

II
KIYI KORUMA UYGULAMALARI,
ALAN LABARATUVAR
ÇALIŞMALARI

KIYI YAPILARININ PROJE YÖNETİMİNDE GÜVENİLİRLİĞE DAYALI RİSK DEĞERLENDİRME ÜZERİNE KARŞILAŞTIRMALI BİR ÇALIŞMA

Prof. Dr. Ayşen ERGİN¹
Doç. Dr. Talat BİRGÖNÜL²
Y. Doç. Dr. Can BALAS³
İnş. Yük. Müh. M. Buğra ÖNDER⁴

(1),(2) Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

(3) Gazi Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

(4) T.C.Tarım ve Köyişleri Bakanlığı,TEDGEM, Denetleme Dairesi

ÖZET

Bu çalışmanın amacı, kıyı yapılarının inşaatı sırasında, Türkiye’de sıkça karşılaşılan inşaatın gecikme sebeplerini hesaba katarak, genelde uygulanan bir şebeke üzerindeki alternatif yollarda Monte Carlo Simulasyonu’nun uygulanması ile gerçeğe daha yakın tahminlerin elde edilmesini sağlamaktır. Şebeke aktiviteleri, Türkiye’de daha önce gerçekleştirilmiş kıyı projeleriyle ilgili geçmiş deneyimlere göre tespit edilmiş inşaat aşamasına ait belirsizlikleri içeren olasılık dağılımlarıyla modellenmiştir.

Uygulamasý önerilen Őebeke planlamasý yöntemi, farklı proje parametrelerinin (örneğin, bütçe deęiŐkenlerinin) kullanıldıęı durumlar için de belirsizliklerin proje tahminlerine dahil edilmesini saęlayarak, uygulama öncesi güvenilir risk deęerlendirmelerinin yapılabilmesine olanak tanımakta, böylelikle proje süresinin daha gerçekçi olarak tahmin edilmesini mümkün kılmaktadır.

Örnek çalışma Burhaniye Yat Limanı ana dalgakıranı üzerinde gerçekleştirilmiştir.

1. GİRİŞ

Uygulanmakta olan inşaat projelerin planlama ve tasarım aşamalarında belirsizliklerin bulunması kaçınılmazdır. Dolayısıyla bu aŐamalarda elde edilecek sonuçların gerçekçiliği açısından, bu belirsizliklerin mümkün olduğunca hesaplara katılabildiği proje planlama yöntemlerinin kullanılması zorunludur.

Mühendislik planlamalarında kararlar genellikle mevcut bilgilerin kalitesinden bağımsız olarak, değişken Şartlar göz önüne alınarak verilmektedir. Bu nedenle planlama ve tasarım aşamalarında belirsizliklerin etkileri oldukça önemlidir. Dolayısıyla, belirsizliklerin değerlendirilebilmesi ve etkilerin ölçümü açısından kullanılan metotların olasılık metotları ve kavramlarını içermesi gerekmektedir. Mühendislik çalışmalarının planlama aşamaları belirsizlik ortamında gerçekleşmekte, riskler içermekte ve bu ortamda verilen kararların risk-fayda ilişkisine dayanması gerekmekte, bu ise olasılık metotların kullanılmasını ve güvenilirliğe dayalı risk değerlendirmesini kaçınılmaz kılmaktadır (James,1996).

Diğer taraftan, proje planlamasında amaç; mevcut kaynaklar, çevre Şartları ve diğer Şartlar (örnek: müteahhit imkanlarının deęiŐkenliği) ıŐıęında, beraber yapılabilecek işlerin neler olduğunu, işlerin hangi sırayla yapılacağını, kaynaklardan hangi noktalarda ne ölçüde yararlanılacağını tespit etmek, tespitlere uygun Şebeke ağını, iş ayırım Őemalarını oluşturmak, bu bilgilere göre optimum yolu belirlemek ve sonuçların güvenli değerlere yaklaŐmasını, optimum yoldan uzaklaŐmayarak sağlamaktır (Burke, 1999).

Burhaniye Yat Limanı'nın ana dalgakıranının örnek olarak kullanıldığı bu çalışmada, belirsizliklerin hesaba katılmasını sağlayan yöntemlerden yararlanılmış, bilgisayar simülasyonları, istatistiksel kavramlar ve olasılık metotlarına yer verilmiştir. Bu şekilde Monte Carlo benzeşiminden faydalanarak Burhaniye Yat Limanı'nda risk değerlendirmesi yapılmış ve proje tahminlerinin, bugüne kadar yapılmış benzer çalışmalara kıyasla gerçeğe daha yakın olarak belirlenme olasılığı doğmuştur. Yöntemin, diğer projelerde de güvenilir sonuçlar vereceği görüş ve sonucuna varılmıştır (Balas,Ergin,2000).

2. İNŞAAT RİSKLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Risk değerlendirme yöntemleri öncelikle fizibilite ve şebeke planlama çalışmaları aşamasında yapılmaktadır. Buna ilişkin genel yöntem aşağıda sunulmaktadır:

- Proje planlama ve yapım aşamalarında projenin ihtiyacı olan girdilerin ve kaynakların tespit edilmesi,
- Proje kaynaklarına ve amacına uygun olarak, farklı çalışma önceliği olan şebeke alternatiflerinin belirlenmesi,
- İnşaat aşamasındaki hasar risklerinin, tasarımdaki belirsizliklerin ve Türkiye şartlarına bağlı olan gecikme nedenlerinin inşaata olan etkilerinin modellenmesi,
- Şebeke ve aktivite parametrelerinin ve olasılık dağılımlarının belirlenmesi,
- Risk ve belirsizlik faktörlerinin proje süresine (maliyetine ya da diğer öncelikli parametrelerine) olan etkilerinin olasılık bazında değerlendirilmesi,
- Süre ve maliyet açısından en uygun şebeke alternatifinin seçimi.

Projelerdeki yoğun belirsizlik kaynakları, çok az parametrenin öngörülebildiği, fizibilite ve planlama çalışmaları aşamalarındadır. Risk değerlendirmeleri, duyarlılık testlerinin kullanıldığı, Monte Carlo benzeşimi ile yapılır. Benzeşim, proje amaçlarının değerlendirildiği başlangıç aşamasında ve inşaatın sürdürüldüğü kontrol aşamasında projenin parçası olarak periyodik olarak kullanılabilir. Proje planlamasında yaygın olarak tercih edilen Monte Carlo benzeşimi, simülasyon tekniğinin kullanıldığı istatistiksel bir

planlama yöntemidir. Belli bir zaman noktasında bir sistemin temsili statik simülasyon ile adlandırılmakta ve genel olarak Monte Carlo Simülasyonu olarak bilinmektedir.

3. OPTİMUM LİMAN İNŞAATI PLANLAMA MODELİ

Bilinen proje planlama yöntemlerinin, risk etkenlerini ve belirsizlikleri değerlendirmede önemli kısıtlamaları vardır (Ergin, Balas, Birgönül, 1997). Bu nedenle, kıyı inşaatlarının planlama aşamasında, zaman ve bütçe tahminlerini etkileyen risk unsurlarını ve belirsizlikleri içeren yeni bir modele ihtiyaç duyulmaktadır. Önerilen Optimum Liman İnşaatı Planlama (OLİP) modelinde (Balas,1998), kıyı mühendisliği projelerine özgü olan risk değerleri, bir güvenilirlik alt modeli kullanılarak belirlenmekte, risk değerlerinin etkinliklerin süre ve bütçelerine olan etkileri ise belirsizlik analizleri uygulanarak nicelleştirilmektedir.

OLİP modeli, projenin amaçlanan hedeflerine ulaşabilmesi için gerekli olan çalışma planını şebeke planlaması yöntemi ile oluşturmaktadır. Şebeke planlaması yönteminde, projenin “İş Kalemleri Yapısı” (İKY) belirlenerek, amaçlanan hedefler açıkça ortaya konmaktadır. Böylece, proje süresince gerçekleştirilen hedeflerle amaçları karşılaştırmak, ilerlemeyi çalışma planında işleyerek, gerekli düzeltmeleri ve yenilikleri yapmak kolaylaşmaktadır. Geliştirilen OLİP modelinin uygulama aşamaları aşağıda verilmektedir:

- Ardışık proje etkinliklerinin mantıksal ilişkileri oluşturulan İş Kalemleri Yapısı’na uygun olarak düzenlenir. Proje etkinlikleri, fiziksel yapıyı gerçekleştirmek için zaman ve kaynak tüketen yapım birimleridir. “İş Kalemleri Yapısı” , işlevlerin, amaçlanan ana etkinliklerin ve yapım aşamalarının sonuç üretecek şekilde sınıflandırılması olarak tanımlanabilir.
- İş Kalemleri Yapısı’nda öngörülen alt şebekeler, iş gücü planlaması, kaynak dağılımı, malzeme ve teçhizat durumu göz önüne alınarak oluşturulurlar. Birbirleri ile ilişkili alt şebekelerin, ortak etkinlikler kullanılarak bağlanmasıyla oluşturulan ana şebeke, yapım aşamasının detaylı bir iş planını içerir. Bu iş planında, aynı sınırlı kaynakları kullanan şebeke etkinlikleri, farklı zaman aralıklarına atanırlar.

- Türkiye'deki benzer uygulamalardan ve müteahhit firmanın önceki deneyimlerinden elde edilen verilerin istatistiksel olarak değerlendirilmesi sonucunda, etkinlik grupları için değişkenlik katsayıları (δ_e) belirlenir. Veri dağılımının boyutsuz bir ölçüsü olan değişkenlik katsayıları (δ), dağılım parametrelerinin belirlenmesinde kullanılır. Değişkenlik katsayısı, standart sapmanın (σ) ortalama değere olan oranıdır. Ortalama değer (μ), gerçek değeri kesin olarak bilinmeyen bir değişken için yapılan en iyi tahmindir. Standart sapma ise, dağılımın ortalama değer etrafındaki ölçüsüdür.

Belirli bir hasar düzeyinin inşaat süresi içindeki aşılma olasılığı inşaat süresinin planlama aşamasında bilinmesini gerektirir. Öngörülen inşaat süresi (E_{N1}), modelin girdi parametrelerinden birisidir. Modelin çalıştırılması sonucunda elde edilen en yüksek olasılıklı inşaat süresi (E_{N2}), öngörülen inşaat süresiyle karşılaştırılır. Ardışık olarak hesaplanan bu süreler için istenilen yakınlıkta sonuç elde edilene kadar yinelemeli işlemlere devam edilir. Etkinlik parametrelerindeki toplam rassal değişkenlik (δ_T) için, değişkenlik katsayılarının birbirinden bağımsız olduğu varsayımıyla aşağıda sunulan eşitlik kullanılabilir:

$$\delta_T = \sqrt{\delta_e^2 + \delta_r^2} \quad (1)$$

Burada,

δ_e : etkinliklerin gerçekleştirilmesi aşamasında karşılaşılan belirsizlik kaynaklarının neden olduğu değişkenlik,

δ_r : kıyı yapısının inşaat süresi içinde hasar görme riskinden kaynaklanan değişkenlik; sadece kıyı yapılarının yapım etkilerinde hesaba katılır.

δ_T : belirsizlikleri ve hasar risklerini içeren toplam değişkenliktir.

Yukarıdaki denklem kullanıldığında, belirsizlikleri ve hasar risklerini içeren toplam değişkenlik katsayısı (δ_T), belirlenebilmektedir.

Şebeke etkinlikleri, rassal değişkenleri etkinlik parametreleri olan beta olasılık dağılımları kullanılarak benzeştirilmektedir. Beta dağılımı çok çeşitli olasılık

fonksiyonlarını modellemeye elverişli olduğundan, kıyı mühendisliği etkinliklerinde yoğunlaşan rassal değişkenliğin benzeşiminde kullanılan en uygun dağılımlardan birisidir (Ang ve Tang, 1975).

İnşaat planlamasında şebeke aktivitelerinin modellenmesinde kullanılan Beta dağılımı, rassal değişkenin pozitif iki limitine yatay ekseninde ulaşan sürekli bir yoğunluk fonksiyonuna sahiptir. Bu fonksiyon a ve b değerleri ile sınırlanan, zamana bağlı p(t) rassal değişkeni için aşağıdaki şekilde ifade edilebilir (Ang ve Tang, 1975):

$$\xi_{p(t)} = \frac{1}{\beta(q, r)} \frac{[p(t) - a]^{q-1} [b - p(t)]^{r-1}}{(b-a)^{q+r-1}} \quad a \leq t \leq b \quad (2)$$

Burada $\beta(q, r)$; dağılım parametreleri q ve r olan bir beta fonksiyonudur:

$$\beta(q, r) = \int_a^b [p(t)]^{q-1} [1-p(t)]^{r-1} dp(t) \quad (3)$$

Dağılımın ortalama değeri (μ_T) ve standart sapması (σ_T) aşağıda verilen eşitliklerle hesaplanır;

$$\mu_T = a + q(b-a) / (q + r) \quad (4)$$

$$\sigma_T = \sqrt{qr(b-a)^2 / [(q+r)^2(q+r+1)]} \quad (5)$$

Burada;

a: iyimser tahmin değeri; etkinliğin en ideal ortamında sürdürüldüğü varsayımıyla tahmin edilen parametredir

b: kötümser tahmin değeri; etkinliğin tüm gecikme ve aksiliklerin olduğu varsayımıyla tahmin edilen süresi veya maliyetidir

μ_T : beklenen değer; normal şartlar altında değişken için yapılan en iyi tahmin değeridir

σ_T : dağılımın standart sapması aşağıdaki ifadeyle de bulunabilir:

$$\sigma_T = \delta_T * \mu_T \quad (6)$$

Denklem (6) kullanıldığında, belirsizlikleri ve hasar risklerini içeren toplam değişkenlik katsayısı (δ_T), denklem (1) yardımıyla belirlenmektedir.

OLİP modeli, kaynak dağılımını ve zamansal sıkıştırma yöntemlerini kullanarak şebeke planını en uygun hale getirebilir. Kaynak dağılımı yönteminde, kaynakların fazla veya atıl kullanılma zamanları projenin toplam süresi içinde en aza indirgenmekte ve verimsiz kullanım önlenmektedir. Zamansal sıkıştırma yönteminde ise, verim maliyeti en az olan kritik etkinliklere kaynak aktarımı yapılarak projenin toplam süresi kısaltılmakta fakat maliyeti de arttırılmaktadır. Bu yöntem, projenin en yüksek olasılıklı toplam süresinin istenen zaman aralığına çekilmesi için uygulanır. Etkinliklerin gerçekleştirilmesi aşamasında karşılaşılan belirsizlik kaynaklarının neden olduğu değişkenlik (δ_e), modelin diğer bir temel girdisidir. Bu parametre, Ulaştırma Bakanlığı, Demiryolları, Limanlar ve Hava Meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü (UB-DLHİGM) arşivinin taranmasıyla, değişik etkinlik grupları için verilmektedir (Balas, 1997).

4. UYGULAMA

Yöntem, Balıkesir ili Burhaniye ilçesindeki, değişik ebatlarda 45 yat kapasiteli Burhaniye Yat Limanı'nın ana dalgakıranı üzerinde uygulanmıştır. Ana ve tali mendireklerin inşası, toplam 60.000 m²'lik bir su alanının korunaklı hale getirilmesini sağlamaktadır. Yapı ve üzerindeki tesisler yat turizmini canlandırmak ve deniz ulaşımına katkıda bulunmak amacıyla tasarlanmıştır. Burhaniye Yat Limanı, Edremit Körfezinin doğal yapısı sayesinde kısmen korunaklı olması nedeniyle, yerleşim yeri açısından önemli bir avantaja sahiptir. Bu nedenle, özellikle yapım sahasındaki hasar risklerinin şebeke planlamasına olan etkilerinin az olması beklenmektedir.

4.1. Burhaniye Yat Limanı Ana Dalgakıranının İş Ayrım Yapısı

Ana ve tali mendireklerin inşası için, 0-0.4 ton taş kategorisinden oluşan çekirdek tabakası, 0.4-2 ton taş kategorilik filtre tabakası, 2-4 ton ve 4-6 ton taş kategorilik koruma tabakası ve beton dökümü (kronman) gerçekleştirilmesi gereken aktiviteler arasında yer almaktadır.

Burhaniye Yat Limanı'nın ana dalgakıranı 7 ayrı karakteristik kesitten oluşmaktadır. Ana dalgakıran inşaatının tamamlanması, en fazla çekirdek dolgu tabakasını oluşturan (0-0.4) tonluk taş kategorisine ait taş dökümü yapılmasını gerektirmektedir. Bu aşamada müteahhit imkanları değerlendirilmiş ve günlük 650 tonluk taş döküm işi yapılabileceği sonucuna varılmıştır. Bu kapasite aylık olarak önemli ölçüde değişkenlik göstermemektedir. Bunun sebebi, inşaatın özellikle rüzgar ve dalga etkilerine karşı korunaklı bir körfezde yer alması nedeniyle, yıkıcı dalga yüklemelerine maruz kalmaması ve hem deniz hem de karadaki inşaat faaliyetlerini olağanüstü ölçüde etkileyen sert iklim koşullarının yaşanmamasıdır. Dolayısıyla günlük iş hacmi, ortalama olarak 650 ton kabul edilmiştir.

4.2. Şebeke Ağına Oluşturulması

Burhaniye Yat Limanı ana dalgakıranı için tasarlanan şebeke ağı üzerinde Monte Carlo Simulasyonu gerçekleştirilmiştir. Uygulanan şebeke pratikte en çok tercih edilen şebeke konfigürasyonlarından birisidir (Önder,2000). Yat limanının şebeke planlaması tek bir şebeke ile kısıtlanmıştır. Böylece, CPM (kritik yol metodu)'nun uygulanmasıyla, OLİP modelinin Monte – Carlo Simulasyonu ile birlikte kullanılmasıyla elde edilen sonuçlardaki farklılık iş kategorisi etkileşimlerinden soyutlanmıştır. Önerilen şebeke ağı, iş kalemlerinin mantıksal sıralama ilişkilerini yansıtmaktadır, Şebeke ağı iç tabakaları oluşturan daha hafif taş kategorisine ait malzemenin dökümünün, bir sonraki taş kategorisine ait malzeme dökümünden 20 metre ilerinde yapılmasını sağlayacak şekilde oluşturulmuştur. Bu uzaklık, çalışanların, kullanılan makinelerin ihtiyacı olan çalışma sahasının ve yapılan diğer çalışmaların, paralel yürütülmesi düşünülmüş olan işlerde bir girişimin söz konusu olmamasını sağlamak amacıyla belirlenmiştir.

Özel bir durum gösteren bu şebeke için öncelikle, CPM (Critical Path Method) metodu kullanılmış ve mevcut tüm iş kategorileri (4 farklı iş kategorisi) kritik olarak bulunmuştur. CPM' de ana dalgacıranın ≈ 480 günde biteceği belirlenmiştir. Aynı şebekeye Monte Carlo Simulasyonunun uygulanması 20.000 yinelemeyle (bilgisayar deneyi) gerçekleştirilmiştir. Aktivitelerin modellenmesinde kullanılan beta olasılık dağılımlarının belirsizlik etkilerini içermeleri nedeniyle, sonuçlar CPM' in kritik yol tanımından büyük farklılıklar göstermektedir. Bu farkın sebebi CPM'in istatistiksel bir yöntem olmaması nedeniyle aktivite parametrelerinin tahmininde tek değerin kullanılması ve aktivitelerin yürütülmesi sırasında karşılaşılan belirsizliklerin önceden hesaba katılmamasıdır. Monte-Carlo Simulasyonu'nda ise aktiviteler çok değişkenli olasılık dağılımlarıyla modellenmektedir. Olasılık fonksiyonunun şekil ve parametreleriyle aktivitelerin yürütülmesi sırasında karşılaşılabilecek her türlü belirsizlik faktörü, hasar riskinin etkileri ve benzeşim sonucunda oluşabilecek frekans dağılımları modellenebilmektedir.

Çizelge 1'de değişik iş kategorilerinin yapım sürelerinin istatistiksel değerleri verilmektedir.

Çizelge 1. İş Kategorilerinin Karşılaştırmalı Sonuçları

	1.İş kategorisi (0-0.4t)	2.İş kategorisi (0.4-2t)	3.İş kategorisi (2-4t)	4.İş kategorisi (4-6t)
Beklenen (ortalama) gün	1,192,1	679,79	752,15	601,28
Ortanca (medyan) (gün)	1,188,02	662,45	734,86	590,48
Standart sapma	144,06	161,5	172,14	130,89
Varyans	20,752.10	26,083.78	29,633.55	17,132.73
Çarpıklık (Skewness)	0,15	0,48	0,44	0,38
Basıklık (Kurtosis)	3,14	3,06	3,03	3,01
Değişkenlik katsayısı	0,12	0,24	0,23	0,22
Minimum değer (gün)	633,76	227	238,71	197,74
Maksimum değer (gün)	1,764.73	1,451.60	1,474.53	1,198.74
Ortalama standart hata	1,02	1,14	1,22	0,93

Çizelge 1' in incelenmesi sonucu proje süresinin çekirdek tabakası dökümünün yer aldığı 1. İş kategorisi tarafından belirlendiği görülmektedir. Çizelgede yer alan çarpıklık

parametresi asimetri olarak da bilinmekte ve olasılık yoğunluk fonksiyonunda beklenen değer etrafındaki 3. moment hesaplanarak elde edilmektedir. Açıktır ki; çarpıklık, pozitif veya negatif değerler alabilmektedir. Çarpıklığın pozitif olması fonksiyonun sola yatık ve beklenen değer in iyimser tahmine daha yakın olduğunu ifade etmektedir. Aynı çizelgede yer alan basıklık parametresi ise, sivrilik olarak da bilinmekte ve değerlerin, beklenen değer etrafında birikmesi ölçüsünü ortaya koymaktadır.

İş kategorileri karşılaştırmalı olarak incelendiğinde, çekirdek tabakası dökümünün ağırlıklı olduğu 1. iş kategorisinin, çekirdek tabaka miktarının fazla olmasından dolayı, belirgin bir şekilde daha uzun olduğu, buna karşılık, çekirdek tabaka dökümü kısımlar halinde korumalı olarak yürütüldüğü için, belirsizlik ve risk faktörlerinin daha az etken olduğu (değişim katsayısı:0,12) görülmektedir. Korumalı olarak dökülmediği zaman çok yüksek hasar riskine sahip olan bu tabakada önerilen şebeke konfigürasyonu ile (riske tepki uygulaması) hasar riskinin en aza indirgenmesi sağlanmıştır. Proje zamanı, çekirdek tabakası dökümünün ağırlıklı olduğu 1. iş kategorisi tarafından belirlenmektedir.

5. SONUÇLAR

1. Bu çalışmada, Burhaniye Yat Limanı ana dalgakıranının inşaat süresinin hesaplanması amacıyla, belirsizliklerin aktiviteler üzerinden projeye yansıtıldığı, şebeke planlaması yapılmıştır.
2. Şebeke aktiviteleri, beta olasılık dağılımları ile, iyimser, kötümser ve beklenen tamamlanma sürelerini içerecek şekilde modellenmiştir.
3. Geçmiş yıllarda inşa edilen dalgakıran projelerine ait tahmini tamamlanma sürelerindeki orantısal artışın, benzer sorunların oluşturulan şebekedeki ilgili aktivitelerde de meydana gelebileceği yaklaşımından hareketle, her bir aktivite için kötümser zaman tahminleri yapılmıştır.
4. Burhaniye Yat Limanı'ndaki ana dalgakıranının inşaat süresinin tahmini için Monte Carlo Simulasyonu'nun hem güvenilirliğe dayalı risk değerlendirmesine, hem de şebekeye dayalı proje planlamasına uygulandığı bir durum çalışması gerçekleştirilmiştir.

5. Özel bir durum gösteren bu şebekede CPM (Critical Path Method) kullanılırsa mevcut tüm iş kategorileri (4 farklı iş kategorisi) kritik olarak bulunmaktadır. Aynı şebekeye Monte Carlo Simulasyonunun uygulanmasıyla ve aktivitelerin modellenmesinde kullanılan beta olasılık dağılımlarının belirsizlik etkilerini içermeye elverişli olması nedeniyle, sonuçlar CPM' in kritik yol tanımından farklıdır. CPM' de projenin 480 günde biteceği öngörülmekte, Monte Carlo Simulasyonunun neticesinde ise proje tamamlanma süresi olarak 1192 gün hesaplanmaktadır.
6. Proje zamanı, çekirdek tabakası (0-0,4 ton) dökümünün ağırlıklı olduğu 1. iş kategorisi tarafından belirlenmektedir. (0,4-2) ton taş kategorilik taşın ağırlıklı olarak döküldüğü 2. iş kategorisinin, (2-4) ton taş kategorilik taşın ağırlıklı olarak döküldüğü 3. iş kategorisinin, (4-6) ton taş kategorilik taşın ağırlıklı olarak döküldüğü 4. iş kategorisinin, beklenen değerleri, standart sapmaları ve değişkenlik katsayıları birbirine yakındır.
7. Uygulaması önerilen şebeke planlaması yöntemi, farklı proje parametrelerinin (örneğin, bütçe değişkenlerinin) kullanıldığı durumlar için de belirsizliklerin proje tahminlerine dahil edilmesini sağlayarak, uygulama öncesi güvenilir risk değerlendirmelerinin yapılabilmesine olanak tanımaktadır.
8. Uygulaması Burhaniye Yat Limanı ana dalgakıranı üzerinde yapılan, belirsizliklerin hesaba katıldığı şebeke planlamasında, proje tamamlanma süresinin gerçekçi bir yaklaşımla elde edilebilmesine olanak sağlayan yöntem, gelecek yıllarda gerçekleştirilecek projelerin inşaatı sırasında kaynak aktarımı yapılmasının söz konusu olduğu durumlarda, karar verici için doğru bir yönlendirme mekanizmasını ortaya koymaktadır.
9. Taşdolgu dalgakıranlar için değişik yapısal hasar düzeyleri fayda-maliyet-risk optimizasyonu uygulamasına olanak sağlamakta, bu yöntem hem tasarımda hem proje planlamasında önerilmektedir.
10. Şebeke planlama alternatiflerine Monte-Carlo Simulasyonu uygulanmasıyla bu alternatifler arasında uygulanabilirliği yüksek fakat inşaat sırasında kıyı yapılarına olan sürekli dalga yüklemelerinden dolayı oluşabilecek yapısal hasar riski en az olan alternatif seçilmektedir.

KAYNAKLAR

Ang, H.S. and Tang, W.H., 1975. **"Probability Concepts in Engineering Planning and Design"**, John Wiley and Sons, USA.

Balas, C.E., 1998. **"A Reliability- Based Risk Assessment Model for Coastal Projects"**, Doktora Tezi, İnşaat Mühendisliği, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye.

Balas C.E., Ergin A., 2000, **"A Sensivity Study for the Second Order Reliability-Based Design Model of Rubble Mound Breakwaters"**, Coastal Engineering Journal, Cilt:42, sayı:1, 57-86sy, World Scientific, Japan.

Burke, R., 1999. **"Project Management Planning and Control Techniques"**, John Wiley and Sons, USA.

Ergin, A., Balas, C.E., Birgönül, M.T., 1997. **"Kıyı Yapıları İnşaatlarının Benzeşim Yöntemi ile Planlanması"**, İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler,3. Teknik Kongre, O.D.T.Ü., Ankara.

James, M., 1996. **"Risk Management in Civil, Mechanical and Structural Engineering"**, Thomas Telford Publishing, London, UK.

Önder, M.B.,2000. **"Güvenilirliğe Dayalı Monte-Carlo Benzeşimi ile Kıyı Projelerinde Risk Değerlendirmesi"**, Yüksek Lisans Tezi, İnşaat Mühendisliği, Gazi Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Ankara, Türkiye.

ABSTRACT

The scope of this thesis is to obtain more accurate estimates of the project duration during the construction phase of coastal structures by considering the frequently observed delay causes of the constructions in Turkey, by applying the Monte Carlo Simulation to the alternative paths in the generally employed construction network. The activities of the network modelled by probability distributions include uncertainties inherent in the construction stage, which are determined by using past experiences obtained from the previously constructed coastal projects in Turkey.

The suggested network planning method can be applied to cases in which various project parameters (such as budget variables) are utilised by considering the uncertainties in the project estimates, so that in the planning stage, more accurate time estimates of the project duration can be obtained and reliable risk assessment studies can be performed.

A case study is made on the main breakwater of Burhaniye Yacht Harbour

KIRILAN DALGA ŞARTLARINDA TETRAPOD DALGAKIRAN STABİLİTESİNİN ARAŞTIRILMASI

Deniz TÜMER¹

Esin ÇEVİK²

Yalçın YÜKSEL³

Ali RızaGÜNBAK⁴

¹Mühendis, YTÜ Hidrolik Y.L. Programı Öğrencisi

²Yrd. Doç. Dr. YTÜ, İnşaat Müh. Böl.,

³Prof. Dr. YTÜ İnşaat Fak. İnşaat Müh. Böl.

⁴Prof. Dr. STFA İnşaatı Genel Müd.

ÖZET

Dalgakıranların koruyucu tabakalarında çok büyük ağırlıklı taş elemanların kullanılması hem ekonomik hem de çevresel açıdan uygun olmadığından çoğu zaman beton elemanlar kullanılmaktadır. Bu beton elemanlardan biri de tetrapoddur. Tetrapod dalgakıranın koruyucu tabakasına iki şekilde yerleştirilebilmektedir. Ancak bu iki

yerleştirme şeklinin stabilite açısından birbirlerine olan üstünlüğü veya dezavantajı hakkında yapılmış çok fazla çalışma mevcut değildir. Bu çalışmada her iki yerleştirme şeklinin kırılan dalga şartlarında dalgakıran stabilitesi üzerine olan etkisi deneysel olarak araştırılmıştır.

1. GİRİŞ

Dalgakıranlar limanları açık denizden gelen etkilere karşı korumak için inşa edilen deniz yapılarıdır. Bu yapılar yapılış tiplerine göre taş dolgu, monolitik, yüzen ve özel tipli olmak üzere sınıflandırılmaktadır.

Tetrapod taş dolgu dalgakıranların koruma tabakasında kullanılan kilitlenme özelliğine sahip özel tipli bir beton elemandır. Tetrapod taş dolgu dalgakıranın koruyucu tabakasına iki farklı tipte yerleştirilebilmektedir. Bu iki tip yerleştirmenin stabilite açısından davranışları farklıdır.

1. Tip yerleştirme: Alt tabakadaki tetrapodların üç bacağı şeye oturur ve bir bacağı yukarı bakar. İkinci sırada ise tetrapodların bir bacağı birinci sıra tetrapodların arasına aşağı bakacak şekilde yerleştirilir.
2. Tip yerleştirme: Alt tabaka 1. tip yerleştirme ile aynıdır. İkinci sırada üç bacak yere oturur, bir bacak yukarı bakar.

Sogreah laboratuvarına ait çalışmalardan alınan bu tanımlar yapısal olarak birbirlerine oldukça zıt karakterdedir. Ancak bu güne kadar yapılmış olan uygulamalardan genellikle 1. Tip yerleştirme yöntemi yapılmış olup II. Tip yerleştirme yöntemi daha az tercih edilmiştir. Ancak bu iki tipin birbirlerine üstünlüğü veya farkı belirtilmemiştir. Oysa hidrodinamik açıdan bu iki farklı yerleşim şekli gerek dalga tırmanması gerekse stabilite yönünden çok farklı gözükmemektedir.

Dalgakıran stabilitesi ile ilgili çalışmalar 1960'lerden günümüze kadar çeşitli araştırmacılar tarafından yapılmaktadır. Bunlar Hedar (1960), Ahrens (1975), Per Bruun ve

Günbak(1976), Van der Meer (1988a), Losada ve Gimenez-Curto(1979), Swaragi et al. (1983). Gürer (2000) tetrapod dalgakıranların iki tip yerleştirme şartı için deneysel bir çalışma gerçekleştirmiştir. Bu çalışmada ise tetrapod koruma tabakasının yukarıda anlatılmış iki değişik yerleştirme şartları altında kırılmayan dalga koşullarında irdelenmiştir.

2. STABİLİTE

Hangi amaçla olursa olsun inşa edilecek bir kıyı yapısının boyutlandırılmasında en önemli esaslarda biri bu yapının mevcut koşullar altında işlevini eksiksiz ya da hiç değilse yeterince sürdürmesi yani diğer bir deyişle stabilitesini korumasının sağlanmasıdır. Bu nedenle öncelikle stabilite kavramının açıklanmasında fayda vardır.

Deniz yapıları hizmet ömürleri boyunca yapının önemine göre ya hiç hasar görmeyecek ya da çok az hasar görecektir şeklinde tasarlanmaktadır. Hasar, yapının tamamının veya kaplama tabakalarını oluşturan elemanların yer değiştirmesi şeklinde tanımlanmaktadır. Bu statik stabilite kavramıdır. Tasarım şartları altında hiç hasara izin verilmeyen veya çok az hasara izin verilen yapılara statik olarak stabil yapılar denir. Değişik yapıların birbirleriyle olan ilişkileri $H/\Delta D$ (Van der Meer, 1988a) stabilite parametresi yardımıyla verilmektedir. Burada H dalga yüksekliği, $\Delta (= \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w})$ rölatif özgül kütle, ρ_w suyun özgül kütlesi, ρ_s tetrapodun özgül kütlesi, D yapının kaplama tabakasındaki elemanın karakteristik çapıdır.

Kaplama tabakasında büyük elemanlara sahip yapıların $H/\Delta D$ parametresinin değeri küçüktür. Bu parametrenin büyük değerleri ise çakıl, ve kum plajlara karşılık gelmektedir. Kıyı ve limanları dalga etkilerine karşı korumak için tasarlanan yapılar bu $H/\Delta D$ (Van der Meer, 1988a) parametresine göre sınıflandırılmaktadır. Bu yapılar tasarım koşulları altındaki davranışlarına göre statik veya dinamik stabil yapılar olarak sınıflandırılmaktadır.

Statik stabilite tasarım parametresi hasar ile karakterize edilir ve kabaca $H/\Delta D$ parametresinin 4 den küçük değerleriyle sınıflandırılmaktadır (Van der Meer, 1988a).

Profil gelişimine izin verilen yapılar dinamik olarak stabil yapılardır. Elemanlar dalga hareketi ile profil boyunca taşıma kapasitesinin minimuma indiği profile ulaşana kadar hareket eder. Sakin su seviyesi civarında malzeme her dalganın tırmanması ve geri çekilmesi arasında sürekli hareket eder ve taşıma kapasitesi sıfır olduğunda profil dengeye ulaşır. Dinamik stabilite parametresi *profil* ile karakterize edilir ve kabaca $H/\Delta D > 6$ değeriyle sınıflandırılmaktadır (Van der Meer, 1988a).

Van der Meer (1988a) yaptığı çalışmalar sonucunda kırılan dalgaların tiplerine göre taş yapılarda stabilite için aşağıdaki ifadeleri elde etmiştir.

Plunging tipi kırılan dalgalar için;

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{6.2P^{-0.13}(S/\sqrt{N})^{0.2}}{\sqrt{\xi_m}} \quad (1)$$

Surging tipi kırılan dalgalar için;

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0P^{0.31}(S/\sqrt{N})^{0.2}\sqrt{\cot \alpha \xi_m^p} \quad (2)$$

Burada;

H_s = belirgin dalga yüksekliği,

Δ = rölatif özgül kütle,

D_{n50} = % 50'sinin geçtiği elek çapı nominal çapı olan değer,

P = porozite,

S = hasar,

N = dalga adedi,

ξ_m = T_m kullanılarak elde edilen surf parametresi

T_m = ortalama değer,

$\tan \alpha$ = şev eğimi.

Van der Meer (1988b) tetrapod dalgakıranlarda kırılmayan dalga şartı için sadece bir ifade vermiştir

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (3.75N_0^{0.5} / N^{0.25} + 0.85)S_m^{-0.2} \quad (3)$$

Günbak (1979) tarafından yapılan araştırmalar sonucu düzenli dalgalarda en büyük stabilitesizliğin Iribarren sayısının küçük bir aralığında ortaya çıktığını görmüştür. Bu aralık rezonans koşullarının oluşmasını sağlayan $2.0 < \xi < 3.0$ aralığıdır. Bu aralıkta geri çekilen dalga ile kırılan dalga kırılma noktasında karşılaşmaktadır.

Van der Meer (1988a) hasar parametresini porozite, dalga sayısı, hasar seviyesi ve surf parametresi ile yapı eğimi ve dalga dikliğinin bir fonksiyonu ile belirlemiştir.

3. DALGA KIRILMASI

Sığ suda ilerleyen dalgalar derinliğin azalmasından dolayı taban etkisini hissetmeye başlarlar. Dalga periyodunun değişmeden kalmasına rağmen dalga boyları kısalır, dalga yayılma hızı azalmaya ve dalga cepheleri sıklaşmaya başlar, tabana yakın su partiküllerinin hareketleri yüzeydekine nazaran gecikir, dalga yüksekliği artmaya başlar, dalga tepesindeki su partiküllerinin hızları dalga yayılma hızına hemen hemen eşit olur ve dalga maksimum yüksekliğe ulaştığında stabilitesi bozularak kırılma olayı meydana gelir (Yüksel ve diğ., 1998).

Sığ suda dalgalar üç farklı tipte kırılmaktadır. Bu kırılma tipleri aşağıdaki görüldüğü gibi surf parametresinin aldığı değerlere göre tariflenmektedir.

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_0 / L_0}} \quad (4)$$

Spilling tipi kırılma	$\xi < 0.5$
Plunging tipi kırılma	$0.5 < \xi < 3.3$
Surging tipi kırılma	$\xi > 3.3$

Dalgalarda meydana gelen kırılma deniz yapıları üzerinde etkili olacak kuvvetler açısından oldukça önemlidir. Dalgalar kırılma noktasından sonra ön tarafındaki dalga çukuruna, özellikle plunging tipi kırılmada bükülerek düşey bir jet görünümünde çarparak

oldukça şiddetli, türbülanslı bir akım yapısına neden olurlar. Bu çarpma noktası plunging noktası olarak isimlendirilir. Bu anda dalga, enerjisinin büyük bir kısmını harcar. Bu nedenden dolayı plunging tipi kırılmalar enerjinin en fazla harcandığı kırılmalardır. Dalga kırılması deniz yapıları üzerinde oldukça önemlidir. Plunging tipi kırılma deniz yapıları üzerinde oldukça önemli şok kuvvetler uygulamaktadır ve su kütleğinde oldukça kuvvetli çalkantı meydana getirmektedir. Kırılma sırasında meydana gelen plunging jet dalga cephesinin önündeki çukura çarparak bir seri çevrinin oluşmasına neden olur, böylece dalga yüksekliği hızla azalır. Her çevri ileriye ve geriye doğru kuvvetli bir karışıma neden olacak şekilde hareket eder. Spilling tipinde de benzeri olaylar meydana gelmekte ancak oluşan vortekslerin şiddeti daha az olmaktadır (Yüksel ve diğ., 1998)

4. DENEY SİSTEMİ

İki boyutlu stabilite deneyleri YTÜ Hidrolik ve Kıyı-Liman Laboratuvarında 1m genişliğinde, 1m yüksekliğinde ve 20 m uzunluğunda düzenli dalgaların üretildiği kanalda gerçekleştirilmiştir. Kanalin 14 m'lik kısmı boyunca yan yüzeyler camdır. Dalgalar bir eksantrik yardımıyla doğru akım motorunun miline bağlanan tabana mafsallı bir palet yardımıyla üretilmiştir. Dalga yükseklikleri ikiz çubuk elektrodlu bir sistem yardımıyla ölçülmüştür. Deneylerde kullanılan dalga periyotları 1.10 s ve 1.65 s ve dalga yükseklikleri ise 0.05-0.217 m arasında değişmektedir. Kanal taban eğimi 1/20 olarak seçilmiştir. Farklı kırılan dalga yükseklikleri elde edebilmek için su derinliği 50-60 cm arasında değiştirilmiştir. Deneylerde kullanılan dalga şartları aşağıdaki Tablo 1'de özetlenmiştir.

Tüm deney koşulları her iki tip yerleşim için aynı olmasına rağmen iki tip yerleşimin poroziteleri birbirlerinden farklıdır. I. Tip yerleşimde porozite %54 iken II. Tip yerleşimde porozite %61'dir. Bu tip çalışmada kullanılan malzemedeki bozulma nedeniyle ortaya çıkan stabilitesizlik dikkate alınmamıştır.

Deneyler sırasında ortaya çıkan hasar yüzde hasar olarak (% S) değerlendirilmiştir. Hasar hesaplanırken bütün kesitteki tetrapodlar dikkate alınmıştır. Hasarın yüzde miktarı aşağıdaki ifade ile hesaplanmıştır.

$$\%S = \frac{\text{Yerinden ayrılmis tetrapodların sayısı}}{\text{Şevdeki toplam tetrapod adedi}} \times 100$$

Deneyler sırasında her dalga periyodunda birbiri ardına üretilen dalgalardan bir sonraki dalganın yüksekliğinin bir öncekinden yüksek olması nedeniyle, küçük olan dalganın meydana getirdiği hasarlı kesitte daha büyük dalga ile çalışmaya devam edilmiştir. Böylece küçük olan dalganın yarattığı hasar büyük olan dalgaya olduğu gibi nakledilmiştir.

Hesaplarda kullanılan dalga yüksekliği dalgakıranın topuğundaki dalga yüksekliğidir. Topukta kırılan dalga yüksekliği S-VHS kamera kullanılarak belirlenmiştir. Ayrıca açıkta iki prob birbirlerinden L/4 mesafe aralıklarla yerleştirilerek sistemdeki yansıma miktarı belirlenmiştir.

Su derinliğinin dalga yüksekliğine oranının 2'den küçük olduğu, $d/H < 2$, derinlikte yerleştirilen taş dolgu dalgakıranda blokların stabilitesi ile şevdeki dalga tırmanma ve geri çekilmesi yaklaşan dalganın şartlarına bağlıdır. Bu derinliklerde dalga profili yapı önündeki eğimden oldukça çok etkilenmektedir. d/H bir değerine yakın olduğunda ise dalgalar kırılmaktadırlar. Kırılan dalganın dalgakırana olan mesafesi taş dolgu dalgakıranların stabilitesi açısından önemlidir. Hudson (1959) ve Font (1980) dalgakıran önünde kırılan dalga cephelerinin direkt olarak dalgakıranın şevine çarpması halinde en tehlikeli stabilize şartlarına neden olacağını göstermişlerdir. Taş dolgu dalgakıranların projelendirilmesinde bu su derinliklerinde maksimum kırılma yüksekliğinin, H_b , kullanılması gerekmektedir. Burada H_b dalgakıran önünde görülen maksimum ve minimum su seviyeleri arasındaki farktır.

Tablo 1 Dalga koşulları

T (sn)	Durum	H _i (cm)	L (m)	H _b (cm)	H ₀ (cm)	L ₀ (m)	H ₀ /L ₀ (-)	ξ (-)	X _p (cm)
1.10	1	6,49	1,81	8,00	6,94	1,89	0,037	3,490	28,30
		9,69		10,50	10,36		0,055	2,851	37,14
		11,65		13,50	12,45		0,066	2,607	47,76
		10,16	1,81	7,00	10,74		0,057	2,803	24,76
		11,69		10,00	12,36		0,065	2,627	35,38
		14,88		16,00	15,74		0,083	2,326	56,60
		9,52	1,82	5,50	9,97		0,053	2,913	19,46
		13,58		12,00	14,22		0,075	2,445	42,45
	2	18,72		21,00	19,60	1,89	0,104	2,081	74,29
		8,39	1,81	8,00	7,36		0,039	3,401	28,30
		9,77		12,00	10,44		0,055	2,851	42,45
		9,86	1,81	9,50	10,43		0,055	2,851	33,61
		11,23		14,00	11,88		0,063	2,669	49,53
		14,22		15,30	15,04		0,080	2,367	54,12
		10,29	1,82	10,00	10,77		0,057	2,803	35,38
		12,94		12,50	13,55		0,072	2,500	44,22
1.20	1	17,64		21,00	18,47	2,25	0,098	2,141	74,29
		7,64	2,07	10,70	8,28		0,037	3,490	37,85
		10,59		11,50	11,47		0,051	2,965	40,68
		11,16		20,50	12,09		0,054	2,888	72,52
		8,06	2,12	6,50	8,68		0,039	3,401	22,99
		9,98		19,00	10,74		0,048	3,059	67,21
		13,58		18,00	14,62		0,064	2,627	63,68
		12,90	2,10	14,00	13,74		0,061	2,713	49,53
	2	14,73		15,80	15,69	2,25	0,070	2,528	55,89
		17,79		20,00	18,95		0,084	2,320	70,75
		4,76	2,07	6,50	5,16		0,023	4,408	22,99
		7,68		8,00	8,32		0,037	3,490	28,30
		10,76		12,50	11,66		0,052	2,939	44,22
		8,02	2,12	10,50	8,63		0,038	3,436	37,14
		11,57		15,00	12,45		0,055	2,863	53,06
		13,47		16,50	14,50		0,064	2,648	58,37
1.35	1	12,33	2,10	19,00	13,13	2,84	0,058	2,780	67,21
		14,41		20,50	15,35		0,068	2,567	72,52
		16,25		21,70	17,31		0,077	2,419	76,76
		8,37	2,40	10,00	9,15		0,032	3,743	35,38
		8,17		11,00	8,93		0,031	3,807	38,91
		10,88		15,00	11,90		0,042	3,268	53,06
		6,46	2,54	8,00	7,05		0,025	4,241	28,30
		9,00		12,50	9,82		0,035	3,583	44,22
	2	11,40		16,00	12,44	2,84	0,044	3,190	56,60
		9,79	2,57	9,00	10,64		0,037	3,490	31,84
		12,01		15,00	13,05		0,046	3,131	53,06
		14,64		19,00	15,90		0,056	2,827	67,21
		8,39	2,40	10,00	9,17		0,032	3,743	35,38
		7,97		12,50	8,72		0,031	3,807	44,22
		10,80		14,50	11,81		0,042	3,268	15,92
		6,78	2,54	9,00	7,40		0,026	4,161	31,84
		8,17		11,00	8,92		0,031	3,807	38,91
		12,38		20,50	13,51		0,048	3,059	72,52
		11,76	2,57	13,00	12,78		0,045	3,160	45,99
		12,69		16,00	13,79		0,049	3,032	56,60

Tablo 1 Devamı

1.50	1	6,98	2,86	10,20	7,63	3,51	0,022	4,527	36,08
		9,85		14,00	10,77		0,031	3,807	49,53
		8,01	2,87	10,50	8,77		0,025	4,241	37,14
		10,24		12,20	11,22		0,032	3,743	43,16
		13,89		16,00	15,21		0,043	3,237	56,60
		9,42	3,00	12,00	10,31		0,029	3,941	42,45
		11,13		14,00	12,19		0,035	3,583	49,53
		16,66		20,00	18,24		0,052	2,939	70,75
	2	7,16	2,86	10,50	7,83	3,51	0,022	4,527	37,14
		9,84		13,50	10,76		0,031	3,807	47,76
		8,02	2,87	8,50	8,78		0,025	4,241	30,07
		10,03		11,00	10,99		0,031	3,807	38,91
		12,80		20,00	14,02		0,040	3,350	70,75
		9,39	3,00	12,00	10,28		0,029	3,941	42,45
		10,26		14,00	11,23		0,032	3,743	49,53
		13,64		15,00	14,93		0,043	3,238	53,06
1.65	1	7,36	3,16	7,50	8,00	4,25	0,019	4,855	26,53
		7,84		10,80	8,52		0,020	4,752	38,21
		11,38		18,00	12,36		0,029	3,941	63,68
		8,04	3,30	11,50	9,10		0,021	4,621	40,68
		11,13		15,00	12,14		0,029	3,941	53,06
		12,80		20,50	13,96		0,033	3,681	72,52
		12,29	3,43	16,20	13,44		0,032	3,743	57,31
		16,96		19,00	18,54		0,044	3,190	67,21
	2	18,64		21,00	20,39	4,25	0,048	3,059	74,29
		6,50	3,16	7,00	7,06		0,017	5,154	24,76
		7,56		9,50	8,21		0,019	4,855	33,61
		8,83		13,50	9,59		0,023	4,408	47,76
		6,37	3,30	5,00	6,95		0,016	5,317	17,69
		9,95		11,00	10,85		0,026	4,161	38,91
		11,22	3,43	8,40	12,27		0,029	3,941	29,72
		14,39		13,50	15,73		0,037	3,490	47,76
		15,11		17,80	16,52		0,039	3,401	62,97

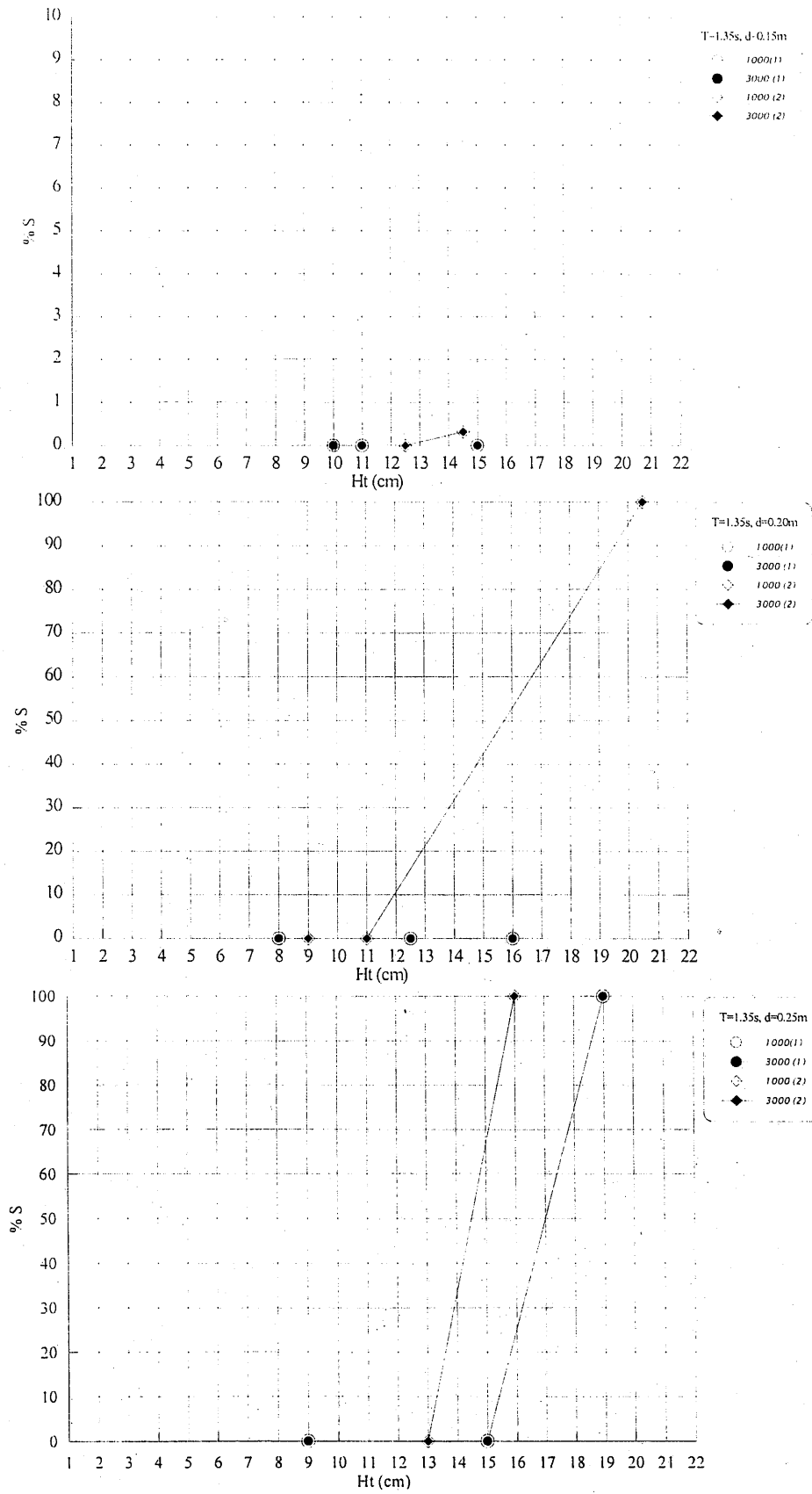
5. SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışmada deneyler aynı yapı şev eğiminde ve taban eğiminde ancak farklı kırılan dalga yükseklikleri elde edebilmek için farklı su derinliklerinde ve farklı periyotlarda değişik dalga yüksekliklerinde dalgakıranın koruma tabakasına iki farklı tipte yerleştirilmiş tetrapodlar için gerçekleştirilmiştir. Bu iki sistem arasındaki tek fark iki farklı yerleştirme sonucundaki porozite farklılığıdır. I. Tip yerleştirmedeki porozite %54 iken II. Tip yerleştirmede %61'dir.

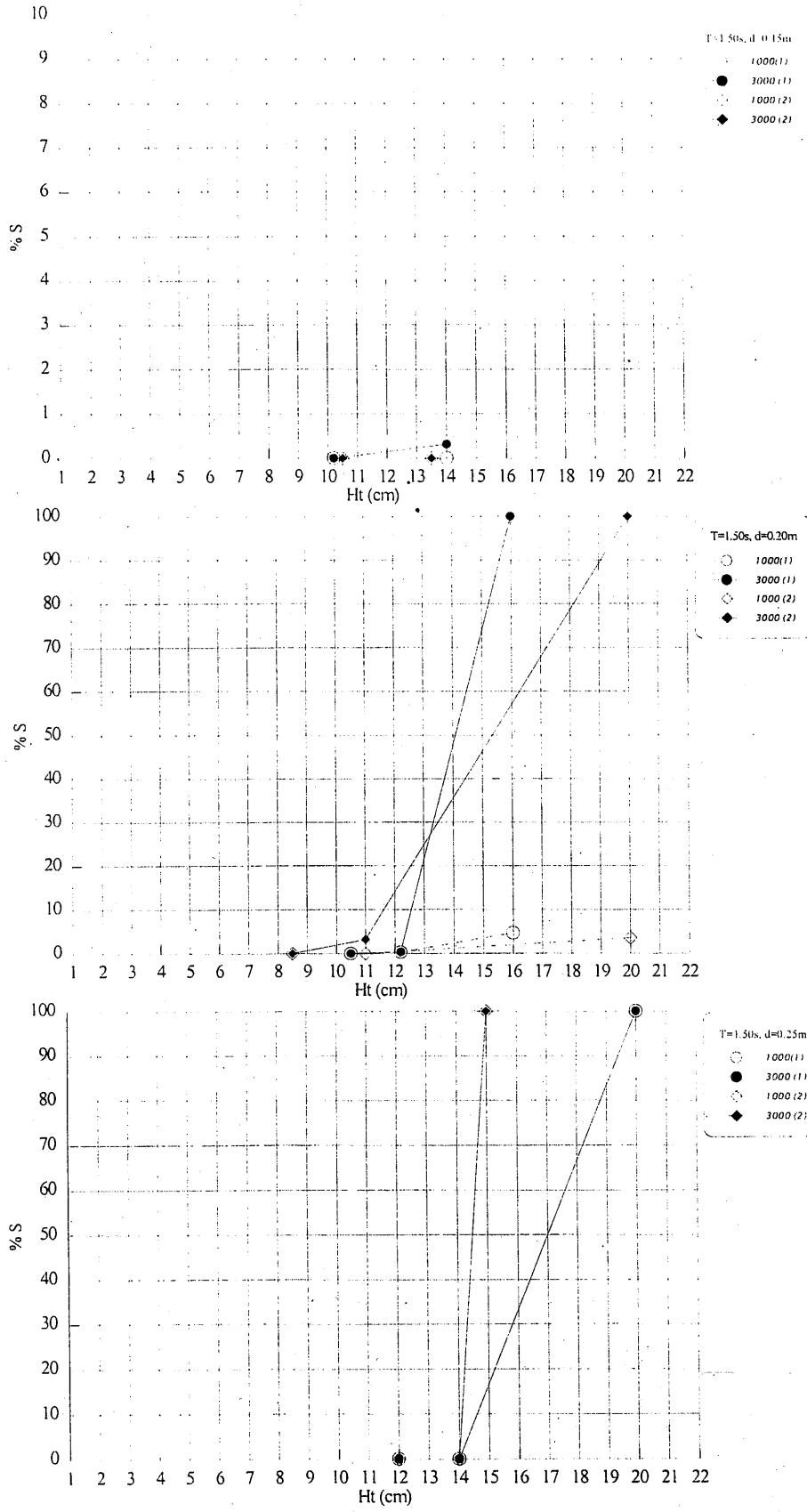
Şekil 1, 2, 3'de kırılan dalga şartlarında iki farklı yerleştirme için $T = 1.35, 1.5$ ve 1.65 periyotlarında kırılan dalga şartı için iki farklı yerleştirmenin yüzde hasar değerlerinin dalgakıran topuğunda ölçülen dalga yükseklikleri ile değişimleri çizilmiştir. Şekillerden görüldüğü gibi su derinliğinin az olması durumunda daha küçük kırılan dalga yükseklikleri elde edilmekte dolayısıyla daha az hasar meydana gelmektedir. Ancak artan su derinliği ile daha büyük dalgalara ulaşılmakta ve hasar miktarıda artmaktadır.

Şekil 1,2 ve 3'de görüldüğü gibi kırılan dalga şartlarında kırılmayan dalgaya göre hasara çok daha hızlı ulaşılmaktadır. Bunu da şekildeki eğrilerin dikliklerinin fazla olması göstermektedir. Kırılan dalga şartlarında I. ve II Tip yerleştirmenin stabilite açısından birbirlerine göre üstünlükleri gözlenmemiştir.

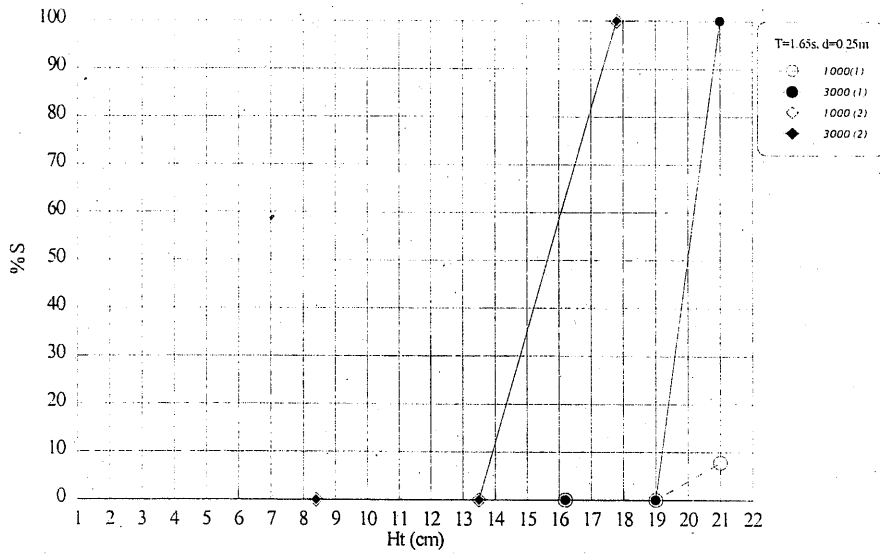
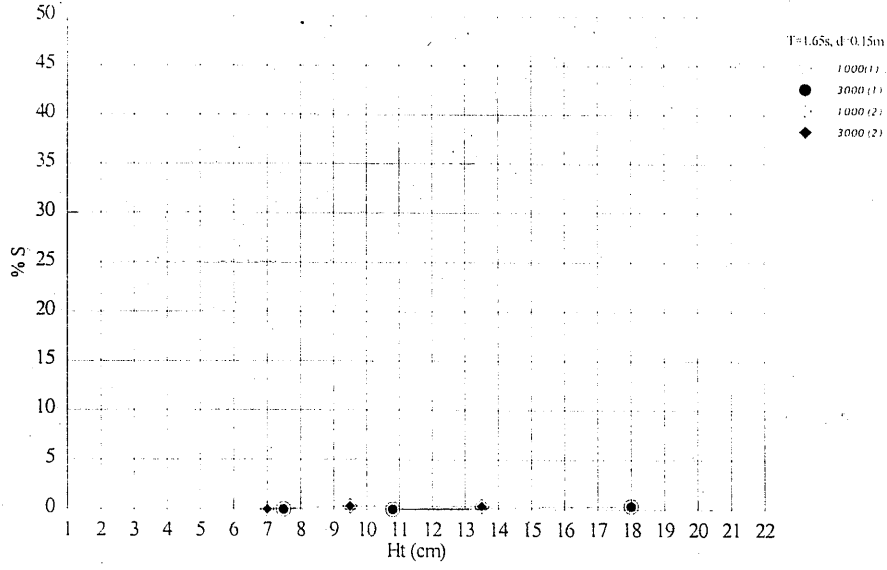
Kırılan dalga koşullarında, kırılma mekanizmasının stabilite üzerine etkisini fiziksel olarak anlayabilmek için plunging jetin çarpma noktasını incelemek gerekmektedir. Çarpma sırasında ortaya çıkan impuls kuvveti oldukça şiddetli olan vorteks ve makro türbülans yapısı blokların stabilitesi üzerine oldukça etkin olacaktır. Ayrıca jetin suya ya da doğrudan bloklara çarpması da bunların stabilitelerini farklı şekillerde etkilemektedir. Bu nedenle plunging jetin hareket mesafesinin surf parametresi ile değişimi Şekil 4'de çizilmiştir. Şekil 4'den de görüldüğü gibi surf parametresinin küçük değerleri yani 2-3 arasındaki değerlerde X_p , kırılma mesafesindeki artış oldukça büyüktür. Dolayısıyla kırılan dalga doğrudan dalgakıran şevine çarpmakta ve daha büyük hasar meydana getirmektedir.



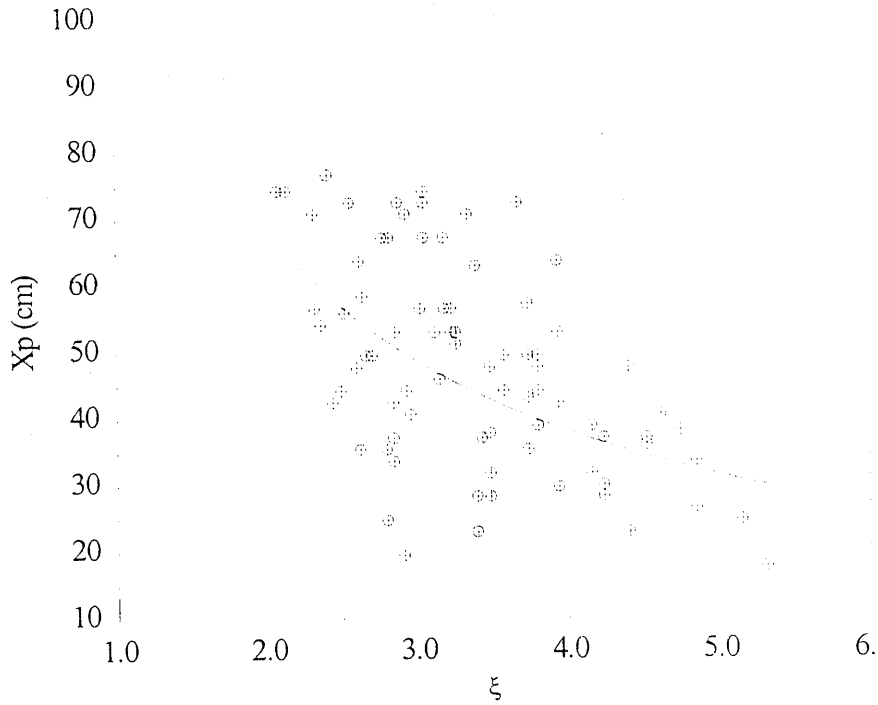
Şekil 1 T=1.35 s için her iki tip yerleştirmede 1000 ve 3000 dalga sonucunda oluşan % hasar miktarı



Şekil 2 T=1.5 s için her iki tip yerleştirmede 1000 ve 3000 dalga sonucunda oluşan % hasar miktarı



Şekil 3 T=1.65 s için her iki tip yerleştirmede 1000 ve 3000 dalga sonucunda oluşan % hasar miktarı



Şekil 4 Kırılma mesafesinin surf parametresi ile değişim

6. SONUÇLAR

Kırılan dalga koşullarında tetrapod dalgakıranların iki farklı yerleştirme şeklinin stabiliteleri deneysel olarak düzenli bir dalga kanalında araştırılmıştır.

1. Dalgakıran önündeki su derinliğine bağlı olarak kırılan dalga koşullarına göre tetrapod dalgakıranının stabilitesi etkilenmektedir
2. Yerleştirme şekilleri kırılan dalga koşullarında belirgin bir stabilite üstünlüğüne sahip değildir. Bu durumda ikinci tip yerleştirmenin daha ekonomik olacağı aşikardır.
3. Kırılan dalga şartlarında tam hasara, kırılmayan dalga şartlarına göre çok daha hızlı erişilmektedir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Yrd. Doç. Dr. Esin Çevik tarafından yürütülen YTÜ Araştırma Fonu 20-05-01-02 nolu projesi ile desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

AHRENS, (1975), "Large Wave Tank Tests of Riprap Stability", CERC, Technical Momerandum, No:51, USA.

BRUUN, P. and GÜNBAK, A.R., (1976), "New design principles for Rubble Mounds", Proceedings of the 15th Int. Conf. On Coastal Engineering, Honolulu, Hawaii.

GÜNBAK A.R.(1979), "Rubble Mound Breakwater", Report No1, Division of Port Ocean Eng. The University of Trondheim, Norway

GÜRER, S. (2000), "Tetrapod Dalgakıranların Stabilitelerinin İncelenmesi", Master Tezi, YTÜ, İstanbul, Türkiye.

HEDAR, P.A, (1960), "Stability of Rock Fill Breakwaters", Doctoral Thesis, University of Goleborg, Sweden.

LOSADA, M.A. and GİMENEZ-CURTO L.A., (1979), "The Joint Effect of Wave Heigth and Period in the Stability of Rubble Mound Breakwaters Using Iribarrens Number", Coastal Eng., Vol:3, 77-96.

SAWARAGİ, T, RYU, C and IWATA, K., (1983), " Considerations of the Destruction Mechanism of Rubble Mound Breakwaters due to the Resonance Phenomenon", 8th Int. Harbor Cogress, Antwerp, Belgium, 3197-3208.

VAN DER MEER, J.W., (1988a), "Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack", Doctarate Thesis, Delft Technical University, Netherlands.

VAN DER MEER (1988b), "Stability of Cubes, Tetrapods and Acropode", ICE, Design of Breakwaters, proc. Cnf Breakwaters'88, Thomas Telford, London, Ch.6, 59-68.

YÜKSEL,Y., ÇEVİK, E. ve ÇELİKOĞLU, Y., (1988), "Kıyı ve Liman Mühendisliği", TMMOB, IMO, Ankara.

BELDE LİMANI KESON DALGAKIRANI İKİ VE ÜÇ BOYUTLU HİDROLİK MODEL ÇALIŞMASI

Ali Rıza GÜNBAK

STFA İnşaat A.Ş. 81190 Altunizade, İSTANBUL

M. Sedat KABDAŞLI

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

Oral YAĞCI

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

ÖZET

S.T.F.A Deniz İnşaat A.Ş. tarafından yapımı üstlenilen Belde Limanı rıhtımları kesondan inşa edilmektedir. Kesonlar, gelen dalgayı büyük ölçüde yansıtan yapılardır. Bu durum, yanaşmakta olan gemilerin hareketleri için elverişsiz koşullar yaratmaktadır. Dalga tırmanmasını ve rıhtım önü dalga hareketlerini azaltmak için kesonların üzerindeki başlık betonunda boşluklar bırakılması düşünülmektedir. Bu fiziksel olayın araştırılması amacı ile İ.T.Ü. Hidrolik Laboratuvarı'nda iki ve üç boyutlu model çalışmaları yapılmıştır. Amaç keson üzerinde bırakılan bu boşlukların, dalganın enerjisini sönmülemde etkisini araştırmaktır. Çalışmanın sonucunda bu boşluklar için oluşturulacak alternatif geometrilerden en etkin olanı belirlenmiştir. Ayrıca, bu boşluklarda oluşan su hareketleri gelen dalganın enerjisini büyük oranda sönmülemiş, böylece dalga yansıması ve tırmanması azalmıştır.

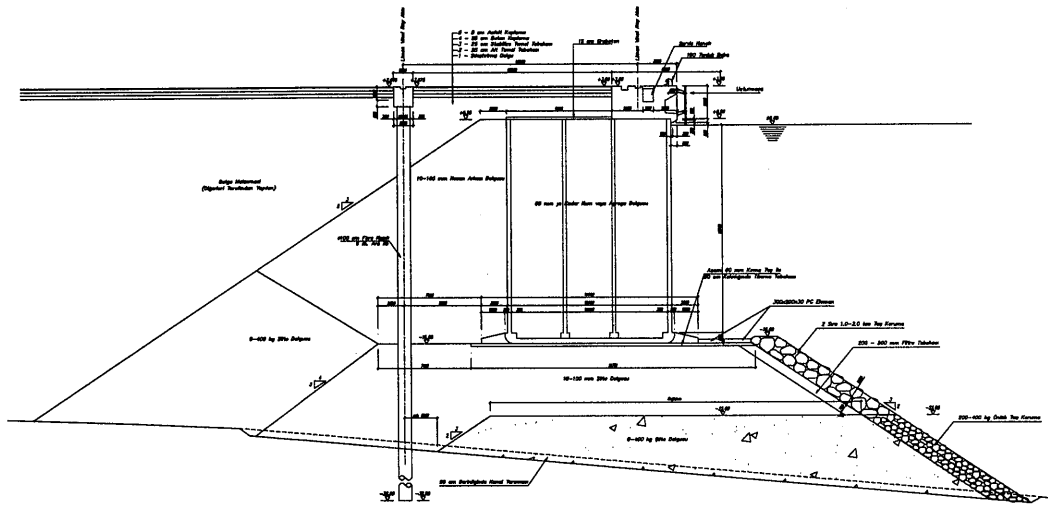
GİRİŞ

İzmit Körfezi girişinde inşaatı STFA İnşaat A.Ş. tarafından yapılmakta olan Belde Limanı rıhtımları kesondan inşa edilmektedir. Kesonlar ve üzerindeki başlık betonu su seviyesi üzerinde, +3m kotuna kadar yükselmektedir. Bu dik ve geçirimsiz yüzeyden yansıyan dalgalar rıhtım önünde dalga yüksekliğini iki misli mertebesine çıkarabilmekte, bu ise hem gemi hareketlerini ve yükleme boşaltmayı olumsuz etkilemekte ve hem de rıhtım üzerine su çıkmasına neden olmaktadır. Gerek dalga tırmanmasını azaltmak ve gerekse rıhtım önü dalga hareketini azaltmak için kesonların deniz tarafındaki yüzeylerine su seviyesi ve hemen altına uzanan boşluklar bırakılmıştır. Bu boşluklara girip çıkan su hareketi yapı önündeki dalga hareketlerinde önemli bir enerji kaybına neden olmuş ve kesondan dalga yansıması azalmıştır. Bu yayın keson üzerinde bırakılan boşlukların en uygun geometrilerini ve dalganın sönmülenmesine etkilerini azaltan İTÜ Hidrolik Laboratuvarlarında yapılmış deneyleri ve sonuçlarını anlatmaktadır.

PROJENİN TANITIMI

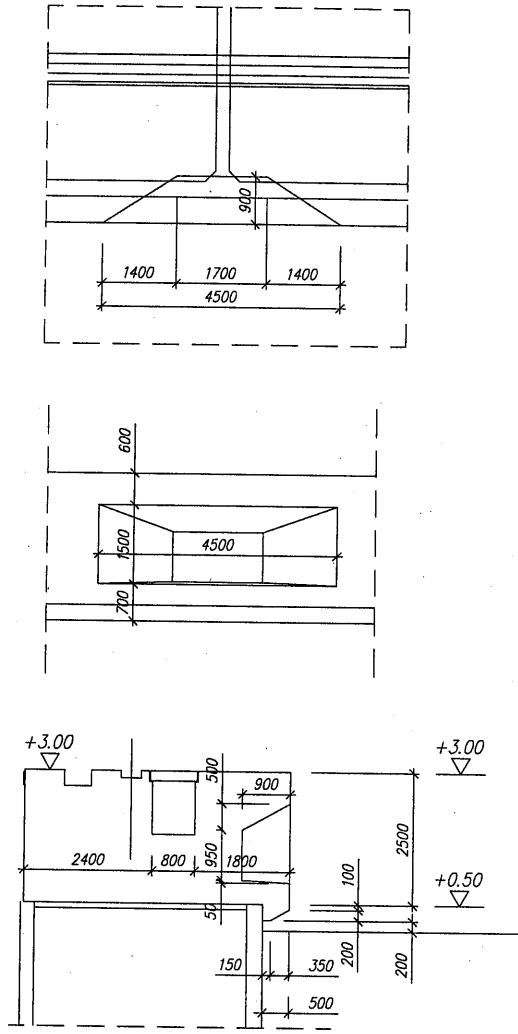
Belde Limanı İzmit Körfezi girişinde Dilovası mevkiinde bulunmaktadır. Limanı etkileyebilecek uzun dönem ve ekstrem derin deniz olasılık dağılımları Gebze ve Kocaeli rüzgar rasatlarını kullanarak yapılmıştır. Belde Limanı Körfez içerisinde olduğu halde güneybatı yönünden Marmara Denizine uzanan 66 km lik bir feç mesafesine sahiptir. Yapılan çalışmalar, $R_p = 50$ yıl dönüşümlü ekstrem belirgin derin deniz dalga yüksekliğinin 3.09 m, dalga döneminin 7.3 s olacağını göstermiştir. Uzun dönem dalga olasılığı ise rıhtıma 50 cm den yüksek gelecek belirgin dalga olasılığını 20 saat/sene bulmuştur. Rıhtımın yapılacağı bölgede su derinliği 18 m ila 30 m arasında değişmektedir. Bu derinliklerde bu büyüklükteki dalgalar için dalgakıran yapılması ekonomik olmayacağından rıhtımların açık rıhtım olarak bırakılmasına karar verilmiştir.

Kullanılmış olan tipik rıhtım kesiti Şekil 1’de gösterilmiştir. Kesonlar -16.5 m de anroşman dolgu üzerine oturtulmaktadır. Her keson 16.5 m yüksekliğinde, 16 m eninde ve 30 m boyundadır. Her keson karada 2800 ton ağırlığındadır. Kesonlar STFA İnşaat’ın Pendik’deki kıyı tesislerinde karada inşa edilip gantry tipi vinç ile denize indirilmektedir. Kesonların iç bölmelerine derhal kontrollü olarak su alınmakta ve kesonlar dengede yüzecek şekilde suya batırılmakta ve 37 km ilerideki inşaat sahasına romörkörlerle çekilip yerinde keson içine su alarak batırılmakta ve yerine oturtulmaktadır. Bu operasyonu takiben keson içi kum ile doldurulmaktadır. Birkaç kesonun yan yana konmasını takiben başlık kirişi yerinde dökülmektedir.



Şekil 1. Tipik Rıhtım Kesiti

Dalga enerjisini söndürdirmek için her kesonda üç adet, Şekil 2’de gösterilmiş geometrik özelliklerde boşluk, başlık kirişi içerisinde bırakılmıştır. Aşağıda bu geometride bir boşluğun enerji emme özelliklerini ölçen hidrolik model deneyleri anlatılacaktır.



Şekil 2. Başlık Kirişi İçersinde Bırakılan Boşluğun Geometrik Özellikleri

DENEYSEL ÇALIŞMA

İki ve üç boyutlu modellerde hedeflenen konularda değerlendirmeye esas alınacak parametrelerde viskoz kuvvetlerinin ihmal edilebilecek olması, dalga olayının kontrol eden parametrelerin atalet ve ağırlık kuvvetleri olmaları nedeniyle hidrolik modellerin kurulmasında Froude benzeşim kriterleri esas alınmıştır.

Belde Limanı modellerinde kullanılacak dalga karakteristiklerinin protipte yükseklikte 1.0 m civarına kadar küçülmesi ve periyot olarak ise 4~5 s gibi kısa periyotlarda kalması modellerin kurulmasında esas alınacak geometrik ölçeğin (uzunluk ölçeği) kararlaştırılmasında kontrol edici bir rol oynamıştır.

Bunun yanı sıra iki ve üç boyutlu modellerde aynı uzunluk ölçeğinin kullanılmasının hedeflenmesi de dikkate alınan başka etken olmuştur.

Keson yapısının prototip boyutları da göz önüne alınarak uzunluk ölçeğinin 1:53,67 olarak kullanılmasına karar verilmiştir.

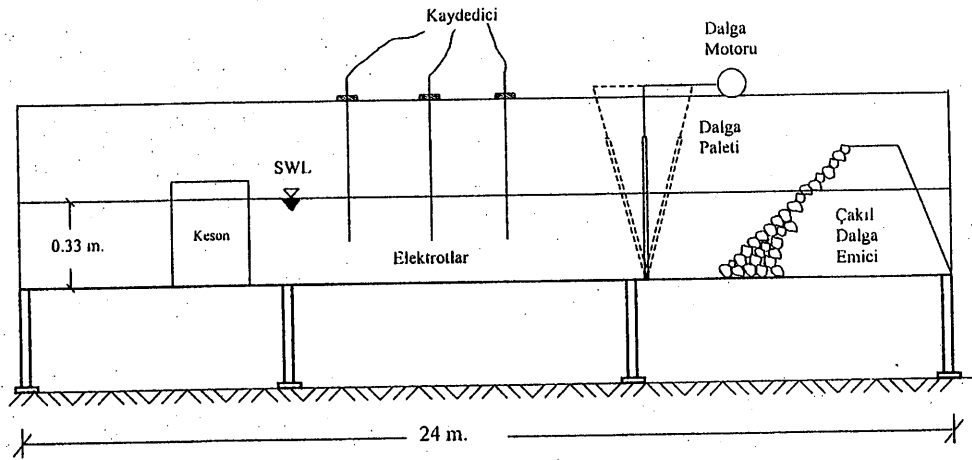
MODEL OLARAK KESON YAPISININ İMALATI

Kesonun kendisi ahşaptan yapılmış olup, üst kiriş ise betondan imal edilmiştir. Her ikisi daha sonra birleştirilmiştir. Üst kiriş ön yüzey konfigürasyonu için ise uzunluk ölçeğinde küçültülmüş özel parçalar imal edilerek beton kalıbında kullanılmıştır. Bu özel parçalar deneylerin yapılması sırasında ön yüzeyi konfigürasyonsuz yekpare yüzey haline getirebilmek için de kullanılmıştır. Bu yolla önyüzey konfigürasyonsuz durumun için ortaya çıkan koşulların konfigürasyonlu durumla aynı dalga koşullarında denenmesi olanağı yaratılmıştır.

Konfigürasyonun ana etkisini ortaya koyan önemli parametrelerden biri olan dalga aşma miktarının ölçülebilmesi için kesonun üst yüzeyinde kirişi gerisi, bir su toplama havuzu olarak imal edilmiştir. Aşan dalga miktarı bu havuzda suyun yükseklik olarak birikmesi ölçülerek belirlenmiştir.

İKİ BOYUTLU MODEL SİSTEMİ

Belde Limanı keson rıhtımının iki boyutlu modeli laboratuvardaki 24m x 1.0m x 0.5m boyutlarındaki kenarları tamamen cam olan dalga kanalında yapılmıştır (Şekil 3). Dalga kanalı düzenli dalga üreticisine sahip olup, en uygun çalışma su derinliği 33 cm dir. Bu derinlik seçilen uzunluk ölçeğine göre keson yapısının kiriş altına kadar yüksekliğine karşı gelmektedir.



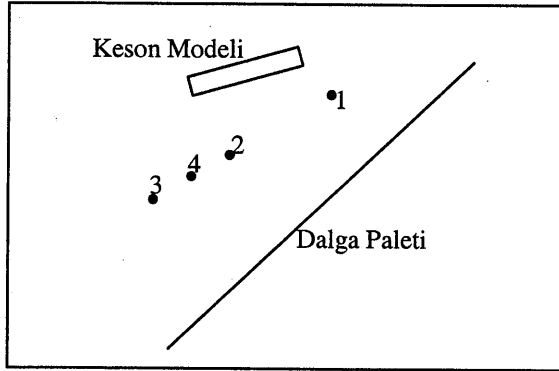
Şekil 3. Dalga Kanalı

İki boyutlu dalga kanalında dalgalar ardışık olarak dizilmiş üç ayrı dalga probundan yararlanılarak doğrudan bilgisayar ortamına kaydedilmiştir. Ölçümlerde keson ön yüzeyinden yansıyan dalgaların kanal içinde giderek artarak üretilen orijinal dalgayı bozmasına sebep olmamak için deney süresi oldukça kısa tutulmak zorunda kalınmıştır. Deneyler arasında ise kanalın sakin hale gelmesi için beklenilmiştir. Dalga aşması ise keson üstü havuzda biriken su miktarının ölçülmesi ile belirlenmiştir.

ÜÇ BOYUTLU MODEL SİSTEMİ

Üç boyutlu model deneyleri 30 m x 30 m boyutlarına ve 0.55 m su derinliğine sahip dalga havuzunda yapılmıştır. STFA tarafından hakim dalga ortagonali ile keson eksenini normali arasındaki açının 28° olduğu bildirilmiştir. Modelde keson arkasının sakinleştirilmesi amacıyla kesonun her iki yanı geriye doğru kapatılmış ve bir izleme platformu yapılmıştır.

Dalga kayıtları iki boyutluya benzer bir yaklaşımla fakat dört dalga probu kullanılarak yapılmıştır (Şekil 4). Bunlardan ilki kesondan yansıyan dalgalardan etkilenmeyecek ve sadece üretilen dalga özelliklerinin kaydedilebileceği noktaya konulurken diğerleri dalga yansımalarını belirleyecek şekilde ve doğrultuda ard arda dizilmişlerdir.



Şekil 4. Üç Boyutlu Modelin Krokisi ve Probların Konumları

İKİ BOYUTLU MODEL DENEYLERİNİN SONUÇLARI

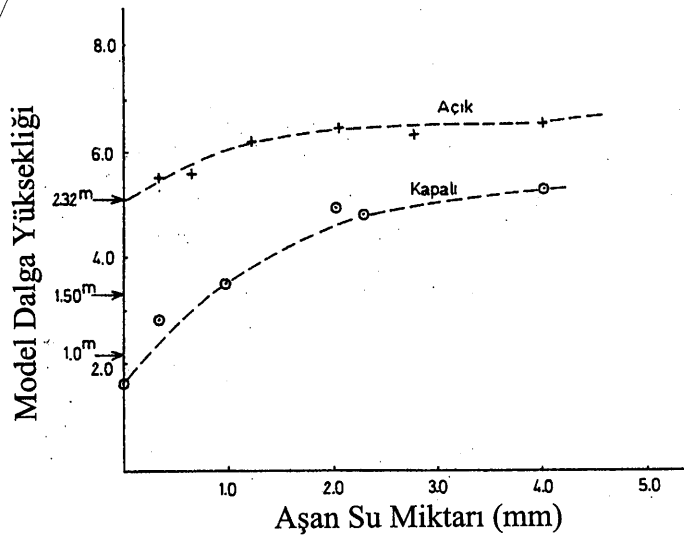
- Üst kiriş ön yüzeyi konfigürasyonu tam haliyle,
- Üst kiriş ön yüzeyi konfigürasyonunda en iç kısım kapatılmış haliyle,
- Üst kiriş ön yüzeyi konfigürasyonsuz haliyle ayrı ayrı deneyler yürütülmüştür.

Deneylerde konfigürasyonsuz halin elde edilebilmesi için daha önce tanımlanan parçalar kullanılmıştır.

Elde edilen sonuçlar aşağıda toplu olarak verilmiştir.

- Üst kiriş konfigürasyonu tam haliyle, en iç kısmın kapatılmış halin farkının araştırılması için aynı dalga karakteristiklerinde ard arda deneyler yapılmış olup, aralarında ölçülebilir mertebede bir fark elde edilememiştir. Dolayısıyla en iç kısmın yapılmasının gerekli olmadığı görüşüne varılmıştır.
- En iç kısmın kapatılmış fakat ön yüzey konfigürasyonun diğer kısımlarının korunduğu durum ile konfigürasyonsuz hal için yapılan deneylerde varılan sonuçlar şunlardır:

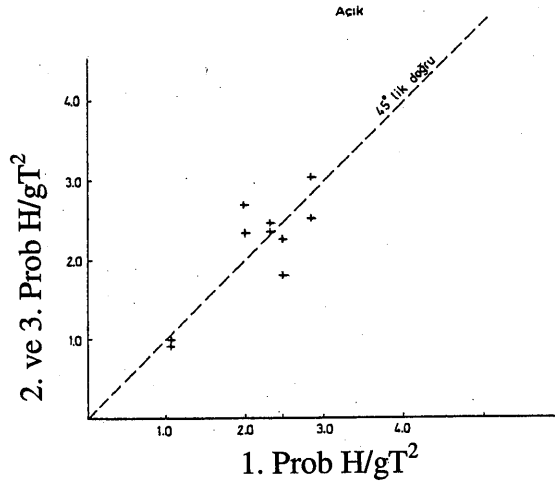
b1. Şekil 5’de görüldüğü gibi konfigürasyonun dalga tırmanmasına etkisinin çok büyük olduğu, konfigürasyonsuz halde ≈ 1.0 m de dalga aşması başlarken, konfigürasyonlu da bu değerin 2.30 m ye yükseldiği görülmüştür.



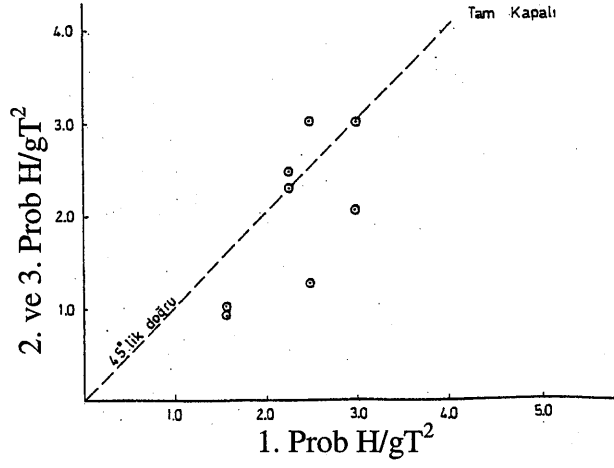
Şekil 5. Dalga Aşması Olayının Karşılaştırılması

b2. Dalga yansıması olayı iki boyutlu kanalda kesonun sahip olduğu geometri nedeniyle klasik yöntemlerle belirlenememesine karşılık boyutsuz H_s/gT_0^2 parametresinin karşılaştırılması sonucunda konfigürasyonlu halde Şekil 6 ve 7’de görüldüğü gibi dalga formunun her üç probda da korunduğu gözlemlenmiştir.

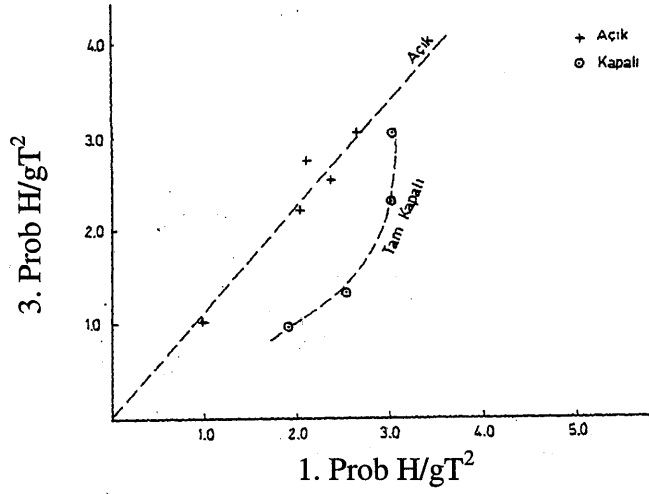
Konfigürasyonsuz halde ise çok büyük bir farklılaşma meydana geldiği görülmüş ve bunun yansımadan dolayı ortaya çıktığı görsel olarak da belirlenmiştir (Şekil 8 ve 9). Dolayısı ile konfigürasyonun dalga tırmanmasını azaltırken dalga yansımasını da büyük ölçüde azalttığı sonucuna varılmıştır. Başka bir deyişle, konfigürasyon dalganın enerjisini büyük oranda sönmölemektedir.



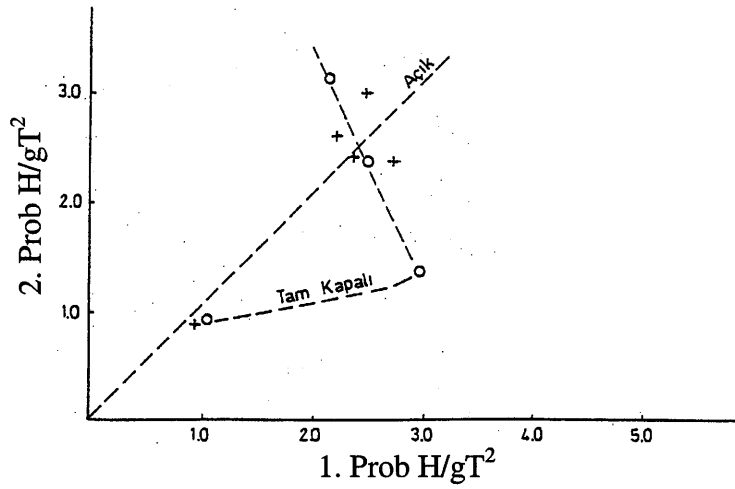
Şekil 6. Dalga Yansımasının Etkisi



Şekil 7. Dalga Yansımasının Etkisi



Şekil 8. Dalga Yansımasının Etkisi



Şekil 9. Dalga Yansımasının Etkisi

ÜÇ BOYUTLU MODEL DENEYLERİNİN SONUÇLARI

Dalga kanalında yapılan deneyler sonucunda keson üstü sürekli kirişin ön yüzeyi konfigürasyonunun en iç kısım olmaksızın uygulanmasına karar verilmiş olduğundan üç boyutlu model deneyleri kesonun dalgayla planda 28° lik bir açıyla konumlanmasının dalga aşmasına etkisini araştırmak amacıyla yürütülmüştür. Deney sonuçlarının iki boyutlu deney sonuçları ile karşılaştırılması yapıldığında dalga aşmasının meydana geldiği dalga yüksekliğinin 2.22 m den 3.19 m ye yükseldiği görülmektedir. Başka bir ifade ile kesonun planda hakim dalga yönüyle 28° lik bir açıya sahip olması dalga aşmasının meydana geldiği dalga yüksekliği değerini 1.4 kat arttırmıştır. Bu amaçla yapılan toplam dokuz deneyin sonuçları Tablo 3.1 de özetlenmiştir.

Tablo 1. Üç Boyutlu Dalga Havuzu Deneyi Sonuçları

Deney No	H (cm)	H _{prototip} (cm)	Dalga Etkisi Sonucu	Yansıma Oranı
1	4,01	175,33	Aşma yok	% 20
2	3,79	165,50	Aşma yok	% 10
3	5,50	240,20	Püskürme var	% 23
4	4,65	203,06	Püskürme var	% 34
5	3,59	156,80	Aşma ve püskürme yok	% 24
6	4,17	182,10	Aşma ve püskürme yok	% 30
7	5,63	246,00	Püskürme var	% 28
8	6,88	300,23	Püskürme var	% 20
9	7,30	318,80	Aşma var	% 40

SONUÇ

Yapılan iki ve üç boyutlu hidrolik model çalışmalarında:

- Kiriş ön cephe konfigürasyonunun çok etkili olduğu dik doğrultudaki dalgalarda aşmaya yol açan dalga yüksekliğini 2.2 kat arttırdığı,
- Konfigürasyonun ilk önerilen şeklinde yer alan en iç kısmının genel performansda ölçülebilir bir fark yaratmadığı ve dolayısıyla yararının olmadığı,
- Kesonun yüzey normali ile dalga ortagonali arasında bir açı bulunması durumunda dalgaların yüzeyi yalayarak geçtiği ve 28° lik bir açı için dalga aşmasına yol açan dalga yüksekliğinin dik dalga etkisi durumuna göre 1.4 kat daha büyük olduğu temel sonuçlarına varılmıştır.

Ayrıca aşağıdaki hususlarda değerlendirilmeye değer görülmüştür.

Keson ön yüzeyi geometrisi nedeniyle keson üstü sürekli kirişin altı yüzey kesonların birleşim bölgelerinde dalga etkilerine maruz kalmakta olup, şok (anlık) kuvvetlerin yaratacağı etkilere açık bulunmaktadır. Bu bölgelerde cephe konfigürasyonu da yer almaktadır.

Üç boyutlu deneylerde yansıyan dalgaların gelen dalgadan yansıması olayı da gözlenmiş olup, çok uzun bir rıhtımda belli bölgelerde aşırı dalga değerlerinin meydana gelme olasılığının bulunduğu düşünülmektedir.

TAŞ DOLGU DALGAKIRANLARDA HASARLARIN DALGA AŞMASI ORANI İLE BİRLİKTE İNCELENMESİ

**Bergüzar Öztunalı ÖZBAHÇECİ, Urfi YERLİ, Gülsen KIZIROĞLU,
Engin BİLYAY, Selahattin BACANLI, Yusuf Ziya BOYACI**

Ulaştırma Bakanlığı, DLH İnş. Gn. Md.'lüğü, Araştırma Dairesi Başkanlığı,
Liman Hidroliği Şube Müdürlüğü; Serpmeler No:3 Macunköy/Ankara;
Tel:312 397 33 50 Fax:397 38 11; e-posta: ozbahcecim@isnet.net.tr

ÖZET

19-21 Şubat 1999 tarihinde özellikle Doğu Karadeniz Bölgesini etkileyen bir fırtına meydana gelmiş ve fırtına bölgedeki pek çok kıyı yapısına zarar vermiştir. Bu çalışma, Trabzon Yat Limanında meydana gelen hasarın araştırılarak, dalgakıranın stabilitesinin hidrolik deneylerle belirlenmesini kapsamaktadır. Fırtına anında çekilen video görüntülerinde dalgakıran boyunca kütle halinde yoğun bir aşma tespit edilmiş olduğundan; gerek limanın iç tarafındaki stabilite gerekse yapının yat limanı olması dikkate alınarak, dalga aşması ve koruma tabakası stabilitesi ayrı hidrolik model deneyleri ile incelenmiştir. Deneyler DLH İnş. Gn. Md'lüğü Araştırma Dairesi Başkanlığı Liman Hidroliği Laboratuvarındaki dalga kanalında, düzenli ve düzensiz dalgalar kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

1. GİRİŞ

Yat turizmi dünya çapında oldukça popüler olup ve üç tarafı denizlerle çevrili ülkemiz için de turizm açısından önemli ve avantajlı bir alandır. Akdeniz ve Ege Denizindeki yat limanları ile oluşturulan yat turizmi ağının Karadeniz Bölgesi ile de birleştirilerek, zincirin tamamlanması ve böylece yat turizminin daha çekici hale getirilmesi açısından Trabzon Yat Limanı önemli bir projedir.

Bilindiği gibi 19-21 Şubat 1999 tarihinde özellikle Doğu Karadeniz Bölgesini etkileyen bir fırtına meydana gelmiş ve fırtına bölgedeki pek çok kıyı yapısına zarar vermiştir. Hasar gören yapılar arasında Giresun, Trabzon, Rize, Hopa gibi büyük limanlarımızın yanı sıra Trabzon Yat Limanı ve Ardeşen Balıkçı Barınağı gibi fırtına sırasında inşaatı devam eden yapılar da bulunmaktadır.

DLH İnş. Genel Müdürlüğü, Liman Etüd Proje Dairesi Başkanlığı, Daire Başkanlığımıza başvurarak yapımı süren Trabzon Yat Limanında meydana gelen hasarın araştırılarak, dalgakıranın stabilitesinin hidrolik deneylerle belirlenmesini istemiştir. Fırtınadan 20 gün sonra Trabzon yat limanında yapılan teknik incelemede, özellikle dalgakıranın kurp ve kafa bölgesi arasında kalan kısımda hasarlar olduğu belirlenmiştir. Ayrıca fırtına anında çekilen video görüntülerinde dalgakıran boyunca kütle halinde yoğun bir aşma gözlemlenmiştir. Bölgedeki teknik elemanlar ve yüklenici firma yetkililerinden alınan bilgiye göre; fırtına öncesinde Trabzon Yat Limanı dalgakıranının kafa kısmı hariç, dalgakıranın şevi ve kret yüksekliği tamamlanmış ve tanzimi yapılmış olup, yalnızca kronman dökülmemiştir.

Hidrolik modelleme çalışması beş aşamada gerçekleştirilmiştir:

- 1-Proje kesitinin tasarım dalgası altında incelenmesi
- 2-Fırtına dalgasının tahmini ve fırtına koşullarının benzeştirilmesine yönelik deneyler
- 3-Dalgakıran stabilitesine yönelik deneyler
- 4-Alternatif kesitlere yönelik deneyler
- 5-Dalga aşması deneyleri

2. PROJE KESİTİNİN İNCELENMESİ

2.1. Tasarım Dalgası ve Kesiti

DLH İnşaatı Genel Müdürlüğü, Liman Etüd Proje Dairesi Başkanlığı'na verilen derin deniz tasarım dalgası ve topoğrafya özellikleri aşağıdaki gibidir:

$H_0 = 5.00$ m

$T_0 = 8.27$ sn

Etkin yön: N, NNE

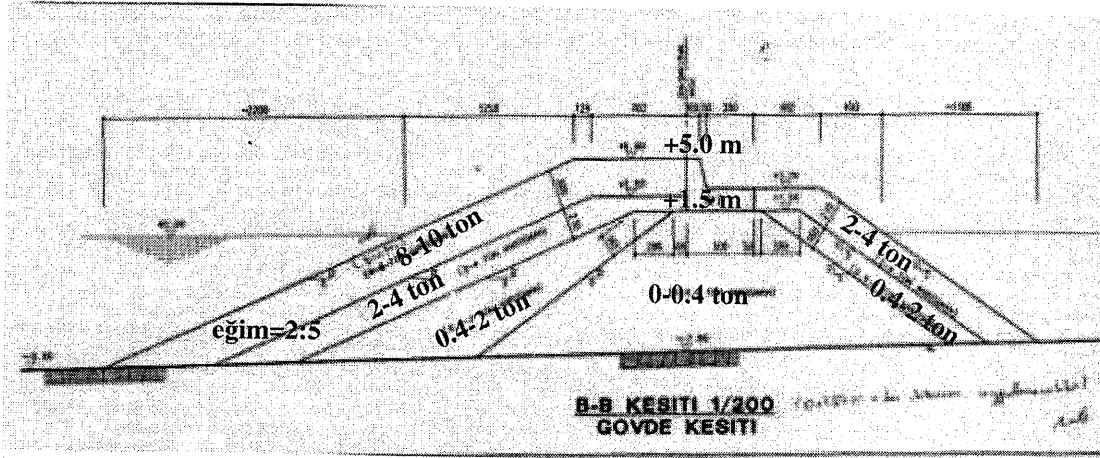
Yapı önü su derinliği: 8.8 m

Deniz taban eğimi: 1/50

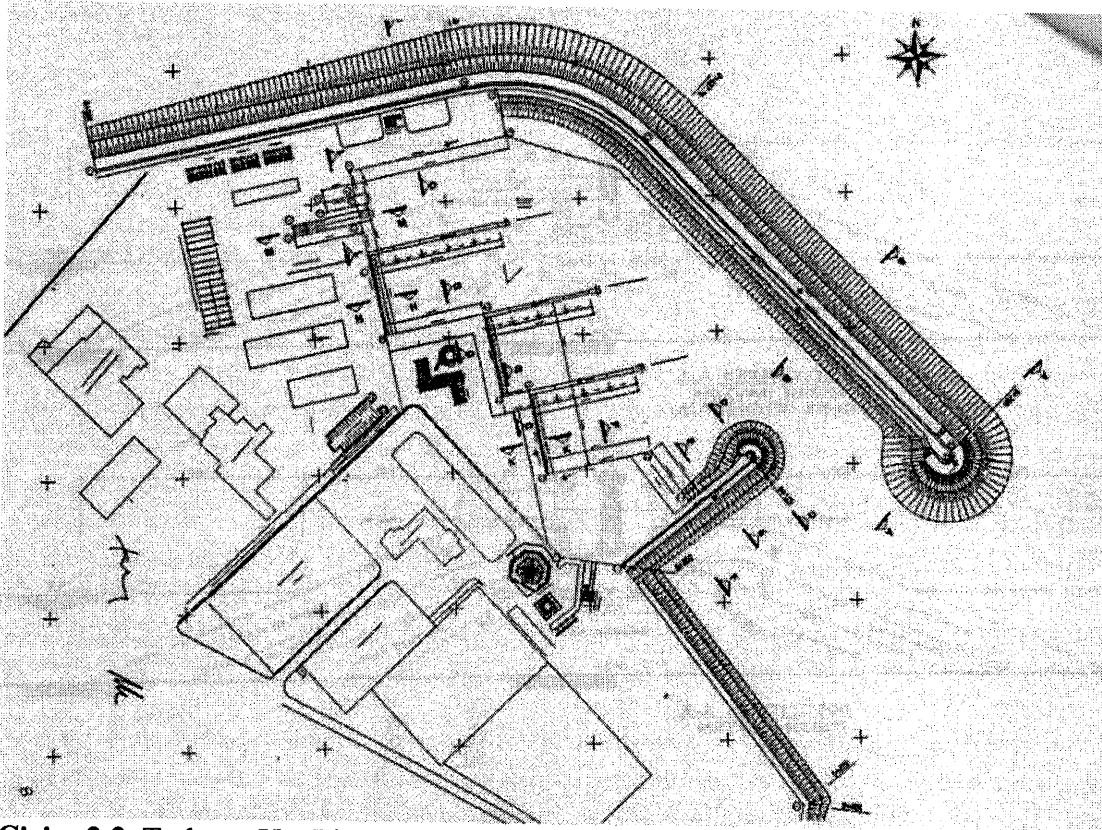
Dalga değerleri Ergin ve Özhan (1986)'dan alınmıştır. Derin deniz değerleri dalga transformasyonu ile yapı önüne taşındığında dalga yüksekliği $H' = 4.64$ m bulunmaktadır. Buna göre Hudson formülü uygulanarak koruma tabakası taş ağırlığı 6-8 ton olarak hesaplanmıştır. Ancak kurp bölgesinden itibaren koruma tabakasının 8-10 ton olarak uygulanmasına karar verilmiştir. Kesit ve limanın plan görünüşü Çizim 2.1 ve Çizim 2.2'de gösterilmektedir.

2.2 Tasarım Dalgasına Yönelik Deneyler

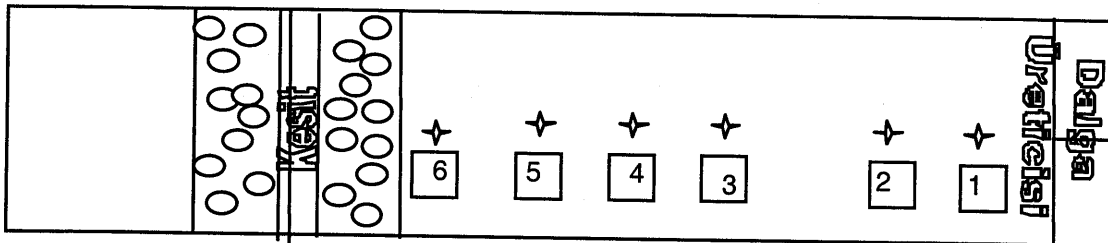
İkinci bölümde sözü edilen tasarım dalgası karşısında dalgakıranın stabilitesini inceleyebilmek amacıyla, dalgakıran kesiti 1/26.6 ölçeği ile Araştırma Dairesi Başkanlığı, Liman Hidrolik Araştırma Şube Müdürlüğü Laboratuvarındaki 40mx0.6mx1.2m boyutlarındaki dalga kanalına yerleştirilmiştir. Taban eğimi tasarımdaki gibi 1/50 olarak düzenlenmiştir. Model kesitinin, dalgaölçerlerin ve üreticinin dalga kanalına yerleşimi Çizim 2.3.'de gösterilmiştir.



Çizim 2.1. Dalgakıran Kesiti (kurp öncesinden uç kesime kadar olan bölge için)



Çizim 2.2. Trabzon Yat Limanı Plan Görünüşü



Çizim 2.3. Dalga Kanalının Görünüşü

1 ve 2 no'lu dalgaölçerler gelen ve yansıyan dalganın ayrıştırılması, diğer dördü ise yapı önüne değin oluşan değişimleri incelemek amacıyla kanala yerleştirilmiştir.

Düzenli ve düzensiz dalgalarla yapılan deneylerde periyot sabit tutularak (8 sn) dalga yüksekliği basamaklar halinde 2m'den 6.7 m'ye kadar arttırılmıştır. Her deneyin sonunda yer değiştiren taş sayısı sayılarak hasar yüzdesi bulunmuştur. Deney süresi düzenli dalgalar için 600 dalga, düzensiz dalgalar içinse yaklaşık 1500 dalgaya karşılık gelen zamandır.

Tüm deneyler birer kez tekrar edilmiştir. Deney sonuçlarına göre maksimum hasar %3 civarındadır. Demek ki yapı, tasarım parametreleri söz konusu olduğunda oldukça dengelidir.

3.FIRTINA DALGASININ TAHMİNİ VE FIRTINA KOŞULLARININ BENZEŞTİRİLMESİNE YÖNELİK DENEYLER

3.1.Fırtına Dalgasının Analizi

Fırtınanın analizi Araştırma Dairesi Başkanlığı, Liman Hidrolik Araştırma Şube Müdürlüğü çalışanlarından İnş. Yük. Müh. Ş. Emrah ARIKAN tarafından yapılmış ve ayrı bir rapor halinde sunulmuştur. Analiz için, Devlet Meteoroloji İşleri Genel Müdürlüğü tarafından 6 saatlik aralıklarla hazırlanan sinoptik haritalar, kıyı istasyonlarına ait deniz rasatları ve Avrupa Orta Ölçekli Hava Tahmin Merkezi'nce (ECMWF) hazırlanan rüzgar verileri kullanılmıştır. Daha sonra Karadeniz üzerinde 613 adet deniz grid noktası oluşturularak yukarıda sözü edilen kaynaklardan elde edilen rüzgara ait hız ve yön bilgileri 'WAM' adlı modele girilmiş ve aynı grid noktalarındaki belirgin dalga yükseklikleri, periyotları ve dalga yönleri hesaplanmıştır. 18-24 Şubat tarihlerinde Trabzon için sonuçlara göre belirgin dalga maksimum değere derin deniz koşulları için 20 Şubat'ta $H_{1/3}=5.23$ m $T_{1/3}=8.9$ sn ile ulaşmıştır. Ancak 19-20 Şubat'ta dalga periyodu 10 sn civarında değer almakta hatta 12 sn'ye varmaktadır. Dalga yönü fırtınanın ilk zamanlarında Kuzeydoğu ve Kuzey olarak gözükmürken daha sonra Kuzeybatı etken yön olarak karşımıza çıkmaktadır.

Yüklenici firma yetkilileri tarafından fırtına anında yapılan video çekimlerinde dalga periyodunun 9 sn ile 17 sn arasında değiştiği ve ortalama 12 sn olduğu saptanmıştır. Ayrıca dalgakıran boyunca kütle halinde yoğun bir aşma olduğu gözlemlenmiştir.

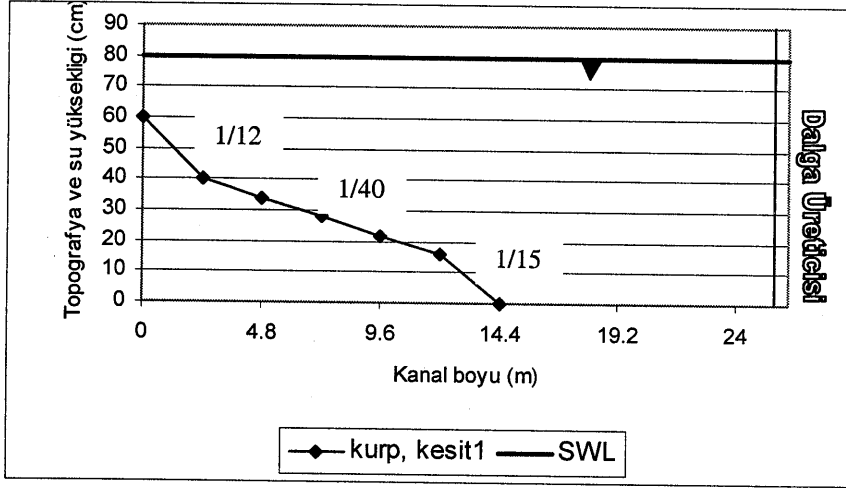
3.2. Fırtına Dalgasına Yönelik Deneyler

Tasarım koşullarında stabilite açısından dayanıklı olduğu deneylerle ortaya çıkarılan kesitin, fırtına koşullarındaki davranışını saptamak üzere bir seri deney gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla öncelikle fırtına dalgası analizi ve video çekimleri dikkate alınarak dalga karakteristiklerinin ve dalgakıranın inşaat seviyesi ile topoğrafyanın fırtına sırasında durumunun deneylerle tam olarak benzeştirilmesine çalışılmıştır.

Çalışmaya yönelik olarak önce, dalgakıran boyunca çeşitli noktalardan (dalgakıran inşaatının denizle olan sınırından 140m, 360m, 480m ve 620m uzaklıkta) yaklaşık 1 km'lik bir hat boyunca alınan iskandil değerleri ile deniz topoğrafyası belirlenmiştir. Alınan

noktalardan kurp bölgesini kapsayan ve kafaya kadar olan kısımdaki topoğrafyayı da temsil edebilecek topoğrafya datasının, kanalda uygulanmasına karar verilmiştir. Çizim 3.1'de bu uygulama ve kanal taban eğimi gösterilmiştir.

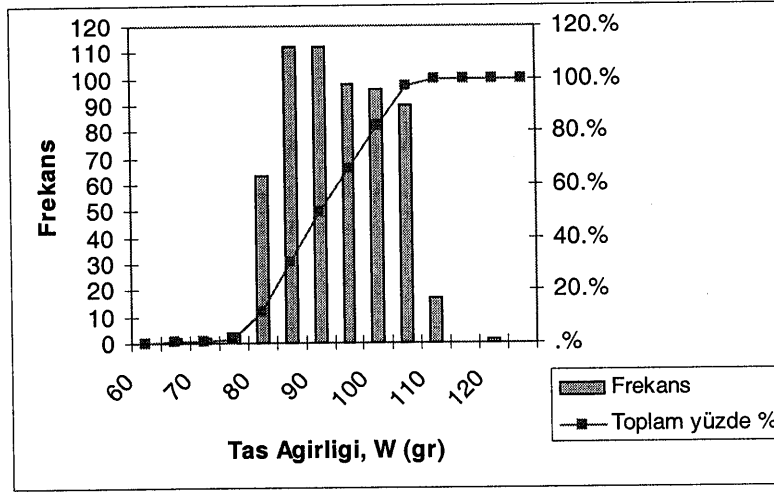
Bölgedeki teknik elemanlar ve yüklenici firma yetkililerinden alınan bilgiye göre; fırtına öncesinde kafa kısmı hariç, dalgakıranın sevi ve kret yüksekliği tamamlanmış ve tanzimi yapılmış olup, yalnızca kronman dökülmemiştir. Bu yüzden deneyde de kronman bloğu konmamıştır.



Çizim 3.1. Kanala Yerleştirilen Topoğrafyanın Kesit Görünüşü

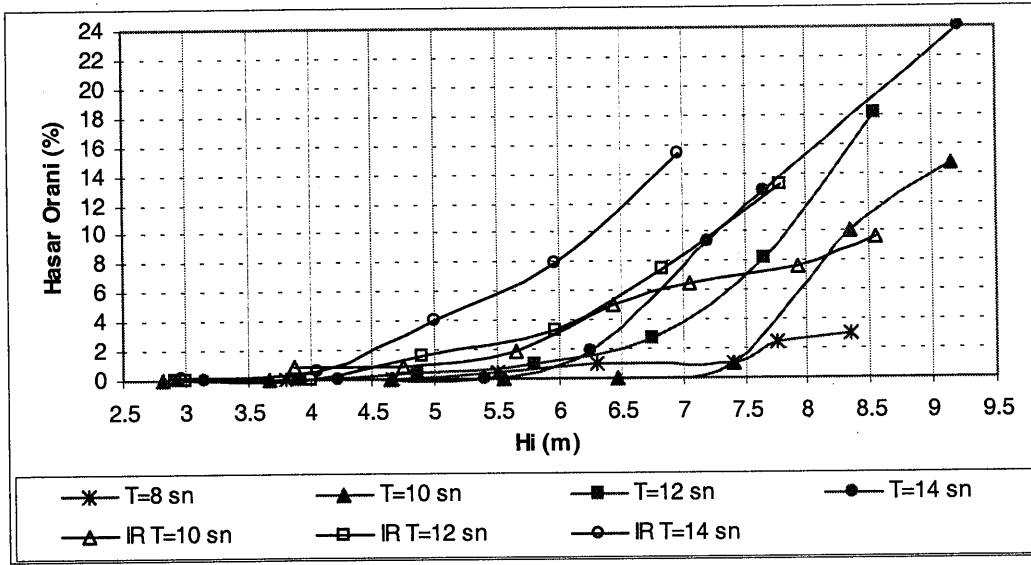
Gerek fırtına dalgası analizi gerek fırtına anında çekilen video görüntüleri dikkate alınarak, fırtına dalgalarının 10 sn ile 14 sn arasında belirgin dalga periyoduna sahip olduğu sonucuna varılmış ve deneylerde 10 sn, 12 sn, 14 sn olmak üzere üç dalga periyodunun kullanılmasına karar verilmiştir. Dalga periyodu sabit tutularak oluşturulan bir deney seti, dalga yüksekliğinin aşma ve hasar profilinin izlenmesi amacıyla basamaklar halinde arttırıldığı testlerden oluşmuştur.

Dalga karakteristikleri ve yeni topoğrafyanın kanalda oluşturulması amacıyla dalga üreticisinin üretim sınırları da dikkate alınarak model ölçeği 1/45 olarak değiştirilmiştir. Düzenli ve düzensiz dalgaların kullanıldığı deneylerde, bir önceki tasarım dalgası deneylerini kontrol etmek üzere $T=8$ sn için de bir deney seti gerçekleştirilmiştir. Deneylerde kullanılan taş ağırlıklarının dağılımı Çizim 3.2.'de verilmiştir. Buna göre $W_{50}=90$ gr'dır (prototipte 9 tona karşılık gelmektedir).



Çizim 3.2. Deneylerde Kullanılan Taş Ağırlıkları Dağılımı

Yapılan deneylerde kütle halinde aşma ve hasar oranı profili fırtına sırasındakine benzer olarak gözlemlenmiştir. Deney sonuçlarına göre hasar oranı grafikleri Çizim 3.3’de gösterilmektedir.



Çizim 3.3. Gelen Dalgaya Bağlı Hasar Oranı Grafiği (Kronmansız)

(‘IR’ ile gösterilenler düzensiz dalga deneylerinin, diğerleri düzenli dalgalarla yapılan deneylerin sonuçlarıdır.)

Çizim 3.3’den de görüleceği gibi düzensiz dalgalar düzenlilere göre daha önce ve daha fazla hasara neden olmaktadır. Dalga yüksekliği gibi dalga periyodu da arttıkça hasar artmaktadır. T=8 sn ile yapılan deney bir önceki tasarım dalgası deneylerini doğrulamaktadır. Zira H=8.5 m’de bile hasar %5’in altında çıkmıştır. Bölgede incelemeler sırasında gözlemlendiği gibi koruma tabakası taşları denize (aşağıya) doğru hareket ettikleri gibi yukarıya doğru da tırmanmışlardır. Hasar daha çok su seviyesi civarındaki taşlarda görülmekle birlikte su seviyesinin üstünde ve kretteki taşlar, kronmanın olmayışının da etkisiyle oldukça hasar görmüşlerdir. Özellikle T=12 ve 14 sn deneylerinde

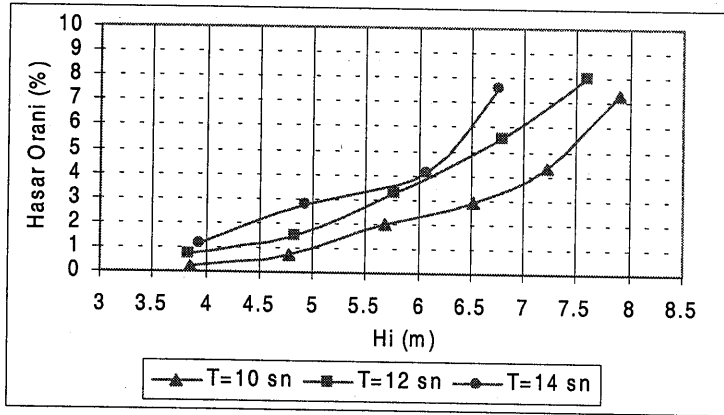
yoğun aşmanın etkisiyle dalgakıran kesitinin liman tarafındaki kısmında büyük oyulmalar meydana gelmiştir.

4. DALGAKIRAN STABİLİTESİNE YÖNELİK DENEYLER

Yeni topoğrafya ve dalga karakteristikleri ile fırtınanın, laboratuvar koşullarında benzeştirilebildiği yukarıda da anlatıldığı gibi ortaya çıkınca geriye yapılması gereken, dalgakıranın inşaatının tamamlandığında fırtınalar karşısındaki davranışının sınanmasıdır. Bu amaçla kronman bloğu da kesitin üstüne yerleştirilerek, tasarım kesiti inşaatı bittiğinde alacağı konuma getirilmiştir.

Bölüm 4.b'de anlatıldığı gibi düzensiz dalgaların düzenlilere göre daha fazla hasar vermesi ve doğadaki durumu daha doğru yansıtmamasından dolayı deneyler yalnızca düzensiz dalgalarla gerçekleştirilmiştir. Her deney, taşların yerleştirilmesinden kaynaklanan etkileri azaltabilmek amacıyla iki kere tekrarlanmıştır. Dalga periyodu olarak $T=10$, 12 ve 14 sn kullanılmıştır. Diğer deneylerde olduğu gibi sabit periyot için dalga yüksekliği 3m 'den başlayarak basamaklar halinde artırılmış, her testin sonunda toplam yer değiştiren taşlar sayılmış ve hasar $\%5$ 'i geçtiğinde deney seti sonlandırılmıştır.

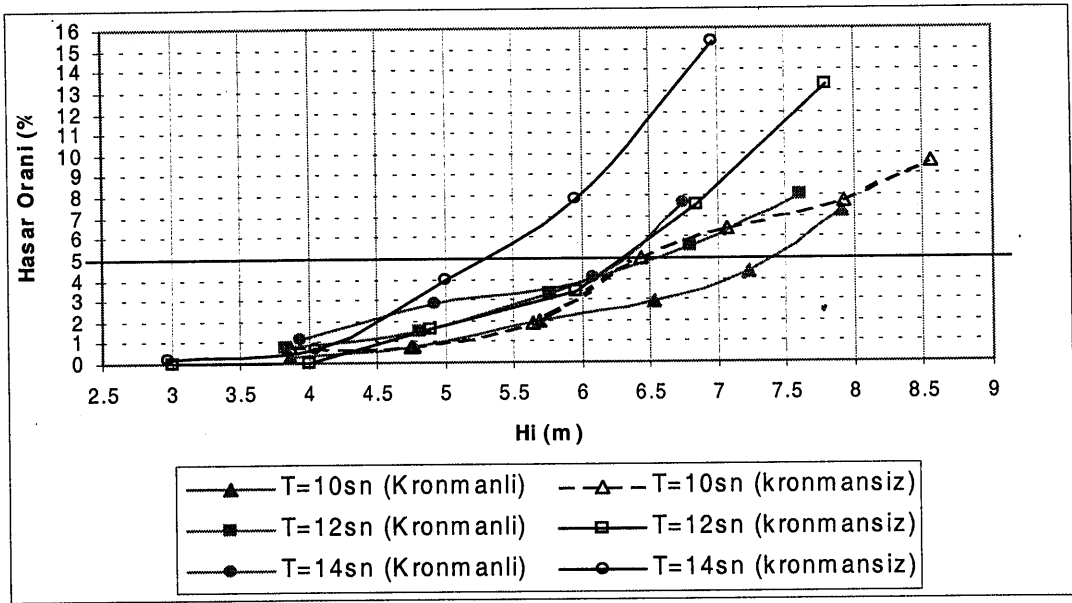
Hasar oranı, aynı dalga koşulları altında yapılan birbirinin tekrarı her iki deneyde de benzer çıkmış ve sonuçlar ortalama alınarak verilmiştir. Çizim 4.1'de deney sonuçları dalga yüksekliğine bağlı hasar oranı grafikleriyle verilmektedir.



Çizim 4.1. Gelen Dalgaya Bağlı Hasar Oranı Grafiği (Kronmanlı)

Çizim 4.1'den de görüleceği gibi deneyleri yapılan dalgakıran kesiti belirgin dalga yüksekliği $H_{1/3}=5.5$ m'ye kadar dengesini koruyabilmekte ancak daha sonra hasar oranındaki artış hızlanmakta $H_{1/3}=6$ ile 6.5 m arasında Hasar $\%5$ 'e ulaşmaktadır. $T=10$ sn'de $\%5$ hasar $H_{1/3}=7$ m'de oluşmaktadır. Daha önceki deneylerde olduğu gibi periyot hasar oranını etkilememektedir.

Kronmandan dolayı su seviyesinin üstündeki ve kretteki taşlarda hasar, Çizim 4.2. den görüleceği üzere Bölüm 3'te anlatılan deneylere göre daha az gerçekleşmiştir. Bunun sebebi kronmandan dolayı oluşan stablitedir. Dalga aşması özellikle $T=12$ ve 14 sn'de yine etkili olmuş, $H_{1/3}=6$ m'den itibaren kesitin liman tarafındaki kısmında oyulma hatta, oyulma ve aşınmayla birlikte kronmanda kayma gözlemlenmiştir.



Çizim 4.2. Gelen Dalgaya Bağlı Hasar Oranı Grafiği (Kronmanlı ve kronmansız)

4.1. Dalga Aşması Deneyleri

Fırtına sırasında çekilen video görüntülerinde dalgakıran boyunca yoğun bir şekilde kütle halinde aşma gözlemlenmektedir. Bu nedenle mevcut proje kesitinde olduğu gibi alternatif kesitlerde de aşmanın incelenmesi gerekmektedir.

Küçük basenli limanlarda, dalgakıranın arkasının rıhtım olarak kullanıldığı limanlarda ve genelde, dalgakıranın kara tarafının stabilitesi için dalga aşması oldukça önemlidir. Bu nedenle dalgakıran tasarımı sırasında mutlaka gözönünde bulundurulmalıdır. Hidrolik model deneyleri prototipteki dalga aşmasının tahmininde oldukça yararlı araçlardır.

Aşmanın niceliği, aşarak kara tarafına geçen su miktarının, gerek birim dalga ve dalgakıran birim uzunluğuna düşen miktarın hacimsel olarak (m^3/m), gerekse fırtına süresi boyunca yine birim uzunluğa düşen ortalama aşma oranının ($m^3/m.sn$) ölçülmesiyle bulunur. Dalga aşması deneylerinde düzenli dalgaların kullanılması ve doğrudan belirgin dalgaya karşılık gelen düzenli dalga deney sonuçlarının kullanılması büyük hatalara neden olmaktadır (Goda,1985). Çünkü bu durumda, her zaman için belirgin dalga yüksekliğinden büyük dalgaların da fırtına içinde olduğu gerçeği ihmal edilmiş olmakta; bu da tasarımı güvenli olmayan tarafta bırakmaktadır.

Aşmanın ölçülebilmesi için aşma deneyi düzeneği, mevcut model kesitin kronmanından itibaren kanala yerleştirilmiştir. Düzenek, aşan suyun biriktiği 50cmx50cmx30cm boyutlarındaki sac hazne, aşan suyun birikme haznesine dökülmesini sağlayan trapez sac oluk ve biriken suyun miktarını ölçmek için kullanılan dalga ölçerden oluşmaktadır.

Yukarıda belirtilen olumsuzluktan dolayı deneylerde düzensiz dalgalar kullanılmıştır. Bir deney seti, periyodun sabit tutulup dalga yüksekliğinin basamaklar

halinde arttırıldığı deneylerden oluşmuştur. Deneylerde $T_{1/3} = 10, 12, 14$ sn olmak üzere üç farklı dalga periyodu kullanılmıştır.

Düzensiz dalga deneyleri, oluşturulan dalganın karakteristiklerini anlamaya yönelik yapılan istatistiki analizlerin sağlıklı olması için en az 100 dalgadan oluşmalıdır. Bu nedenle deneyler 150 ve 250 dalga için tekrarlı yapılmış ve deney sonucunda, haznede biriken su miktarı ölçülerek, prototipte, dalgakıranın bir metresinden 1sn içinde aşan su miktarı m^3 cinsinden hesaplanmıştır. Sonuçlar Çizim 4.3'de verilmektedir.

Nasıl dalgakıranın stabilitesine yönelik kriter, hasar oranının %5'ten az olup olmaması ise; aşma oranı için de bir kriter olmalıdır. Literatür araştırmasında bu konuyla ilgili iki kaynak çalışma bulunmuştur. Bunların birincisi Goda (1985)'te verilen deniz duvarları için yapı güvenliği açısından izin verilebilecek dalga aşması oranlarıdır. Çizelge 4.1'de sözü geçen limitler verilmiştir.

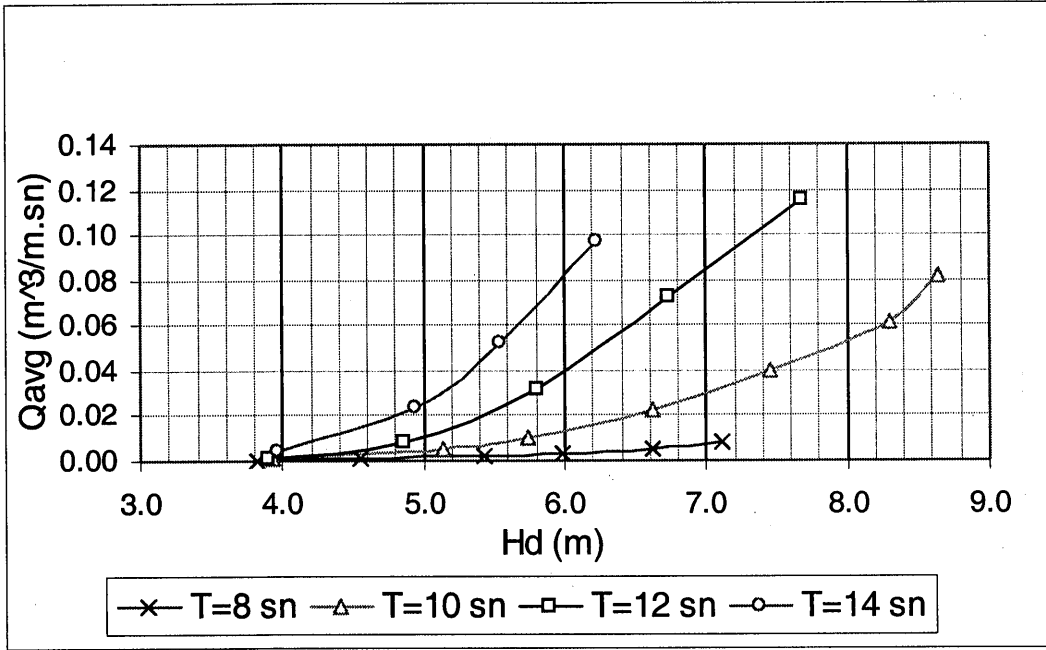
Çizelge 4.1. Yapı Güvenliği Açısından İzin Verilebilecek Dalga Aşması Oranları

Yapı Tipi	Özellikleri	Dalga Aşması Oranı ($m^3/m.sn$)
Dolgu kıyı duvarı	- Ön yüzeyi beton, tepe ve arka yüzey doğal zemin (taş, toprak)	<0.005
	- Ön yüzeyi ve tepesi beton, arka yüzey doğal zemin	0.02
	- Ön yüzeyi, tepesi ve arka yüzeyi beton	0.05
Kıyı duvarı	Zeminde kaplama yok	0.05
	Zeminde kaplama var	0.2

Söz konusu kaynakta, bu limitlerin birkaç metrelik dalga yüksekliği ve sadece birkaç saatlik fırtınalara maruz kalan deniz duvarları için geçerli olduğu; uzun süreli ve yüksek dalga yüksekliğine sahip fırtınalarla karşılaşan yapılar için bu limitlerin küçültülmesi gerektiği belirtilmektedir. Yine aynı çalışmada, yapının arkasının (kara tarafının) kullanılmasının da limitlere karar verilirken dikkate alınması gerektiği vurgulanmaktadır. Örneğin Japonya'da yoğun olarak kullanılan kıyı bölgelerinin önündeki yapılar için aşma oranı limiti $q=0.01m^3/m.sn$ olarak kabul edilmektedir.

Dalga aşması için dikkate alınacak kriterleri veren diğer bir kaynak CUR/CIRIA (1991)'dir. Bu çalışmada tepesi korunaklı (beton), arka eğimi korunaksız dolgu kıyı duvarları için kriter 20 lt yani $0.02 m^3/m.sn$ olarak gözükmektedir. Buna göre, dalga aşma kriteri $0.02 m^3/m.sn$ alındığında ise $T_{1/3}=10$ sn için $H_{1/3}=6.6$ m, $T_{1/3}=12$ sn için $H_{1/3}=5.4$ m, $T_{1/3}=14$ sn için $H_{1/3}=4.9$ m'den büyük dalgalar aşma açısından tehlike yaratmaktadır.

Kriter, Japonya'da uygulanan $0.01 m^3/m.sn$ alınırsa, $T_{1/3}=10$ sn için $H_{1/3}=5.8$ m, $T_{1/3}=12$ sn için $H_{1/3}=5.0$ m, $T_{1/3}=14$ sn için $H_{1/3}=4.3$ m'den büyük dalgalar aşma açısından tehlike yaratmaktadır. $T=8$ sn'de ise $H_{1/3}=7$ m'de bile aşma oranı $0.01 m^3/m.sn$ 'den düşüktür. Yani periyodu 8 sn olan dalgalar stabilitede olduğu gibi aşma açısından da yapıyı hasar verecek şekilde etkileyememektedirler.



Çizim 4.3. Yapı Önündeki Dalgaya Göre Prototip Aşma Oranı Miktarları ($m^3/m.sn$)

5. ALTERNATİF KESİTLERE YÖNELİK MODEL DENEYLERİ

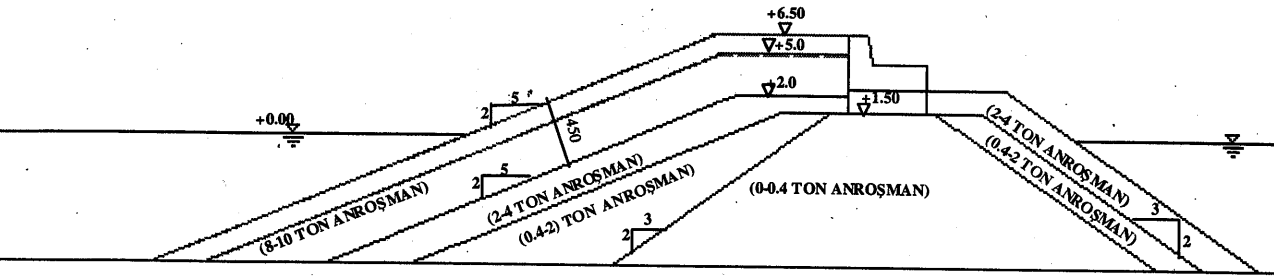
Dalgakıranın stabilitesi ilgili nihai değerlendirmenin yapılabilmesi için, alternatif kesitlerin de incelenmesine ihtiyaç duyulmuş olup, koruma tabakası ağırlığı sabit olmak üzere (8-10 ton), yapı eğimi ve koruma tabakası sıra sayısı değiştirilerek oluşan iki alternatif kesit hidrolik model deneyleri ile incelenmiştir.

Alternatif kesitler aşağıdaki gibidir:

- 1- koruma tabakası taş ağırlığı: 8-10 ton
koruma tabakası sıra sayısı:3
koruma tabakası eğimi:1/2.5
- 2- koruma tabakası taş ağırlığı: 8-10 ton
koruma tabakası sıra sayısı:2
koruma tabakası eğimi:1/3

5.1. Birinci Alternatif Kesite Yönelik Deneyler

Yukarıdaki bölümde sözü edilen birinci alternatif kesit, dalgakıranın stabilitesi ve dalga aşmasını inceleyebilmek amacıyla, 1/45 ölçeği ile dalga kanalına yerleştirilen mevcut proje kesitinin, Çizim 5.1'de gösterildiği gibi düzenlenmesiyle elde edilmiştir. Düzenleme ile koruma tabakasına bir sıra taş daha eklenerek tabaka sayısı üçe çıkarılırken, yapının üst kotu da 6.5m'ye çıkmıştır. Dolayısıyla kronman da 6.5 m'ye yükseltilmiş ancak diğer boyutları değiştirilmemiştir.

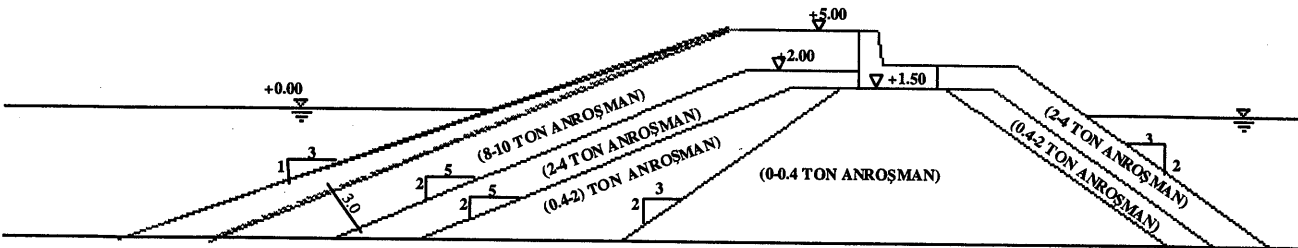


Çizim 5.1. Birinci Alternatif Kesitin Görünüşü (+5 kotu koruma tabakasının proje kesitindeki durumunu, +6.5 kotu alternatif kesitteki durumunu göstermektedir.)

Stabilite deneylerinde hasar oranının, her deney sonunda yer değiştiren taş sayısının, toplam taş sayısına bölünerek bulunması yaygın kullanılan ve önceki proje kesiti ile yapılan deneylerde de uygulanmış bir yöntemdir. Ancak birinci alternatif kesitte koruma tabakası üç sıradan oluştuğundan, taş sayısı proje kesitine göre % 50 dolayında artmıştır. Dolayısıyla aynı miktarda taş yer değiştirse bile toplam taş sayısı artmış olduğundan hasar oranı düşmüş olacak, bu da mevcut ve alternatif kesitin karşılaştırılmasında hataya neden olacaktır. Bu hatayı önlemek amacıyla birinci alternatif kesit için hasar oranı hesaplanırken üstteki iki tabakada bulunan taş sayısı kullanılmıştır. Deneyde kullanılan taş sayısı 941 olmakla birlikte hasar oranı hesaplanmasında dikkate alınan sayı 634'dür.

5.2. İkinci Alternatif Kesite Yönelik Deneyler

İkinci alternatif kesit, birinci alternatif kesitte olduğu gibi, dalga kanalına yerleştirilen mevcut proje kesitinin, Çizim 5.2.'de gösterildiği gibi düzenlenmesiyle elde edilmiştir. Düzenleme, mevcut koruma tabakası eğiminin (1:2.5), taş eklenerek 1:3'e çıkarılmasıdır. İkinci alternatif için kullanılan taş sayısı 937'dir. Sahada dalgakıranın yeniden inşaatı mümkün olamayacağı için, proje değişikliği sözkonusu olduğunda bu değişikliğin mevcut yapı üzerinde yapılacağı gözönüne alınarak böyle bir düzenlemeye gidilmiştir. Ancak bu düzenleme nedeniyle sıra sayısı yapı eğiminin başladığı yerden itibaren zaman zaman üçe çıkmıştır. Bu ise alternatif kesitin karşılaştırılmasında hataya neden olacağı için, birinci alternatifte olduğu gibi, hasar oranının belirlenmesinde, üstteki iki tabakada bulunan taş sayısı kullanılmıştır. Bu sayı 710'dur. Model kesitinin, dalgaölçerlerin ve üreticinin dalga kanalına yerleşimi ve uygulanan topoğrafya ile kullanılan taşların ağırlık dağılımı birinci alternatifte olduğu gibidir.



Çizim 5.2. İkinci Alternatif Kesitin Görünüşü

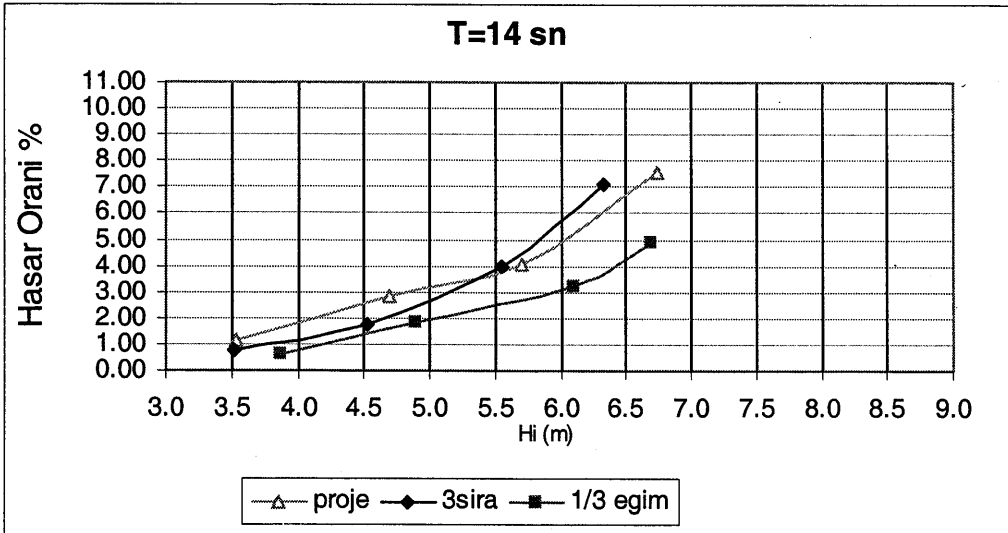
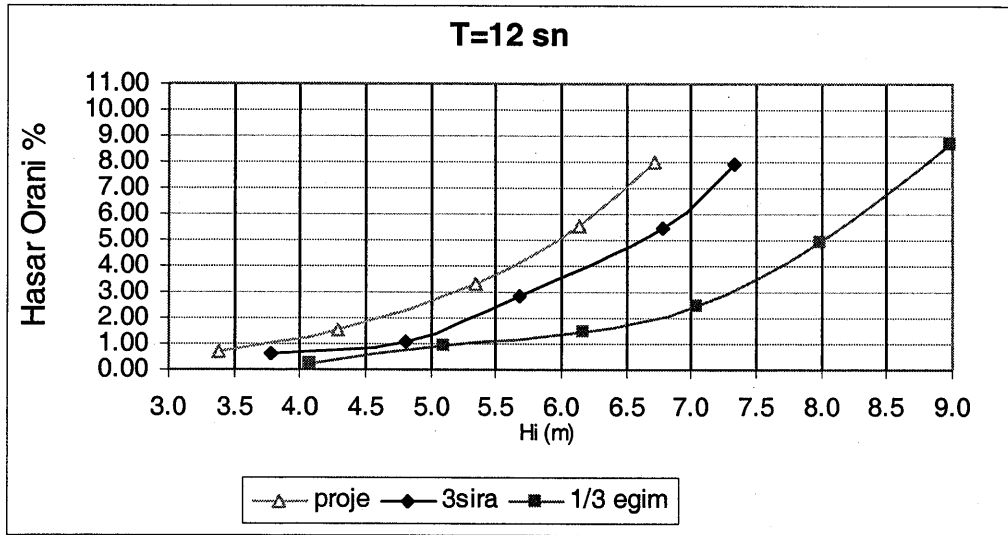
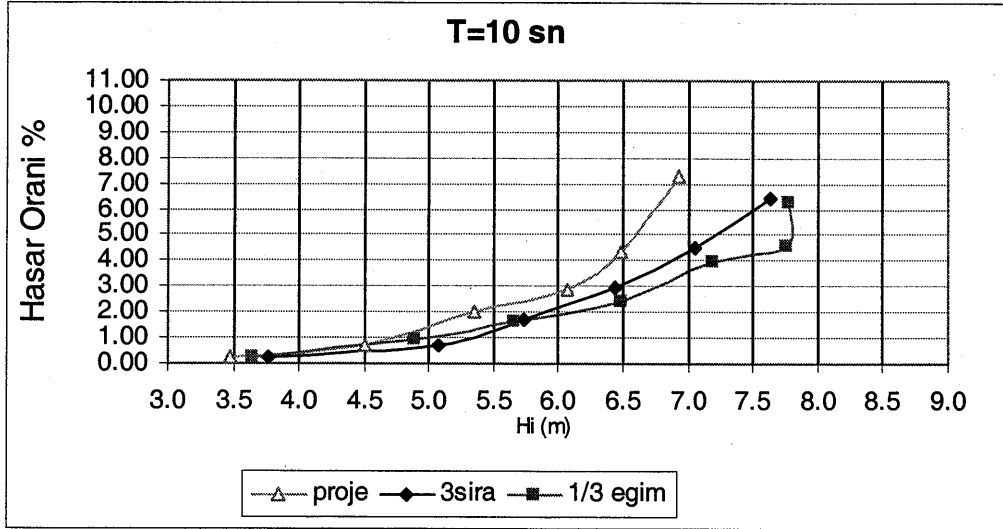
Karşılaştırmanın doğru yapılabilmesi için deney ve dalga koşulları birinci alternatifle aynıdır. Alternatif kesitleri stabilite açısından, birbirleri ve mevcut proje kesitiyle karşılaştırabilmek amacıyla $T_{1/3} = 10\text{sn}$, 12sn ve 14sn için yapı önündeki dalga yüksekliğine bağlı hasar oranı grafikleri hazırlanarak Çizim 5.3'de sunulmuştur. Hasar oranı, aynı dalga koşulları altında yapılan birbirinin tekrarı her iki deneyde de benzer çıkmış ve bu nedenle sonuçlar ortalama alınarak verilmiştir.

Çizim 5.3'den de görüleceği gibi hasar oranı, proje kesiti ve birinci alternatif kesitte birbirine çok yakın çıkarken, ikinci alternatifte stabilite artmaktadır. Yani koruma tabakasının sıra sayısının ikiden üçe çıkarılması stabiliteyi etkilememekte ancak eğimi artırarak yapının daha yatık hale getirilmesi stabiliteyi arttırmaktadır. Bu sonuç teori ile de uyum göstermektedir. SPM (1984)'e göre koruma tabakası sıra sayısı 3'den büyük olan yapılarda Kd değeri artırılarak stabilitede %9 ile 11 arasında bir iyileşme öngörülürken, yapı eğiminin 1:2.5'dan 1:3'e çıkması stabiliteyi %17 oranında iyileştirmektedir.

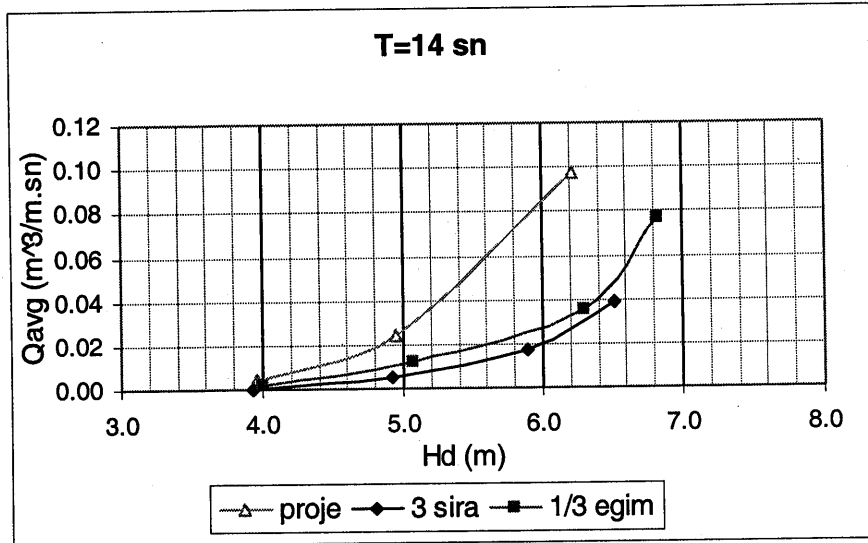
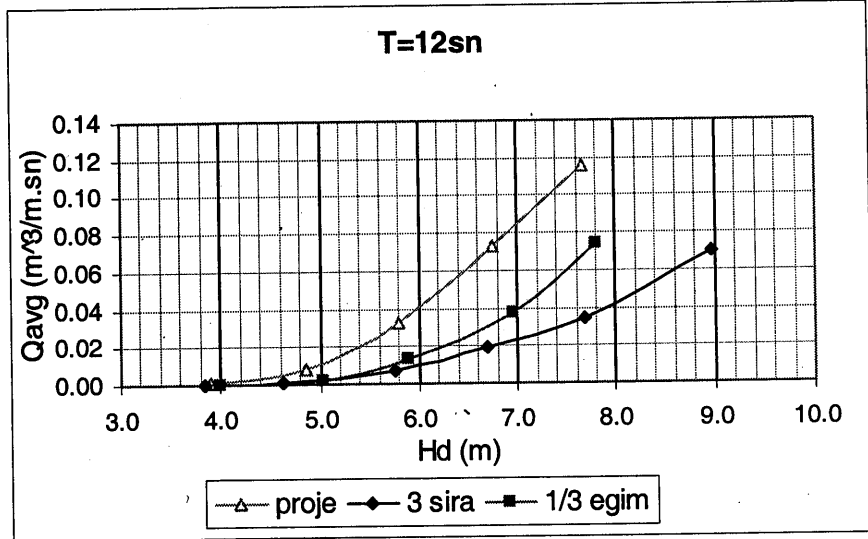
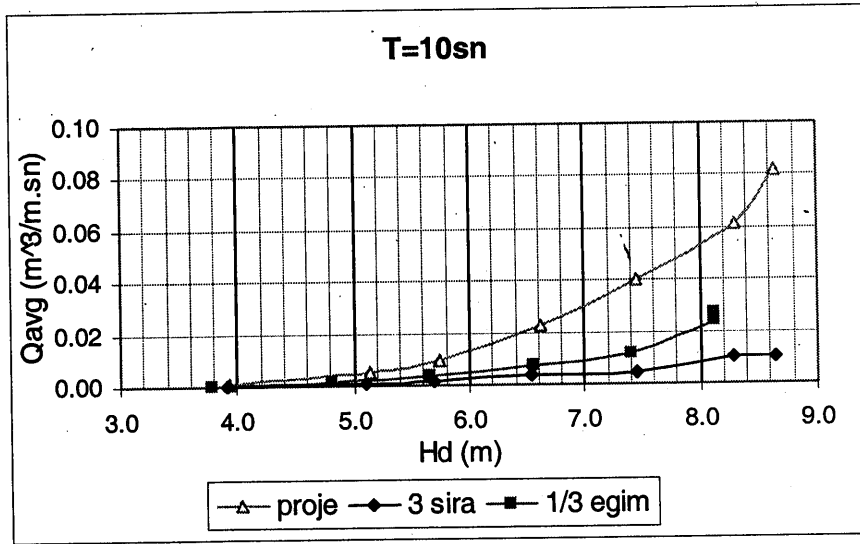
Deney sonuçlarına ve deney sırasındaki gözlemlere göre, birinci alternatif kesit; yalnızca koruma tabakası dikkate alındığında, belirgin dalga yüksekliği $H_{1/3} = 5.8\text{m}$ 'ye kadar, ikinci alternatif kesit ise $H_{1/3} = 6.5\text{m}$ 'ye kadar dengesini koruyabilmektedir. Yani hasar oranı %5'ten küçük kalmaktadır. Ancak, dalgakıranın kıyı tarafının stabilitesi de düşünüldüğünde ikinci alternatifte stabilitenin yeterli olduğu dalga yüksekliği dalga aşmasından dolayı oluşan tehlikeli oyulmalar sonucu $H_{1/3} = 5.6\text{ m}$ 'ye kadar düşmektedir. Birinci alternatifte ise sıra sayısı ile birlikte kret kotu ve kronman da yükseldiği için, kıyı tarafı sözü edilen dalga altında ($H_{1/3} = 6.3\text{m}$) hasar görmemektedir. Daha önceki deneylerde olduğu gibi periyot hasar oranını etkilemekte, en fazla hasar $T_{1/3} = 14\text{ sn}$ de olmaktadır.

5.3. Dalga Aşması Deneyleri

Proje kesiti için kullanılan aşma düzeneği alternatif kesitler için de kullanılmıştır. Proje kesitinde olduğu gibi deneyler, 150 ve 250 dalga için tekrarlı yapılmış ve deney sonucunda, haznede biriken su miktarı ölçülerek, prototipte, dalgakıranın bir metresinden 1sn içinde aşan su miktarı m^3 cinsinden hesaplanmıştır. Trabzon yat limanının en önemli sorunlarından biri olan dalga aşmasının alternatif kesitler için niceliğinin belirlenmesi ve birbirleri ve mevcut proje kesitiyle karşılaştırabilmek için $T_{1/3} = 10\text{ sn}$, 12sn ve 14 sn için yapı önü dalga yüksekliğine (prototip değeri ile) bağlı aşma oranı grafikleri hazırlanarak Çizim 5.4'de sunulmuştur.



Çizim 5.3. Yapı Önündeki Dalga Yüksekliğine Bağlı Hasar Oranı Çizimleri (prototip)



Çizim 5.4. Yapı önündeki Dalga Yüksekliğine Bağlı Aşma Oranı Çizimleri (prototip)

6. SONUÇ

Trabzon Yat Limanı dalgakıranı için proje ve iki alternatif kesit için gerçekleştirilen hasar analizi ve dalga aşmasına yönelik hidrolik model deneylerinden şu sonuçları çıkarmak mümkündür:

- 1- Proje kesiti, tasarımda gözönüne alınan dalga parametreleri karşısında stabilitesini, öngörüldüğü gibi korumakta, dalga aşması miktarı oldukça düşük olup, yapıda herhangi bir olumsuzluk yaratmamaktadır.
- 2- Fırtına sırasında görülen kütle halinde aşma ve hasar, deney koşullarında oluşturulabilmiştir. Yapının kronmansız olması hasarın artmasına neden olmuştur.
- 3- Proje kesiti, inşaatının tamamen bitirilmiş şekliyle; periyot, $T=14$ sn ve belirgin dalga yüksekliği $H_{1/3}=5.5$ m'ye kadar olan dalgalara karşı stabilitesini koruyabilir. Ancak bundan daha yüksek dalgalar koruma tabakasına hasar vermeleri açısından, dalgakıranı tehdit eder özelliktedirler.
- 4- Dalga atlası verilerine göre 50 yıllık tasarım dalgasının $H_{1/3}=6.5$ m, $T_{1/3}=12$ sn ile ifade edilebileceği ve dalgakıran boyunca yapı önündeki maksimum dalga yüksekliğinin 6.2m olduğu gözönüne alınırsa, deniz tarafı koruma tabakasının stabilitesi açısından proje kesitinin önemli bir sorunu olmadığı söylenebilir. Çünkü deney sonuçlarına göre $H_d=6.2$ m ve $T=12$ için hasar %5.5 civarındadır. Ancak aynı dalga değerleri için aşma oranı 60 lt. civarında çıkmaktadır ki deneylerdeki gözlemlere göre sözkonusu oran, iç kısımda ciddi oyulmalara yolaçabilen hatta kronmanın kaymasına neden olabilen bir miktardır. Bu nedenle hasara karşı alınacak önlemlerin belirlenmesinde koruma tabakasının stabilitesi kadar dalga aşmasının da dikkate alınması zorunludur.
- 5- Eğimin arttırılarak yapının daha yatık hale getirildiği ikinci alternatif kesitte stabilite artmakta, koruma tabakası sıra sayısının ikiden üçe çıkarıldığı birinci alternatifte ise proje kesitine göre stabilitede pek fazla bir değişiklik olmamaktadır. Ancak, hasar oranı aynı olsa bile üç sıradan oluşan kesitin göçmeye (filtre ve çekirdek malzemenin ortaya çıkması), iki sıralı kesite göre çok daha uzun sürede veya daha şiddetli dalga durumunda uğrayacağı; yani hasar durumunda onarıma izin vereceği açıktır.

Stabilite için kritik dalga yüksekliği belirlenirken, %5 hasar oranına karşılık gelen dalga yüksekliğinin yanı sıra, hasar oranı eğrisinin dikleşmesi de dikkate alınır. Kesitin deniz tarafının stabilitesi gözetildiğinde, ikinci alternatif kesit $H_{1/3}=6.0$ m, $T_{1/3}=14$ sn 'ye kadar dengesini koruyabilirken, birinci alternatif ve proje kesiti inşaatının tamamen bitirilmiş şekliyle; periyot, $T=14$ sn ve belirgin dalga yüksekliği $H_{1/3}=5.5$ m'ye kadar olan dalgalara karşı stabilitesini koruyabilmektedir. İkinci alternatif kesit, kret kotunun yükseltilmesi durumunda, dalga aşması azalıp kıyı tarafında oyulma önleneceği için, $H_{1/3}=6.6$ m, $T_{1/3}=14$ sn'ye kadar hasarsız sayılabilir. Birinci alternatif için onarım göze alınırsa daha çok hasara izin verilebilir.

Dalga aşması deneylerinde her iki alternatifte de aşma miktarında proje kesitine göre belirgin azalma meydana gelmiştir. Birinci alternatif, ikinci alternatif kesite göre daha az dalganın aşmasına izin vermiştir. Bunun nedeni şüphesiz, birinci alternatifte sıra sayısının

artışı ile birlikte, kret ve kronman kotunun da yükselmesidir. İkinci alternatifte olduğu gibi eğimin artırılarak yapının daha yatık hale getirilmesi, aşma oranını bir miktar düşürmektedir.

- 6- Ülkemizde deniz yapıları genellikle aşmaya izin verilmeyecek şekilde tasarlandığından, dalgakıranlar ve diğer deniz yapıları için aşma kriterleri saptanmamıştır. Oysa gerek stabilite gerekse ekonomi açısından limanların kullanım amaçlarına göre aşma kriterlerinin belirlenmesi ve tasarımlarda bunun dikkate alınması oldukça önem kazanmaktadır.

KAYNAKLAR

- CUR-CIRIA (1991), Manual on The Use of Rock in Coastal And Shoreline Engineering, CIRIA Special Publication 83, CUR Report 154
Ergin, A., Özhan, E., (1986) 15 Deniz Yöresi İçin Dalga Tahminleri ve Tasarım Dalgası Özelliklerinin Belirlenmesi, ODTÜ
Goda, Y., (1985), Random Seas and Maritime Structures, University of Tokyo Press
CERC (1984), Shore Protection Manual, US Army Coastal Eng. Research Center

ABSTRACT

A severe storm hit especially East Black Sea part of Turkey on 19-21th of february, 1999. The storm caused serious damages on many coastal structures at that region. This study covers the damage analysis of Trabzon Yacht Harbour which was under construction during the storm. Stability of the breakwater of the harbour was investigated by means of hydraulic model experiments. Since it is observed from the video films taken during the storm, that the wave overtopping is one of the most important factor threatening the breakwater, wave overtopping was also investigated by physical model experiments beside stability experiment of armour layer. Regular and irregular wave experiments were conducted in the wave channel of Port Hydraulic Research Center of Turkish Ministry of Transport.

DALGAKIRANLARIN LİMAN TARAFINDAKİ ŞEVLERİ ÜSTÜNE SU İÇİNDE BETON DÖKEREK RIHTIM YAPIMI

Veli AKÇAOĞLU

İnşaat Yüksek Mühendisi, İşletmeci
2030 Sokak No: 8/2 Atakent 35540 İzmir, Türkiye

ÖZET

Su içinde beton dökerek rıhtım yapılmasının geleneksel biçimi yanında bazı acele ve kaçınılmaz durumlarda taş dolgu şevler veya dalgakıran şevleri üzerine de aynı yöntemle rıhtım yapımı gerekli olabilir. Ancak taş dolgu veya dalgakıran şevleri üzerine su içinde beton dökerek rıhtım yapımı, sistemin dengesi hakkında yoğun kuşkular duyulduğundan yaygınlaşmamıştır. Yeterli önkoşulların sağlanması durumunda taş dolgu şevler üzerine de istenen güvenlik sayılarını sağlayacak su içi betonlu rıhtım yapımı gerçekleştirilebilir.

1. GİRİŞ

Ağır beton blokların elleçlenmesi için gereksinim duyulan makine parkının çok pahalı olması, özellikle dört metreye kadar veya en fazla beş metre derinliğindeki rıhtımların su içi betonla yapılmasının yaygınlaşmasına neden olmuştur. Her ne kadar su içi betonla rıhtım yapma yönteminin birtakım sakıncaları varsa da korunaklı liman sahaları içinde ucuz işçilik ve teçhizatla yapılabilmesi yüzünden tercih edilen bir uygulama olmaya devam etmektedir. Yine de rıhtım altı temelının kazılması, ardından temel tabakası taşlarının dökülmesi ve dalgıçlar tarafından düzeltilmesi yoğun ve kaliteli işçilik gerektirmektedir. Tesis işletmeye açıldıktan yıllar sonra ihtiyaç duyulan rıhtımların yapımında taş ocağı sağlanması, patlayıcı madde ruhsatı çıkarılması ve patlayıcı madde ile ilgili mevzuatın gereklerinin yerine getirilmesi, aşılması zor engeller ortaya çıkarmaktadır. Bu külfetlerden kurtulmak için tek çare rıhtımları, hiçbir ön çalışma yapmadan, doğrudan dalgakıran şevleri üzerine su içi betonla teşkil etmektir. Belirli kurallara göre oluşturulduğu varsayılan dalgakıran kaplama tabakaları, taşıma gücü bakımından en az, büyük emeklerle gerçekleştirilen taş dolgu temel tabakası kadar güvenli bir yüzeydir. Dalgakıran şevleri üzerine su içinde beton dökerek rıhtım yapımı birkaç uygulama ile sınırlı kalmış, “güvenilirliği ispat edilinceye kadar”, bu yapım yönteminin uygulanması sakıncalı görülmüştür.

2. AMAÇ

Bu bildirinin amacı dalgakıran şevleri üzerine su içi betonla yapılacak çeşitli derinlikteki rıhtımların kolayca vazgeçilebilecek bir uygulama olmaması gerektiğini, bazı ön koşulların gerçekleştirilmesi halinde su içinde beton dökülerek yapılmış geleneksel rıhtımlar kadar güvenilir olduğunu göstermek ve konunun tartışmaya açılmasını sağlamaktır.

3. RIHTIM

Rıhtımlar, deniz araçlarının yanaşıp bağlanmaları, yük alıp boşaltmaları ve yolcu indirip bindirmeleri için kullanılan liman yapılarıdır. İskelelerden farklı olarak genellikle kıyıya veya dalgakırana paralel olarak inşa edilir. Derinlikleri, yanaşacak deniz aracının kestiği su derinliğine bağlı olarak geniş bir aralıkta değişir. Sağlam zeminlerin bulunduğu bölgelerde dolu gövdeli olarak, taşıma gücü yüksek zemin tabakalarının derinlerde olduğu bölgelerde ise kazık temelli olarak inşa edilirler. Dolu gövdeli rıhtımlar çelik veya betonarme palplanşlarla, kesonlarla, beton bloklarla ve su içinde beton dökülerek inşa edilir. Derin dolu gövdeli rıhtımlar genellikle palplanş, keson, ve beton bloklarla yapılırken, sığ dolu gövdeli rıhtımlar yaygın olarak beton bloklarla ve su içinde beton dökülerek inşa edilmektedir. Tekirdağ ve Yalıkavak (Bodrum) balıkçı barınaklarında olduğu gibi seyrek olarak bazı sığ dolu gövdeli rıhtımların yapımında dipsiz betonarme kesonlar kullanılmıştır.

Taş dolgu dalgakıranların şevleri üzerine su içinde beton dökülerek rıhtım yapımı yönteminin diğer yöntemlerle daha iyi karşılaştırılmasına yardım edeceği düşünülerek beton bloklarla ve su içinde beton dökülerek oluşturulan geleneksel rıhtımların yapımı ve hesap yöntemi aşağıda kısaca anlatılmıştır.

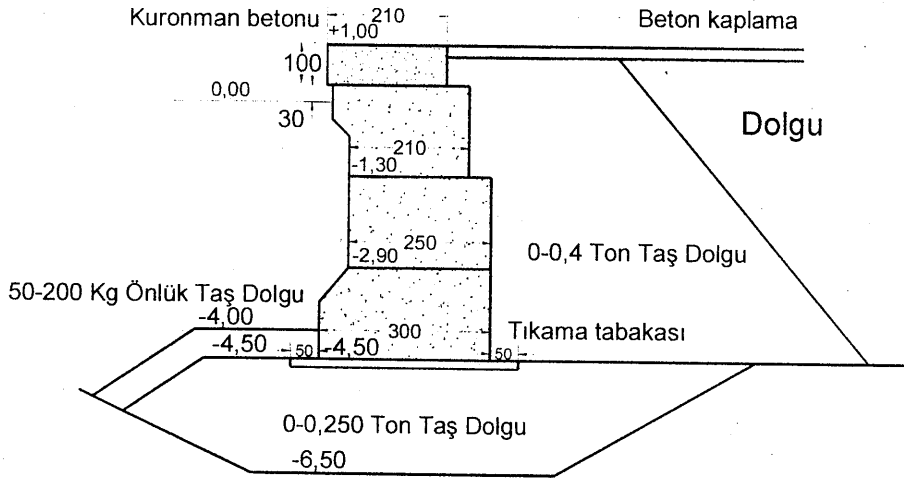
3.1. Beton Bloklı Rıhtımlar

Beton bloklarla rıhtım yapım yöntemi, beton kalitesi denetlenebildiği ve rıhtım derinliğinin değişmezliği kolayca sağlandığı için, her derinlikteki rıhtım yapımında yaygın olarak uygulanmıştır. Beton bloklar çoğunlukla çelik kalıp kullanılarak üretilmekte ve elde mevcut kaldırma makinelerinin kapasitesi göz önünde tutularak boyutlandırılmaktadır. Kesiti Şekil 1de görülen beton bloklı bir rıhtımın yapım aşamaları aşağıda sıralanmıştır.

- a) Rıhtım temelini taranması
- b) Açılan rıhtım temelini taşla doldurulması
- c) Rıhtım temeli üstünün düzeltilmesi
- d) Tıkama tabakası yapılması
- e) Beton blokların yerleştirilmesi
- f) Rıhtım kuronmasının, baba halka ve ankraj tertibatının yapımı
- g) Rıhtım arkasındaki saha dolgularının ve saha betonlarının yapımı

Yukarıda sıralanan yapım aşamalarının incelenmesinden de anlaşılacağı gibi beton bloklı bir rıhtımın oluşturulmasında yüzer tarama araçlarına, taranan malzemeyi uzaklaştırmak için çamur dubalarına, taş dolgu temeli oluşturmak için taş dubalarına, çekici römorkörlere ve denizci personele gereksinim duyulmaktadır. Şayet beton bloklı rıhtım tevsiat programı içinde yapıyorsa, yeniden kurulacak bir taş ocağı ve beton şantiyesi yanında ağır kaldırma makinelerine de gereksinim duyulacaktır. Bir liman

inşaatının sıradan elemanları olan bu şantiye tesisleri ve teçhizat, sınırlı büyüklüğü olan bir rıhtım tevsiyatı işi için yıkıcı masraflar yapılmasını gerektiren yatırımlardır.



Şekil 1
-4,00 m LİK BETON BLOKLU RIHTIM KESİTİ

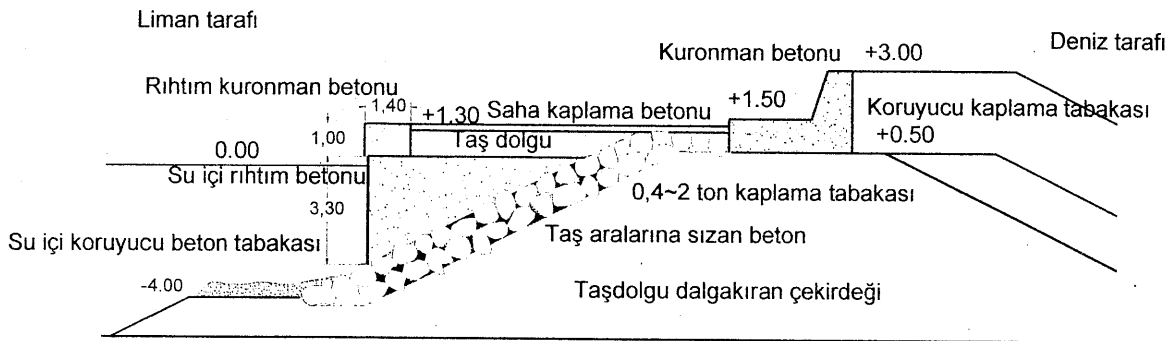
Geleneksel beton blokluluk bir rıhtımın stabilitesi, rıhtım arkasındaki dolgunun aktif etkisi, blokların, kuronmanın ve diğer üst yapı elemanlarının zati ağırlıkları, hareketli yükler, deprem kuvveti ve baba çekme kuvvetleri göz önünde tutularak hesaplanır. Beton blokların her seviyedeki devrilme ve kayma emniyeti kontrol edilir. Olağan durumlarda devrilme emniyetinin 1,5, kayma emniyetinin ise 1,2 olması yeterli görülmektedir. En alttaki blok tabanında bileşke kuvvetin çekirdek içinde kalıp kalmadığı, taş dolgu tabakasında ve taş dolgu altındaki zeminde emniyet gerilmelerinin aşıp aşılmadığı incelenir. Emniyet sınırları içinde kalındığı anlaşıldıktan sonra toptan göçme olup olmadığı araştırılır Sistem toptan göçmeye karşı da yeterli güvenliği gösteriyorsa projenin uygulamasına geçilebilir.

Ekonomik nedenlerle rıhtım genişliği mümkün olduğunca dar tutulmağa çalışıldığından, düşey kuvvetlere göre oldukça emniyetli olan sistemde, yatay kuvvetlerin etkisi ile rıhtım ön topuğu altındaki zemin emniyet gerilmeleri genellikle sınır değerler zorlanarak sağlanmaktadır.

3.2. Su İçinde Beton Dökülerek Yapılan Rıhtımlar

Beton kalitesinin denetimindeki yetersizlikler nedeniyle uygulanmasından mümkün olduğunca kaçınılan su içinde beton dökerek rıhtım yapımı yöntemi, beton blokların üretimi için yeterli saha bulunmaması, yapılacak rıhtım boyunun kısa olması, kaldırma araçlarının büyük masraflar gerektirmesi gibi bazı durumlarda kaçınılmaz bir çare olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu yöntem, beton blokluluk yöntemden farklı olarak, beton blok kalıplarının kurulması, imal edilen blokların istife konması, nakledilmesi ve yerlerine yerleştirilmesi için ağır kaldırma makinelerine gereksinim göstermez. Ancak temel kazılması ile ilgili işlemler bu tip rıhtım çalışmalarının da kaçınılmaz bir adımıdır. Beton

durulmamış bir konudur. Liman sahalarında yeterli alan varken rıhtımların dalgakıran şevi üzerine yapılmasını akla yakın bulmak mümkün değildir. Bu yöntemin uygulanabilmesi için statik yapısının güvenilirliğini göstermenin yanında önemli gerekçelerin de bulunması lazımdır. Yapımına kesin karar vermeden önce, mevcut bir liman içine yapılacak bu düşey yüzlü yapının liman havuzu içindeki çalkantıyı olumsuz yönde etkileyip etkilemediğinin araştırılması gereklidir. Aynı zamanda dalgakıran üzerine yapılacak bu rıhtımlar için dalga serpintilerinden uzak bir bölge seçilmiş olmalıdır. Yine bu yöntemle yapılmış olan bir rıhtımın geri saha genişliği, dalgakıran şev eğimine ve rıhtım derinliğine bağlı olarak, rıhtım derinliğinin 1,5-2 katı kadar olacağından, bu genişliğin rıhtımdan beklenen hizmet için yeterli olup olmadığı da araştırılmalıdır.



DALGAKIRAN ŞEVİ ÜSTÜNE SU İÇİNDE BETON DÖKÜLEREK
YAPILMIŞ BİR RIHTIM KESİTİ

Yapım aşamalarının incelenmesinden de anlaşılabacağı gibi taş dolgu şevler üzerine inşa edilen rıhtımlarda temel kazısı, temel dolgusu ve temel tesviyesi işlemleri bulunmadığından zaman ve parasal bakımdan önemli bir tasarruf sağlanmaktadır.

4.1. Sisteme Etki Eden Düşey Kuvvetler

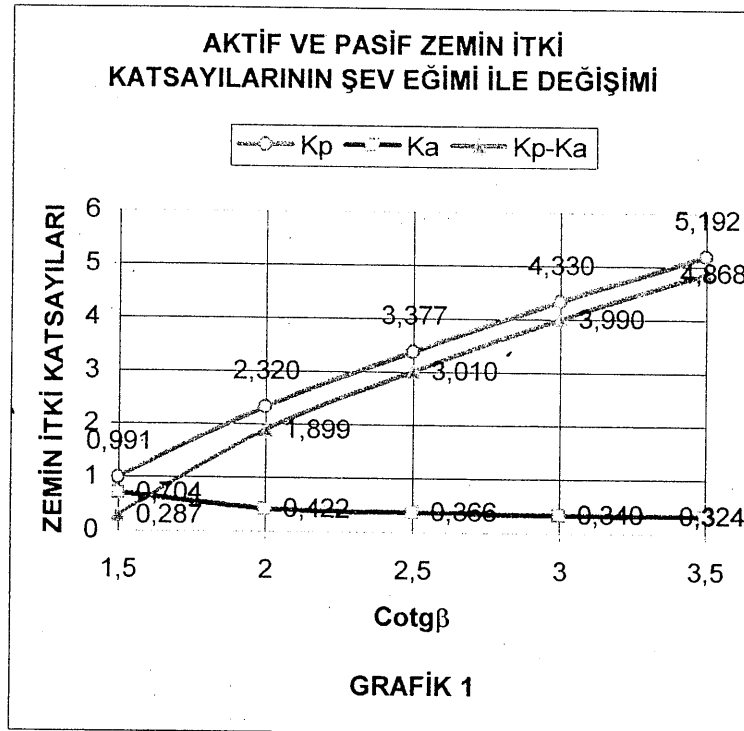
Rıhtım üstündeki ve saha betonlarındaki düzgün yayılı yük, kuronman betonu, kaplama betonu, kaplama betonu altındaki taş dolgu ağırlıkları ve rıhtım betonunun zati ağırlığı sisteme etki eden düşey yüklerdir. Yapılan hesaplarda betonun su içindeki birim hacim ağırlığı $1,3 \text{ t/m}^3$, su dışındaki birim hacim ağırlığı $2,3 \text{ t/m}^3$, taş dolgunun su altındaki birim hacim ağırlığı $1,1 \text{ t/m}^3$, su dışındaki birim hacim ağırlığı $1,8 \text{ t/m}^3$ alınmıştır.

4.2. Sisteme Etki Eden Yatay Kuvvetler

Sisteme etki eden yatay kuvvetler, baba çekme kuvveti ve deprem kuvvetidir. Yapılan hesaplarda baba çekme kuvveti olarak 1-3 m derinlikteki rıhtımlar için $0,5 \text{ ton/m}$, 4-8 m derinlikte rıhtımlar için ise 1 ton/m alınmıştır. Baba çekme kuvveti rıhtım üst yüzeyinden yatay olarak etki ettirilmiştir. Deprem kuvveti olarak su içi beton, kuronman betonu, saha kaplama betonu ve kaplama betonu altındaki taş dolgu ağırlıklarının % 10 u ağırlık merkezlerine yatay olarak etki ettirilmiştir.

4.3. Zemin İtkisi Ve Direnci

Şev üzerine dökülen beton, kaplama tabakasındaki taşlar arasına da sızarak en azından kaplama tabakasının birkaç noktasında çekirdek tabakasına kadar ulaşmaktadır. Su içinde dökülen beton, kaplama tabakasını da bünyesine aldığından, sistemin tümünde sola doğru hafif bir kayma olduğunda, AB noktaları arasında zemin direnci. CD noktaları arasında da zemin itkisi oluşur. Bu direnç ve itkilerin hesaplarda göz önünde tutulup tutulmaması yerel şartlara ve yerinde yapılacak incelemelere bağlı olarak değerlendirilmelidir. Betonun kaplama tabakası içine yayılmasını önlemek için özel olarak kaplama tabakasındaki boşlukların tıkanması durumunda AB derinliği boyunca zemin direnci oluşmayacak ama saha betonu altındaki taş dolgunun kalınlığı boyunca etkiyen bir zemin itkisi oluşacaktır. Tıkama yapılması durumunda da bu zemin itkisinin göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Aktif ve pasif zemin itkileri ile bunların farklarının şev



eğimi ile değişimi Grafik 1 de görülmektedir.

Bu yöntemi diğerlerinden ayıran en önemli fark, rıhtım gövdesinin aktif zemin etkisine maruz kalmamış olmasıdır.

4.4. Devrilme Emniyeti Araştırması

En olumsuz durum olan 1/1,5 eğimli şev üzerinde inşa edilmiş çeşitli derinlikteki rıhtımların devrilme incelemesi yapılmış ve elde edilen sonuçlar Tablo 1 de gösterilmiştir. İncelemelerde düzgün yayılı yük $1,5 \text{ t/m}^2$ alınmıştır. Yukarıda belirtildiği gibi, baba çekme kuvveti olarak 1 ile 3m derinlikteki rıhtımlarda 0,50 ton/m, 4 ile 8 m derinliğindeki rıhtımlarda 1 ton/m alınmış ve deprem durumunda bu yükün yarısı kuronman seviyesinde yatay olarak etki ettirilmiştir. Tablonun incelenmesinden de anlaşılabacağı gibi rıhtım ön topuğu ucundaki A noktasına göre devirici ve düzeltici momentler hesaplandığında devrilme emniyetinin 2,39 ile 6,42 arasında değiştiği görülmektedir. Bu değerler sistemin deprem durumunda devrilmeye karşı çok emniyetli olduğunu göstermektedir.

TABLO 1

EĞİM: 1/1,5

DEPREM DURUMUNDA DEVRİLME EMNİYETİ

Rıhtım Derinliği	Devirici Momentler	Düzeltilici Momentler	n Emniyet Katsayısı
m	tm	tm	
1	2,864	6,846	2,39
2	6,460	22,997	3,56
3	12,063	54,201	4,49
4	20,063	103,383	5,15
5	30,850	173,467	5,62
6	44,814	267,379	5,97
7	62,345	388,043	6,22
8	83,833	538,384	6,42

4.5. Kayma Emniyeti Araştırması

Dalgakıranın kaplama tabakası üzerine su altında dökülen beton, kaplama tabakasındaki taşların bir kısmını da bünyesine alırken, kaplama tabakasındaki taşların çekirdek dolgusuna değen yüzleri beton bünyesine giremez. Bu durumda sistemin şev yüzeyi üstünde kayma incelemesi yapılırken iki taş tabakasının birbirini üzerinde kaydığı kabul edilebilir. Bir taş tabakası ile diğer bir taş tabakası arasındaki sürtünme katsayısı $\mu=0,80$ kabul edilmektedir ki bu değer doğal taş malzemenin içsel sürtünme açısının tanjantına yaklaşık olarak eşittir.

Kayma emniyeti, kaymaya karşı oluşan direncin kaydırıcı kuvvete oranı olarak tarif edildiğinde, şev eğimi $\text{tg}\beta$, sürtünme katsayısı μ ve rıhtım sisteminin toplam ağırlığı G ise,

Şekil 4 te görüldüğü gibi kaydırıcı kuvvet F ve kaymaya karşı direnç F' aşağıdaki ifadelerle verilir.

$$F = G \sin \beta \quad F' = \mu G \cos \beta \quad (1)$$

Kayma emniyeti ise

$$n = \frac{\mu G \cos \beta}{G \sin \beta} = \mu \cot \beta \quad \text{dır.} \quad (2)$$

Görüldüğü gibi olağan durumda kayma emniyeti sistemin ağırlığından bağımsızdır. Şev üzerine su içinde beton döküldüğünde betonun bir kısmı kaplama tabakası arasındaki boşluklara sızdığından, rıhtım kütesinin büyümesine, dolayısıyla rıhtım ağırlığının artmasına neden olur. Ancak μ sürtünme katsayısı sabit olduğundan, emniyet katsayısının değişmesi sadece şev eğiminin değişmesiyle mümkün olabilir. Betonun kaplama tabakası arasına sızma derinliği sadece Şekil 4 ve 5 te görülen zemin itki ve direncinin çoğalmasına veya azalmasına neden olur.

Deprem durumunda ise Şekil 5 te görüldüğü gibi sistemin ağırlık merkezine yatay olarak etkiyen CG değerindeki deprem kuvveti (C deprem katsayısı) şev yüzeyine dik ve paralel bileşenlerine ayrılırsa F kaydırıcı ve F' durdurucu kuvvetler ile kayma emniyeti aşağıdaki (3) ve (4) ifadeleri ile verilir. Bu ifadelerden görüldüğü gibi kayma emniyeti yine sistemin ağırlığından bağımsız olup sadece şev eğimine ve deprem katsayısına bağlıdır.

$$F = G \sin \beta + CG \cos \beta \quad F' = \mu(G \cos \beta - CG \sin \beta) \quad (3)$$

$$n = \frac{\mu(G \cos \beta - CG \sin \beta)}{G \sin \beta + CG \cos \beta} = \frac{\mu(1 - C \tan \beta)}{\tan \beta + C} \quad (4)$$

Baba çekme kuvveti göz önünde tutulmaksızın, sürtünme katsayısı $\mu=0,80$ ve deprem katsayısı $C=0,10$ kabul edilerek çeşitli şev eğimleri için bulunmuş olan emniyet sayıları Tablo 2 de gösterilmiştir.

TABLO 2
KAYMA EMNİYETİNİN
EĞİMLE DEĞİŞİMİ

Şev Eğimi $\cot \beta$	Olağan Durum n	Deprem Durumu n
1,5	1,20	0,97
2,0	1,60	1,27
2,5	2,00	1,54
3,0	2,40	1,78

Deprem durumunda B baba çekme kuvvetinin yarısı ağırlık merkezine yatay olarak etki ettirildiğinde kayma emniyeti ifadesi aşağıdaki şekle girer.

$$n = \frac{\mu[G \cos \beta - CG \sin \beta - (B/2) \sin \beta]}{G \sin \beta + CG \cos \beta + (B/2) \cos \beta} = \frac{\mu[1 - (C + B/2G) \tan g\beta]}{\tan g\beta + (C + B/2G)} \quad (5)$$

Sürtünme katsayısı $\mu=0,80$ ve deprem katsayısı $C=0,10$ kabul edilerek çeşitli şev eğimleri için bulunmuş olan emniyet sayıları tablo 3 ve 4 te gösterilmiştir. Emniyetli tarafta kalmak için kaplama tabakası arasına sızan beton ağırlığı hesaplara dahil edilmemiştir. Baba çekme kuvveti 1 ile 3 m derinliğindeki rıhtımlarda 0,50 t/m, 4 ile 8 m derinliğindeki rıhtımlarda ise 1 t/m kabul edilmiştir.

TABLO 3

EĞİM: 1/1,5

DEPREM+0,5*(Baba çekme kuvveti)

Rıh. Der.	Yayıllı Yük	Kapl. Beton	Taş Dolgu	Kuron. Beton	Su İçi Beton	Su Dışı Beton	Rıhtım Ağırlığı	n Emn. Kat.
1	3,075	0,299	0,936	3,220	0,975	1,190	9,695	0,92
2	5,325	0,989	3,096	3,220	3,900	2,225	18,755	0,95
3	7,575	1,679	5,256	3,220	8,775	3,260	29,765	0,96
4	9,825	2,369	7,416	3,220	15,600	4,295	42,725	0,95
5	12,075	3,059	9,576	3,220	24,375	5,330	57,635	0,96
6	14,325	3,749	11,736	3,220	35,100	6,365	74,495	0,96
7	16,575	4,439	13,896	3,220	47,775	7,400	93,305	0,96
8	18,825	5,129	16,056	3,220	62,400	8,435	114,065	0,97

TABLO 4

EĞİM: 1/2

DEPREM+0,5*(Baba çekme kuvveti)

Rıh. Der.	Yayıllı Yük	Kapl. Beton	Taş Dolgu	Kuron. Beton	Su İçi Beton	Su Dışı Beton	Rıhtım Ağırlığı	n Emn. Kat.
1	4,050	0,598	1,872	3,220	1,300	1,587	12,627	1,21
2	7,050	1,518	4,752	3,220	5,200	2,967	24,707	1,24
3	10,050	2,438	7,632	3,220	11,700	4,347	39,387	1,25
4	13,050	3,358	10,512	3,220	20,800	5,727	56,667	1,24
5	16,050	4,278	13,392	3,220	32,500	7,107	76,547	1,25
6	19,050	5,198	16,272	3,220	46,800	8,487	99,027	1,25
7	22,050	6,118	19,152	3,220	63,700	9,867	124,107	1,26
8	25,050	7,038	22,032	3,220	83,200	11,247	151,787	1,26

Tabloların incelenmesinden de görüleceği gibi 1/1,5 eğimindeki şevden daha yatık olan her eğimdeki şev üzerinde kayma emniyeti sağlanmaktadır. Deprem durumunda 1 olması gereken emniyet katsayısı ½ şev eğiminde bile fazlasıyla sağlandığından diğer eğimlerdeki değerlerin hesaplanmasına gerek görülmemiştir. Tabloda görünmemekle beraber baba çekme kuvvetleri de hesaba dahil edilmiştir.

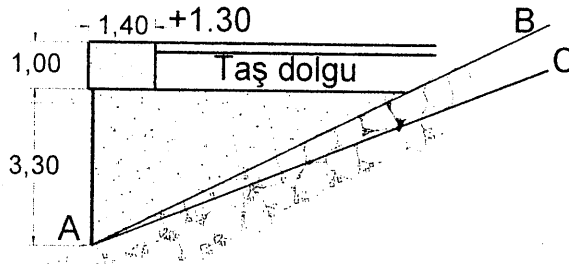
Tablo 3 te görüldüğü gibi 1/1,5 eğimindeki şev üzerinde bulunan 1 m derinliğindeki rıhtım en emniyetsiz durumda bulunmaktadır. Sürtünme katsayısı $\mu=0,80$ ve deprem katsayısı $C=0,10$ kabul edilerek bu rıhtımın emniyetli duruma gelmesi için, yani deprem durumunda 1 emniyet sayısına ulaşması için gerekli olan şev açısı (5) formülünden hesaplanırsa

$$n = 1 = \frac{0,80[1 - (0,10 + 0,50/2 \times 9,695) \tan g\beta]}{\tan g\beta + (0,10 + 0,50/2 \times 9,695)}$$

$$\tan g\beta = 0,61255 \rightarrow \beta = 31,49^\circ \text{ bulunur.}$$

Bu değer 1/1,5 şev eğimine karşı gelen $33,69^\circ$ den sadece $2,2^\circ$ küçüktür ve bu fark az bir uğraşla kapatılabilir. Şayet rıhtım önünde oluşacak pasif itkiye güvenilebiliyorsa, bu itkinin varlığı, herhangi bir şev düzeltmesi yapılmadan 1/1,5 eğimindeki şevler üzerine su içinde beton dökülerek güvenle rıhtım yapılmasına yeterli olabilir.

Su içinde beton dökerek 1/1,5 eğimli dalgakıran şevi üzerinde oluşturulan rıhtımların kayma güvenliğini arttırmanın bir yolu, kaplama tabakasına oturan rıhtım tabanındaki eğimi azaltmaktır. Kaplama tabakasının rıhtım ön yüzü altındaki boşlukları tamamen tıkanır ve Şekil 6 da görüldüğü gibi tıkama kalınlığı geriye doğru azaltılırsa şev eğimi istenildiği kadar yatırılabilir. Şevin eğim açısı taş dolgunun içsel sürtünme açısından küçük olduğundan, rıhtım yapısının AB düzlemi veya daha altındaki bir düzlem üzerinde kayması teorik olarak mümkün değildir.



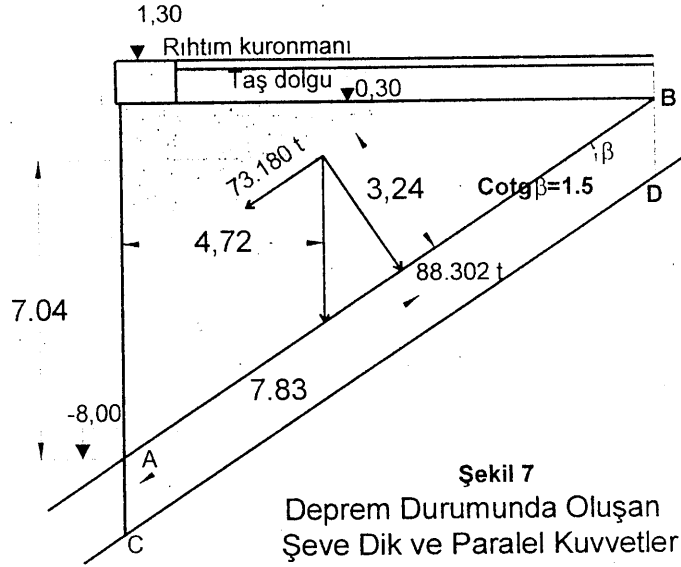
Şekil 6

EĞİMİN AZALTILMASI İÇİN BOŞLUKLARIN
TAŞLA TIKANMASI

4.6. Zemin Emniyet Gerilmelerinin Kontrolü

Olağan durumda rıhtım tabanının tümü basınç etkisi altında olacağından sadece rıhtım ön topuğu altındaki zemin gerilmesinin kontrolü yeterli olacaktır. Elverişsiz durum olarak kaplama tabakasının tamamının rıhtım bünyesine katıldığını kabul etmek gerekir.

Bu şartlar altında, +1,3 m kotunda, $1,5 \text{ t/m}^2$ yayılı yüküyle yüklü, ve 1,5 m kalınlığındaki bir kaplama tabakası üzerine yapılmış olan 8 m derinliğindeki rıhtımın şekil 7 de C ile işaretlenmiş topuğunda oluşacak basınç gerilmesi yaklaşık olarak 17 t/m^2 veya $1,7 \text{ kg/cm}^2$ olacaktır ki bu gerilme değeri taş dolgular için oldukça küçük bir değerdir.



Deprem durumunda rıhtımın tabanında oluşan gerilmeler şekil 7 de kesiti görülen örneğe göre hesaplanmıştır. Örnek kesitte su içi beton +0,30 kotuna kadar dökülmüştür. Daha sonra 1,00×1,40 boyutlarındaki kuronman duvarı yapılmış ve 0,80 m kalınlığındaki taş dolgu üzerine 0,20 m kalınlığında saha betonu dökülmüştür. Betonun su içindeki birim hacim ağırlığı 1,3 t/m³, dışındaki birim hacim ağırlığı 2,3 t/m³ kabul edilmiştir. Taş dolgunun kurudaki birim hacim ağırlığı 1,8 t/m³, beton bünyesine girmiş kaplama tabakasının su altındaki birim hacim ağırlığı da 1,3 t/m³ alınmıştır. Şekildeki boyutlar, deprem ve baba çekme kuvvetleri göz önünde tutularak gerekli hesaplar yapıldığında, sistemi yatay yönde etkileyen kuvvetin değeri 11,908 ton ve A noktasına düşey uzaklığı 7,04 m olarak bulunur. Sistemi düşey yönde etkileyen kuvvetlerin değeri ise 114,064 ton olup A noktasına yatay uzaklığı 4,72 m dir. Bu kuvvetlerin şev yüzeyine dik ve paralel bileşenlerinin değerleri ise şekilde görülmektedir. Kesitin geometrik özellikleri de göz önünde tutularak, bileşke kuvvetin çekirdek içinde kaldığı, A ve B noktaları altındaki şeve dik gerilmelerin sırasıyla 1,142 kg/cm² ve 0,039 kg/cm² olduğu kolayca hesaplanabilir. Ortalama 1.5 m kalınlıkta olduğu varsayılan kaplama tabakasının tamamının beton bünyesine girdiği kabul edilerek yapılacak bir hesap sonunda C ve D noktaları altında şeve dik olarak meydana gelen zemin gerilmelerinin de sırasıyla 1,343 kg/cm² ve 0,141 kg/cm² olduğu bulunur. Bütün bu zemin gerilmeleri, taş dolgular için kabul edilebilir sınırların çok altındadır.

Rıhtım tabanındaki gerilmeler yanında dalgakıran şevinin oturduğu zemindeki gerilmelerin de zemin taşıma gücünü aşmadığı hesapla gösterilmelidir.

Son olarak da rıhtımın oturduğu şevin toptan göçmeye karşı emniyeti kontrol edilmelidir.

5. SONUÇ

Bu güne kadar, çok basit kullanımlara tahsis edilmek üzere yapılması düşünülen rıhtımların bile dalgakıran sevi üzerine yapılmasından kaçınılmıştır. Yukarıdaki açıklamalardan da anlaşılacağı gibi, özellikle kayma ve toptan göçme halleri ile ilgili olarak yeterli güvenlik sağlandıktan sonra taş dolgu veya dalgakıran şevleri üzerine su içinde beton dökülerek rıhtım yapılmasının hiçbir kuşku duyulacak yönü kalmamaktadır. Şev üstüne su içinde beton dökülerek oluşturulan rıhtımlar için harcanacak beton miktarı da, özellikle eğimin 1/1,5 olması durumunda, geleneksel yöntemlerle yapılan rıhtımlardan daha fazla değildir. Örneğin, şekil 2 de görülen, geleneksel yöntemle yapılmış 2,5 m derinliğindeki su içi betonlu bir rıhtım için 7,36 m³/m beton harcanırken, aynı derinlikte, 1/1,5 eğiminde bir şev üzerine yapılan rıhtımda 5,47 m³/m beton harcanmaktadır. Bu rıhtımın 1 m kalınlıkta ve %35 boşluk oranına sahip bir kaplama tabakası üzerine yapıldığı varsayılsa bile harcanacak su içi beton miktarı 7,17 m³/m yi geçmeyecektir.

Her ne kadar 0,4-2 ton taşla yapılmış kaplama tabakası üzerine kalıp uydurmanın zor tarafları varsa da imkansız değildir. Dalgıç tarafından yapılacak özenli bir çalışma ile bu zorluklar aşılabılır.

Şev üzerine tekil ayaklar yapılarak, üst yapının bu ayaklara dayandırılması durumunda, ayağın kayabilmesi için, ayak altında oluşan kayma direncinin yenilmesi yanında ayağın iki yan yüzünde oluşacak sürtünme direncinin de yenilmesi gerekecek ve yapının kaymaya karşı emniyeti artacaktır. Böyle durumlarda 1/1,5 eğimli şev yüzeyinde eğimin azaltılması gereği de ortadan kalkabilir.

Yukarıda açıklandığı gibi şartların zorladığı durumlarda, gerekli tahkiklerin sağlanması ve inşaatın her adımında özenli bir çalışma yapılması şartıyla, dalgakıranların liman tarafındaki şevleri üzerine su içinde beton dökme yöntemi ile oluşturulacak rıhtımlar, en az diğer geleneksel yöntemlerle yapılmış rıhtımlar kadar güvenli olacaktır.

ABSTRACT

Besides the traditional type of building of underwater concrete wharf, because of unavoidable circumstances, it can be necessary to build it on the slopes of rubble mound breakwaters. However, this way of building of underwater concrete wharf has not been widely practiced due to suspicions about stability of the system. If sufficient preconditions are applicable, underwater concrete wharf on the slopes of rubble mound breakwaters can be built with the required safety factor.