
- b) Profil şekli
- c) Kapanma derinliği ve eğimler
- d) Açık kıyı batimetrisi
- e) Kıyısal oceanography
- f) Kıyı taşımanın yönü ve sediment yığılını
- g) Sediment karakteristikleri
 - I) Yerli sahil kumunun tanınması
 - II) Ödünç malzemenin seçimi
- h) Potansiyel sediment ödünç kaynakları ve yerlerinin saptanması
- i) Besleyici sahil yerinin saptanması
- j) Berm genişliği ve yüksekliğinin belirlenmesi
- k) Sahil-dolgu geçişleri
- l) Topoğrafya ve yapı envanteri
- m) Bölgesel işletmeler ve kurumlar



Şekil 2.1 Kıyı Besleme Proje Dizayn Şeması [3]

Alternatif dizaynlar istenen fiziksel performans, proje ekonomileri, çevresel etkiler ve bölgesel işletmelere bağlı olarak değerlendirilir ve belirlenir. Seçilen alternatifin yapımı ve kesin(son) dizayn optimizasyonunu, proje kontrolü, bakım ve periyodik tekrar besleme izler.

2.2 Profilin Dengelenmesi ve Dengelenen Profil Şekli

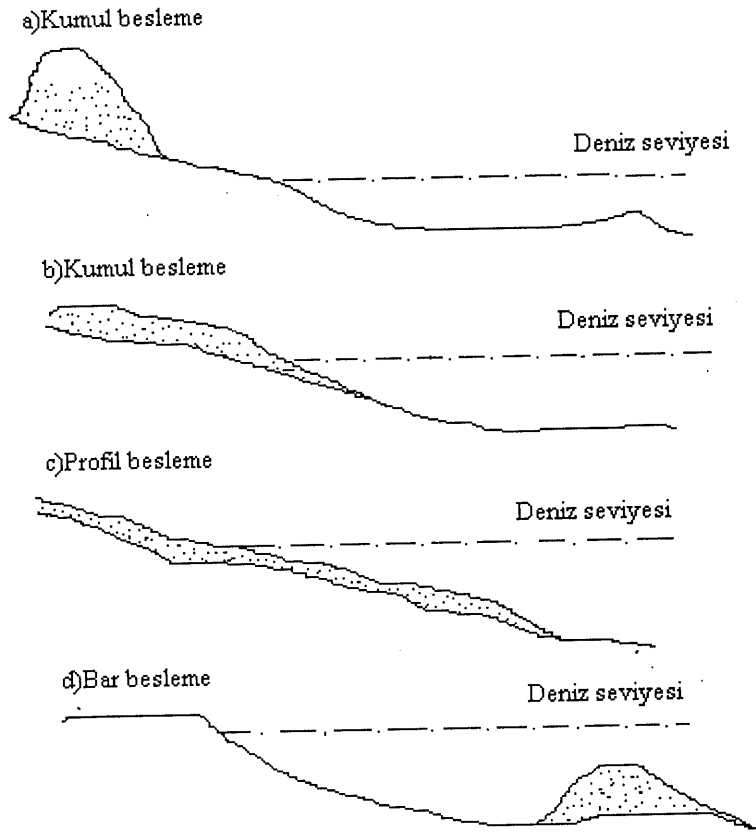
Proje yapımı veya tekrar besleme esnasında bir kıyı alanına kumun tasnif edilmesi yerleştirme sırasındaki doğal sahil profiline uyabilir ya da uymayabilir. Bir sahil üzerine besleme sedimentinin yerleştirilmesi için çeşitli dizayn planları kullanılmaktadır. Şekil 2.2'de yaygın olarak kullanılan yöntemler şematik olarak gösterilmiştir. Burada;

- Aktif sahil arkasında bir kumul şeklinde kumun tamamının yerleştirilmesi
- Ortalama deniz seviyesi üzerinde geniş ve yüksek bir berm yapmak için besleme kumunun kullanılması
- Toplanan kumun tüm sahil profilinin üzerinde tasnif edilmesi

d) Yapay bir bar oluşturmak için açık kıyıya kum yerleştirilmesi görülmektedir.

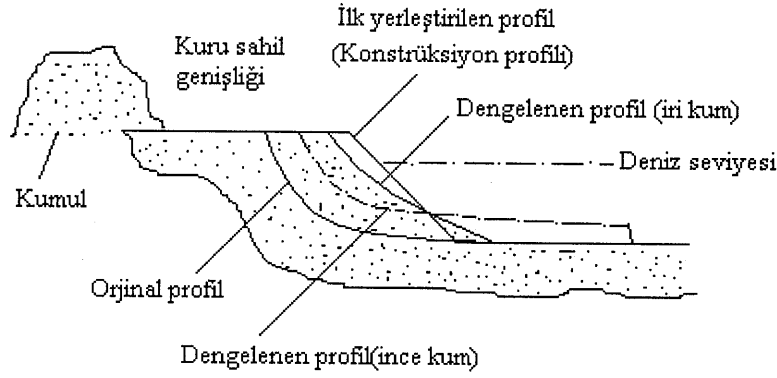
Bu yöntemlerden birinin seçilmesi malzeme kaynağına ve sahile tahliye metoduna bağlıdır. Ödünç alanı karada ise ve kum çeşitli araçlarla (el arabaları, kamyon...) sahile taşınacak ise berm üzerine veya bir kumul içine yerleştirme genellikle en ekonomik yoldur. Malzeme açık kıydan taraklama yoluyla geliyorsa genellikle kumu sahil üzerine ve kıyı yakınına yerleştirmek veya yapay bir bar oluşturmak daha pratiktir [4].

Dolgunun, yerleştirilmesinden sonra dalgalar tarafından tekrar biçimlendirilmesine '**Profilin Dengelenmesi**' denir. Dalgaların hareketinden sonra sediment denize doğru hareket edecek ve azar azar bir denge profiline yaklaşıacaktır.

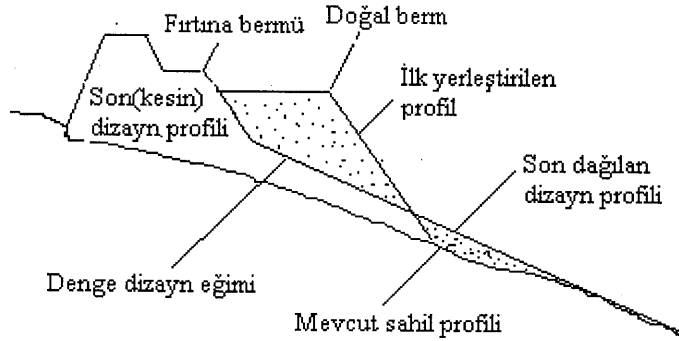


Şekil 2.2 Besleme Profilleri(Sahil profili üzerine besleme sedimentlerinin yerleştirilmesi)

Yerli kum ve besleme kumu hemen hemen aynı tane boyutunda ise yerli kumun denge profilinin şeklini alacağını varsaymak yerinde olur. Bu durumda denge sahil genişliği basit denklemlerin kullanılmasıyla hesaplanabilir. Bununla birlikte yerli kumdan daha ince veya daha iri kumun kullanılması yerli kumdan daha yatay veya daha dik eğimli denge sahil profillerine neden olacaktır. Bu durumda, dengelenmiş kuru dahil genişliğinin tahmini için çeşitli metotlar mevcuttur. Şekil 2.3'de denge profili, orijinal profil ve konstrüksiyon profili görülmektedir.



a) Orijinal profili, konstrüksiyon profili , iri ve ince kum kullanılan besleme projelerinin sonucunda dengelenen profiller [4]



b) Tipik Kesit (The U.S. Army Engineer District, Wilmington) [5]

Şekil 2.3 Profilin Dengelenmesi

Sahillerin denge profilleri, sahil-dolgu dizaynında önemli bir kavramdır. Bruun (1954) ve Dean (1977,1991) sahil profillerinin, aşağıdaki denklemle verildiği gibi karakteristik parabolik bir dengelenmiş sahil şekli geliştirdiğini öne sürmüştür [6,7]:

$$h = Ax^m \quad (1.1)$$

Burada,

h: Durgun su derinliği

x: Kıyı çizgisinden itibaren yatay mesafe

A: Sediment karakteristikleri ile ilgili boyutsal bir parametre

m: 2/3

Dean(1987), A ile sedimentin düşme hızı arasında bir bağlantı kurulabildiğini göstermiştir.

$$A = 0.067w^{0.44} \quad (1.2)$$

Burada, w düşme hızıdır(cm/sn). Düşme hızı ile sedimentin çapı arasında, Hallermier(1981a) tarafından geliştirilen denklemler kullanılarak bir ilişki kurulabilir. Sahil kumu çapının 0.15-0.85 mm arasında ve sıcaklığın 15°C-25°C arasında olması durumunda Hallermier'in denklemleri aşağıdaki ifadeye indirgenebilir:

$$w = 14D^{1.1} \quad (1.3)$$

Burada D , mm olarak sedimentin orta tane boyutu çapıdır. (1.2) ve (1.3) denklemleri kullanılarak A aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$A = 0.21 D^{0.48} \quad (1.4)$$

Dean, dolgu sedimentinin yerli sedimentle benzer olması durumunda kıyı çizgisinin birim boyuna yerleştirilmesi gereken sediment hacmi için aşağıdaki ifadeyi vermiştir:

$$V = (B+H) Y \quad (1.5)$$

Burada;

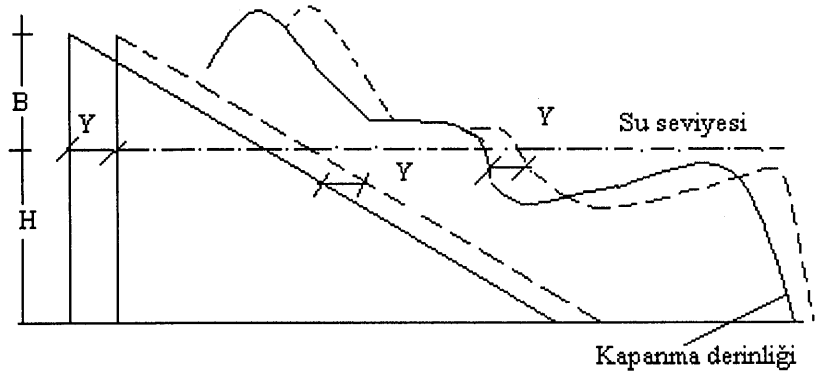
V : Kıyı çizgisinin birim boyu için gerekli hacim

B : Sahil berm yüksekliği

H : Kapanma derinliği

Y : İstenilen kuru sahil genişliği

dir.



Şekil 2.4 Dolgu yerleştiriminden doğan kıyı çizgisinin birim boyuna düşen sediment hacmi[1]

Dean(1991) dolgu sediment boyutu ile yerli sediment boyutu farklı olduğunda beslenen profillerin 3 temel tipini tanımlamaktadır. Şekil 2.5, '*Kesişen Profili*'(bu durumda besleme sonrasındaki profil yerli profille birleşir); '*Kesişmeyen Profili*'(bu durumda besleme sonrasındaki profil, kapanma derinliği öncesinde yerli profili kesmez) ve '*Su*

Altında Kalan Profili'(bu durumda dengelemeden sonra kuru sahil yoktur) göstermektedir. Dean(1991) profil tipinin aşağıdaki eşitsizliklerle belirlenebildiğini göstermiştir:

$$Y \left[\frac{A_N}{H} \right]^{3/2} + \left[\frac{A_N}{A_F} \right]^{3/2} < 1 \Rightarrow \text{KESİŞEN PROFİL} \quad (1.6)$$

$$Y \left[\frac{A_N}{H} \right]^{3/2} + \left[\frac{A_N}{A_F} \right]^{3/2} > 1 \Rightarrow \text{KESİŞMEYEN PROFİL} \quad (1.7)$$

Burada;

A_N : Yerli sedimentin A değeri

A_F : Dolgu sedimentinin A değeri

dir. Kesismeyen profil durumu için (dolgu sedimenti yerli sedimentten daha incedir , $A_F < A_N$ gibi) yerleştirilmesi gereken sediment hacmi:

$$V = \frac{3}{5} H^{5/2} \left[\frac{1}{A_N} \right]^{3/2} \left[\frac{A_N}{A_F} \right]^{3/2} \left[\frac{A_N}{A_F} - 1 \right] \quad (1.8)$$

Burada;

V : Sediment hacmini (m^3/m)

H : Kapanma derinliğini

göstermektedir. Yerleştirilmiş hacim Denklem 1.8 ile verilenden daha az ise sonuç profili tamamen su altındadır.

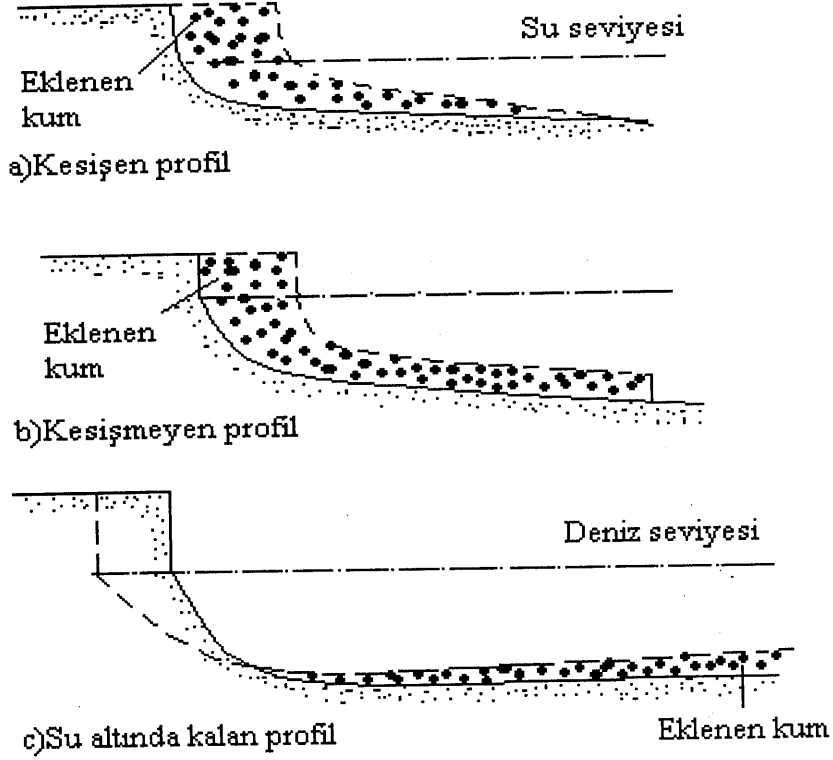
Kesismeyen profiller için yerleştirilmiş hacim Denklem 1.8'dekine eşit veya ondan fazla ise aşağıdaki ifade kullanılır:

$$V = Y B + \frac{3}{5} H^{5/2} \left[\left[\frac{Y}{H^{3/2}} + \left(\frac{1}{A_F} \right)^{3/2} \right]^{5/3} A_N - \left[\frac{1}{A_F} \right]^{3/2} \right] \quad (1.9)$$

Kesışen profiller için(genellikle dolgu kumunun yerli kumdan daha iri olduğu durumdur) gerekli V hacmi:

$$V = B Y + \frac{\frac{3}{5} A_N Y^{5/3}}{\left[1 - \left(\frac{A_N}{A_F} \right)^{3/2} \right]^{2/3}} \quad (1.10)$$

Profiller kapanma derinliğinden önce kesiştiği için Denklem 1.10'un kapanma derinliğini içermediğine dikkat edilmelidir.



Şekil 2.5) Beslenen Profillerin 3 Tipi [4]

3. ÇEŞİTLİ PARAMETRELERİN EROZYON ve BİRİKMEYE ETKİSİ

Sediment çapı, dalga yüksekliği ve dalga periyodu değişiminin erozyon ve birikmeye etkisi araştırılırken H_o/L_o ve H_o/wT gibi boyutsuz parametreler kullanılmıştır. Dalga dikliği olan H_o/L_o , boyutsuz düşme hızı parametresi olan H_o/wT gelen dalgaların neden olduğu enine sahil değişiminin tahminindeki en genel ve basit parametrelerdir.

Erozyon ve birikme durumlarının belirlenmesinde iki kriter kullanılmıştır. Kriter 1

$$H_o/L_o < \begin{bmatrix} 0.00014 \\ 0.00027 \\ 0.00054 \end{bmatrix} [H_o/wT]^3 \Rightarrow \text{Erozyon} \quad (1.11)$$

$$H_o / L_o \left\{ \begin{array}{l} 0.00014 \\ 0.00027 \\ 0.00054 \end{array} \right\} [H_o / wT]^3 \Rightarrow \text{Birikme} \quad (1.12)$$

Kriter 2

$$H_o / L_o \left\{ \begin{array}{l} 4.0 \\ 3.2 \\ 2.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Erozyon} \quad (1.13)$$

$$H_o / L_o \left\{ \begin{array}{l} 4.0 \\ 3.2 \\ 2.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Birikme} \quad (1.14)$$

dir.

3.1 Dalga Yüksekliğinin Etkisi

Çap sabit tutulup dalga yüksekliği artırıldığında birikmeden erozyona geçildiği görülmüştür (Tablo 1). Bu da beklenen bir sonuçtur.

Tablo 1. Dalga yüksekliğinin erozyon ve birikmeye etkisi

Çap (mm)	Periyot, T (sn)	Belirgin Dalga Yüksekliği (m)	Sıcaklık (°C)	Derin su Belirgin Dalga Yüksekliği, H _o (m)	Derin Su Dalga Boyu, L	Sediment Düşme Hızı, w (cm/sn)	Kriter:1	Kriter:2
0.3	"	0.5	22	0.5	"	3.91	Birikme	Birikme
0.3	"	0.5	8	0.5	"	3.37	"	Erozyon
0.3	"	2.0	22	2.0	"	3.91	Erozyon	Erozyon
0.3	"	2.0	8	2.0	"	3.37	"	"
0.3	"	3.0	22	3.0	"	3.91	"	"
0.3	"	3.0	8	3.0	"	3.37	"	"
0.4	"	0.5	22	0.5	"	5.36	Birikme	Birikme
0.4	"	0.5	8	0.5	"	4.62	"	"
0.4	"	1.0	22	1.0	"	5.36	"	Erozyon
0.4	"	1.0	8	1.0	"	4.62	"	"
0.4	"	2.0	22	2.0	"	5.36	"	"
0.4	"	2.0	8	2.0	"	4.62	"	"
0.4	"	3.0	22	3.0	"	5.36	"	"
0.4	"	3.0	8	3.0	"	4.62	"	"
0.5	"	0.5	22	0.5	"	6.85	Birikme	Birikme
0.5	"	0.5	8	0.5	"	5.91	"	"
0.5	"	1.0	22	1.0	"	6.85	"	Erozyon
0.5	"	1.0	8	1.0	"	5.91	"	"
0.5	"	2.0	22	2.0	"	6.85	"	"
0.5	"	2.0	8	2.0	"	5.91	"	"

3.2 Sediment Çapının Etkisi

Dalga yüksekliği ve periyot sabit tutulup çap artırıldığında erozyondan birikmeye geçildiği görülmüştür (Tablo 2).

Tablo 2. Sediment çapının erozyon ve birikmeye etkisi

Çap (mm)	Periyot, T (sn)	Belirgin Dalga Yüksekliği (m)	Sıcaklık (°C)	Derin su Belirgin Dalga Yüksekliği, H ₀ (m)	Derin Su Dalga Boyu, L	Sediment Düşme Hızı, w (cm/sn)	Kriter:1	Kriter:2
0.1	4.3	1.0	22	1.0	28.87	0.91	Erozyon	Erozyon
0.1	“	“	8	“	“	0.63	“	“
0.3	“	“	22	“	“	3.91	“	“
0.3	“	“	8	“	“	3.37	“	“
0.5	“	“	22	“	“	6.85	Birikme	Birikme
0.5	“	“	8	“	“	5.91	“	“
1.0	“	“	22	“	“	13.13	“	“
1.0	“	“	8	“	“	12.66	“	“
2.0	“	“	22	“	“	18.57	“	“
2.0	“	“	8	“	“	18.57	“	“

3.3 Periyodun Etkisi

Çap sabit tutulup periyot artırıldığında erozyondan birikmeye geçildiği görülmüştür (Tablo 3).

Tablo 3. Periyodun erozyon ve birikmeye etkisi

Çap (mm)	Periyot, T (sn)	Belirgin Dalga Yüksekliği (m)	Sıcaklık (°C)	Derin su Belirgin Dalga Yüksekliği, H ₀ (m)	Derin Su Dalga Boyu, L	Sediment Düşme Hızı, w (cm/sn)	Kriter:1	Kriter:2
0.3	5.0	“	22	“	39.03	3.91	Erozyon	Erozyon
0.3	5.0	“	8	“	39.03	3.37	“	“
0.3	7.0	“	22	“	76.50	3.91	“	“
0.3	7.0	“	8	“	76.50	3.37	“	“
0.3	10.0	“	22	“	156.13	3.91	Birikme	Birikme
0.3	10.0	“	8	“	156.13	3.37	Erozyon	Erozyon
0.5	5.0	“	22	“	39.03	6.85	“	“
0.5	5.0	“	8	“	39.03	5.91	“	Erozyon
0.5	7.0	“	22	“	76.50	6.85	“	Birikme
0.5	7.0	“	8	“	76.50	5.91	“	“
0.5	10.0	1.0	22	1.0	156.13	6.85	Birikme	Birikme
0.5	10.0	“	8	“	156.13	5.91	“	“

4.DOLGU HACİMLERİ ve TEKRAR BESLEME FAKTÖRLERİNİN BELİRLENMESİ

4.1 Dolgu Hacimlerinin Belirlenmesi

Önce (1.6) ve (1.7) no'lu formüller yardımıyla profil tipleri belirlenmiştir. Daha sonra bu profil tiplerine göre yerleştirilmesi gereken dolgu hacimleri (1.8),(1.9) ve (1.10) formülleri ile hesaplanmıştır. Bu işlemlerde yerli sediment çapı sabit tutulup dolgu sedimentinin çapı artırıldığında yerleştirilmesi gereken dolgu hacminin azaldığı görülmüştür (Tablo 4).

Tablo 4. Dolgu sedimenti çapının yerli malzemenin çapından büyük olması durumunda yerleştirilmesi gereken dolgu hacmi

Yerli sediment çapı (mm)	Dolgu sedimentin çapı (mm)	Profil Tipi	Yerleştirilmesi Gereken Dolgu Hacmi(m^3 / m)
0.2	0.3	Kesişen Profil	86.954
	0.4	"	76.529
	0.5	"	72.498

Dolgu sediment çapı sabit tutulup yerli sedimentin çapı artırıldığında,yerleştirilmesi gereken dolgu hacmi artmıştır (Tablo 5).

Tablo 5. Yerli sediment çapının dolgu sedimenti çapından büyük olması durumunda yerleştirilmesi gereken dolgu hacmi

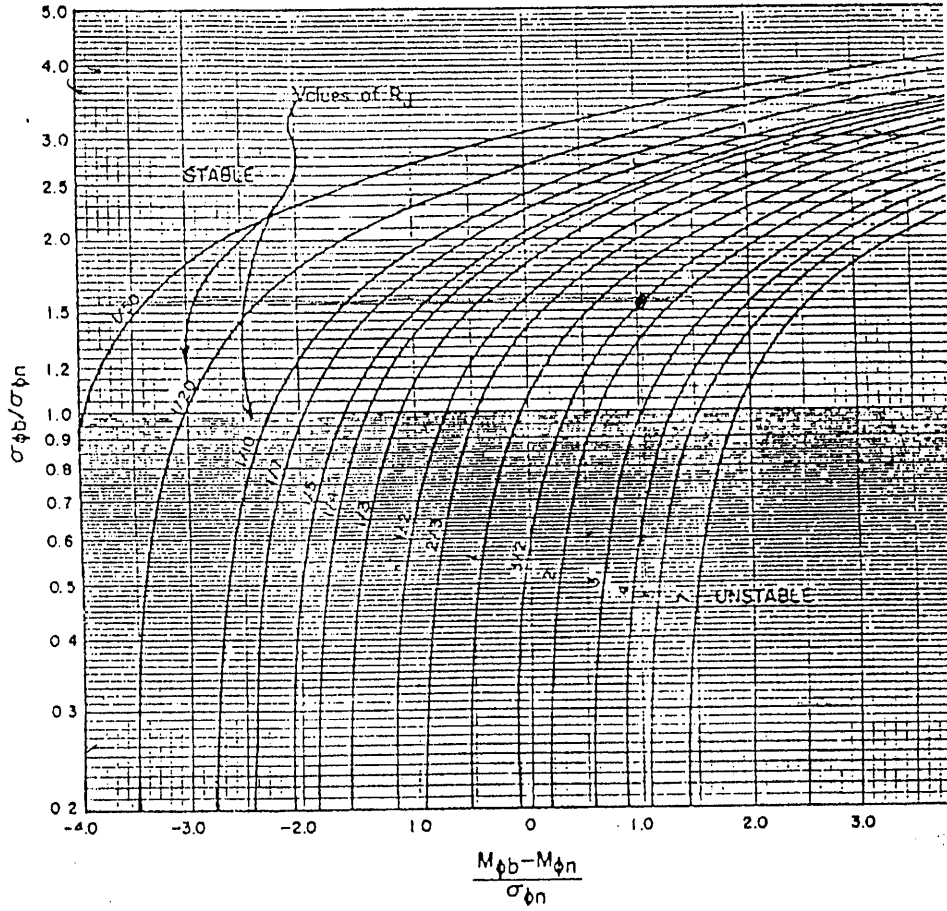
Dolgu sedimentin çapı(mm)	Yerli sedimentin çapı (mm)	Profil Tipi	Yerleştirilmesi Gereken Dolgu Hacmi(m^3 / m)
0.2	0.3	Kesişmeyen Profil	804.824
	0.4	"	1252.733
	0.5	"	1648.130

4.2 Tekrar Besleme Faktörlerinin Belirlenmesi

Önce yerli ve ödünç sedimentin granülometri eğrileri yardımıyla ϕ_{84} ve ϕ_{16} çapları bulunmuştur (ϕ ve ϕ (mm) dönüşümleri için $\phi = -\log_2 d$ ifadesi kullanılmıştır). Daha

sonra phi sapma oranı $\left(\frac{\sigma_{\phi b}}{\sigma_{\phi n}} \right)$ ve phi ortalama farkı $\left(\frac{M_{\phi b} - M_{\phi n}}{\sigma_{\phi n}} \right)$ hesaplanarak tekrar

besleme faktörleri Şekil 4.1'den elde edilmiştir. Hesaplamalar Tablo 6 ve Tablo 7'de gösterilmiştir.



Şekil 4.1 Tekrar besleme faktörü R_J eşçizgileri

Tablo 6. Yerli ve ödünç malzemenin ϕ_{84} 'ü sabitken yerli malzemenin ϕ_{16} çapının artması durumu.

Ödünç Malzeme	Yerli Malzeme	Tekrar Besleme Faktörü, R_J
$\phi_{84} = 0.70 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.35 \text{ mm}$	$\phi_{84} = 0.70 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.38 \text{ mm}$	0.557
	$\phi_{84} = 0.70 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.41 \text{ mm}$	0.556
	$\phi_{84} = 0.70 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.45 \text{ mm}$	0.278
	$\phi_{84} = 0.70 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.50 \text{ mm}$	0.075
	$\phi_{84} = 0.70 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.55 \text{ mm}$	0.0125
	$\phi_{84} = 0.70 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.60 \text{ mm}$	0.0046

Tablo 7. Yerli ve ödünç malzemenin ϕ_{16} 'sı sabitken ödünç malzemenin ϕ_{84} çapının artması durumu.

Yerli Malzeme	Ödünç Malzeme	Tekrar Besleme Faktörü, R_J
$\phi_{84} = 0.70 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.35 \text{ mm}$	$\phi_{84} = 0.73 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.35 \text{ mm}$	1.125
	$\phi_{84} = 0.76 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.35 \text{ mm}$	1.10
	$\phi_{84} = 0.79 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.35 \text{ mm}$	1.10
	$\phi_{84} = 0.83 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.35 \text{ mm}$	1.00
	$\phi_{84} = 0.87 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.35 \text{ mm}$	1.00
	$\phi_{84} = 0.92 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.35 \text{ mm}$	1.00
	$\phi_{84} = 1.10 \text{ mm}$ $\phi_{16} = 0.35 \text{ mm}$	0.916

Ödünç ve yerli malzemenin ϕ_{84} çapı sabit tutulup yerli malzemenin ϕ_{16} çapı artırıldığında tekrar besleme faktörü R_J 'nin azaldığı görülmüştür (Tablo 6). Ödünç ve yerli malzemenin ϕ_{16} çapı sabit tutulup ödünç malzemenin ϕ_{84} çapı artırıldığında R_J değerinin azaldığı görülmüştür (Tablo 7).

5. SONUÇLAR

1) Sediment çapı, dalga yüksekliği ve dalga periyodu değişiminin erozyon ve birikmeye etkisi araştırılmıştır. Bu çalışmada 'Beach Fill Module 1.0' programı kullanılmış, Kriter 1 ve Kriter 2 durumlarına göre erozyon ve birikme olasılıkları tablolarda gösterilmiştir. Bu çalışmanın sonucunda;

I) Çap sabit tutulup dalga yüksekliği artırıldığında birikmeden erozyona geçildiği (Tablo 1)

II) Dalga yüksekliği ve periyot sabit tutulup çap artırıldığında erozyondan birikmeye geçildiği (Tablo 2)

III) Çap sabit tutulup periyot artırıldığında, erozyondan birikmeye geçildiği (Tablo 3) görülmüştür.

Küçük çaplarda erozyon, büyük çaplarda birikme görülmektedir. Çok küçük ve çok büyük tane çaplarında dalga yüksekliği ve periyodun bu sonucu değiştiren bir etkisi yoktur. Sediment çapı ve dalga yüksekliği sabitken periyodun artması erozyondan birikmeye geçişe neden olmaktadır.

2) Profil tipleri belirlenmiş ve yerleştirilmesi gereken dolgu hacimleri hesaplanmıştır. Yerli sedimentin çapı sabitken ödünç malzemenin çapı artırıldığında yerleştirilmesi gereken dolgu hacminin azaldığı (Tablo 4), dolgu sedimentinin çapı sabitken yerli sedimentin çapı artırıldığında yerleştirilmesi gereken dolgu hacminin arttığı (Tablo 5) görülmüştür.

3) Sediment çapları ve tekrar besleme durumları karşılaştırılmıştır. Bunun sonucunda;

I) Ödünç ve yerli malzemenin ϕ_{84} çapı sabit tutulup yerli malzemenin ϕ_{16} çapı artırıldığında, tekrar besleme faktörü, R_J 'nin azaldığı görülmüştür. Bu da daha sık tekrar besleme yapılması gerektiği anlamına gelmektedir (Tablo 6).

II) Ödünç ve yerli malzemenin ϕ_{16} çapı sabit tutulup, ödünç malzemenin ϕ_{84} çapı artırıldığında R_J değerinin azaldığı yani daha sık tekrar besleme yapılması gerektiği görülmektedir (Tablo 7).

KAYNAKLAR

- [1] CERC,(1984),*Shore Protection Manual*, Volume I, Coastal Engineering Research Center, US Army Corps Engrs., Washington,p.5-6,24
- [2] VERHAGEN, H., (1999), *Some General Aspect of Artificial Beach Nourishment*, IHE-DELFT Department of Engineering,
- [3] *Design Aspects of Corps Beach Nourishment Projects*, US Army Engineer Waterways Experiment Station-Coastal Engineering Research Center, 9/1995, p.1-9
- [4] *Beach Nourishment and Protection*, Committee on Beach Nourishment and Protection-Marine Board Commission on Engineering and Technical System National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C., 1995
- [5] *Selecting Construction Profiles for Initial Placement of Beach Fills*, US Army Corps of Engineers-Coastal Engineering Research Center, 10/81, p.1-4
- [6] *Beach-Fill Volume Required to Produce Specified Dry Beach Width*, US Army Engineer Waterways Experiment Station-Coastal Engineering Research Center, 3/95, p.1-8
- [7] HOUSTON, J.R.,(1996), Member, ASCE, *Simplified Dean's Method for Beach-Fill Design*, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 122-3, p. 143-146

ABSTRACT

'Beach Nourishment' process is based on the base that sand is brought towards the coast from elsewhere, with the intention that it may be erode at the beach. In this study, firstly, beach nourishment design process is explained shortly by flowchart. Information on types and descriptions of nourished profiles, criterias, overfill and renourishment factors is given.

Then, the effects of sediment diameter, wave height and wave period changes on the erosion and accretion are studied by 'Beach Fill Module 1.0'. The diameters of native sediment on the beach are compared with the diameters of borrow sediment used for beach nourishment. Types of profile, fill volume, renourishment factors are determined. The results are given with tables and assessed.

SIĞLAŞAN SUDA UZUN DALGA DENKLEMLERİNİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE ÇÖZÜMÜ

**M.Sami AKÖZ
M.Salih KIRKGÖZ
Mustafa MAMAK**

Ç.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü, Adana

ÖZET

Denizlerde ve akarsularda gel-git dalgaları, akarsulardaki taşkın dalgaları ve sığlaşan suda kırılmaya maruz dalgaların hareketlerinde görüldüğü gibi su derinliğinin dalga uzunluğuna oranının küçüldüğü derinlik şartlarında, su partiküllerinin düşey ivmesinin önemsiz ve taban etkisinin önem kazandığı dalga hareketlerinin analizinde uzun dalga denklemleri kullanılabilir.

Bu çalışmada, dalga transformasyon bölgesinde sığlaşan dalgaların analizi için uzun dalga denklemlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümü yapılmış ve elde edilen teorik bulgular deneyler ile karşılaştırılmıştır. 1/6 ve 1/12 eğimli tabanlardaki dalgalar üzerinde yapılan teorik uygulamalarda dalga genliği ve kret partikül hızının transformasyon bölgesindeki değişimlerinin deney bulguları ile uyumlu olduğu görülmüştür.

1. GİRİŞ

Sığlaşan dalga hareketinin analizi; kıyı akımlarının ve sediment taşınımının tahmininde, kıyı yapılarının tasarımında kıyı mühendisliği açısından önem arz etmektedir. Bu amaçla birçok araştırmacı bu konuyla ilgili olarak değişik yaklaşımlar sunarak teorik ve deneysel çalışmalar yapmışlardır.

Airy (1845), Boussinesq (1872), Rayleigh (1876) ve Stokes (1891) küçük ve sonlu genlikli uzun dalgalar üzerinde araştırma yapmışlardır. Stoker (1957) karakteristikler yöntemi yardımıyla sığlaşan suda uzun dalga denkleminin çözümünü yaparak dalganın özelliklerini incelemiştir. Kırgöz (1978), lineer olmayan uzun dalga denklemlerini

sıglaşan suda kırılan dalğanın geometrik ve kinematik özelliklerini belirlemek için kullanmış ve sayısal çözümlerini karakteristikler yöntemi ile yapmıştır. Hibbert ve Peregrine (1979) Lax-Wendroff şeması kullanarak uzun dalga denkleminin çözümünü sunmuşlar ve eğimli bir taban üzerindeki üniform bir bore'un gelişimini hesaplamışlardır.

Goto (1979), Boussinesq denklemi için bir Lagrangian formülasyonu geliştirmiş, Goto ve Shuto (1983) bu denkleme viskozite terimi ilave ederek çözmüşlerdir. Schäffer ve ark. (1993), sıglaşan suda kırılan dalga için Boussinesq denklemini çözen tek boyutlu bir model geliştirmişler ve bu model ile köpüklenme bölgesindeki dalga parametrelerini tanımlamışlardır. Karambas ve Koutitas (1992) tarafından da Boussinesq denklemine dayanan, sıglaşma ve kırılma bölgesinde geçerli olan bir dalga yayılma modeli geliştirilmiştir.

Grilli ve ark. (1994), 1:35 eğimli taban üzerindeki tek dalğanın sıglaşmasını nonlinear potansiyel akım modeli kurarak hesaplamışlardır. Ayrıca Grilli ve ark. (1997), 1:100 ve 1:8 arasında değişen eğime sahip tabanlarda aynı modeli kullanarak sınır eleman yöntemi yardımı ile tek dalğanın sıglaşması ile birlikte kırılmasının da analizini yapmışlardır.

Titov ve Synolakis (1995), tek boyutlu uzun dalğanın yayılması ve tırmanması için bir model geliştirmişlerdir. Viskozite ve sürtünme terimlerinin yer almadığı sıg-su dalga denklemlerini değişken gridli sonlu farklar yöntemi ile çözmüşlerdir.

Bu çalışmada, sıglaşan suda (transformasyon bölgesinde) dalga hareketinin analizi için uzun dalga denklemleri kullanılmıştır. Diferansiyel süreklilik denklemi ile lineerleştirilmiş momentum denklemlerinden dalga profili ve yatay partikül hızı için uzun dalga denklemleri elde edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemine dayalı geliştirilen bir bilgisayar programı yardımı ile sayısal çözümü yapılan uzun dalga denklemleri, sıglaşan suda yayılmakta olan bir dalğanın genliğindeki ve yatay partikül hızlarındaki değişimlerin hesaplanması için kullanılmıştır.

2. UZUN DALGA DENKLEMİ

İki boyutlu sıkışmayan akımda süreklilik denklemi:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

Burada u ve v sırasıyla yatay ve düşey partikül hız bileşenleri, x yatay mesafe ve y durgun su yüzeyinden yukarı doğru pozitif düşey mesafedir. (1) denklemi y ye göre integre edilip yüzeydeki ve tabandaki kinematik sınır şartları uygulanırsa

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} u \, dy = - \frac{\partial \eta}{\partial t} \quad (2)$$

veya

$$\frac{\partial}{\partial x} [u(h + \eta)] = -\frac{\partial \eta}{\partial t} \quad (3)$$

elde edilir. Birim genişlikten geçen debi $q = \int_{-h}^{\eta} u dy$ olmak üzere (2) ifadesi yeniden yazılırsa:

$$\frac{\partial q}{\partial x} = -\frac{\partial \eta}{\partial t} \quad (4)$$

Uzun dalga hareketinde akışkanın düşey ivmesi ihmal edilebilir ve bu durumda serbest yüzeyin altındaki herhangi bir noktada basınç hidrostatiktir:

$$p = \rho g(\eta - y) \quad (5)$$

ve

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \rho g \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (6)$$

(6) denklemi y ye bağlı değildir, dolayısıyla su partikülünün yatay hızı da y den bağımsızdır ($u=u(x,t)$).

Buna göre iki boyutlu değişken akım için lineerleştirilmiş momentum denklemi:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (7)$$

şeklinde yazılabilir. (7) ifadesini y ye göre integre edip, $\eta \ll h$ olduğu için η ihmal edilerek düzenlenirse:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{-h}^{\eta} u dy = -gh \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (8)$$

veya

$$\frac{\partial q}{\partial t} = -gh \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (9)$$

elde edilir. (4) ifadesinin t ye göre, (9) ifadesinin x e göre türevleri alındığında bu iki denklemden:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial \eta}{\partial x} \right) - \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = 0 \quad (10)$$

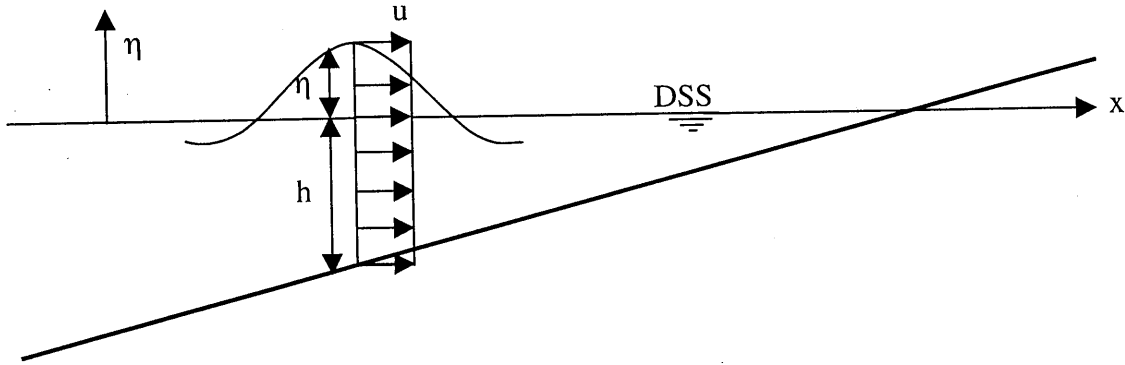
dalga profili için uzun dalga denklemi elde edilir (Connor ve Brebbia, 1976). Burada $h(x)$ durgun-su derinliğini ve $\eta(x,t)$ su yüzünün, durgun su seviyesinden olan yüksekliğini temsil etmektedir (Şekil 1).

Benzer şekilde (7) denklemi t ye göre ve (3) denklemi de $\eta \ll h$ olduğu için η ihmal edilerek düzenlenip x e göre türevleri alınır, bu iki denklemden :

$$\frac{\partial^2(uh)}{\partial x^2} - \frac{1}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (11)$$

yatay partikül hızı için uzun dalga denklemi elde edilir. Burada $u(x,t)$ yatay partikül hızını göstermektedir (Şekil 1).

(10) ve (11) denklemleri lineer olmayan terimler içermektedir. Bu denklemler verilen sınır şartları altında sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak sayısal olarak çözülebilir. Aşağıda sonlu elemanlar formülasyonuna göre yapılan çözüm yöntemi açıklanmıştır.



Şekil 1 Sığlaşan Suda Dalga

3. SONLU ELEMANLAR FORMÜLASYONU

Dalga hareketinin harmonik hareket olduğu kabulü ile yüzey profili:

$$\eta(x,t) = a(x)e^{-i\omega t} \quad (12)$$

şeklinde ifade edilebilir (Connor and Brebbia, 1976). (12) denkleminde $a(x)$ dalganın genliğini, $\omega = 2\pi/T$ açısal frekansını ve t zamanı göstermektedir. (12) ifadesi (10) denkleminde yerine konursa uzun dalga denklemi aşağıdaki gibi olur.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial a}{\partial x} \right) + \frac{\omega^2}{g} a = 0 \quad (13)$$

Galerkin yöntemi kullanılarak (13) denklemine integrasyon uygulandığında:

$$\int \left(h \frac{\partial a}{\partial x} \frac{\partial \delta a}{\partial x} - \frac{\omega^2}{g} a \delta a \right) dx = \oint \delta a \left(h \frac{\partial a}{\partial x} \right) ds \quad (14)$$

elde edilir. $a(x)$ için yaklaşım yapılırsa:

$$a(x) = \langle N(x) \rangle \{a_d\} \quad (15)$$

Burada $N(x)$ şekil fonksiyonlarını, a_d düğüm değerlerini göstermektedir. Bu yaklaşım (14) ifadesinde yerine yazılırsa integrasyon:

$$\langle \delta a_d \rangle \int \left[h [N_{,x}] \langle N_{,x} \rangle - \frac{\omega^2}{g} [N] \langle N \rangle \right] dx a_d = \langle \delta a_d \rangle \int [N] f ds \quad (16)$$

şeklinde elde edilir. (16) ifadesi matris formunda aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$[K] \{a_d\} - \omega^2 [M] \{a_d\} = \{P\} \quad (17)$$

burada

$$[K] = \int h [N_{,x}] \langle N_{,x} \rangle dx$$

$$[M] = \frac{1}{g} \int [N] \langle N \rangle dx$$

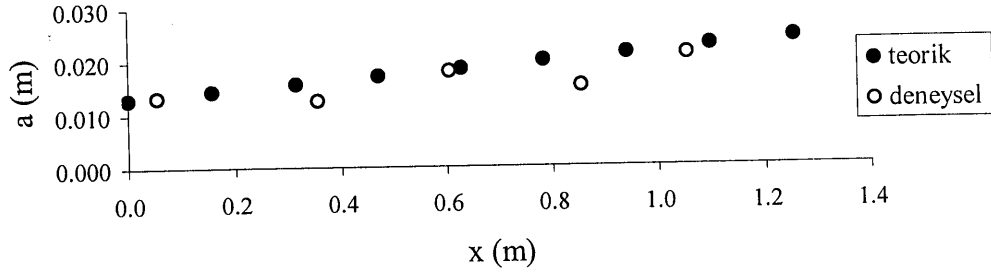
$$[P] = \int [N] f ds$$

(17) denklemini verilen sınır şartları altında çözülürse eleman düğüm noktalarında aranan a değerleri ve istenirse de (12) denklemine göre de dalga profili elde edilir. Açıklanan sonlu elemanlar formülasyonunun (11) denklemine uygulanması ile benzer şekilde yatay partikül hızı u nun değişiminin hesaplanması mümkündür.

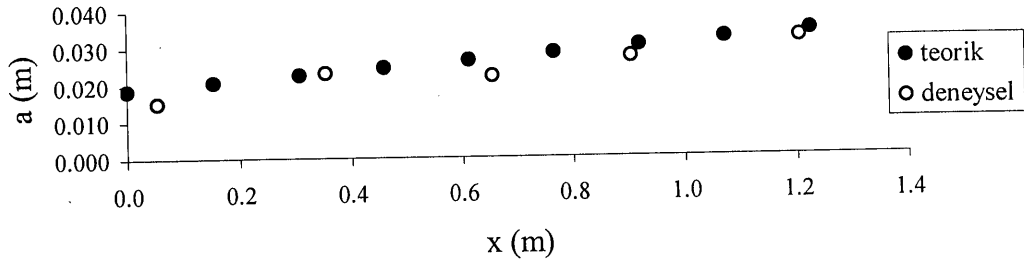
4. BULGULAR

Sığlaşan suda uzun dalga denklemlerinin sayısal çözümü için sonlu elemanlar yöntemine dayalı bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Bu program yardımı ile elde edilen sonuçları karşılaştırmak için Kırkgöz (1978) tarafından yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen bulgular kullanılmıştır.

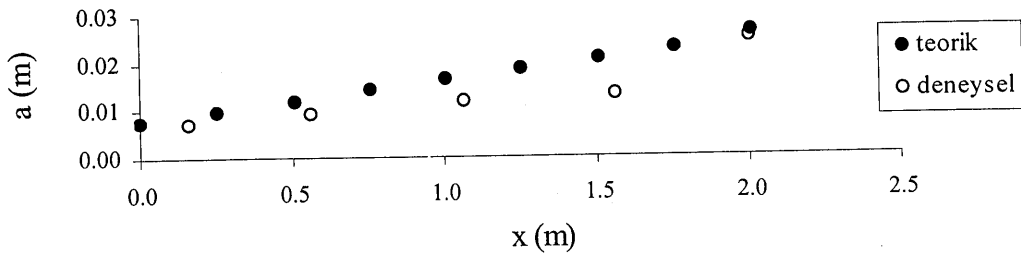
(10) denklemleri kullanılarak değişik dalga şartları için dalga genliğinin değişimi teorik olarak bulunmuştur. Yatay partikül hızı için elde edilen (11) ifadesinin de genlik hesabında kullanılan dalga şartları için sayısal çözümü yapılmıştır. Şekil 2-9 da değişik dalga şartları için verilen sınır şartlarında sonlu elemanlar yöntemine göre teorik olarak hesaplanan dalga genlikleri ve yatay partikül hızları ile aynı değerlerin deneysel olarak değişimleri verilmiştir.



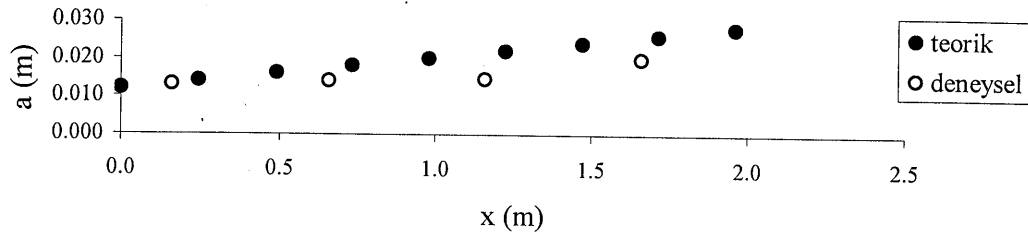
Şekil 2 Sığlaşan Suda Dalga Genliğinin Değişimi, $T=1,18$ s, $H_0=0,0281$ m, $L_0=2,174$ m, Taban Eğimi $S=1/6$



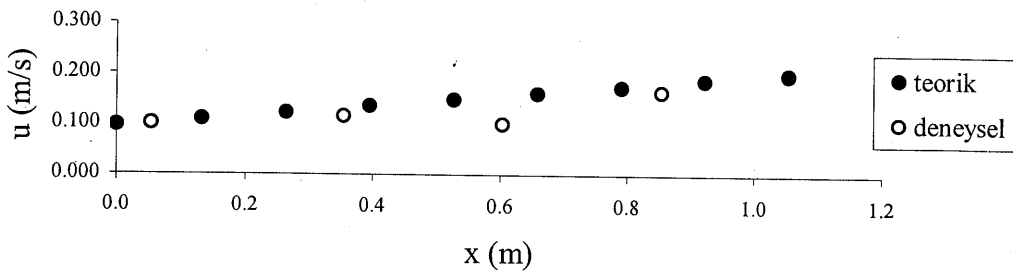
Şekil 3 Sığlaşan Suda Dalga Genliğinin Değişimi, $T=0,93$ s, $H_0=0,0406$ m, $L_0=1,3504$ m, Taban Eğimi $S=1/6$



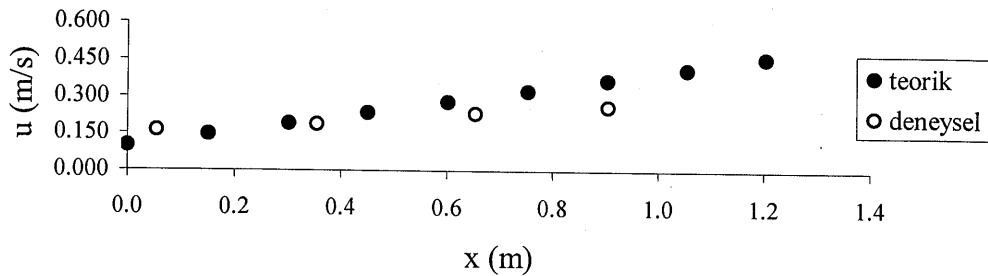
Şekil 4 Sığlaşan Suda Dalga Genliğinin Değişimi, $T=1,7$ s, $H_0=0,0154$ m, $L_0=4,512$ m, Taban Eğimi $S=1/12$



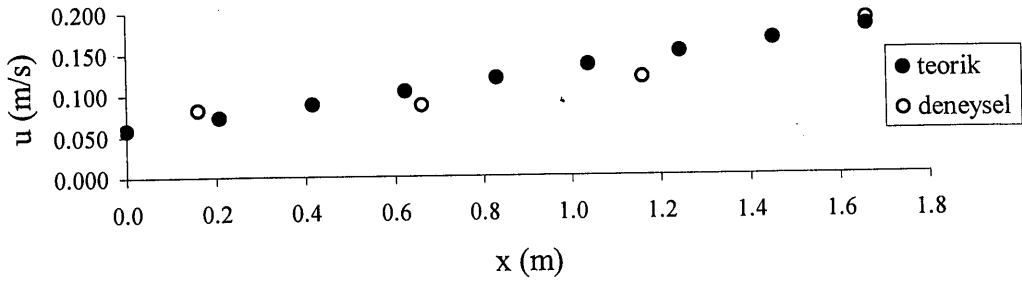
Şekil 5 Sığlaşan Suda Dalga Genliğinin Değişimi, $T=1,27$ s, $H_0=0,0241$ m, $L_0=2,518$ m, Taban Eğimi $S=1/12$



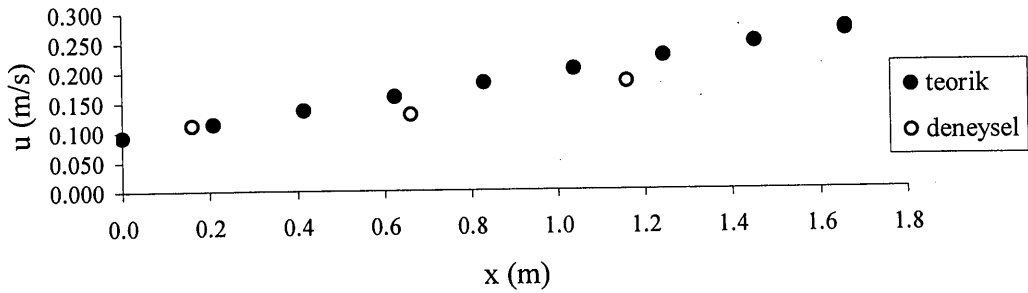
Şekil 6 Sığlaşan Suda Kretteki Yatay Partikül Hızlarının Değişimi, $T=1,18$ s, $H_0=0,0281$ m, $L_0=2,174$ m, Taban Eğimi $S=1/6$



Şekil 7 Sığlaşan Suda Kretteki Yatay Partikül Hızlarının Değişimi, $T=0,93$ s, $H_0=0,0406$ m, $L_0=1,3504$ m, Taban Eğimi $S=1/6$



Şekil 8 Sığlaşan Suda Kretteki Yatay Partikül Hızlarının Değişimi, $T=1,70$ s, $H_0=0,0154$ m, $L_0=4,5122$ m, Taban Eğimi $S=1/12$



Şekil 9 Sığlaşan Suda Kretteki Yatay Partikül Hızlarının Değişimi, $T=1,27$ s, $H_0=0,0241$ m, $L_0=2,5182$ m, Taban Eğimi $S=1/12$

Şekil 2 ve Şekil 3 te farklı derin-su dalga dikliğine sahip sığlaşan dalgaların 1/6 eğimli taban üzerindeki dalga genliklerinin değişimleri verilmiştir. Bu iki şekilden, derin-su dalga dikliği büyük olan sığlaşan dalga genliğinin teorik hesaplamalar sonucu elde edilen genlik değişimlerinin deneysel bulgulara daha yakın olduğu görülmektedir.

Şekil 4 ve Şekil 5 de 1/12 taban eğimindeki farklı derin-su dalga dikliğine sahip sığlaşan dalga genliklerinin değişimi görülmektedir. Benzer şekilde, derin-su dalga dikliği büyük olan dalga genliğinin teorik hesaplamalar sonucu elde edilen genlikleri deneysel bulgularla daha uyumlu olduğu anlaşılmaktadır.

Diğer taraftan 1/6 eğimli taban üzerinde teorik olarak hesaplanan dalga genliklerinin 1/12 taban eğimindeki dalgalara göre deneysel bulgulara daha yakın olduğu görülmektedir.

Yatay partikül hızı için tanımlanan uzun dalga denkleminin sayısal çözümlerinden elde edilen dalga kretindeki teorik yatay partikül hızlarının değişimi deneysel bulgularla birlikte Şekil 6 ve Şekil 7 de 1/6 , Şekil 8 ve Şekil 9 da 1/12 taban eğimi için verilmiştir.

Bu şekillerden görüldüğü gibi sığlaşan dalganın kretindeki yatay partikül hızı için sayısal çözümlerden elde edilen bulgular ile deney bulguları büyük ölçüde uyum sağlamaktadırlar.

5. SONUÇ

Diferansiyel süreklilik denklemi ile lineerleştirilmiş momentum denklemlerinden dalga genliği ve yatay partikül hızı için uzun dalga denklemleri elde edilmiştir. Bu denklemlerin sayısal çözümleri için sonlu elemanlar yöntemi kullanılmış ve bu sayısal yöntemeye dayalı geliştirilen bilgisayar programı yardımı ile dalga genliği ve kret partikül hızının teorik hesabı yapılmıştır.

Değişik derin-su dalga dikliğine sahip dalga şartları altında, 1/6 ve 1/12 eğimlerine sahip tabanlar üzerinde sayısal hesaplardan elde edilen bulgular deney bulguları ile karşılaştırılmıştır.

Dalga genliğinin 1/6 ve 1/12 taban eğimleri için yapılan sayısal çözümlerinde, derin-su dalga dikliği büyük olan sığlaşan dalgaların teorik olarak hesaplanan genliklerinin, deneysel bulgulara daha yakın olduğu, ayrıca 1/6 taban eğimi için elde edilen sayısal çözümlerin 1/12 ye göre deneylerle daha uyumlu olduğu görülmüştür.

1/6 ve 1/12 eğimli tabanlarda transformasyon bölgesindeki dalgaların kretindeki yatay partikül hızları için sayısal hesaplardan elde edilen bulguların genelde deney bulgularına büyük ölçüde yaklaştığı saptanmıştır.

KAYNAKLAR

- AIRY, G.B., (1845), On Tides and Waves, *Encyclopedia Metropolitana*, London.
- BOUSSINESQ, J., (1872), Théories des Ondes et des Remous qui se Propageant le Long d'un Canal Rectangulaire Horizontal, en Communiquant au Liquide Contenu dans ce Canal des Vitesses Sensiblement Pareilles de la Surface au Fond, *Journal de Mathématiques, Paris*, Vol.17, 55-108.
- CONNOR, J.J., BREBBIA, C.A., (1976), Finite Element Techniques for Fluid Flow, *Newnes-Butterworths*, 185-189.
- GOTO, C., (1979), Nonlinear Equation of Long Waves in the Lagrangian Description, *Coast. Engrg. In Japan, Tokyo*, 22, 1-9.
- GOTO, C., SHUTO, N., (1983), Numerical Simulation of Tsunami Propagation and Runup, *Tsunamis-Their Science and Engineering, Terrarup, Tokyo*, 439-451.
- GRILLI, S.T., SUBRAMANYA, R., KIRBY, J.T., WEI, G., (1994), Comparison of Modified Boussinesq and Fully Nonlinear Potential Models for Shoaling Solitary waves, *Proc., Int. Symp. Waves-Phys. and Num.Mod.*, 524-533.
- GRILLI, S.T., SVENDSEN, I.A., SUBRAMANYA, R., (1997), Breaking Criterion and Characteristics for Solitary Waves on Slopes, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 123, (3), 102-112.
- HIBBERT, S., PEREGRINE, D.H., (1979), Surf and Runup on a Beach: Uniform Bore, *J. Fluid Mech.*, 95, 323-345.
- KARAMBAS, T.V., KOUTITAS, C., (1992), A BreAking Wave Propagation Model Based on The Boussinesq Equations, *Coastal Engineering, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam*, 18, 1-19.

- KIRKGÖZ, M.S., (1978), Breaking Waves: Their Action on Slopes and Impact on Vertical Seawalls. *Ph. D. Thesis, University of Liverpool, U.K.*
- RAYLEIGH, L., (1876), On Waves, *Philosophical Magazine*, Ser.5, 1, 257-279.
- SCHÄFFER, A.H., MEDSEN, A.P., DEIGAARD, R., (1993), A Boussinesq Model for Waves Breaking in Shallow Water, *Coastal Engineering, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam*, 20, 185-202.
- STOKER, J.J., (1957), Water Waves, *Interscience Publishers, New York.*
- STOKES, G.G., (1891), On the Theory of Oscillatory Waves, *Philosophical Magazine*, 1, 314-316.
- TITOV, V.V., SYNOLAKIS, C.E., (1994), Modeling of Breaking and Nonbreaking Long-Wave Evolution and Runup Using VTCS-2, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 121, (6), 308-316.
- ZELT, J.A., (1991), The Runup of Nonbreaking and Breaking Solitary Waves, *Coast. Engrg.*, 15, 205-246.

ABSTRACT

There are a number of waves in which the water-depth to wavelength ratio is small and the vertical accelerations of the fluid particles are unimportant, and, at the same time the influence of the bed may be considerable. Among such cases are the tides in the oceans and rivers, flood waves in rivers and breaking waves on beaches. Such motions are often considered to be best represented theoretically by the long wave equations.

In this study, the analysis of the shoaling waves in the transformation zone of breaking waves is carried out by using the long wave equations which are solved by the finite element method. The computational results are compared with the experiments. The finite element method is applied to the waves propagating on beaches having $1/6$ and $1/12$ slopes. The theoretical results obtained for the variation of wave crest elevation and the crest particle velocity are found quite in agreement with the experimental results.

KIYI YAPILARINDAKİ DALGA ÇARPMA BASINÇLARI İÇİN İMPULS MODELLEMESİ

Mustafa MAMAK
M.Salih KIRKGÖZ
M.Sami AKÖZ

Ç.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü, Adana

ÖZET

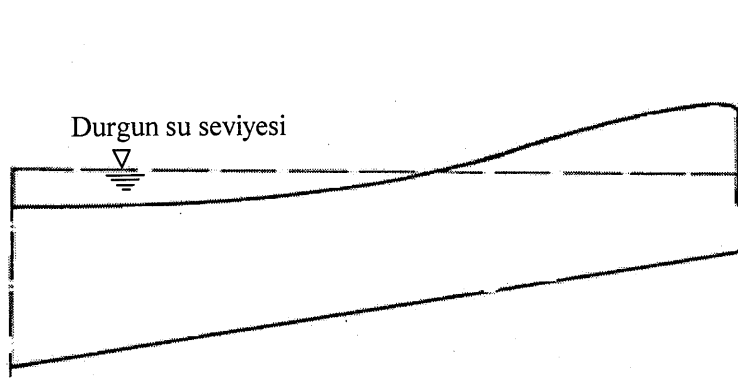
Kırılan dalgalar kıyı yapıları üzerinde kısa süreli ve şiddetli “çarpma basınçları” na sebep olurlar. Bu basınçlar yapının stabilitesi açısından önem arz etmektedir. Bu nedenle dalga ile yapının çarpma yüzeyi boyunca oluşan basınç dağılımının tesbitine ihtiyaç vardır. Çarpma basıncının ve bunun duvar üzerindeki dağılımının analizinde “su darbesi” ve “hava yastığı” gibi teorik modeller ile “impuls-momentum” analizi gibi yarı deneysel veya deneysel yöntemler kullanılmıştır.

Bu çalışmada, dalga kırılmasından doğan basınçların analizi için impuls modelini esas alan bir teorik yöntem kullanılmıştır. Olayı idare eden denklemin çözümünde çeşitli sayısal yöntemler uygulanmıştır: (a) Sonlu farklar yöntemi, (b) Sonlu elemanlar yöntemi, ve (c) Sınır eleman yöntemi. Sayısal çözüm yöntemlerinin birbiri ile ve teorik olarak hesaplanan çarpma basınçlarının deneysel bulgular ile karşılaştırılması yapılmıştır.

1. GİRİŞ

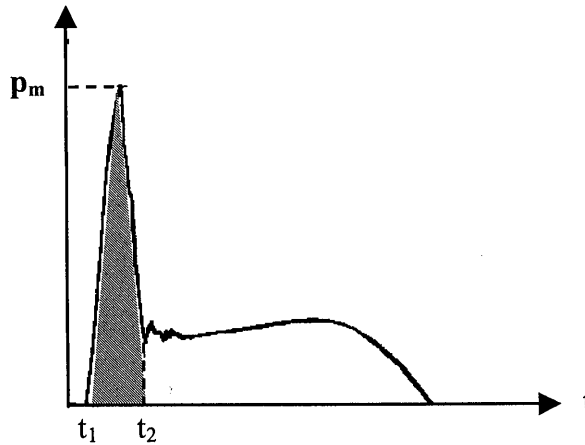
Dalgalar çok çeşitli etkiler sonucu kırılmaya maruz kalabilirler. Kıyı mühendisliğinde genellikle dalgaların kıyıya doğru hareketleri sırasında sığlaşmadan dolayı oluşan kırılma ile daha çok ilgilenilir.

Derin sudan sığ suya doğru ilerleyen dalgaların boylarında kısalma, yüksekliklerinde ise artma görülür; bu nedenle dalga dikliği (H/L) artar. Sonunda dalga belirli bir su derinliğine eriştiğinde kırılmaya maruz kalır. Bu kırılma tam yapı üzerinde gerçekleştiğinde yani tam kırılma durumunda kısa süreli ve çok şiddetli çarpma basınçları oluşur (Şekil 1).



Şekil 1 Düşey Duvarda Dalganın Tam Kırılma Hali

Kırılan dalgaların yapı üzerinde oluşturduğu çarpma basınçları ile ilgili olarak geçmişte teorik, yarı deneysel ve deneysel yöntemlere dayalı çok sayıda çalışma yapılmıştır. İlk olarak Rouville, Besson ve Petry (1938) ve Bagnold (1939) elektrikle çalışan kayıt cihazları ile güvenilir basınç ölçümleri yapmışlardır. Denny (1951), Nagai (1960), Richert (1968) ve Kırkgöz (1982) yapmış oldukları çalışmalarda duvarda oluşan maksimum basıncın aynı dalga şartları altında geniş bir dağılım gösterdiğini bildirmişlerdir. Şekil 2 de duvar üzerinde bir noktada oluşan çarpma basıncının zamana göre değişimini gösteren tipik bir grafik görülmektedir.



Şekil 2 Çarpma Basıncının Zamana Göre Değişimi

Bagnold (1939) düzenli dalga şartlarında her ne kadar maksimum çarpma basıncının değerinde farklılıklar görülse de duvar üzerinde bir noktada oluşan basınç impulsunun yaklaşık olarak sabit olduğunu ifade etmiştir. Şekil 2 deki basınç değişimine göre çarpma anında bir noktadaki basınç impulsu P aşağıdaki gibi tanımlanabilir:

$$P = \int_{t_1}^{t_2} p \, dt \quad (1)$$

burada p basıncı, t_1 ve t_2 ise çarpma anındaki momentum değişiminin olduğu zaman aralığının başlangıcı ve sonudur.

2. FORMÜLASYON

Çarpma olayı sırasında hızlardaki değişim çok kısa bir zaman aralığında gerçekleştiğinden, hareket denklemindeki nonlinear ifadeler zamansal türeve nisbeten ihmal edilebilir boyuttur. Bu durumda Euler hareket denklemi aşağıdaki gibi yazılır:

$$\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \nabla p \quad (2)$$

burada $\mathbf{u}$ yatay partikül hızını temsil etmektedir. (2) denklemi t_1 , t_2 zaman aralığında integre edilirse:

$$\mathbf{u}_2 - \mathbf{u}_1 = -\frac{1}{\rho} \nabla \int_{t_1}^{t_2} p dt \quad (3)$$

$p dt$ nin integrali (1) ifadesindeki P ile gösterilirse:

$$\mathbf{u}_2 - \mathbf{u}_1 = -\frac{1}{\rho} \nabla P \quad (4)$$

bu denklemin diverjansı alındığında:

$$\nabla^2 P = 0 \quad (5)$$

olur ki bu ifade Laplace diferansiyel denklemdir. (5) ifadesine göre basıncın impulsu P , Laplace denkleminin belirli sınır şartları altında çözülmesinden elde edilebilmektedir.

3. LAPLACE DENKLEMİNİN ÇÖZÜMÜ

3.1. Analitik Çözüm

(5) diferansiyel denklemi değişkenlerin ayrılması yöntemi ile analitik olarak çözülebilir. Basınç impulsu P yi $X(x)$ ve $Y(y)$ gibi değişkenler ile ifade edelim:

$$P(x,y) = \rho X(x) Y(y) \quad (6)$$

Yukarıdaki ifadenin x 'e ve y 'ye göre iki defa türevini alıp Laplace denkleminde yerine yazalım:

$$X'' \cdot Y + X \cdot Y'' = 0 \quad (7)$$

Bu denklemin çözümünden, $X = A_1 e^{-\lambda x} + A_2 e^{\lambda x}$ ve $Y = B_1 \cos \lambda y + B_2 \sin \lambda y$ elde edilir. X ve Y ifadeleri (6) denkleminde yerine konursa:

$$P(x,y) = \rho (A_1 e^{-\lambda x} + A_2 e^{\lambda x}) (B_1 \cos \lambda y + B_2 \sin \lambda y) \quad (8)$$

elde edilir.

3.2. Sayısal Çözüm

(5) ifadesi ile verilen Laplace denkleminin sayısal çözümünde çeşitli yöntemler kullanılmıştır: (a) Sonlu farklar yöntemi, (b) Sonlu elemanlar yöntemi, ve (c) Sınır eleman yöntemi.

3.2.1. Sonlu farklar yöntemi

Bu yöntemde çözüm bölgesi, yatay ve düşey uzunlukları eşit ($\Delta x = \Delta y$) olmak üzere $n \times n$ adet alt bölgeye ayrılmıştır. Her bir bölgenin düğüm noktaları için Laplace denklemi:

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial y^2} = 0 \quad (10)$$

şeklinde olup ikinci mertebe türevler merkezi farklar cinsinden yazılırsa:

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} = \frac{P_{i+1,j} - 2P_{i,j} + P_{i-1,j}}{\Delta x^2} \quad \text{ve} \quad \frac{\partial^2 P}{\partial y^2} = \frac{P_{i,j+1} - 2P_{i,j} + P_{i,j-1}}{\Delta y^2}$$

Bu ifadeler (10) denkleminde yerine konursa:

$$4(\Delta x)^2 P_{i,j} - (\Delta x)^2 (P_{i,j+1} + P_{i,j-1} + P_{i+1,j} + P_{i-1,j}) = 0 \quad (11)$$

elde edilir.

Dalga yüksekliği boyunca $\delta P / \delta x = -\rho U$ dur ve P nin birinci mertebeden türevi ileriden farka göre yazılacak olursa:

$$\frac{\partial P}{\partial x} = \frac{P_{i+1,j} - P_{i,j}}{\Delta x} = -\rho U \Rightarrow P_{i,j} = P_{i+1,j} + \rho U \Delta x \quad (x=0) \quad (12)$$

Benzer şekilde tabanda $\delta P / \delta y = 0$ için

$$\frac{\partial P}{\partial y} = \frac{P_{i,j+1} - P_{i,j}}{\Delta y} = 0 \Rightarrow P_{i,j} = P_{i,j+1} \quad (y=0) \quad (13)$$

(12) ve (13) ifadeleri (11) denkleminde yerine yazılırsa aşağıdaki denklem takımı elde edilir:

$$[K]_{n \times n, n \times n} [P]_{n \times n, 1} = [\Delta x]_{n \times n, 1} \quad (14)$$

burada K katsayılar matrisidir. (14) ifadesinin çözümünden düğüm noktalarındaki P değerleri bulunur.

3.2.2. Sonlu elemanlar yöntemi

Sonlu elemanlar yönteminde çözüm bölgesi kare elemanlara ayrılmış ve her bir eleman (Ω_e) için katsayılar matrisi hesaplanmıştır:

$$K_{ij}^e = \int_{\Omega_e} \left(\frac{\partial \psi_i}{\partial x} \frac{\partial \psi_j}{\partial x} + \frac{\partial \psi_i}{\partial y} \frac{\partial \psi_j}{\partial y} \right) dx dy$$

burada ψ ifadesi şekil fonksiyonlarını temsil etmektedir ve aşağıdaki gibidir:

$$\psi_1=(1-2x)(1-2y) \quad \psi_2=2x(1-2y) \quad \psi_3=4xy \quad \psi_4=(1-2x)2y$$

Sınır şartlarının uygulanması sonucu her bir elemana gelen yük ise aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$Q_i^e = \int_{x_1}^{x_2} [q_n^{(e)} \psi_i(x, y)]_{y=0} dx + \int_{y_2}^{y_3} [q_n^{(e)} \psi_i(x, y)]_{x=a} dy \\ + \int_{x_3}^{x_4} [q_n^{(e)} \psi_i(x, y)]_{y=b} dx + \int_{y_4}^{y_1} [q_n^{(e)} \psi_i(x, y)]_{x=0} dy$$

(x,y) elemanın köşe noktalarının yerel koordinatlarını göstermektedir ve $a=x_2-x_1=x_3-x_4$ ve $b=y_4-y_1=y_3-y_2$ dir. q_n ifadesi ise aşağıdaki gibi tanımlanır:

$$q_n = n_x \frac{\partial u}{\partial x} + n_y \frac{\partial u}{\partial y}$$

Sonuç olarak aşağıdaki denklem takımı bütün elemanlara uygulanarak P değerleri elde edilir (Reddy, 1987).

$$\sum_{j=1}^n K_{ij}^e P_j^e = Q_i^e \quad (i=1,2,...,n)$$

3.2.3. Sınır eleman yöntemi

Yukarıda açıklanan yöntemlerde bölge içerisinde işlemler yapıldığı halde, sınır eleman yönteminde sadece bölgeyi çevreleyen sınırlar (Γ) üzerinde çalışılmaktadır. (5) denklemi ile verilen basınç impulsu ifadesine sınır integral denklemini uygulayalım:

$$c P + \int_{\Gamma} P \frac{\partial w}{\partial n} d\Gamma = \int_{\Gamma} \frac{\partial P}{\partial n} w d\Gamma \quad (15)$$

burada c sınırın şekline bağlı bir katsayı, w ise Laplace denkleminin temel çözümüdür (Brebbia,1989). Sınır boyunca elemanlar üzerinde (15) ifadesi yazılırsa:

$$c P + \sum_{j=1}^n \int_{\Gamma_j} P \frac{\partial w}{\partial n} d\Gamma = \sum_{j=1}^n \int_{\Gamma_j} \frac{\partial P}{\partial n} w d\Gamma \quad (16)$$

Her bir eleman (Γ_j) boyunca P ve $\partial P / \partial n$ ifadeleri temel fonksiyonlar cinsinden aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$P_j = \sum_{\alpha} \psi_{\alpha} P_{j\alpha} \quad \text{ve} \quad q_j = \frac{\partial P_j}{\partial n} = \sum_{\alpha} \psi_{\alpha} q_{j\alpha} \quad (\alpha=1,2) \quad (17)$$

burada P_j , q_j değerleri Γ_j elemanı üzerindeki P ve q değerleri, $\psi_{j\alpha}$, $q_{j\alpha}$ değerleri ise Γ_j elemanının α noktasındaki P ve q değerleri olup bu değerler sabit eleman için birbirine eşittir.

(17) ifadesi (16) denkleminde yerine konup düzenlenirse:

$$c_i P_i + \sum_{j=1}^n \sum_{\alpha} P_{j\alpha} a_{ij}^{\alpha} = \sum_{j=1}^n \sum_{\alpha} q_{j\alpha} b_{ij}^{\alpha} \quad (18)$$

elde edilir. Burada

$$a_{ij}^{\alpha} = \int_{\Gamma_j} \psi_{\alpha} \frac{\partial w_i}{\partial n} d\Gamma \quad \text{ve} \quad b_{ij}^{\alpha} = \int_{\Gamma_j} \psi_{\alpha} w_i d\Gamma$$

şeklindedir.

(18) ifadesi sınır üzerinde bulunan bütün noktalar için geçerlidir. Eğer n adet eleman varsa n adet nokta ve dolayısıyla n adet bir denklem takımı elde edilir:

$$A P = B q \quad (19)$$

Her bir eleman üzerinde sınır şartlarından dolayı ya P değeri ya da q değeri bilinmektedir. Bilinenler denklemin sağ tarafına, bilinmeyenler sol tarafına alındığında aşağıdaki gibi bir denklem takımı elde edilir.

$$C x = f \quad (20)$$

burada x, bilinmeyen P ve q değerlerinden oluşmaktadır. (20) denkleminin çözümünden P değerleri hesaplanabilir.

4. BULGULAR

Yukarıda açıklanan sayısal yöntemler ile idealize edilmiş yatay taban üzerindeki düşey duvarın çeşitli seviyelerinde elde edilen dalga kırılmasından kaynaklanan impuls değerleri analitik çözümler ile birlikte Tablo 1 de verilmiştir. Tablo 1 in son satırında

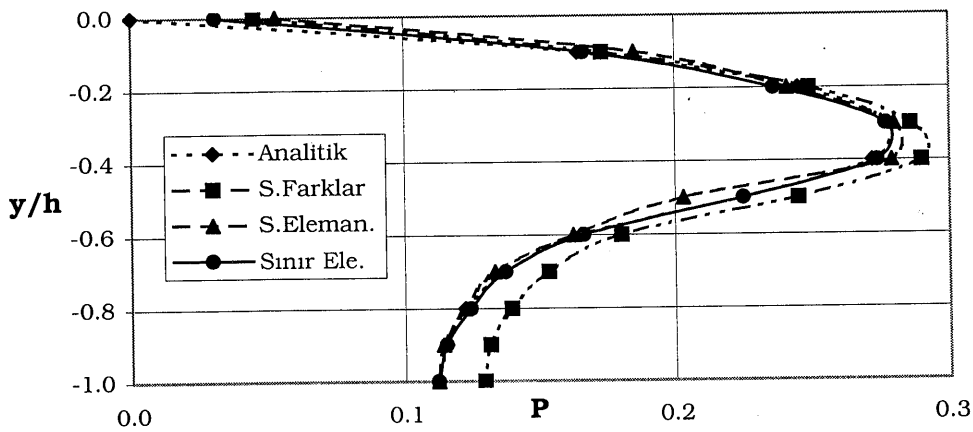
düşey duvar üzerindeki maksimum impulsun değeri (P_{mak}) ve yeri (parantez içinde) verilmiştir.

Tablo 1 Farklı Yöntemlerle Elde Edilen İmpuls Değerleri

y/h	Analitik P	Sonlu Farklar P	Sonlu Elemanlar P	Sınır Eleman P
0.0	0.000	0.045	0.053	0.031
-0.1	0.164	0.173	0.185	0.166
-0.2	0.245	0.249	0.241	0.236
-0.3	0.278	0.286	0.280	0.277
-0.4	0.272	0.290	0.279	0.274
-0.5	0.225	0.245	0.203	0.225
-0.6	0.165	0.180	0.162	0.166
-0.7	0.137	0.153	0.133	0.137
-0.8	0.122	0.139	0.122	0.124
-0.9	0.115	0.131	0.114	0.115
-1.0	0.112	0.129	0.112	0.112
P_{mak}	0.282 (-0.35)	0.293 (-0.36)	0.282 (-0.35)	0.282 (-0.35)

Tablodaki değerlerin incelenmesinden, Kırkgöz (1995) tarafından yapılan deneysel çalışmalardan elde edildiği gibi maksimum impulsun dolayısıyla da maksimum çarpma basıncının yaklaşık olarak durgun su seviyesi civarında oluştuğu anlaşılmaktadır.

Tablo 1 de hesaplanan impuls değerlerinin duvar üzerindeki dağılımı Şekil 4 de görülmektedir.



Şekil 4 Duvar İle Dalganın Temas Yüzeyi Boyunca P nin Dağılımı

Tablo 1 deki sayısal yöntemlerde kullanılan eleman sayıları Tablo 2 de verilmiştir. Bu tablodan görüldüğü gibi en az eleman sayısı sınır eleman yönteminde kullanılmış ve ayrıca bu yöntemle elde edilen bulguların analitik yöneme daha yakın olduğu görülmüştür.

Tablo 2 Sayısal Yöntemlerde Kullanılan Eleman Sayıları

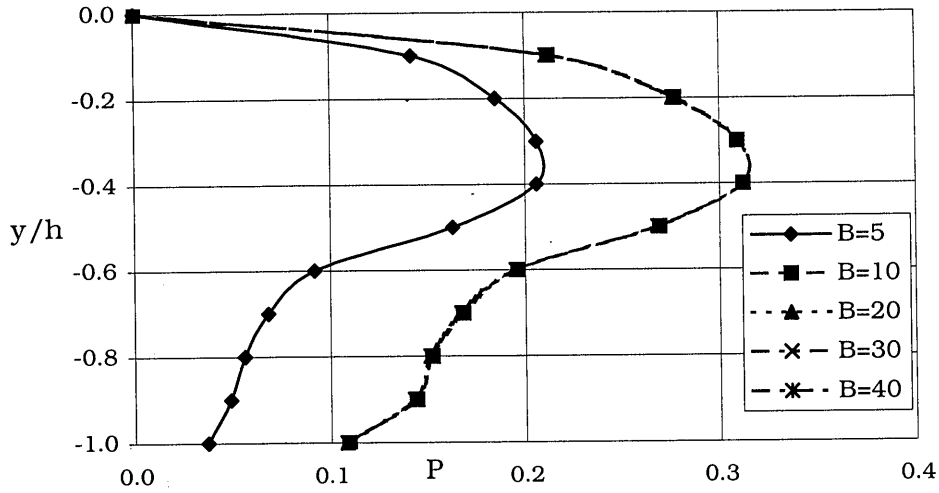
	Sonlu Farklar	Sonlu Elemanlar	Sınır Eleman
n	80	20	40
eleman sayısı	6400	400	40

Kırkgöz (1982) yaptığı deneylerde en şiddetli çarpma basınçlarının 1/10 taban eğimi üzerindeki duvarda gerçekleştiğini gözlemlemiştir. Bu nedenle 1/10 eğimli deniz tabanı için düşey duvar üzerindeki impuls dağılımını bulmak üzere sınır eleman yöntemi kullanılmış ve elde edilen sayısal bulgular Tablo 3 de verilmiştir. Tablodaki değerlerden sayısal çözümlerin, çözüm bölgesinin uzunluğuna bağlı olarak nasıl değiştiği görülmektedir.

Tablo 3 Basınç İmpulsu Değerleri (1/10 taban eğimi için)

	B=5	B=10	B=20	B=30	B=40
y/h	P	P	P	P	P
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-0.1	0.142	0.212	0.212	0.211	0.211
-0.2	0.185	0.277	0.276	0.276	0.276
-0.3	0.206	0.309	0.309	0.309	0.309
-0.4	0.206	0.312	0.312	0.312	0.312
-0.5	0.163	0.269	0.268	0.268	0.268
-0.6	0.092	0.196	0.195	0.195	0.195
-0.7	0.068	0.168	0.167	0.167	0.167
-0.8	0.056	0.152	0.152	0.152	0.151
-0.9	0.049	0.144	0.143	0.143	0.143
-1.0	0.037	0.109	0.108	0.108	0.108
P _{mak}	0.209 (-0.34)	0.315 (-0.36)	0.315 (-0.36)	0.315 (-0.36)	0.314 (-0.36)

Çözüm bölgesi uzunluğunun sınır eleman yönteminin sayısal bulguları üzerindeki etkisini göstermek üzere Tablo 3 te verilen değerler Şekil 5 te grafik olarak görülmektedir.



Şekil 5 Çözüm Bölgesi Uzunluğunun P Üzerindeki Etkisi

Tablo 3 ve Şekil 5 den görüldüğü gibi B mesafesi arttıkça basınç impulsunda bir artış görülmekte, fakat B=10 dan itibaren P nin değerleri nisbeten sabit kalmaktadır.

(1) ifadesi ile verilen basınç impulsunun tanımından duvar üzerindeki bir noktada çarpma basıncı yaklaşık olarak aşağıdaki gibi bulunabilir (Cooker ve Peregrine, 1995):

$$p_m = P_m \rho U H_b / (\Delta t/2) \quad (21)$$

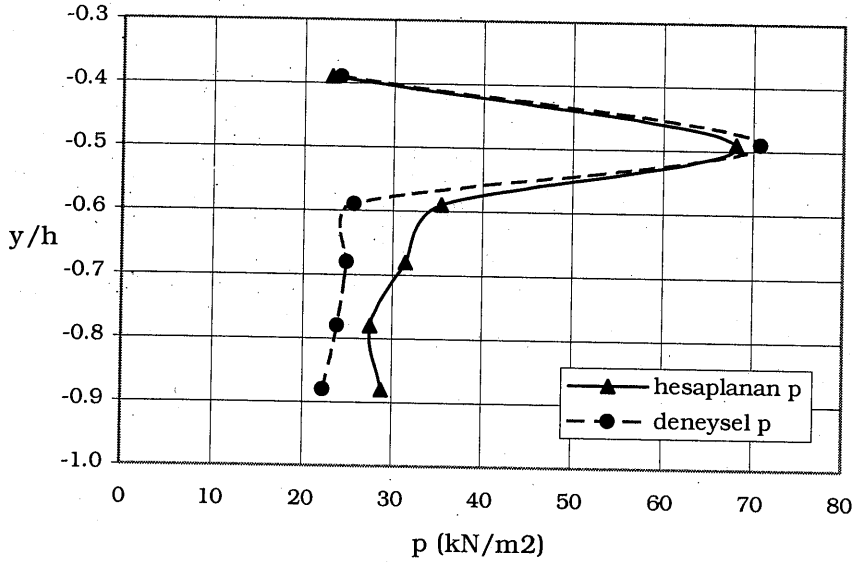
burada $U = \sqrt{gh}$ dalganın yayılma hızı, $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ suyun yoğunluğu, $H_b = 0.5h$ dalganın duvar üzerinde kırılma anındaki yüksekliği ve $\Delta t = t_2 - t_1$ çarpma anında momentum değişiminin büyük ölçüde değişim gösterdiği zaman aralığıdır.

(21) ifadesi yardımıyla duvar üzerindeki çarpma basınçlarının düşey dağılımı elde edilebilir. Ancak bu ifadedeki Δt zaman aralığının yersel dağılımının bilinmesi gerekmektedir. Bu değer deneySEL verilerden elde edilmesi mümkündür.

(21) ifadesine dayanarak düşey bir duvardaki tam çarpma haline ait basınç dağılımına bir örnek olmak üzere Kırkgöz (1995) ün deneylerinden yararlanılmıştır. Buna göre $H_b = 0.307 \text{ m}$ ve $h = 0.16 \text{ m}$ olan bir çarpma hali için düşey duvarın yüksekliği boyunca çeşitli seviyelerdeki basınç ölçerler yardımıyla tesbit edilen deneySEL Δt değerleri ve çarpma basınçları Tablo 4 de verilmiştir. Aynı tabloda sınır eleman yöntemine göre B=10 için hesaplanan impuls değerleri ve (21) denklemi ile elde edilen çarpma basınçları da görülmektedir. DeneySEL ve teorik olarak hesaplanan çarpma basınçlarının düşey dağılımı Şekil 6 verilmiştir.

Tablo 4 Çarpma Basıncı Değerleri (1/10 taban eğimi için)

y/h	Deneysel		Hesaplanan	
	Δt (ms)	p (kN/m ²)	P	p (kN/m ²)
-0.39	10.00	23.054	0.313	24.077
-0.49	3.00	68.081	0.276	70.770
-0.59	6.00	35.365	0.200	25.641
-0.68	5.33	31.431	0.172	24.824
-0.78	5.00	27.507	0.155	23.845
-0.88	5.00	28.812	0.145	22.308



Şekil 6 Düşey Bir Duvar Üzerindeki Basınç Dağılımı

Şekil 6 da görüldüğü gibi bu örnek uygulama için maksimum çarpma basıncının şiddeti ve yeri deney ile büyük ölçüde uyum sağlamaktadır. Diğer taraftan teorik ve deneysel basınçların düşey dağılımlarında da makul ölçüde bir uyum gözlenmektedir.

5. SONUÇ

Deniz tabanının yatay ve eğimli olduğu durumda ilerleyen bir dalganın düşey duvarla etkileşimini impuls modellemesine dayanarak analiz etmek için analitik ve sayısal yöntemler kullanılmıştır.

Yatay taban için sayısal yöntemlerden elde edilen bulguların analitik çözümler ile uyum içinde olduğu görülmüştür. Sınır eleman yöntemi, analitik çözümle daha uyumlu olması ve daha az hesap yükü gerektirmesi bakımından diğer sayısal yöntemlere göre daha üstün bulunmuştur.

1/10 eğimli taban üzerindeki düşey bir duvardaki dalga çarpmasından doğan basınç dağılımı için sınır eleman yöntemi kullanılarak bulunan teorik değerlerin aynı şartlardaki deneysel bulgularla oldukça uyumlu olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- BAGNOLD, R.A., (1939), Interim Report on Wave-Pressure Research, *Journal I.C.E.*, 12, June, 202-226.
- BREBBIA, C.A., DOMINGUEZ, J., (1989), Boundary Elements-An Introductory Course, *Computational Mechanics Publications*, Southampton.
- COOKER, M.J. , PEREGRINE, D.H., (1995), Pressure-Impulse Theory for Liquid Impact Problems, *J. Fluid Mech.*, 297, 193-214.
- DENNY, D.F., (1951), Further Experiments on Wave Pressures, *J. Inst. Civil Engrs*, 35, 330-345.
- KIRKGÖZ, M.S., (1982), Shock Pressure of Breaking Waves on Vertical Walls, *J. Water. Port, Coastal Ocean Div. ASCE*, 108, 81-95.
- KIRKGÖZ, M.S., (1995), Breaking Wave Impact on Vertical and Sloping Coastal Structures, *Ocean Engng*, 22, (1) 35-48.
- NAGAI, S., (1960), Shock Pressures by Breaking Waves on Breakwaters, *J. Waterways, Harbors Div. ASCE*, 86, 1-38.
- REDDY, J.N., (1987), Introduction to Finite Element Method, *Mc-Graw Hill*, New York.
- RICHERT, G., (1968), Experimental Investigation of Shock Pressures against Breakwaters, *Proc. 11th Conf. Coastal Engng ASCE*, 954-973.
- ROUVILLE, A.DE., BESSON, P., PETRY, P., (1938), Etat Actuel Des Etudes Internationales Sur Les Efforts Dus Aux Lames, *Ann. Ponts Chaussees*, 108, 5-113.

ABSTRACT

Breaking waves cause impact pressures that can be very high in magnitude and short in duration on coastal structures. These pressures are important for the stability of the structure. Therefore pressure distribution between the wave and structure has to be determined. In order to predict the magnitude of impact pressures and their distributions on the wall some theoretical models such as water-hammer analysis and air-cushion analysis, semi-empirical models such as impulse-momentum analysis and experimental methods have been used.

In this study, a theoretical method based on impulse-momentum analysis is used to analyze the impact pressures induced by wave breaking. The numerical methods used for the solution of the governing equation are: (a) Finite difference method, (b) Finite elements method, and (c) Boundary element method. The comparison of the results of numerical methods with each other, and the comparison of impact pressures evaluated by theoretical analysis and from experimental data are carried out.

KIYI BOYU KUM TEPELERİ ÜZERİNDE DALGALARIN DEFORMASYONU

Kemal GÜNEYDİN

Osmangazi Üniversitesi, Mühendislik Mimarlık Fakültesi,
İnşaat Mühendisliği Bölümü, Batı Meşelik, 26480 ESKİŞEHİR

M. Sedat KABDAŞLI

İ.T.Ü. , İnşaat Fakültesi, Hidrolik Ana Bilim Dalı , Maslak, İSTANBUL

ÖZET

Kıyılar dinamik stabilitesinde kıyı profilinin en önemli karakteristiklerinden biri olan kum tepesinin çok büyük etkisinin bulunduğu bilinmektedir. Bu kıyı formasyonunun dalgaları kırılmaya zorlayarak büyük miktarda enerjinin harcanmasına yol açtığı çeşitli araştırmalar tarafından ortaya konmuştur. Diğer taraftan dalgaların kıyı taban topoğrafyası (batimetresi) nedeniyle deformasyona uğradıkları ve özelliklerinde değişimler olduğu bilinmektedir. Dolayısıyla kıyı boyu kum tepelerinin dalgaların yansımaya yol açmaları yanında, özellikle kum tepelerinin açık deniz tarafından kıyıya yaklaşmakta olan dalgaların özellikleri üzerinde etkilerinin olduğunu söylemek mümkün olmaktadır.

Bu temel düşüncelerden hareketle kum tepelerinin gelen dalga üzerindeki etkileri deneysel bir çalışma ile araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda kısaca özetlenmiştir.

- Kum tepelerinin boyutlarına bağlı olarak önemli miktarda dalga yansımaktadır.
- Yansıyan dalgalar, açık denizden gelen dalgalar üzerinde etkili olmaktadır.
- Kum tepelerinin boyutuna bağlı olarak gelen dalga özelliklerinde farklı değişimler gözlenmiştir.

1. GİRİŞ

Dalga etkisi altındaki kıyılarda oluşan kum tepeleri kıynın dinamik stabilitesinin sağlanmasında önemli bir faktördür. Gelen dalga özelliklerine bağlı olarak değişik formlarda oluşan kum tepeleri üzerine son zamanlarda çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Oluşan kum tepelerinin dalgayı kırılmaya zorlayarak enerjisini harcadığı bilinmektedir.

Bu çalışmada dalga etkisi altında kıyıda oluşan kum tepelerinin açıktan gelen dalga üzerine etkisinin belirlenmesi amacıyla bir deneysel çalışma yapılmıştır. Konu ile ilgili çalışmalar araştırılmış ve oluşan kum tepelerinin dalga formasyonu üzerindeki meydana getirdikleri değişimler belirlenmiştir.

2. TABAN BATİMETRİSİNİN ETKİSİ

Açık denizde rüzgarın etkisiyle oluşan dalgalar belli bir yayılma hızıyla kıyı yakınlarına ulaşırlar. Açık deniz koşullarında su derinliğinin dalga karakteristikleri üzerinde büyük bir etkisi yoktur. Buna karşı dalga boyunun su derinliğinin yarısına düştüğü noktadan itibaren dalga özelliklerinde değişimler olmaya başlar ve sırasıyla sığlaşma, sapma ve kıyının durumuna bağlı olarak yansıma ve dönme olayları ortaya çıkar. Taban batimetrisi nedeniyle olan bu oluşumların dalga karakteristikleri üzerine büyük etkisi bulunmaktadır (KABDAŞLI, M.S., 1992).

3. DALGA YANSIMASI

Açık denizden gelen dalga bir engele çarptığında eğer engelin geometrisi ve yüzey özellikleri dalganın enerjisini sönmölemeye yetmiyorsa, gelen dalganın bir kısmı veya tamamı geri yansır. Bu olaya dalganın yansıması denir (KABDAŞLI, M.S., 1992). Yansıyan dalgalar gelen dalgayla girişim yaparak dalga karakteristiklerinde değişime neden olur.

Gelen dalga yüksekliği H , yansıyan dalga yüksekliği H_y , ise yansıma katsayısı,

$$K_y = \frac{H_y}{H} \quad (1)$$

şeklinde ifade edilebilir. Eğer $K_y=1$ ise tam yansıma, $K_y=0$ ise tam harcanma olarak değerlendirilir.

Herhangi bir doğal kumsalda veya eğimli yüzeye sahip kıyı yapısında dalga enerjisinin bir kısmı geri yansır. Bunun hesabında kıyı benzerlik parametresi önemli bir faktördür.

$$\xi = \frac{1.0}{\cot \phi \sqrt{H} / L_0} \quad (2)$$

Burada, ξ , kıyı benzerlik parametresi; ϕ , kıyının yatayla yaptığı açı; H , yapı önündeki dalga yüksekliği; L_0 açık deniz dalga boyudur (KABDAŞLI, M.S., 1992).

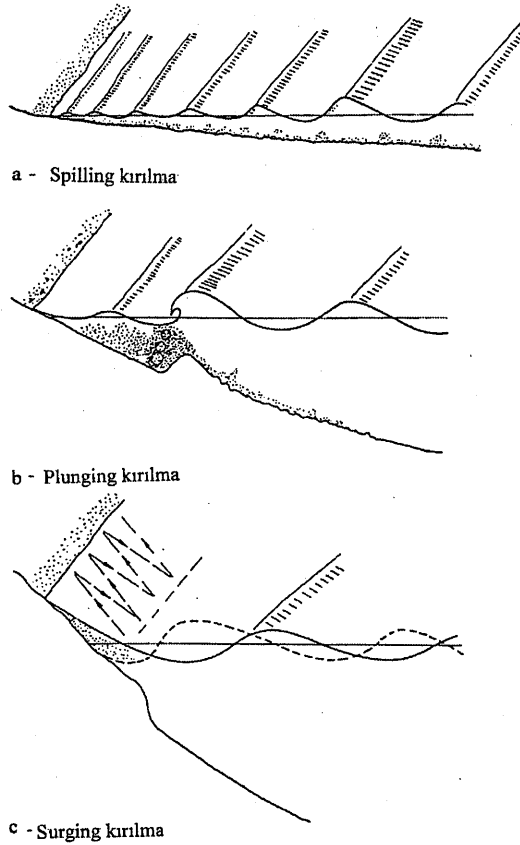
Herhangi bir yapıda yansıyan dalgalar gelen dalgalar etkisiyle tekrar yansıyarak süperpoze olabilirler ve gelen dalga özelliklerinde değişime neden olabilirler.

4. DİNAMİK PROFİL DEĞİŞİMİ

Gelen dalga kıyıya yakın bölgede değişime uğrar ve sonra kırılır. Bundan sonra kıyıda belli bir noktaya kadar tırmanır ve sonra yer çekimi etkisiyle geri döner. Bu hareket sırasında kıyıda büyük miktarda katı madde hareketi olur ve kıyı profili aniden değişir. Belli sayıda dalganın gelmesiyle bu değişim sona erer ve kıyı stabil duruma gelir. Profil değişiminin üst limiti dalga tırmanmasının son noktası, alt limiti ise katı madde hareketinin başlangıç noktasıdır. Bu profil üzerindeki bütün noktalarda katı madde hareketi halindedir. (KABDAŞLI, M.S., 1989)

Yukarıda anlatılan değişimin doğal sonucu olarak kıyıda kum tepeleri oluşur. Bu kum tepeleri zamanla büyür ve belli sayıda gelen dalga sonunda stabil duruma gelir. Oluşan kum tepeleri dalgayı kırılmaya zorlayarak enerjisinin harcanmasına neden olur. Bunun doğal sonucu olarak kıyı yüzeyine çarpan dalganın yansımada da değişimler meydana gelir. Yansıyan dalgalar da gelen dalga üzerine etkili olacağı için kum tepelerinin gelen dalga karakteristikleri üzerinde değişimlere neden olacağı sonucuna varılabilir.

Yukarıda da anlatıldığı gibi oluşan kum tepesi dalganın kırılmasına neden olarak enerjisini harcar. Bu konuda Galvin (1968), dört farklı kırılma mekanizması tanımlamıştır. Bunlar spilling, plunging, collapsing ve surging kırılma tipleridir.



Şekil 1. Kırılma tipleri ve bu tipler için katı madde hareketi

Şekil 1'de gösterilen kırılma mekanizması aşağıda tanımlanmıştır.

- Spilling Kırılma: Tabandaki yersel su hareketlerinden meydana gelen türbülans nedeniyle sınır tabakası etkilenir, kum parçacıkları harekete geçer ve askıdaki bu katı madde kıyı akımıyla taşınır.
- Plunging Kırılma: Dalganın kırılması ile oluşan türbülans ve vorteks etkisi ile katı madde harekete geçer, kıyı akımıyla da bu askıdaki katı malzeme hareket eder.
- Surging Kırılma: Dalganın gelişinde taban ve kırılma türbülansı ile kum taneleri kıyı çizgisinde hareket ederler. Daha sonra dalganın çekilmesi sırasında yer çekim etkisiyle normal yüzeyde geri hareket ederler. Bu hareket tekrarlanırsa diş fırçası gibi aşağı yukarı hareket gözlenir.

Battjes (1974), Galvin 'in verilerinin aşağıdaki gibi ifade edilebileceğini belirtmiştir.

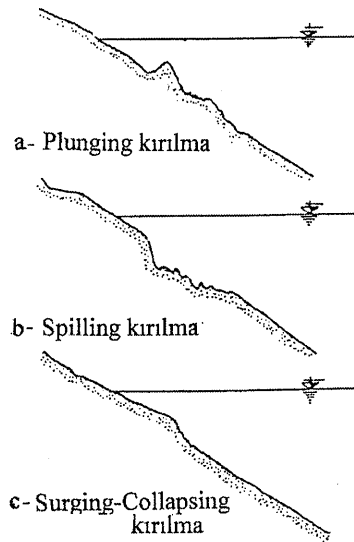
$$\xi_o = \frac{m}{(H_o/L_o)^{1/2}} \quad (3)$$

Burada, m, şev eğimi; H_o , derin su dalga yüksekliği; L_o , derin su dalga boyudur. Battjes (1974) kırılma sınıflarını aşağıdaki gibi ifade etmiştir.

Tablo 1. Kırılma Tipleri

$0.5 > \xi_o$	Spilling kırılma
$0.5 > \xi_o > 3.3$	Plunging kırılma
$\xi_o > 3.3$	Collapsing veya surging kırılma

Yukarıda anlatıldığı gibi, gelen dalganın etkisiyle kıyıda katı madde hareketi meydana gelir. Bu katı madde hareketi kıyıda çeşitli formlar oluşturur. Bu formlardan biride katı madde hareketiyle oluşan kum tepeleridir. Özhan, E. (1982), yaptığı çalışmada kıyıda oluşan bu değişimleri Şekil 2' de aşağıdaki gibi tanımlamıştır.



Şekil 2. Farklı kırılma tiplerinde oluşan kıyı profilleri

5. DALGA ENERJİSİNİN HARCANMASI

Dinamik profil düşünüldüğünde dalga enerjisi katı madde taşınımının büyük olduğu bölgede daha fazla harcanacaktır. Yani katı madde hareketinin dalga enerjisinin harcanması ile doğru orantılı olduğunu söylemek mümkündür. Kıyı üzerinde yatayla belli bir β açısı yapan bir birim alan düşünüldüğünde tırmanma sırasındaki su kütlelerinin kıyıya doğru hareketinde katı madde hareketine yol açan sürtünme ile enerji kaybı (ΔE_1), taşınan katı madde miktarı ve bunların kat ettiği x uzunluğu ile orantılı olacaktır. Eğer içsel sürtünme açısı $\text{tg}\phi$ ve hareket eden katı madde kütlesi m ise,

$$\Delta E_1 = a \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \cdot g \cdot m_1 \cdot x_1 \cdot \cos \beta \cdot (\text{tg}\phi - \text{tg}\beta) \quad (4)$$

şeklinde yazılabilir. Burada a, orantı katsayısı; ρ_s , katı madde yoğunluğu; ρ , suyun yoğunluğudur (BAGNOLD, 1963).

Başka bazı enerji kayıpları nedeniyle geri dönüş sırasında meydana gelen enerji kaybı (ΔE_2), daha az olacaktır.

$$\Delta E_2 = a \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \cdot g \cdot m_2 \cdot x_2 \cdot \cos \beta \cdot (\text{tg}\phi + \text{tg}\beta) \quad (5)$$

Eğer profil dengede ise tırmanma ve geri dönüş sırasında eşit miktarda katı madde hareketi meydana gelir. Yani,

$$m_1 \cdot x_1 = m_2 \cdot x_2 \quad (6)$$

şeklinde yazılabilir. Buna göre,

$$\Delta E_2 = c_f \cdot \Delta E_1 \quad (7)$$

yazılabilir. Yani,

$$c_f = \frac{\text{tg}\phi - \text{tg}\beta}{\text{tg}\phi + \text{tg}\beta} \quad (8)$$

dir. Görüldüğü gibi dinamik profil değişimi üzerine yerel geometrinin büyük etkisi bulunmaktadır (KABDAŞLI, M.S., 1989).

6. DENEYSEL ÇALIŞMA

Deneysel çalışmalar için İ.T.Ü. İnşaat fakültesi, Hidrolik Laboratuvarında bir model düzeneği kurulmuştur.

Deneyler 22.5 m boyunda x 1 m genişliğinde x 0.5 m yüksekliğinde yatay tabanlı düzenli dalga üreten kanalda yapılmıştır. Kanalin yan kenarları camdan yapıldığı için daha iyi gözlem yapılabilme imkanı bulunmuştur. Deneler 33 cm sabit su derinliğinde

yapılmıştır. Kanala 1/5 eğiminde doğal kum plaj malzemesi serilmiştir. Bu malzeme tüm şev boyunca düz bir satıhta serilmiştir. Kanalda üretilebilecek maksimum ve minimum dalgalar gönderilerek ve her 5 dakika aralıklarla dalga kayıtları ve profil kayıtları alınmıştır.

Dalga kayıtlarının alınması için şev tabanından 1.5 m açığa ve kanalın ortasına yerleştirilen iki adet rezistans tip elektrot (uc) yerleştirilmiştir. Bu uclar suyun alçalıp yükselmesi esasına göre çalışır. Uclardan elde edilen dirençler HRLM Wallingford Cle3 tip amplifikatörde güçlendirilirler. Amplifikatörden gelen sinyaller PCLD-780 tip kart üzerinde toplanarak PCL 812 PG tip A/D dönüştürücü ile keşikli dijital volt değerlerine çevrilir. Bu değerler daha önce hazırlanmış bilgisayar programında tekrar düzenlenerek dalgayı karakterize eden büyüklükler haline getirilir.

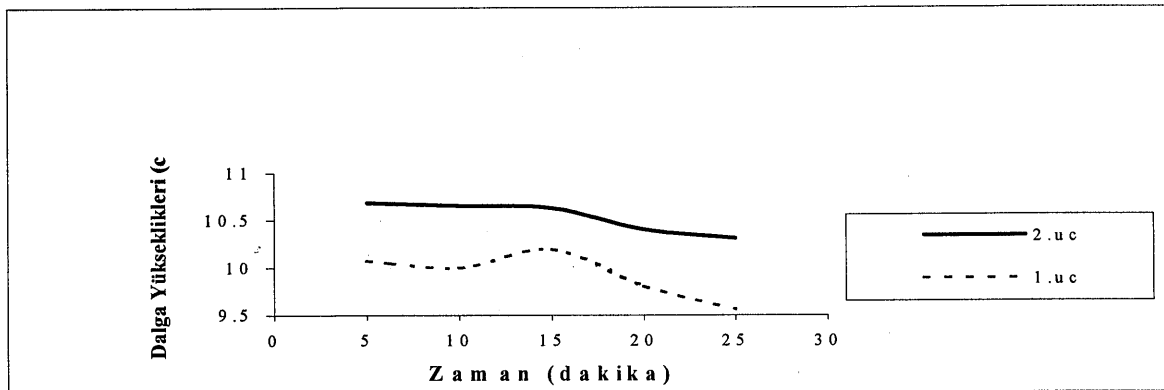
Profil kayıtları ise dalga gönderildikten sonra her 5 dakika aralıklarla cam üzerine yerleştirilen şeffaf kağıt üzerine çizilerek belirlenmiş ve daha sonra bilgisayara aktarılmıştır.

6.1 Deney Sonuçları

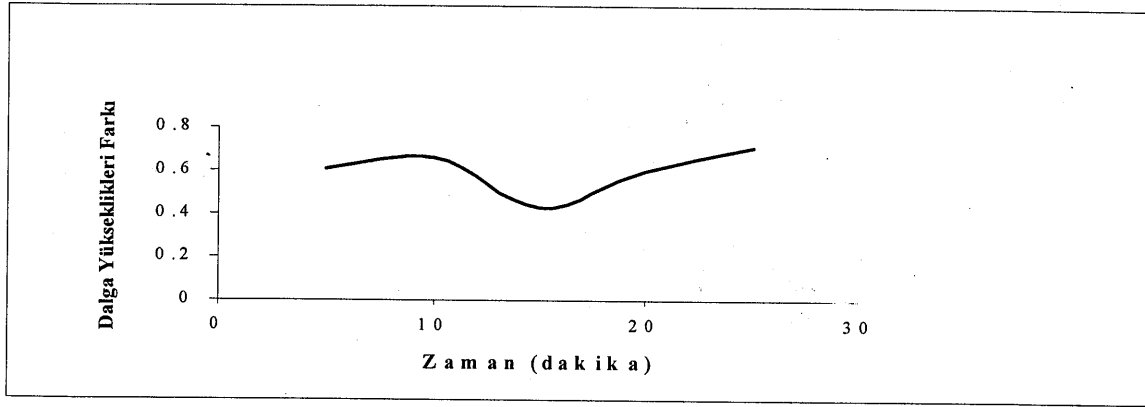
1/5 eğimli kıyı profilinde her 5 dakika aralıklarla gönderilen dalgaların özellikleri şev topuğundan 1.5 m açığa yerleştirilen 1. uc ve kanal ortasına yerleştirilen 2. uc ile belirlenmiştir. Deneyler maksimum ve minimum dalgalar için yapılmıştır. Yapılan deneyler sonunda söz konusu uclardan elde edilen dalga özellikleri ve gönderilen dalganın oluşturduğu kıyı profilleri aşağıda grafiklerle gösterilmiştir.

Tablo 2. Alınan maksimum dalga karakteristikleri

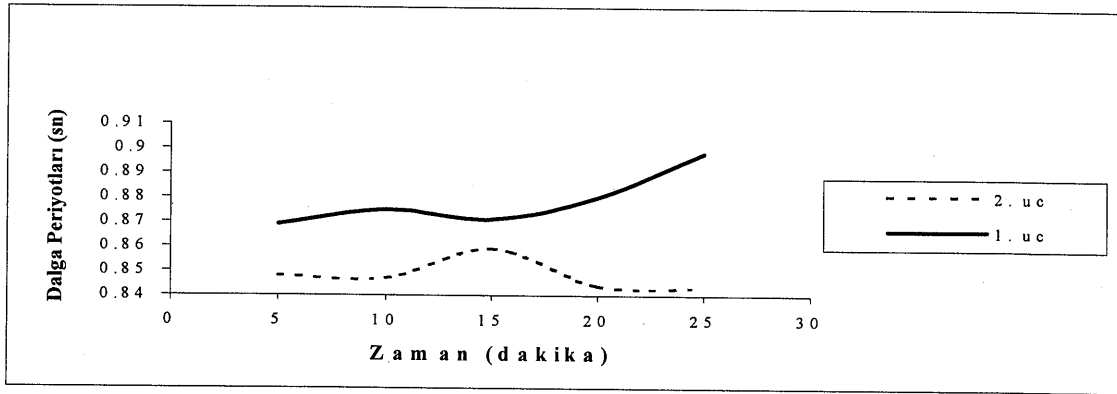
Seri No	Zaman(dak.)	2. uc		1. uc		ΔH_s	ΔT_s
		H_s (cm)	T_s (sn)	H_s (cm)	T_s (sn)		
1	5	10.683	0.848	10.074	0.869	+0.609	-0.021
2	10	10.657	0.847	9.997	0.875	+0.660	-0.028
3	15	10.627	0.859	10.195	0.871	+0.432	-0.012
4	20	10.404	0.844	9.803	0.880	+0.601	-0.036
5	25	10.307	0.843	9.557	0.898	+0.710	-0.055



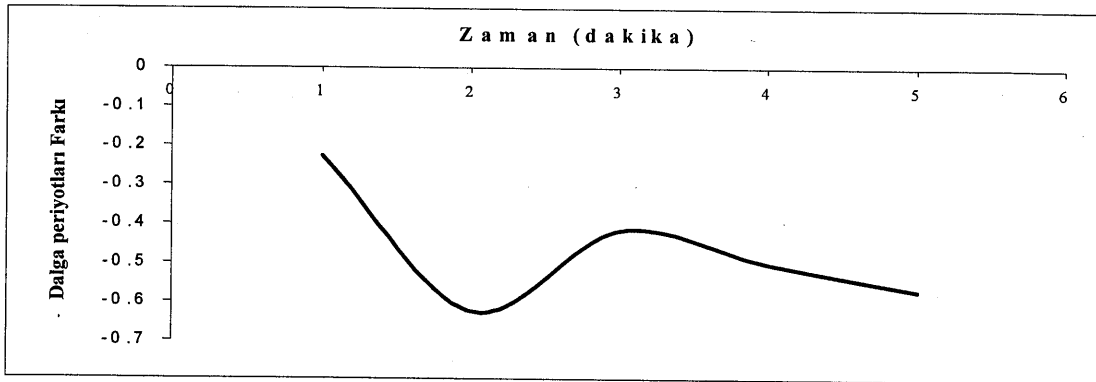
Şekil 3. Maksimum dalga yüksekliğinde 1. ve 2. uc dalga ölçümleri



Şekil 4. Maksimum dalga yüksekliğinde 1. ve 2. uc dalga yükseklik farkı



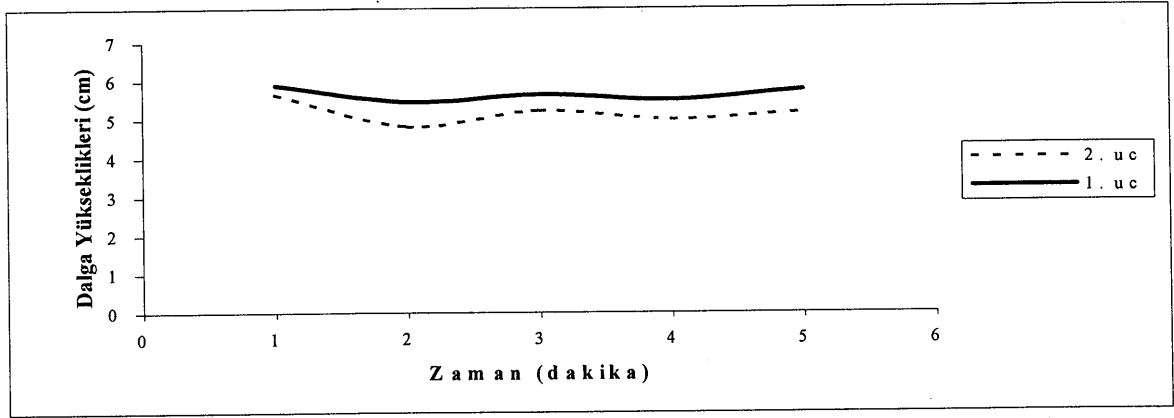
Şekil 5. Maksimum dalga periyotlarında 1. ve 2. uc dalga ölçümleri



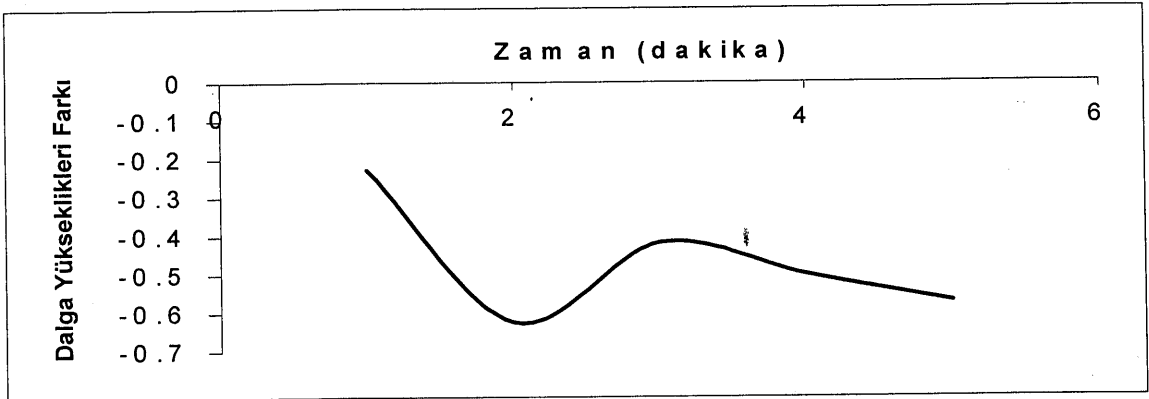
Şekil 6. Maksimum dalga periyotlarında 1. ve 2. uc dalga periyot farkı

Tablo 3. Alınan minimum dalga karakteristikleri

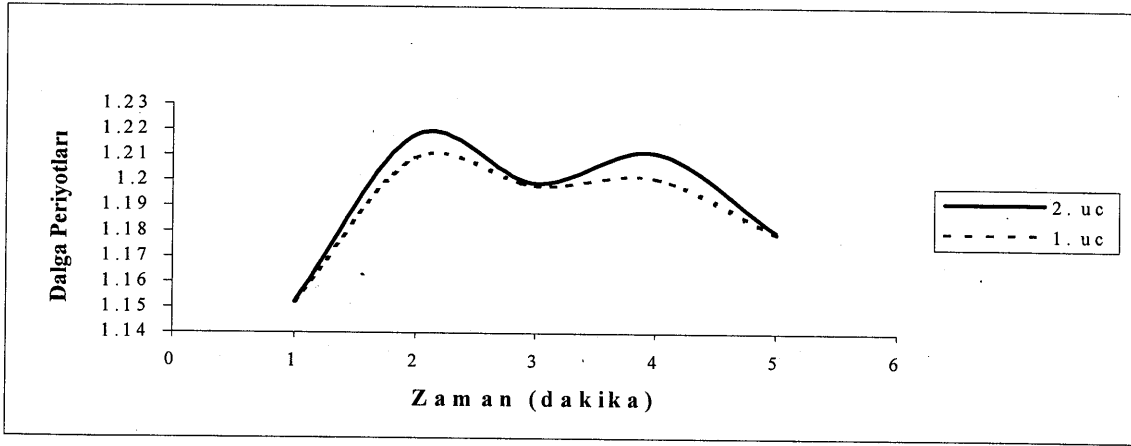
Seri No	Zaman(dak.)	2. uc		1. uc		ΔH_s	ΔT_s
		H_s (cm)	T_s (sn)	H_s (cm)	T_s (sn)		
6	5	5.659	1.152	5.886	1.152	-0.227	0
7	10	4.821	1.218	4.446	1.209	-0.625	+0.009
8	15	5.219	1.199	5.637	1.198	-0.418	+0.001
9	20	4.988	1.211	5.489	1.201	-0.501	+0.01
10	25	5.173	1.180	5.744	2.179	-0.571	+0.001



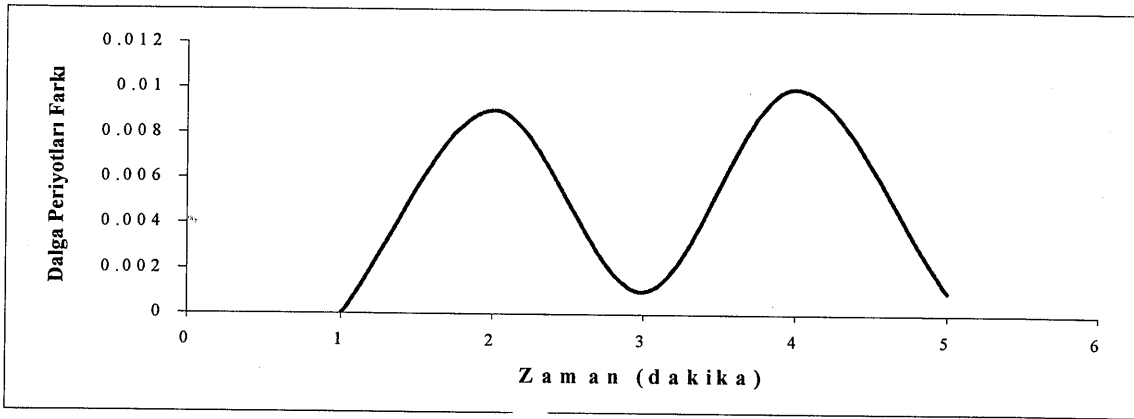
Şekil 7. Minimum dalga yüksekliğinde 1. ve 2. uc dalga ölçümleri



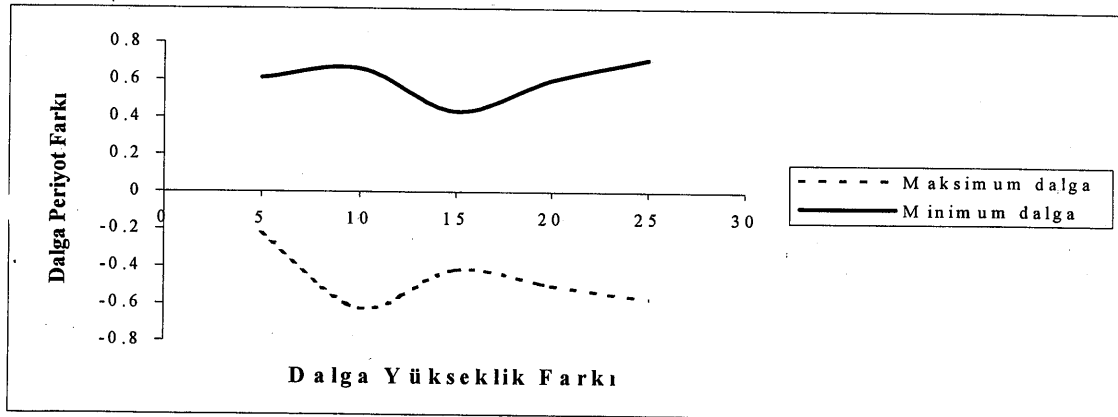
Şekil 8. Minimum dalga yüksekliklerinde 1. ve 2. Uc dalga yükseklik farkı



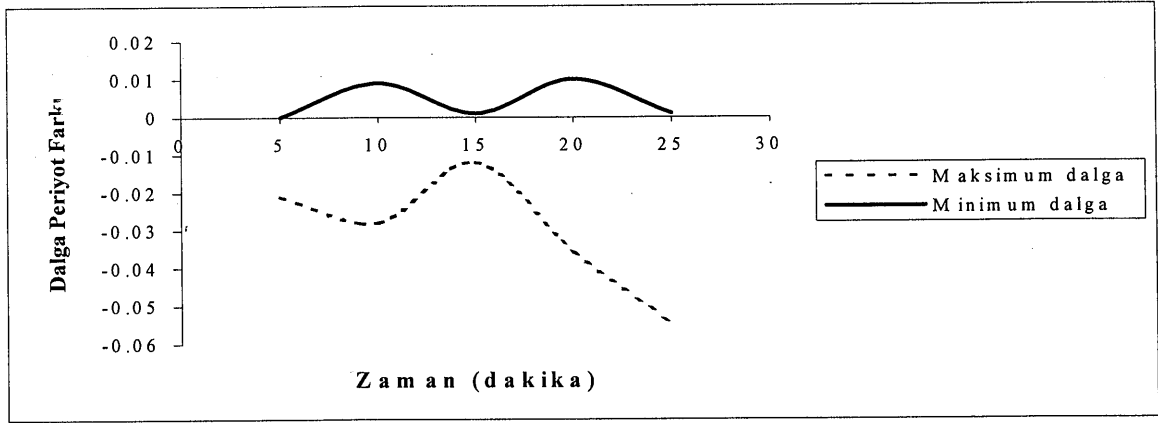
Şekil 9. Minimum dalga periyotlarında 1.ve 2. uc dalga ölçümleri



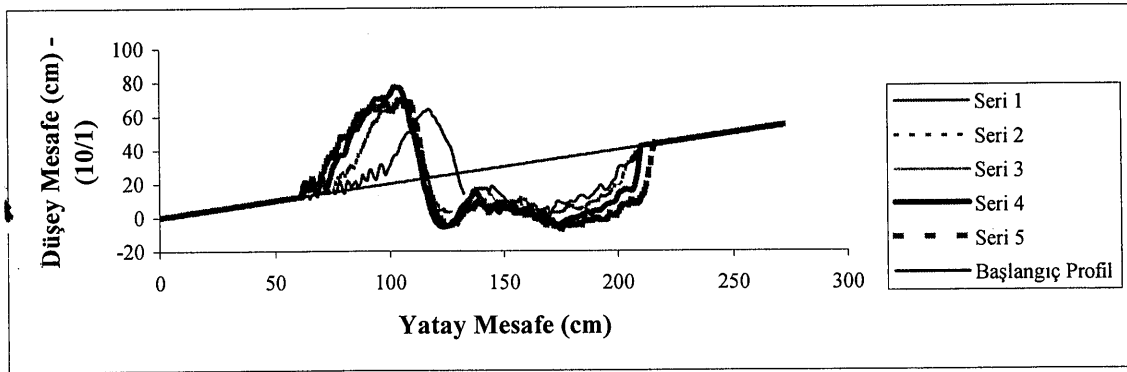
Şekil 10. Minimum dalga periyotlarında 1. ve 2. uc dalga periyot farkı



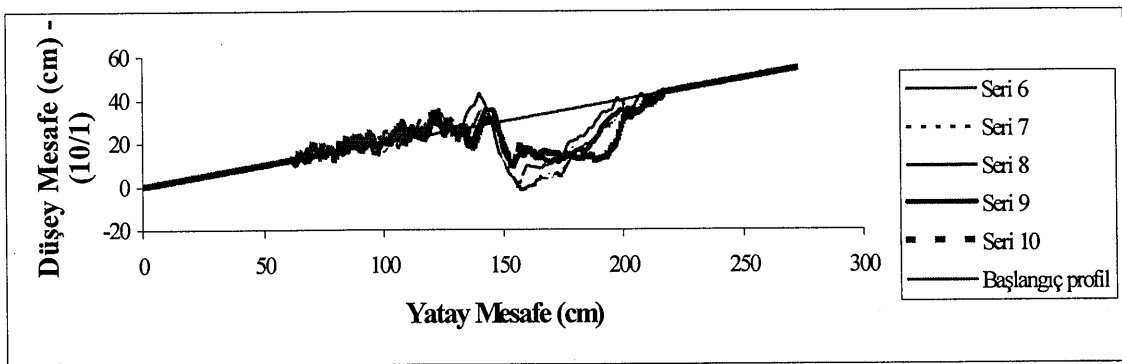
Şekil 11. Maksimum ve minimum dalga yükseklik farkları



Şekil 12. Maksimum ve minimum dalga periyot farkları



Şekil 13. Maksimum dalga koşullarında oluşan profil değişimleri



Şekil 14. Minimum dalga koşullarında oluşan profil değişimleri

7. DEĞERLENDİRME VE SONUÇLAR

Bu çalışmada dalga etkisi altında oluşan kum tepelerinin gelen dalga özelliklerinde meydana getirdikleri değişimler ele alınmıştır.

Tablo 2' de özellikleri verilen maksimum dalga karakteristikleri için şevden 1.5 m açığa (1. uc)ve kanal ortasına (2. uc) yerleştirilen uclardan elde edilen ölçümler görülmektedir. Elde edilen ölçümler sonucunda Şekil 3'te de görüldüğü 2. ucdan elde edilen dalga yüksekliklerinin 1. ucdan elde edilen dalga yüksekliklerinden daha büyüktür. Şekil 4'te bu dalga yükseklikleri arasındaki farkın değişimi görülmektedir. Alınan dalgaların periyotları incelendiğinde (Şekil 5) dalga yüksekliğinin tersine 1. ucdan elde edilen dalga periyodunun 2. ucdan elde edilene göre daha yüksek olduğu görülmüştür. Şekil 6'da dalga periyotları arasındaki fark görülmektedir. Bu dalga özelliklerinin oluşturduğu kıyı profilleri Şekil 13'te verilmiştir. Kum tepesi oluşumunun fazla olduğu bu yapıda dalga dikliğinin 2. ucdada daha fazla olduğu görülmüştür.

Tablo 3' te özellikleri verilen minimum dalga karakteristikleri için 1. ve 2. ucdan elde edilen ölçümler görülmektedir. Elde edilen ölçümler sonucunda Şekil 7' de görüldüğü gibi 2. ucdan elde edilen dalga yüksekliklerinin 1. ucdan elde edilen dalga yüksekliklerinden daha küçüktür. Şekil 8'te bu dalga yükseklikleri arasındaki farkın değişimi görülmektedir. Alınan dalgaları periyotları incelendiğinde (Şekil 9) dalga yüksekliğinin tersine 1. ucdan elde edilen dalga periyodunun 2. ucdan daha düşük olduğu görülmüştür. Şekil 10'da dalga periyotları arasındaki fark görülmektedir. Bu dalga özelliklerinin oluşturduğu kıyı profilleri Şekil 14' te verilmiştir. Kum tepesi oluşumunun fazla olmadığı bu yapıda dalga dikliğinin 1. Ucdada daha yüksek olduğu görülmüştür.

Kıyıda oluşan kum tepelerinin dalgayı kırılmaya zorlayarak enerjisini harcadığı bilinmektedir. Bu çalışmada dalga ölçümler şevden 1.5 m açıkta yani dalganın taban topografyasından etkilenmediği nokta ve kanal ortasından yani açık deniz koşullarında alındığı için oluşan kum tepelerinin daha dalganın tabandan etkilenmediği gelen dalga özellikleri üzerinde de etkisinin olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- BATTJES, J.A., (1974), Surf Similarity, 14th Conference of Coastal Engineering, v.1, p. 466-480, New York.
- BAGNOLD, R.A., (1963), Mechanics of Marine Sedimentation, The Sea Ideas and Observations, v.3, p.507-529, New York.
- GALVIN, C.J., (1968), Breaker Type Classification on Three Laboratory Beaches, Journal of Geophysics Research, v.73, p.3651-3659.
- KABDAŞLI, M.S., (1989), Kıyıların Doğal Yapısını Bozmayan Düşük Maliyetli Kıyı Koruma Yapıları, İstanbul.
- KABDAŞLI, M.S., (1992), Kıyı Mühendisliği, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- ÖZHAN, E., (1982), Laboratory Study of Breaker Type Effect on Longshore Sand Transportation, Mechanics of Sediment Transport, İstanbul.

ABSTRACT

DEFORMATION OF WAVES ON LONGSHORE BAR

It is known that, the longshore bar which is one of the most important characteristics of the shore profile has more effects on dynamic stability of the shore. The observations by some researchers have shown that this shore formation causes to break the wave and dissipate the wave energy. It is known that, the waves deform and change their characteristics because of shore bathymetry. It could be said that the longshore bar causes to reflect the wave and effects the wave charecteristics.

With these basic principles, the effects of the longshore bar on the waves are investigated through laboratory experiments. The results of this study are given below.

- a) According to the size of the longshore bar, considerable amount of wave reflects.
- b) The reflected waves have effects on the offshore waves.
- c) According to the size of the longshore bar, different changes are determined on the characteristics of offshore waves.

KIYI YAPILARINDA KAZIKLI SİSTEMLERİN KULLANILMASI

Prof.Dr. Ergün Toğrol

İ.T.Ü., İnşaat Fakültesi, Geoteknik Anabilim Dalı, Maslak, İSTANBUL

ÖZET

Kıyı yapılarında sık kullanılan kazıklı sistemlerin tasarımında zemin incelemelerinin önemi araştırılmıştır. Bu amaçla, bir kıyı yapısı için tasarlanmış kazıklı sistemin bir elemanı üzerinde yapılan kazık yükleme deneyi sonuçları, statik ve dinamik değerlendirmelerle elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

KAZIKLI SİSTEM

17 Ağustos 1999 tarihli Gölcük depreminden sonra Marmara'nın depremden en çok etkilenen bir kıyısında yapılmaya başlanılan iskele inşaatında kazıklı sistemden yararlanılmaktadır. Bu amaçla iskele sahasında ayrıntılı bir zemin incelemesi yapılmıştır. Ayrıca kazık taşıma gücünün tahkiki için kazık yükleme deneyi yapılmıştır.

Kazık yükleme deneyi düzeni Şekil 1'de deney sonuçları Şekil 2'de verilmiştir. Deneyde, çapı 812 mm., et kalınlığı 11.1 mm. olan açık uçlu çelik boru kazık kullanılmıştır. Maksimum deney yükü 540 ton olmuştur.

KAZIK YÜKLEME DENEYİ SONUÇLARININ YORUMLANMASI

Kazık taşıma gücünü belirlemenin en iyi yolu, kazık yükleme deneyi yapılmasıdır. Kazık taşıma gücünün aşılması halinde göçme meydana gelir ve kazığa etkiyen yükü daha fazla arttırmaya gerek kalmadan kazığın zemine battığı görülür. Yükleme deneylerinde, çeşitli nedenlerle, her zaman kazığın bu şekilde göçmesine yol açacak bir yüke ulaşamaz. Bu yüzden, deneyde erişilen aşamaya bakılarak kazığın göçme yükünün tahminine gidilir.

Kazık göçme yükünün kazık yükleme deneyleri sonuçlarına bakılarak tahmininde kullanılan yöntemlerden birisi Chin (1978) tarafından önerilmiştir. Bu yöntemde, yükleme deneyi sonuçlarından yararlanılarak, her P yük kademesindeki Δ oturma miktarı göz önüne alınır ve "oturma (Δ) ile Δ/P arasındaki bağlantı" grafik olarak çizilir. Elde edilen çizgisel bağlantının eğiminden taşıma gücü hesaplanır.

Öteyandan “oturma-yük” eğrisinden kazık göçme yükünün veya emniyetli kazık yükünün belirlenmesi için kullanılan kriterlerden de yararlanılması mümkündür. Bu kriterlerden bazıları şunlardır:

- (1) Yük arttırılmadığı halde oturmanın sürekli artması halinde taşıma gücüne ulaşılmış demektir.
- (2) Kazık çapının %10 u kadar bir net oturma meydana getiren deney yükü taşıma gücü olarak kabul edilir.
- (3) Oturmaların yüklerle orantılı olmamaya başladığı yük taşıma gücü olarak kabul edilir.
- (4) Yükün her tonu için 0.25 mm. den daha fazla net oturmaya yol açan yük taşıma gücü kabul edilir.

İncelediğimiz deneyde Chin yöntemi ile yapılan değerlendirmede, kazığın **nihai çevre sürtünmesi**, $Q_s = 298$ ton; **toplam taşıma gücü**, $\Sigma Q_d = 1384$ ton olarak belirlenmiştir.

Yukarıda sayılan kriterlerdeki sınır değerlerin hiçbirine ulaşılmamıştır. Dolayısıyla, deney sırasında tatbik edilen 540 ton değerindeki maksimum yük emniyetli sınır içinde bulunmaktadır.

Burada, özellikle deniz yapılarında çok karşılaşılan önemli bir husus ortaya çıkmaktadır. Chin yöntemi ile kazığın çevre sürtünmesi $Q_s = 298$ ton, toplam uç mukavemeti $Q_p = 1086$ ton olarak belirlenmiştir. Bir başka deyişle kazığa gelen yükün büyük bir kısmı kazık ucunun zeminden gördüğü mukavemet ile taşınmaktadır. Kazığın zemin içindeki boyu 54.75m. dir. Kazık çapı 812 mm. olduğuna göre, kazığın zemin içindeki çevre alanı,

$A_s = 139.666 \text{ m}^2$ ve kazık birim çevre alanına gelen ortalama sürtünme,

$$f_s = 2.1 \text{ ton/m}^2.$$

Kazık uç alanı (kazık ucu kapalı olarak hesaplanarak) $A_p = 0.518 \text{ m}^2$ olduğuna göre kazık ucuna etkiyen zeminin mukavemeti,

$$q_d = 2097 \text{ ton/m}^2$$

olarak hesaplanır.

ARAZİ PROFİLİ VE KAZIK YÜKLEME DENEYİ

Kazık yükleme deneyinin yapıldığı yerde arazi profilinin dikkate değer özellikleri bulunmaktadır. Deniz dibi derinliği 12.55 m. dir.

Deniz dibi 19.80 m. derinliğe kadar, 7.25 m. kalınlıkta, çok yumuşak bir **kil tabakası** ile örtülüdür. Kil tabakasının altında 4.00 m. kalınlıkta bir **kumlu çakıl tabakası** yer almaktadır.

23.00 m. ile 39.50 m. derinlikleri arasında **yüksek plastisiteli kil tabakasına** rastlanmıştır. Bu tabaka içinde yapılan Standart Penetrasyon Deneyleri sonuçları $N = 2$ ile $N = 10$ arasında değişmekte ve derinlikle artmaktadır. Bu tabaka için yapılan değerlendirmede, kayma mukavemeti, s_u [ton/m²] ile derinlik, h [m.] arasında düzgün bir bağıntı elde etmek mümkün olmaktadır:

$$s_u - 13 = 0.31 (h - 23).$$

Bu bağıntıdan da görüldüğü gibi, 23.00 m. derinlikte zeminin kayma mukavemeti, $s_u=1.3$ ton/m², 39.50 m. derinlikte kayma mukavemeti $s_u=6.4$ ton/m² dir.

39.50 m. ile 46.50 m. derinlikleri arasında alçak plastisiteli killer, yüksek plastisiteli killer, siltli tabakalar dönüşümlü olarak arazi profiline hakim bulunmaktadır. Bu 7.00m. kalınlığındaki bir anlamda “karmaşık” yapının 17 Ağustos 1999 tarihli depremle bir ilgisi bulunup bulunmadığı araştırılmaya değer. Kazık yükleme deneyi yapılan yerde olmamakla birlikte, aynı proje dahilinde, yükleme deneyi yapılan yere 50 m. ile 100 m. kadar uzaklıkta yapılan zemin inceleme sondajlarında bu seviyelerde metan gazı çıkışı gözlenmiştir. Bu gözlemleri kaydetmekle yetinip esas konumuz olan kazık yükleme deneyine dönüyoruz.

46.50 m. derinliği ile 66.05 m. derinliği arasında **kumlu çakıllı tabakaya** rastlanmıştır. Bu tabakalarda yüksek Standart Penetrasyon değerleri elde edilmiştir.

Burada Standart Penetrasyon Deneyleri ile ilgili olarak bazı noktalara işaret etmekte yarar vardır. Bu deney, zeminin sıkılığı veya katılığı hakkında bilgi edinebilmek amacı ile nümune alma kaşığının belli bir ağırlıktaki bir tokmakla zemine çakılması ile yapılır. Birbirini izleyen üç 15 cm. lik nüfuz miktarı için darbe sayıları kaydedilir ve son iki çakma sırasında ölçülen darbe sayıları toplanarak Standart Penetrasyon

değeri olarak verilir. Sondaj çukurunda yapılan bu deneyde derinlik arttıkça çeşitli hataların sonucu etkileme olasılığı da artmaktadır. Nümune kaşığına darbe ile iletilen enerji miktarını etkileyen, tijlerin ağırlığı, tokmağın verimliliği, kaplama borusu kullanıp kullanılmaması gibi nedenleri dikkate alan düzeltme sayıları uygulanmaktadır. Bu yüzden korelasyonlarda genellikle bu hatalara karşı düzeltmeleri içeren ve %60 değerinde bir etkinlik kabul eden N_{60} değerinin kullanılması tercih edilmektedir. Ölçülen N değerlerine uygulanan düzeltmeler aşağıdaki tabloda verilmektedir.

TABLO 1. Ölçülen N değerlerine uygulanacak düzeltmeler.

Tij uzunluğu	>10 m.	1.0
	6-10 m.	0.95
	4-6 m.	0.85
	3-4 m.	0.75
Sondaj çukuru çapı	65-115 mm.	1.0
	150 mm.	1.05
	200 mm.	1.15

Standart Penetrasyon deneyi sonuçlarının derinlikle değişiminin incelenmesinde kullanılan diğer bir kavram “Dinamik Standart Penetrasyon Mukavemeti”dir. Şu şekilde elde edilir:

$$(N_1)_{60} = N_{60} (10 / \sigma'_{vo})^{1/2}$$

Burada σ'_{vo} [ton/m²] efektif jeolojik yükü göstermektedir. Bu ifade, 46.50 m. nin altındaki çakıllı kumlu tabakalardaki yüksek Standart Penetrasyon değerlerine uygulanırsa, $N = 50$ kabul edilerek $(N_1)_{60} = 25$ değeri bulunur. Standart Penetrasyon değerleri ile kayma mukavemeti açısı (ϕ) arasındaki amprik bağlantılardan (Terzaghi ve diğerleri, sf.151)

$$\phi = 38^\circ$$

değeri elde edilir. Bu değere tekabül eden Terzaghi taşıma gücü faktörü $N_q = 60$ olarak alınırsa kazık uç mukavemeti,

$$Q_p = A_p \cdot N_q \cdot \sigma'_{vo} = 0.5128 \times 60 \times 38.33 = 1179 \text{ ton.}$$

olur. Bu değer, kazık yükleme deneyi sonuçlarının Chin yöntemi ile analiz edilmesi sonucu bulunan kazık uç mukavemeti değeri ($Q_p = 1086$ ton) ile karşılaştırılabilir.

ÇAKIM SIRASINDA YAPILAN GÖZLEMLER

57.00 den sonra, kazık çakımı sırasında darbe sayısında belirli bir artış gözlenmiştir.

57.00 m. ile 66.05 m. derinlikleri arasında ortalama refü

$$s = 25 \text{ darbe/10 cm.}$$

olmuş, bu derinlikte refü birdenbire artarak

$$s = 170 \text{ darbe/10 cm.}$$

değerine ulaşılmıştır. Kazık 67.50 m. derinliğine kadar çakılmıştır.

Kazık çakımı DELMAG 46 çekici ile II. enerji seviyesinde yapılmış,

$$s = 110 \text{ darbe/10cm.}$$

değerinde bir refü elde edilmesi halinde kazık taşıma gücünün

$$Q = 540 \text{ ton}$$

olacağı hesaplanmıştır.

SONUÇLARIN TARTIŞILMASI

Kıyı yapılarının gerçekleştirilmesinde kazıklı sistemlerin kullanılması önemli yararlar sağlamaktadır. Kazık çap ve boylarının doğru seçilmesi ve kazıkların taşıyabilecekleri yüklerin tahminindeki isabet iyi bir tasarımın ön koşullarıdır. Kazıklı sistemlerin tasarımında zemin özellikleri ve zemin davranışı hakkında doğru bilgi sahibi olunması gerekir.

Yukarıda anlatılan örnekte, 812 mm. çapında , 67.50 m. boyunda çelik boru kazık ile ilgili değerlendirmeler verilmiştir. Kazık çok yumuşak ve gevşek tabakalardan geçerek çok yüksek mukavemetli bir tabakaya oturtulmuştur. Deniz dibinin kalın gevşek ve çok yumuşak tabakalarla örtülü olması hali için tipik bir örnektir.

Kazık taşıma gücünün tahmininde (1) *Statik kazık formülleri*, (2) *Dinamik kazık formülleri*, (3) *Kazık yükleme deneylerinden* yararlanılmaktadır. Statik kazık formüllerinde yararlanılırken zemin ile ilgili verilere dayanılmaktadır. Kıyı yapılarında, özellikle derinlikler arttıkça zemin incelemeleri bir yandan güçleşirken bir yandan da pahalılaşmakta, incelemenin kısa kesilmesi istekleri ortaya çıkmaktadır. Bu yüzden bir çok kıyı inşaatında, bilgi eksikliği, değerlendirmeyi güçleştirmektedir.

Dinamik formüller, günümüzde daha çok çakma derinliğinin refü değerleri ile belirlenmesi amacı ile kullanılmaktadır. Nitekim, incelenen örnekte, 110darbe/10cm. gibi bir refü değeri için kazık taşıma gücünün $Q = 540$ ton civarında olacağı sonucuna varılmıştır. Birçok halde, bu refü değeri proje kriteri olarak kabul edilerek kazık çakma boyunun arazide belirlenmesinde kullanılmaktadır.

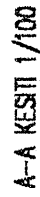
Yukarıda da belirtildiği gibi, kazık taşıma gücünün belirlenmesi için en güvenilir yol kazık yükleme deneyi yapılmasıdır. Kazık yükleme deneyinde çevre sürtünmesi, $Q_s=298$ ton, uç mukavemeti $Q_p=1086$ ton ve toplam kazık taşıma gücü $\Sigma Q = 1384$ ton bulunmuştur. Toplam taşıma gücünün önemli bir kısmı uç mukavemetinden kaynaklandığı görülmektedir. Birim alana gelen çevre sürtünmesi ($f_s=2.1\text{ton/m}^2$), birim alana gelen uç mukavemeti ($q_d = 2097 \text{ ton/m}^2$) yanında çok küçüktür.

Arazi profilinde, birçok kıyı profilinde olduğu gibi, çakıllı tabakaların varlığı, çakıl içinde yapılan Standart Penetrasyon veya Koni Penetrasyon Deneylerinin güvenilirliğini önemli ölçüde azaltmaktadır. Bu bakımdan, taşıma gücünün belirlenmesinde sadece statik formüllerden yararlanılması yeterli olmamaktadır. Yükleme deneyi yapılan yerde 46.50 m. nin altında zeminin kalın çakıllı tabakalar ile örtülü olması zemin incelemeleri sırasında arazi deneyleri yapılmasını büyük ölçüde engellemektedir. Bu koşullarda, kazık taşıma gücünün statik formüller ile tahmini ancak zemin özelliklerinin ayrıntılı olarak belirlenmiş olması ve dikkatli bir değerlendirme yapılması ile mümkündür.

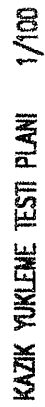
Sonuç olarak, kıyı yapılarının tasarımında kazıklı sistemlerin kullanılmasında zemin koşullarının doğru olarak değerlendirilmesi önemli olmaktadır. Bu değerlendirme, bilinçli yapılmış, kapsamlı bir zemin inceleme çalışmasını gerektirmektedir.

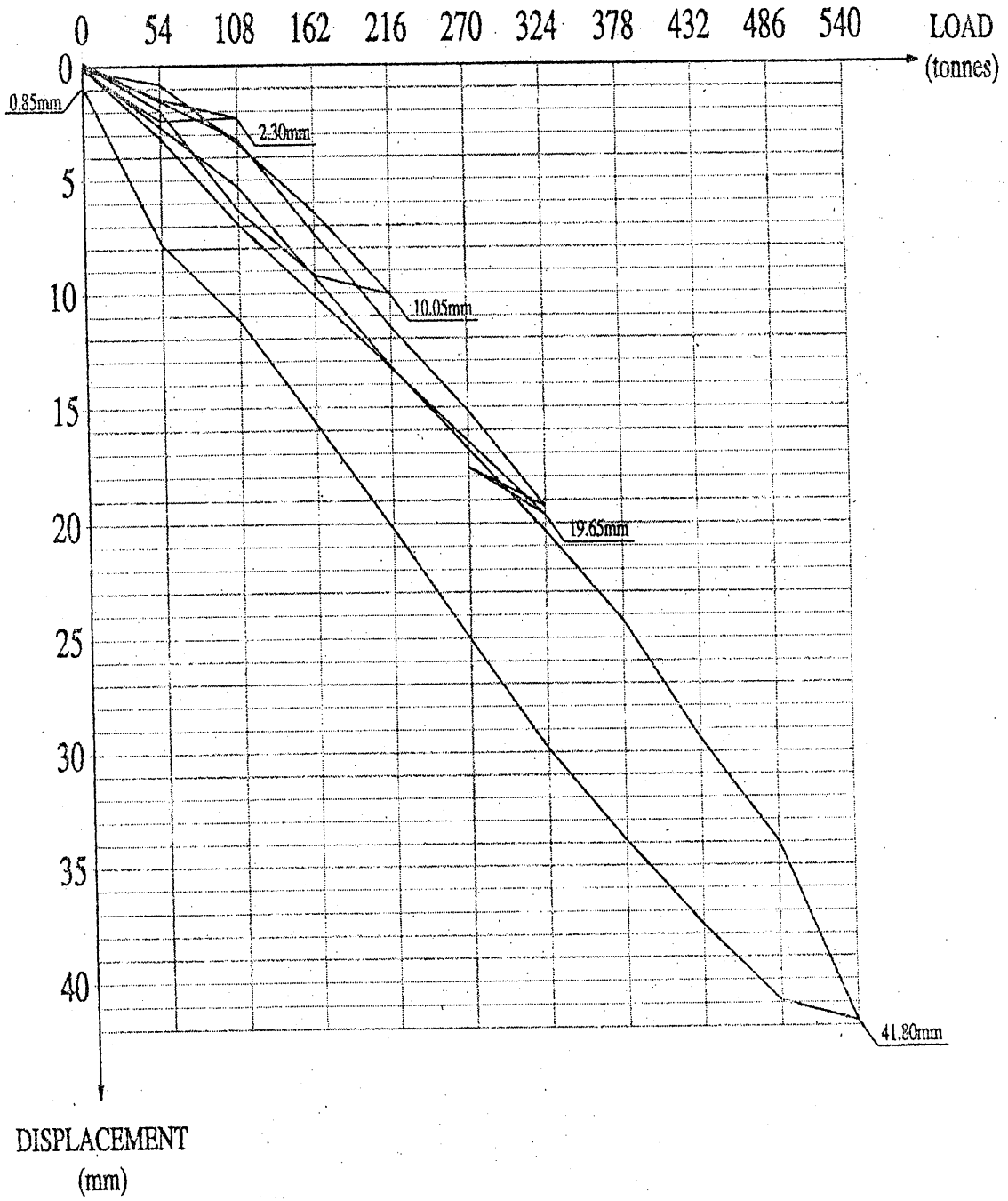
KAYNAKLAR

- Chin, F.K.** (1978)“Diagnosis of pile condition”. *Geotechnical Engineering*, 9, sf.85-104.
- Terzaghi, K., Ralph B.Peck, G.Mesri** (1995). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons Inc.549 sf.



$P=216 \times 2.5=540 \text{ TON}$





ŞEKİL 2. KAZIK YÜKLEME DENEYİ (YÜK-OTURMA EĞRİSİ)

