

DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KIYI YANAŞMA YAPILARININ DEPREM
PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ**

Abidin Levent TÜRK BEN

Aralık, 2009

İZMİR

KIYI YANAŞMA YAPILARININ DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü

Yüksek Lisans Tezi

İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Anabilim Dalı

Abidin Levent TÜRKBEN

Aralık, 2009

İZMİR

YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

ABİDİN LEVENT TÜRK BEN tarafından **PROF. DR. MUSTAFA DÜZGÜN** yönetiminde hazırlanan “**KIYI YANAŞMA YAPILARININ DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ**” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Prof. Dr. Mustafa DÜZGÜN

Danışman

Doç. Dr. Gürkan ÖZDEN

Doç. Dr. Gökdeniz NEŞER

Jüri Üyesi

Jüri Üyesi

Prof.Dr. Cahit HELVACI

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

TEŞEKKÜR

Bana mesleğimi sevdiren, lisans yıllarımdan bu yana gerek mesleki bilgilerinden gerekse hayat tecrübelerinden faydalandığım, tez çalışmam süresince desteğini esirgemeyen çok değerli hocam, tez danışmanım Sayın Prof. Dr. Mustafa DÜZGÜN'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

İnşaat mühendisi olarak mezun olduğum günden bu yana bana çok emeği geçen, her zaman yanımda olan, beni destekleyen, yetiştiren, kendisiyle her türlü sıkıntımı paylaşabildiğim, mesleki bilgisine ve ahlakına hayran olduğum çok değerli hocam Sayın Doç. Dr. Gürkan ÖZDEN'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Lisans yıllarımdan itibaren birlikte çalışma fırsatı bulduğum, bana her konuda yardımcı olan ve yol gösteren, tez çalışmamın şekillenmesinde büyük emeği geçen, kendisinden çok şey öğrendiğim çok değerli hocam Sayın Özgür BOZDAĞ'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmamdaki değerli katkılarından dolayı Sayın Prof. Dr. Yalçın ARISOY'a çok teşekkür ederim.

Tez jürimde yer alarak değerli katkılarını esirgemeyen Sayın hocam Doç. Dr. Gökdeniz NEŞER'e teşekkürlerimi sunarım.

Çok sevgili arkadaşlarım, her zaman yanımda olan dostlarım ve ortaklarım Aslı BOR ve Giray ALPTUNA'ya çalışmalarım sırasındaki değerli yardımları ve gösterdikleri sabır için sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Her zaman yanımda olan, her sıkıştığımda yardıma koşan, hayatımda olmalarından ötürü büyük mutluluk duyduğum çok değerli dostlarım Fatih YAVUZ, Selin AKÇADURAK ve Cihan ONMUŞ'a teşekkürlerimi sunarım.

Maddi manevi desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen beni bu günlere getiren sevgili annem Sezin ASLAN ve anneannem Sevim ASLAN'a ayrıca sevgili kardeşim Mert TÜRK BEN'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

A. Levent TÜRK BEN

KIYI YANAŞMA YAPILARININ DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZ

Kıyı yanaşma yapılarında, çevresel faktörler yapı davranışını önemli ölçüde etkilemektedirler. Bu nedenle, kıyı yanaşma yapılarının tasarımı ve değerlendirilmesi sırasında, yapı davranışını değiştirebilecek çevresel faktörlerin etkilerini de dikkate almak gerekmektedir. Taşıyıcı sistem elemanları deniz suyu ile etkileşim içerisinde bulunan kıyı yanaşma yapıları açısından korozyon, yapı davranışını etkileyebilecek çevresel faktörlerin başında gelmektedir. Bu çalışmada, korozyonun, bir kıyı yanaşma yapısının deprem performansını ne düzeyde etkilediği araştırılmıştır. Çalışmada ilk olarak deniz suyuna maruz kalan metallerdeki korozyon davranışı araştırılmış, literatürdeki analitik korozyon modelleri irdelenmiştir. Ardından, çelik kılıflı kompozit kazıklı taşıyıcı sisteme sahip bir iskele yapısının yerinde korozyon ölçümleri yapılarak ölçüm sonuçlarının literatürdeki korozyon modelleri ile uyumu araştırılmıştır. Literatürdeki korozyon modellerinin arazi ölçümleri ile karşılaştırılmasıyla analizlerde kullanılacak korozyon modeli belirlenmiştir. Daha sonra bu model dikkate alınarak kompozit kazık taşıyıcı sistemli iskele yapısının Artımsal Eşdeğer Statik İtme Analizi Yöntemi ile deprem performans analizleri gerçekleştirilmiştir. Performans analizleri için gerekli olan taşıyıcı sistem kesit hasar sınırlarının belirlenmesinde, seçilen korozyon modelinden elde edilen kesit kaybı değerleri esas alınmıştır. Yapılan analizler sonucunda durabilitenin yapı deprem performansını önemli ölçüde etkilediği belirlenmiştir. Sonuç olarak, kıyı yanaşma yapılarının deprem performansının değerlendirilmesinde zamana bağlı korozyonun etkisini de dikkate alan bir prosedür ortaya konmuştur.

Anahtar sözcükler: Performans analizi, artımsal itme analizi, kıyı yapıları, korozyon, durabilite.

EARTHQUAKE PERFORMANCE EVALUATION OF COASTAL STRUCTURES

ABSTRACT

Environmental factors significantly affect the structural response of coastal structures. Therefore, it is necessary to account for environmental factors that could alter structural response while designing and analyzing piers. Corrosion is among the major factors that could affect structural behavior of coastal structures subjected to sea loads. In this study, the effect of corrosion on earthquake performance of a pier was investigated. Firstly, the phenomenon of the corrosion on metals in sea water was surveyed along with the corrosion models that are available in the literature. This was followed by the in-situ measurement of corroded metal thickness of steel jacketed composite piles. Compatibility of the measured corrosion data were then compared with those in the literature. A model was selected as the analysis model based on these comparisons. Earthquake performance analyses of the piled pier were made based on the selected corrosion model using equivalent push-over methodology. Reduced section values obtained from the selected corrosion model were utilized while determining sectional damage levels of the structural system, which were necessary for performance analyses. It was found upon conducted analyses that durability could significantly affect earthquake performance of the structure. As a result, an earthquake performance evaluation procedure taking into account of time dependent corrosion effect was put forward for coastal piers.

Keywords: Performance analysis, push-over analysis, coastal structures, corrosion, durability.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

| | |
|---|----------|
| YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU | ii |
| TEŞEKKÜR..... | iii |
| ÖZ | iv |
| ABSTRACT..... | v |
| BÖLÜM BİR - GİRİŞ..... | 1 |
| 1.1 Giriş..... | 1 |
| 1.2 Tezin Kapsamı..... | 3 |
| BÖLÜM İKİ - KIYI YANAŞMA YAPILARININ DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ | 4 |
| 2.1 Giriş..... | 4 |
| 2.2 Kıyı Yanaşma Yapılarının Deprem Performansının Değerlendirilmesi | 6 |
| 2.2.1 Deprem İvme Spektrumları | 6 |
| 2.2.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi..... | 9 |
| 2.2.3 Yer Değiştirme Taleplerinin Hesaplanması..... | 13 |
| 2.2.4 Kıyı Yapıları için Tanımlanan Performans Düzeyleri..... | 15 |
| 2.2.5 Kıyı Yapıları için Öngörülen Performans Hedefleri..... | 16 |

**BÖLÜM ÜÇ - KIYI YANAŞMA YAPILARININ DEPREM
PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİNDE KOROZYONUN
ETKİSİ..... 18**

| | |
|---|----|
| 3.1 Giriş..... | 18 |
| 3.2 Korozyon..... | 18 |
| 3.2.1 Korozyon Türleri..... | 20 |
| 3.3 Kıyı Yapılarında Korozyonu Etkileyen Faktörler..... | 21 |
| 3.4 Çelik Malzemelerde Korozyona Bağlı Enkesit Kayıplarının Hesaplanmasında Kullanılan Modeller..... | 22 |
| 3.4.1 Doğrusal ve İki Doğrulu Korozyon modelleri..... | 23 |
| 3.4.2 Doğrusal Olmayan Korozyon Modelleri..... | 24 |
| 3.4.3 Olgusal (Phenomenological) Korozyon modeli..... | 24 |
| 3.4.4 Korozyon Modelleriyle İlgili Diğer Çalışmalar..... | 30 |
| 3.5 Seçilen Korozyon Modeli..... | 30 |

**BÖLÜM DÖRT - BİR KIYI YANAŞMA YAPISININ KOROZYON
ETKİLERİ ALTINDA DEPREM PERFORMANSININ
DEĞERLENDİRİLMESİ 31**

| | |
|--|----|
| 4.1 Giriş..... | 31 |
| 4.2 İskelenin Tanıtılması..... | 31 |
| 4.3 Kemerköy Ağır Yük İskelesinin Yapısal Özellikleri..... | 33 |
| 4.4 Saha Çalışmaları..... | 36 |
| 4.4.1 Röleve Ölçümleri ve Yapısal Elemanlarda Yapılan Gözlemler..... | 36 |
| 4.4.2 Zemin Özelliklerinin İncelenmesi..... | 41 |
| 4.4.3 Beton Karot Alımı ve Basınç Deneylemleri..... | 43 |

| | |
|--|-----------|
| 4.4.4. Çelik Boru Kazıklarda Metal Kalınlığı Ölçümü..... | 43 |
| 4.5 Korozyon Ölçümlerinin Literatürdeki Korozyon Modelleriyle Karşılaştırılması..... | 45 |
| 4.5.1 Korozyon Modellemesinde Korozyon Düzeltme Katsayısı | 49 |
| 4.6 Yer Değiştirme Esaslı Analiz Yöntemi ile İskele Yapısının Deprem Performansının Belirlenmesi..... | 50 |
| 4.6.1 İncelenen İskele Yapısının Malzeme Kabulleri..... | 50 |
| 4.6.2 İncelenen İskele Yapısının Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Modeli..... | 50 |
| 4.6.3 İncelenen İskele Yapısı için Özel Tasarım İvme Spektrumu | 52 |
| 4.6.4 İncelenen İskele Yapısına Ait Taşıyıcı Elemanların Plastik Mafsal Özelliklerinin Belirlenmesi..... | 53 |
| 4.6.5 İncelenen İskele Yapısı için Hedeflenen Deprem Performans Düzeyleri . | 56 |
| 4.6.6 İncelenen İskele Yapısının Dinamik Karakteristikleri ve Deprem Yer Değiştirme Talebi | 56 |
| 4.6.7 İncelenen İskele Yapısının Kapasite Eğrileri..... | 59 |
| 4.6.8 İncelenen İskele Yapısının Modal Kapasite Spektrumları | 62 |
| 4.6.9 İncelenen İskele Yapısını Oluşturan Taşıyıcı Elemanların Hasar Düzeylerinin Dağılımı | 64 |
| 4.6.10 İncelenen İskele Yapısının Deprem Performansı | 65 |
| BÖLÜM BEŞ - SONUÇLAR | 68 |
| 5.1 Sonuçlar..... | 68 |
| KAYNAKLAR | 70 |
| EKLER..... | 73 |

BÖLÜM BİR

GİRİŞ

1.1 Giriş

Kıyı yanaşma yapıları, köprüler, açık deniz yapıları, endüstri tesisleri, alt yapı sistemleri gibi birçok yapı sistemi servis ömürleri boyunca maruz kaldıkları çevresel etkiler sonucunda zamana bağlı bozulmalara uğramaktadırlar. Bu bozulmalar sonucunda yapılar ciddi hasarlar görebilmekte, hatta kullanılamaz hale dahi gelebilmektedirler (Melchers, 2007, Böl. 10). Bu durumdaki yapıların bakım-onarım maliyetleri de oldukça yüksek olabilmektedir. Dolayısıyla bu tip bozulmaları yapı henüz tasarım aşamasındayken iyi analiz edip tahmin edebilmek oldukça büyük önem taşımaktadır.

Bozulmalar sonucunda zamana bağlı olarak yapı taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların kesit özellikleri değişmekte, dolayısıyla yapının olabilecek bir deprem etkisi altında deprem performansı da olumsuz yönde etkilenmektedir. Bu nedenlerle yeni tasarlanan yapılarda ve mevcut yapıların değerlendirilmesinde, yapı sisteminin durabilitesi önem kazanmaktadır. Bu durum kıyı ve açık deniz yapılarında daha da önem kazanmaktadır. Yapının uzun dönemdeki durabilitesine olumsuz etkileyen ve önceden tahmin edilemeyen pek çok faktör bulunmaktadır. Dolayısıyla da birçok belirsizlik karşımıza çıkmaktadır. Yapının ekonomik ömrü boyunca maruz kaldığı çevresel etkenlerden dolayı yapı taşıyıcı sistemini oluşturan elemanlarda kullanılan malzemelerde değişik kayıplar olabilecektir. Zamana bağlı olarak ortaya çıkabilecek bu tür kayıplardan dolayı yapı sisteminin performansının ne şekilde etkilenebileceğini belirlemek için bu kayıplara neden olabilecek belirsizliklere uygun olasılık yöntemlerini de içeren yapısal güvenilirlik analizlerini kullanmak gerekmektedir.

Çelik taşıyıcı sistemli deniz yapılarında, korozyon, yapının değişik yük etkileri altında performansını etkileyen en önemli faktör olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu nedenle korozyon etkisi yapı sisteminin durabilitesinde oldukça önem kazanmaktadır. Ancak korozyon gibi karmaşık bir olgunun davranışını iyi modelleyebilmek, yapıdaki zamana bağlı kesit kayıplarını hesaplayabilmek ve buna bağlı performans analizlerinin gerçekleştirebilmek açısından oldukça önemlidir.

Ancak, ülkemiz yönetmeliklerinde korozyonun yapı performansına etkisini dikkate alan bir hesap yöntemi bulunmamaktadır.

Literatürde korozyon etkisine bağlı enkesit kayıplarını modellemek için çeşitli çalışmalar mevcuttur. Fakat bu çalışmaların sonucunda ortaya çıkan yöntemler yönetmeliklerde yer almamaktadır. Ülkemizde Demiryollar, Limanlar ve Hava Meydanları Genel Müdürlüğü'nün [DLH] 2008 yılında yayınladığı bir Deprem Teknik Yönetmeliği bulunmaktadır. Bu yönetmelikte, yönetmelik kapsamında yer alan yapıların, yeni tasarımında ve mevcut olanların performansının değerlendirilmesinde kuvvet esaslı ve/veya yer değiştirme esaslı analiz yöntemlerinin kullanılması gerektiği belirtilmekte ancak daha önce de vurgulandığı gibi korozyon etkisine bağlı enkesit kayıpları bu yöntemlerde dikkate alınmamaktadır.

Korozyon etkileri dikkate alınarak yapılacak tasarım veya güçlendirme analizleri, öngörülen yapı ömrü boyunca yapı kapasitesinin dış etkilere bağlı olarak değişimini dikkate almaya imkân vermektedir. Dolayısıyla bu şekilde tasarlanan veya güçlendirilmiş yapılar, herhangi bir ek güçlendirmeye ihtiyaç olmadan belirli bir güvenlik seviyesini koruyarak öngörülen ekonomik ömürlerini tamamlayacaklardır.

1.2 Tezin Kapsamı

Bu tez kapsamında, bir yanaşma yapısının taşıyıcı sisteminde yer alan çelik kılıflı kompozit kazıklardaki korozyon etkilerinin yapı performansını nasıl etkilediği incelenmiştir. Bu amaçla korozyon etkilerini uygun bir olasılık yöntemiyle dikkate alan analitik model araştırılmış ve yapının kapasite hesaplarına olan etkisi irdelenmiştir.

Tez kapsamında, kıyı yanaşma yapılarının performans analizlerinde kullanmak üzere, yer değiştirme esaslı kapasite hesap yöntemi ve buna bağlı performans değerlendirmesi ikinci bölümde, taşıyıcı sisteminin tamamında veya bir bölümünde çelik kullanılması durumunda yapının zamana bağlı deprem performansını etkileyecek önemli bir faktör olan korozyon ve korozyon olayının olasılık modellemeleri ise üçüncü bölümde açıklanmıştır. Dördüncü bölümde ise, seçilen örnek bir yanaşma yapısının deprem performans analizleri, belirlenen korozyon olasılık modellenmesine bağlı olarak gerçekleştirilmiş ve yapının genel performans değerlendirmesi yapılarak sonuçlar irdelenmiştir.

Beşinci bölümde, elde edilen sonuçlar değerlendirilmiş ve kıyı yanaşma yapılarının yeni tasarımında ve mevcut olanların güçlendirilmesinde yapı ekonomik ömrüne yönelik çeşitli öneriler sunulmuştur.

BÖLÜM İKİ

KIYI YANAŞMA YAPILARININ

DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

2.1 Giriş

Bina türü olmayan yapılar (kıyı yapıları, köprüler, boru hatları, vb.) 2007 yılında yürürlüğe giren “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik” kapsamında yer almamaktadır.

Kıyı yapıları gibi bina türü olmayan yapıların tasarımında ve deprem performanslarının değerlendirilmesinde 2008 yılında yürürlüğe giren, Demiryollar, Limanlar ve Hava Meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü’nün [DLH] yayınladığı Deprem Teknik Yönetmeliği kullanılmaktadır.

Bu yönetmelik, temel ilke olarak, performansa göre tasarımı ve değerlendirmeyi esas almaktadır. Performansa göre tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde izlenen yol; belirli deprem etkileri altında elemanlarda meydana gelecek hasarı sayısal yöntemlerle belirlemek, daha sonra bu hasarın eleman bazında belirlenmiş olan şekil değiştirme limitlerinin altında kalıp kalmadığını kontrol etmektir. Sözü edilen bu şekil değiştirme limitleri de yapıların genel performans hedeflerine uygun olacak şekilde belirlenmektedir (DLH, 2008).

Yapının deprem altındaki performansını belirlemek için kullanılan en kapsamlı analiz yöntemi, “Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi”dir. Ancak bu analiz oldukça zahmetli, zaman alıcı ve de pratik olmaktan uzaktır.

Zaman tanım alanında yapılacak analizlerde yapay, kaydedilmiş veya benzeştirilmiş yer hareketlerinin göz önüne alınması ve sistemin hareket denkleminin çözümünün zahmetli olması ve pratik olmaması, daha uygulanabilir yaklaşık yöntemlerin kullanılmasını gerektirmektedir.

Bu nedenle son yıllarda yapıların deprem etkileri altında yapı performansının doğrusal elastik olmayan yöntemler ile belirlenmesinde, Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü ve Artımsal Mod Birleştirme itme analiz yöntemleri yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu çalışmada, seçilen örnek yapının deprem etkileri altında performansı “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile İtme Analizi” uygulanarak belirlenmiştir.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile İtme Analizinin amacı, incelenen yapının dayanım ve yer değiştirme kapasitelerini doğrusal olmayan, eşdeğer statik yükleme ile elde etmek ve bu kapasite değerlerini depremin talep ettiği dayanım ve yer değiştirme değerleri ile karşılaştırarak yapının performansını belirlemektir.

Bu yöntem ile:

- Yapısal elemanların kuvvet talepleri (Örneğin kolonların aksel kuvvet taşıma talebi, kolon-kiriş birleşimlerinin moment taşıma talebi veya kısa elemanların kesme kuvveti taşıma talebi v.b.),
- Deprem enerjisini yutabilmek için elastik olmayan yer değiştirme yapabilen elemanların yer değiştirme talepleri,
- Yapısal elemanların rijitliklerinin azalmasının tüm yapının davranışına etkisi,
- Dayanım ve rijitlik süreksizliklerini dikkate alarak görelî kat ötelemeleri
- Yapısal elemanlarda meydana gelecek plastik mafsalların oluşum sırası, yapının göçme mekanizması ve kapasite eğrisi,

elde edilebilir.

2.2 Kıyı Yanaşma Yapılarının Deprem Performansının Değerlendirilmesi

Kıyı yanaşma yapılarının deprem performansının değerlendirilmesinde aşağıdaki yol izlenecektir:

- Yapı sahasının zemin sınıfı dikkate alınarak deprem düzeylerini temsil eden tasarım spektrumları elde edilir,
- Yapı taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların hasar sınırları korozyon etkilerini de dikkate alarak belirlenir,
- “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ile itme analizleri yapılarak yapı kapasitesi belirlenir,
- Tepki spektrumları kullanılarak Deplasman Katsayıları Yöntemi ile yönetmelikte belirtilen deprem düzeylerine ait yer değiştirme talepleri hesaplanır,
- Yapının talep yer değiştirme istemlerini sağlayıp sağlamadığı belirlenir,
- Yapı taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların, depremin yer değiştirme istemine ulaşıldığı andaki hasar seviyeleri ve iç kuvvetleri DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği’ne göre değerlendirilir ve yapının deprem performansı belirlenir.

2.2.1 Deprem İvme Spektrumları

Kıyı yanaşma yapılarının deprem performanslarının değerlendirilmesinde kullanılacak ivme spektrumlarının nasıl elde edildiği DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği’ne göre aşağıda açıklanmıştır:

DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği’ne göre ivme spektrumlarının elde edileceği deprem düzeyleri Tablo 2.1’de verilmiştir.

Tablo 2.1 Deprem düzeyleri (DLH, 2008)

| Deprem Düzeyi | Açıklama |
|---------------|--|
| D1 | 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan, 72 yıl dönüş periyotlu deprem |
| D2 | 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan, 475 yıl dönüş periyotlu deprem |
| D3 | 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan, 2475 yıl dönüş periyotlu deprem |

(D1), (D2), (D3) Deprem düzeyleri için kısa doğal titreşim periyodu (0.2 saniye) ve 1.0 saniyelik doğal titreşim periyoduna karşılık gelen spektral ivme değerleri S_s ve S_1 DLH Deprem Teknik Yönetmeliği'nin referans olarak kabul ettiği "B" Zemin Sınıfı için DLH Deprem Teknik Yönetmeliği ekinde verilmiştir. Diğer zemin sınıfları için ise 0.2 ve 1 saniyelik doğal titreşim periyoduna karşı gelen S_{MS} ve S_{M1} spektral ivme değerleri sırasıyla Denklem 2.1 ve Denklem 2.2'de verilmiştir.

$$S_{MS} = F_a * S_s \quad (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v * S_1 \quad (2.2)$$

F_a ve F_v parametreleri sırasıyla Tablo 2.2 ve Tablo 2.3'te verilmiştir.

Tablo 2.2 1.0 s periyodu zemin katsayısı F_v (DLH, 2008)

| Zemin Sınıfı | Kısa Periyot Spektral İvmesi (g) | | | | |
|--------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | $S_s \leq 0.25$ | $S_s = 0.50$ | $S_s = 0.75$ | $S_s = 1.00$ | $S_s \geq 0.25$ |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| C | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| E | 2.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.9 |
| F | Sahaya Özel İnceleme | Sahaya Özel İnceleme | Sahaya Özel İnceleme | Sahaya Özel İnceleme | Sahaya Özel İnceleme |

Tablo 2.3 Kısa periyot zemin katsayısı F_a (DLH, 2008)

| Zemin Sınıfı | 1.0 s Periyodunda Spektral İvme (g) | | | | |
|--------------|-------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | $S_1 \leq 0.1$ | $S_1 = 0.2$ | $S_1 = 0.3$ | $S_1 = 0.4$ | $S_1 \geq 0.5$ |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| C | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.3 |
| D | 2.4 | 2.0 | 1.8 | 1.6 | 1.5 |
| E | 3.5 | 3.2 | 2.8 | 2.4 | 2.4 |
| F | Sahaya Özel İnceleme | Sahaya Özel İnceleme | Sahaya Özel İnceleme | Sahaya Özel İnceleme | Sahaya Özel İnceleme |

Deprem ivme spektrumları da Denklem 2.3, Denklem 2.4, Denklem 2.5 ve Denklem 2.6 ile tanımlanmaktadır.

$$S_{ae}(T) = 0.4 * S_{MS} + 0.6 * S_{MS} / T_0 * T \quad (T_0 \leq T) \quad (2.3)$$

$$S_{ae}(T) = S_{MS} \quad (T_0 \leq T \leq T_S) \quad (2.4)$$

$$S_{ae}(T) = S_{M1} / T \quad (T_S \leq T \leq T_L) \quad (2.5)$$

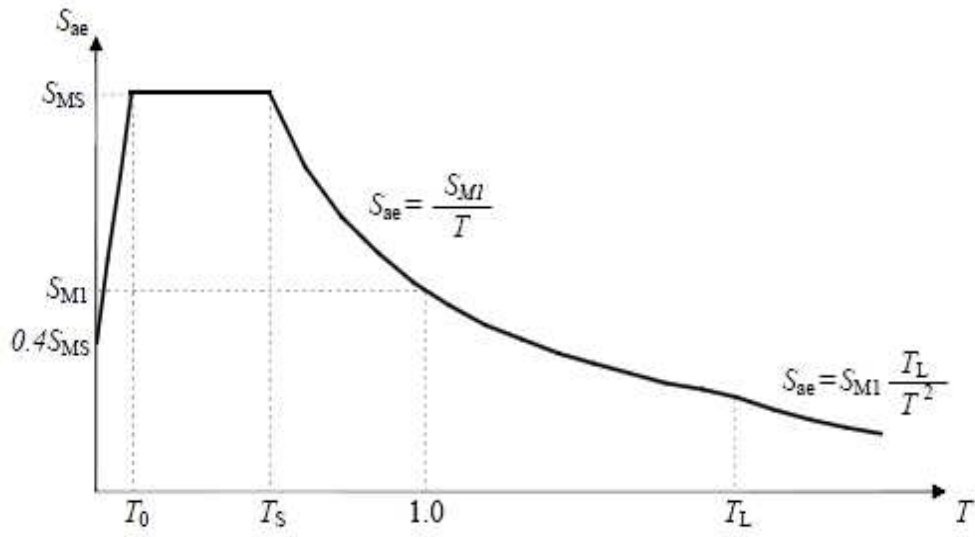
$$S_{ae}(T) = S_{M1} * T_L / T^2 \quad (T_L \leq T) \quad (2.6)$$

Burada; uzun periyot bölgesine geçiş periyodu $T_L = 12$ s alınacaktır. Spektrum karakteristik periyotları T_0 ve T_S ise sırasıyla Denklem 2.7 ve Denklem 2.8 ile tanımlanmaktadır.

$$T_0 = 0.2 * T_S \quad (2.7)$$

$$T_S = S_{M1} / S_{MS} \quad (2.8)$$

Yukarıda açıklanan parametrelerle elde edilen ivme spektrumu Şekil 2.1'de gösterilmektedir.



Şekil 2.1 Deprem ivme spektrumu

2.2.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Deprem etkisi altındaki doğrusal elastik, çok katlı bir yapının dinamik tepkisinin diferansiyel denklemi;

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \quad (2.9)$$

ile ifade edilir.

Burada;

\mathbf{u} : Yapının yer değiştirme vektörü,

\mathbf{M} : Yapının kütle matrisi,

\mathbf{C} : Yapının sönüm matrisi,

\mathbf{K} : Yapının rijitlik matrisi,

$\mathbf{1}$: Tüm elemanları bir olan kolon vektör,

\ddot{u}_g : Yer hareketinin ivmesi' dir.

Yapının yer değiştirme vektörü \mathbf{u} , yapının mod şekillerine bağlı olarak,

$$\mathbf{u} = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.10)$$

olarak gösterilebilir. Burada;

N : Mod sayısı

ϕ_n : n. modun şekli,

q_n : n. modal koordinat'tır.

Denklem (2.10), denklem (2.9)'de yerine konulursa n. mod için;

$$\mathbf{M}\phi_n \ddot{q}_n(t) + \mathbf{C}\phi_n \dot{q}_n(t) + \mathbf{K}\phi_n q_n(t) = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \quad (2.11)$$

elde edilir. Bu denklemin her iki tarafı önden ϕ_n^T ile çarpılırsa;

$$\phi_n^T \mathbf{M}\phi_n \ddot{q}_n(t) + \phi_n^T \mathbf{C}\phi_n \dot{q}_n(t) + \phi_n^T \mathbf{K}\phi_n q_n(t) = -\phi_n^T \mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \quad (2.12)$$

elde edilir.

Denklem (2.12)'nin her iki tarafı $(\phi_n^T \mathbf{M}\phi_n)$ ye bölünürse;

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.13)$$

elde edilir. Burada;

ζ_n : n. modun modal sönüm oranı;

ω_n : n. modun doğal titreşim frekansı

Γ_n : n. modun modal katılım faktörü'dür.

Denklem (2.13)'te;

$$q_n(t) = \Gamma_n d_n(t) \quad (2.14)$$

dönüşümü yapılırsa;

$$\ddot{d}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{d}_n(t) + \omega_n^2 d_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.15)$$

elde edilir. Bu denklem tek serbestlik dereceli sistemin hareket denklemidir. Denklem (2.15) dikkate alınan deprem kaydı için çeşitli doğal frekans değerleri için çözümlenerek o depremin tepki spektrumu elde edilir.

Denklem (2.15) yapının tüm periyotları için çözümlenerek, her bir modun yapı yer değiştirmesine katkısı;

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) = \phi_n \Gamma_n d_n(t) \quad (2.16)$$

şeklinde hesaplanır.

Yapıya etkiyecek eşdeğer statik kuvvet $f_{sn}(t)$, n. mod için elde edilen yer değiştirmeye bağlı olarak;

$$f_{sn}(t) = \mathbf{K}u_n(t) = \mathbf{K}\phi_n \Gamma_n d_n(t) \quad (2.17)$$

şeklinde yazılabilir. Burada;

$$\mathbf{K}\phi_n = \omega^2 \mathbf{M}\phi_n \quad (2.18)$$

ve

$$a_n(t) = \omega^2 d_n(t) \quad (2.19)$$

dönüşümleri yapılırsa;

$$\begin{aligned}
f_{sn}(t) &= \mathbf{K}\phi_n \Gamma_n d_n(t) = \omega^2 \mathbf{M}\phi_n \Gamma_n d_n(t) \\
f_{sn}(t) &= \mathbf{M}\phi_n \Gamma_n a_n(t) \\
f_{sn}(t) &= \mathbf{M}\bar{u}_n a_n(t)
\end{aligned} \tag{2.20}$$

elde edilir.

Elastik durum için yapıya ait herhangi bir büyüklük $r(t)$ (örneğin yer değiştirme, eleman iç kuvvetleri v.b.) her bir modun modal tepkilerinin toplanması ile;

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) \tag{2.21}$$

şeklinde hesaplanabilir. Burada;

$r_n(t)$: Eşdeğer statik $f_{sn}(t)$ kuvvetinden dolayı yapıda oluşacak n . moda ait tepki büyüklüğü'dür. $r_n(t)$ büyüklüklerinin en büyük değerleri r_{no} ile gösterilebilir. Bu durumda, yapıya etkiyen modal eşdeğer statik kuvvetlerin modal yer değiştirmeler ile orantılı olması koşulundan, her mod için en büyük yer değiştirmeyi meydana getirecek eşdeğer statik kuvvet;

$$\begin{aligned}
f_{sno} &= \mathbf{M}\phi_n \Gamma_n S_{an} \\
f_{sno} &= \mathbf{M}\bar{u}_n S_{an}
\end{aligned} \tag{2.22}$$

şeklinde elde edilir.

Klasik Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde kapasite eğrilerinin toplam taban kesme kuvvetine karşı tepe noktası deplasmanı olarak çizildiği daha önce belirtilmişti. Elde edilen kapasite eğrisindeki tepe noktası deplasmanı değerleri denklem (2.16) kullanılarak;

$$u_m = \phi_{rn} \Gamma_n S_{dn} \longrightarrow S_{dn} = \frac{u_m}{\phi_{rn} \Gamma_n} \quad (2.23)$$

şeklinde spektral yer değiştirmeye çevrilir. Toplam taban kesme kuvveti ise aşağıda verilen dönüşüm ile spektral ivmeye çevrilir:

$$V_{bn} = k_{rn} u_m = k_{rn} \phi_{rn} \Gamma_n S_{dn} \frac{\omega^2}{\omega^2} \longrightarrow S_{an} = \omega^2 S_{dn} = \frac{V_{bn} \omega^2}{k_{rn} \phi_{rn} \Gamma_n} \quad (2.24)$$

$$V_{bn} = \mathbf{f}_n^T \cdot \mathbf{1} = \mathbf{u}_n^T \mathbf{K} \mathbf{1} = \phi_n^T \mathbf{K} \mathbf{1} \Gamma_n S_{dn} = \phi_n^T \mathbf{K} \mathbf{1} \frac{u_m}{\phi_{rn}} \longrightarrow k_{rn} = \frac{V_{bn}}{u_m} = \frac{\phi_n^T \mathbf{K} \mathbf{1}}{\phi_{rn}} \quad (2.25)$$

$$S_{an} = \frac{V_{bn} \omega^2}{k_{rn} \phi_{rn} \Gamma_n} = \frac{V_{bn}}{L_n \Gamma_n} \longrightarrow S_{an} = \frac{V_{bn}}{\alpha_n} \quad (2.26)$$

Burada;

α_n : n. modun kütle katılım oranı'dır.

2.2.3 Yer Değiştirme Taleplerinin Hesaplanması

FEMA 356'ya göre yapının tasarım depremi altında yapması gereken yatay yer değiştirme;

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.27)$$

dir.

Burada;

C_0 : Kontrol Noktasındaki 1. mod Katılım Faktörü,

C_1 : Elastik ve elastik olmayan yer değiştirmeleri ilişkilendirme katsayısı olup;

$$C_1 = 1.0 \quad (T_e > T_S) \quad (\text{Eşdeğer yer değiştirme kuralı})$$

$$C_1 = [1.0 + (R-1)T_S/T_e]/R \quad (T_e < T_S) \quad (\text{Eşdeğer enerji kuralı})$$

olarak tanımlanmıştır.

T_e : Hesap yapılan doğrultudaki etkin yapı periyodu,

T_S : Özel Elastik Tasarım İvme Deprem Spektrumunun Karakteristik bir değeridir.

R : Elastik dayanım talebinin hesaplanan akma dayanımı katsayısına oranı olup;

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (2.28)$$

bağıntısından hesaplanır.

C_m : Etkin kütle faktörü olup FEMA 356'da betonarme çerçeveler için,

$$C_m = 0.9$$

olarak verilmiştir.

V_y : Yapının akma dayanımı

W : Yapının ağırlığı

C_2 : Malzeme karakteristikleri ve bunların yapı deplasmanına etkisini tanımlayan katsayı,

C_3 : İkinci mertebe etkileri tanımlayan katsayı,

S_a : Hesap yapılan yöndeki 1. periyoda karşı gelen spektral ivme katsayısıdır.

g : Yerçekimi ivmesidir.

Yapının deprem sırasında yapması gereken talep yer değiştirmeler, 2007 Deprem Yönetmeliği ve DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği'nde verilen;

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (2.29)$$

ifadesi ile hesaplandığında bulunan talep yer değiştirme değerlerinin yukarıda tanımlanan yer değiştirme katsayıları yöntemindeki denklemden elde edilen değerlerle aynı olduğu görülmektedir. Bu çalışmada incelenen yapıya yapısının talep yer değiştirme değerleri yer değiştirme katsayıları yöntemiyle hesaplanmıştır.

2.2.4 Kıyı Yapıları için Tanımlanan Performans Düzeyleri

Kıyı yapılarının performans düzeyleri, deprem etkisi altında meydana gelmesi beklenen hasarlara bağlı olarak aşağıda tanımlanmıştır (DLH, 2008).

2.2.4.1 Minimum Hasar Performans Düzeyi (MH)

Minimum Hasar Performans Düzeyi, kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi ile hiç hasar meydana gelmemesi veya meydana gelecek yapısal hasarın çok sınırlı olması durumunu tanımlayan performans düzeyidir. Bu durumda işletme operasyonları kesintisiz devam eder veya meydana gelebilecek aksamalar birkaç gün içinde kolayca giderilebilecek düzeyde kalır (DLH, 2008).

2.2.4.2 Kontrollü Hasar Performans Düzeyi (KH)

Kontrollü Hasar Performans Düzeyi, kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi ile çok ağır olmayan ve onarılabilir hasarın meydana gelmesine izin verilen performans düzeyi olarak tanımlanır. Bu durumda, ilgili yapı veya elemana ilişkin liman operasyonunda kısa süreli (birkaç hafta veya ay) aksamaların meydana gelmesi normaldir.

2.2.4.3 İleri Hasar Performans Düzeyi (İH)

İleri Hasar Performans Düzeyi, kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi ile göçme öncesinde meydana gelen ileri derecedeki yaygın hasarı temsil etmektedir. Bu durumda, ilgili yapı veya elemana ilişkin işletme operasyonlarında uzun süreli aksamaların meydana gelmesi, hatta ilgili işletme servisinin tamamen iptal edilmesi mümkündür.

2.2.4.4 Göçme Hasarı Durumu (GH)

Bu durumda, ilgili yapıda tam göçme hasarı meydana gelir.

2.2.5 Kıyı Yapıları için Öngörülen Performans Hedefleri

Kullanım amacı, türü ve önemine göre performans sınıfları tanımlanan kıyı ve liman yapıları için hedeflenen performans düzeyleri Tablo 2.4'te verilmiştir (DLH, 2008). Tabloda parantez içinde gösterilen performans hedeflerinin kendiliğinden gerçekleştiği varsayılmaktadır ve ayrıca irdelenmelerine gerek yoktur.

Tablo 2.4 Çeşitli deprem düzeylerinde öngörülen performans hedefleri (DLH, 2008)

| Yapının Sınıfı | (D1) | (D2) | (D3) |
|----------------|---------------|---------------|---------------|
| | Deprem Düzeyi | Deprem Düzeyi | Deprem Düzeyi |
| Özel | - | MH | KH |
| Normal | MH | KH | (İH) |
| Basit | KH | (İH) | - |
| Önemsiz | (İH) | (GH) | - |

Kıyı yapıları için, Tablo 2.4'te belirtilen yapı sınıfları aşağıda açıklanmaktadır.

2.2.5.1 Özel Yapılar

Deprem sonrasında acil yardım ve kurtarma amacı ile hemen kullanılması gereken yapılar ile toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddeler ile ilgili yapılar bu sınıfta yer almaktadırlar.

2.2.5.2 Normal Yapılar

Ekonomik veya sosyal bakımdan önemli, can ve mal kaybının önlenmesini gerektiren ve deprem sonrasında onarım ve güçlendirmesi zor ve zaman kaybına neden olacak yapılar bu sınıfta yer almaktadırlar.

2.3.5.3 Basit Yapılar

Özel ve Normal Sınıf'taki yapıların dışında kalan daha az önemli yapılar bu sınıfta değerlendirilir.

2.3.5.4 Önemsiz Yapılar

Kolaylıkla yeniden yapılabilecek yapılar, geçici yapılar ve ileri derecede hasar görmesi bile can güvenliğini tehlikeye atmayan yapılar bu sınıfta yer almaktadırlar.

BÖLÜM ÜÇ

KIYI YANAŞMA YAPILARININ DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİNDE KOROZYONUN ETKİSİ

3.1 Giriş

Bölüm 2’de, kıyı yapılarının deprem performans değerlendirmesinin temel ilkeleri verilmişti. Ancak Bölüm 1’de de belirtildiği gibi, deprem performans değerlendirmesinde çevresel faktörlerin yapı deprem performansına etkisini de dikkate alan bir prosedür mevcut yönetmeliklerde bulunmamaktadır. Oysaki deprem performans değerlendirmesi anlık bir değerlendirmedir. Dolayısıyla bugün incelenen bir yapının, örneğin 10 yıl sonra veya yapının kendi ekonomik ömrünün sonunda aynı deprem performans seviyesini koruyacağı şüphelidir. Yapının ekonomik ömrünün sonuna ulaşıldığında dahi, makul bir deprem performans seviyesini koruyabilmesi için bu dış faktörlerin oldukça iyi analiz edilip değerlendirilmesi gereklidir.

Deprem performans seviyesini etkileyebilecek birçok etken bulunmaktadır. Yapıda meydana gelebilecek zamana bağlı oturmalar veya korozyon, bu dış etkenlerden ilk akla gelenlerdir. Bunlar uzun vadede yapı davranışını dolayısıyla yapının deprem performansını etkileyen önemli unsurlardır. Bu bölümde, taşıyıcı sisteminin tamamında veya bir bölümünde çelik kullanılması durumunda yapının zamana bağlı deprem performansını etkileyecek önemli bir faktör olan korozyon ve korozyon olayının olasılık modellemeleri açıklanmıştır.

3.2 Korozyon

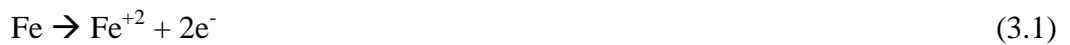
Genellikle metal olan bir malzeme ile bulunduğu ortam arasında malzemenin ve özelliklerinin bozulmasına yol açan kimyasal ya da elektrokimyasal reaksiyon, “korozyon” olarak tanımlanır (ASTM G15–04, 2004). Bu doğal bozulma olayında metaller ve alaşımları bünyelerindeki fazla enerjiyi dışarıya verip entropilerini küçülterek doğada daha kararlı oldukları hale geçerler (Gerengi, 2008).

Metallerde korozyonun başlayabilmesi için ortamda oksijen ve nemin bulunması gerekmektedir. Bu Fakat korozyonun ileri evrelerinde korozyon davranışını anaerobik bakteriyel aktivitenin belirlediği, dolayısıyla oksijene gereksinimin olmadığı bilinmektedir (Melchers, 2007, Böl. 10).

Korozyon sırasında elektro – kimyasal reaksiyonlar meydana gelmektedir (Jones, 1996). Bu durumun bilini hale gelmesi korozyon ile ilgili araştırmalarda önemli ilerlemeler kaydedilmesini sağlamıştır ve çeşitli laboratuvar deneyleri ile de korozyon davranışının daha iyi anlaşılması mümkün olmuştur. Ancak korozyonu etkileyen faktörlerin fazla olması ve bu faktörlerin aralarındaki etkileşimleri nedeniyle korozyon davranışı oldukça karmaşık bir hal almaktadır. Dolayısıyla laboratuvar deneyleri korozyon davranışını tam olarak yansıtamayabilmektedir.

Korozyon olayının başlaması ile anodik ve katodik reaksiyonlar meydana gelir. Bu reaksiyonların meydana gelebilmesi için ise anodik ve katodik bölgeler arasında elektron ve iyon transferinin gerçekleşebileceği elektrolitik bir ortama gereksinim vardır.

Anodik reaksiyon metallerin çözünmesini tarif etmektedir. Demir için reaksiyon, Denklem 3.1’de verilen şekilde gelişmektedir:



Katodik reaksiyon ise su ve oksijenin hidroksil iyonlarını oluşturduğu indirgenme işleminden oluşur (Denklem 3.2):



Anodik ve katodik reaksiyon bölgeleri arasındaki elektrolitik ortam sayesinde iyon transferi gerçekleşmektedir.

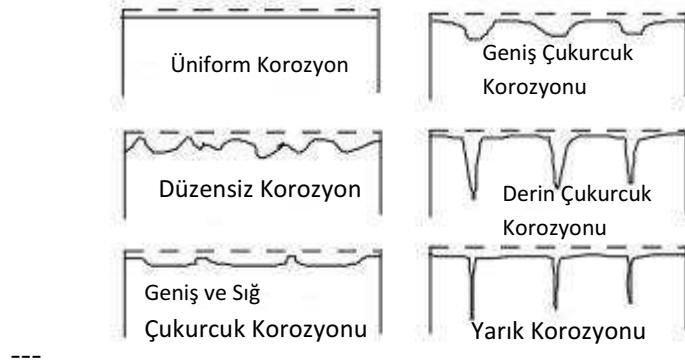
Daha sonra anodik ve katodik reaksiyon ürünleri birleşerek Denklem 3.3 ve Denklem 3.4'teki korozyon ürünlerini meydana getirirler.



Oluşan demirhidroksit ürünleri Fe_3O_4 , FeO , Fe_2O_3 , FeOOH , gibi oksit ve oksihidroksitlere dönüşebilir. Bu çeşitli oksitlerin oluşumu üzerinde pH, oksijen varlığı, çeşitli çevresel kirlilikler, metalin kompozisyonu ve oluşan ürünlerin yüzeye yapışma karakterleri etkilidir. Ayrıca sözü edilen çevresel faktörler korozyon reaksiyonlarını etkileyerek farklı şekillerde gelişmesini sağlayabilirler.

3.2.1 Korozyon Türleri

Şekil 3.1'de yapısal çeliklerde meydana gelen korozyon tipleri gösterilmiştir.



Şekil 3.1 Yapısal çeliklerde meydana gelen korozyon türleri

Şekil 3.1'de gösterilen korozyon türleri aşağıda açıklanmaktadır.

3.2.1.1 Üniorm Korozyon

Üniorm korozyon, korozyon kaybının kesitin her noktasında eşit olduğu korozyon türüdür. Bu tez kapsamında araştırılan korozyon modelleri, üniorm korozyon kayıpları ile ilgili modellerdir (Yiğiter, 2008).

3.2.1.2 Çukurcuk Korozyonu

Lokal bir korozyon türüdür. Bu korozyon türünde metal yüzeyinde küçük çukurcuklar oluşur. Çukurcukların içi anodik bölge, çukurcuk çevresindeki alan ise katodik bölgedir (Yiğiter, 2008).

3.2.1.3 Yarık Korozyonu

Bu korozyon türü, metal yüzeyinin, eğer var ise, ortam koşullarından korunmuş bölgesinin hemen yanında görülür (Yiğiter, 2008).

3.3 Kıyı Yapılarında Korozyonu Etkileyen Faktörler

Deniz suyunun yapısı oldukça karmaşıktır. Deniz suyu, ayrıışmış organik maddelerden, tuzlardan, çözünmüş gazlardan ve askıda duran ince malzemenin oluşmuş bir çözeltidir (Schumacher, 1979).

Deniz suyunun içerisindeki maddelerin birbirleriyle olan etkileşimlerinden dolayı, bu maddelerin her birinin korozyon davranışına olan etkilerini tek başına ele almak her zaman için çok doğru bir yaklaşım değildir. Çünkü bu maddelerden herhangi birindeki artış veya azalış, diğer maddelerin etkilerini değiştirmektedir.

Melchers (2006), bu konuda araştırmalar yaparak hangi faktörlerin deniz yapılarındaki korozyon davranışını nasıl etkilediklerini belirlemiştir. Sonuçlar Tablo 3.1'de özetlenmiştir.

Tablo 3.1 Korozyon Davranışı Açısından Çevresel Etkenlerin Önemi

| Çevresel Etkenler | Korozyon Davranışı Açısından Önemi |
|--------------------------|---|
| Bakteri | Uzun dönemde çok önemli |
| Biyokütle | Az önemli |
| Oksijen Miktarı | Kısa dönemde çok önemli |
| Karbondioksit | Oldukça az önemli |
| Tuzluluk | Tek başına önemsiz |
| pH | Önemli |
| Karbonat Çözünürlüğü | Çok önemli değil |
| Kirlilik | Önem derecesi değişken |
| Sıcaklık | Çok önemli |
| Basınç | Önemsiz |
| Askıdaki Katı Maddeler | Önemsiz |
| Dalga Hareketi | Önemli |
| Akıntı Hızı | Önemli |

Ancak çerçeveyi biraz daraltılarak konu, sığ, akıntı hızının düşük olduğu temiz deniz suyundaki korozyon davranışına indirgenirse, bu takdirde, korozyon davranışını etkileyen faktörlerden birçoğu ihmal edilebilir. Bu durumda, deniz suyundaki korozyon davranışını etkileyen en önemli faktör deniz suyu sıcaklığıdır (Melchers, 2006).

3.4 Çelik Malzemelerde Korozyona Bağlı Enkesit Kayıplarının Hesaplanmasında Kullanılan Modeller

Deniz yapılarındaki korozyonla ilgili ilk detaylı araştırma 2. Dünya Savaşı'ndan sonra Panama kanalının ikinci kısmının tasarımı sırasında gerçekleşmiştir.

Naval Research Laboratory [NRL]'nin desteğiyle 1958'de başlayan ve 16 yıl süren korozyon araştırma projesinin sonuçları 1976 yılında yayınlanmıştır (Southwell, Bultman ve Alexander, 1976). Bu çalışma sırasında, 52 ayrı metal alaşımından, 5 farklı ortamda (deniz suyuna tam batırılmış, çirpinti bölgesi, tatlı suya tam batırılmış, su seviyesi üzerinde ve karada) toplam 13000 örnek toplanmış ve toplam 168000 ölçüm alınmıştır. Çalışma çukurcuk korozyonu ve üniform korozyon üzerinde yoğunlaşmıştır (Ernsting, 2009). Çalışmalarda kullanılan

örneklerde korozyona karşı herhangi bir korunma önlemi (kılıf, katodik koruma, vb.) alınmamıştır. Çalışmada genel olarak iki sonuca ulaşılmıştır:

1 – Deniz suyuna tam olarak batırılmış metal yüzeylerinde korozyon, zamana bağlı doğrusal olmayan bir davranış sergilemektedir.

2 – Çevresel koşullar ve malzeme özellikleri korozyon davranışı açısından oldukça önemlidir.

Bu projeden elde edilen sonuçlar, deniz suyundaki korozyonla ilgili birçok çalışmaya ışık tutmuştur.

3.4.1 Doğrusal ve İki Doğrulu Korozyon modelleri

(NRL)'nin desteğiyle 1976 yılında tamamlanan çalışmadan elde edilen sonuçları kullanarak Southwell, Bultman ve Hummer (1979) çeşitli doğrusal modeller ortaya koymuşlardır. Daha sonra Melchers (1999) bu modellere çeşitli eklemeler yaparak onları geliştirmiştir. Bu modeller Denklem 3.5 ve Denklem 3.6'da verilmiştir. Melchers (1997) ayrıca bir diğer doğrusal korozyon modeli de geliştirmiştir. Bu model Denklem 3.7'de verilmiştir.

$$\mu_d(t) = 0.076 + 0.038t ; \quad \sigma_d(t) = 0.051 + 0.025t \quad (3.5)$$

$$\mu_d = \begin{cases} 0.09t, & 0 < t < 1.46 \text{ yıl} \\ 0.076 + 0.038t, & 1.46 < t < 16 \text{ yıl} \end{cases}; \quad \sigma_d = \begin{cases} 0.062t, & 0 < t < 1.46 \text{ yıl} \\ 0.035 + 0.017t, & 1.46 < t < 16 \text{ yıl} \end{cases} \quad (3.6)$$

$$\mu_d = \begin{cases} 0.170t, & 0 \leq t < 1 \text{ yıl} \\ 0.152 + 0.0186t, & 1 \leq t < 8 \text{ yıl} \\ -0.364 + 0.083t, & 8 \leq t < 16 \text{ yıl} \end{cases} \quad (3.7)$$

Burada,

$\mu_d(t)$, ortalama korozyon miktarını,

$\sigma_d(t)$, standart sapmayı göstermektedir.

3.4.2 Doğrusal Olmayan Korozyon Modelleri

Melchers (1999), Southwell, Bultman ve Hummer (1979) modellerine, doğrusal olmayan bir eğri uydurarak bir diğer korozyon modeli geliştirmiştir. Bu model Denklem 3.8'de verilmiştir. Bir diğer doğrusal olmayan korozyon modeli de Denklem 3.9'da verilmiştir Melchers (1997).

$$\mu_d(t) = 0.084t^{0.823} \quad ; \quad \sigma_d(t) = 0.056t^{0.823} \quad (3.8)$$

Burada,

$\mu_d(t)$, ortalama korozyon miktarını,

$\sigma_d(t)$, standart sapmayı göstermektedir.

$$d(t) = 0.1207t^{0.6257} \quad (3.9)$$

Burada,

$d(t)$, korozyona uğrayan tabaka kalınlığını göstermektedir.

3.4.3 Olgusal (Phenomenological) Korozyon modeli

1983 ile 1988 yılları arasında, Dünya genelinde 14 farklı noktada, deniz suyunun korozyon etkilerinin bölgeden bölgeye nasıl değiştiğinin daha iyi anlaşılması amacı ile deneysel bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmanın sonucunda, deniz suyunun yapısının klorür ve pH bakımından benzer olmasına rağmen korozyon etkilerinin yöreye özgü olduğu saptanmıştır. Dolayısıyla yöreye özgü birçok çevresel etkenin (sıcaklık, kirlilik gibi.) deniz suyundaki korozyonun gelişim sürecinde etkisi olduğu ortaya çıkmıştır (Phull, Pikul ve Kain, 1997).

Melchers, 1995 yılında, bu çevresel faktörlerin korozyon davranışına olan etkilerini de dikkate alan olgusal bir korozyon modeli geliştirmiştir (Melchers, 1995). Bu korozyon modeli, denklem 3.10'da gösterilmektedir.

$$c(t,E) = b(t,E) \cdot fn(t,E) + \mathcal{E}(t,E) \quad (3.10)$$

Burada;

$c(t,E)$, toplam kesit kaybını,

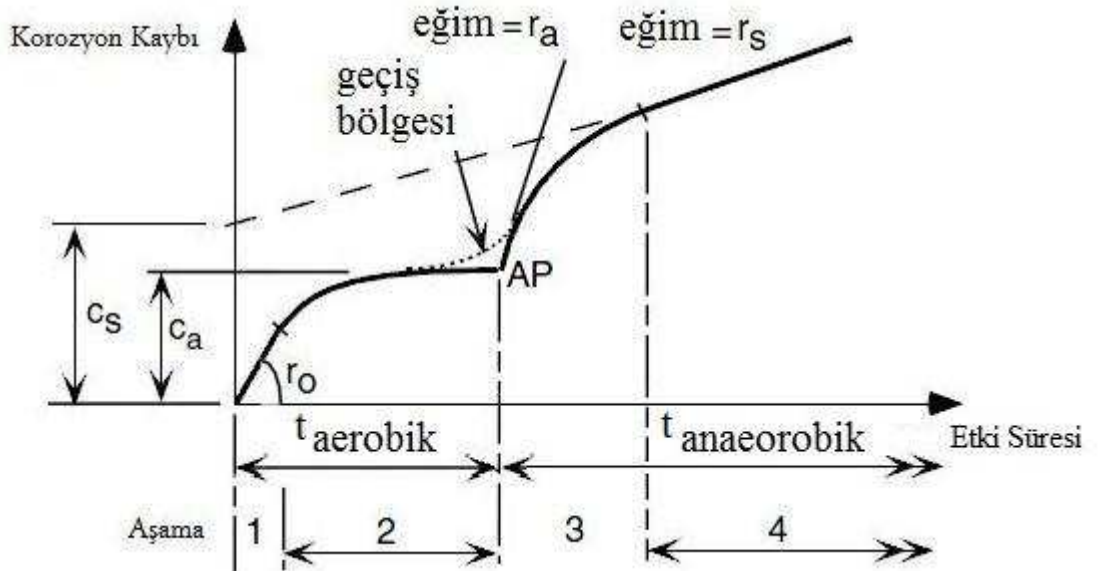
$b(t,E)$, sapma fonksiyonunu,

$fn(t,E)$, ortalama korozyon kaybını,

$\mathcal{E}(t,E)$, hata fonksiyonunu,

“E” ise çevresel etkenlerin vektörünü temsil etmektedir.

Denklem 3.10'daki esas belirleyici parametre, “ $fn(t,E)$ ” fonksiyonudur. Bu fonksiyon genel hali ile Şekil 3.1'de gösterilmektedir. Şekil 3.1'de görülen “ c_a , c_s , r_0 , r_a ve r_s ” parametreleri, arazideki korozyon ölçümlerinin sonuçlarına göre elde edilmektedirler. Denklem 3.10'daki bir diğer fonksiyon olan $b(t,E)$ fonksiyonu ise Melchers'a (2006) göre $fn(t,E)$ fonksiyonunun “0.9” ile “1.1” katı arasında değişmektedir. $\mathcal{E}(t,E)$ fonksiyonu ise ölçümden kaynaklanabilecek hataları da içerdiğinden matematiksel olarak kesin bir değeri bulunmamaktadır (Melchers, 2006).



Şekil 3.1 Olgusal korozyon modeli

Olgusal korozyon modelindeki esas belirleyici parametre olan “ $f_n(t,E)$ ” fonksiyonu çeşitli aşamalarla temsil edilmektedir (Şekil 3.1).

Melchers (2003) modeline göre korozyon davranışını kabaca iki aşamada temsil etmek mümkündür. Bu aşamalar; oksijenin varlığına gereksinim duyan “aerobik aşama” ve korozyonun oksijene ihtiyaç duymadan geliştiği “anaerobik aşama”dır. Aerobik ve aneorobik aşamalar de kendi içinde ikişer aşamaya ayrılmaktadırlar.

Şekil 3.1’de de görülebileceği üzere, birinci ve ikinci aşamalar aerobik korozyon sürecini, üçüncü ve dördüncü aşamalar ise aneorobik korozyon sürecini temsil etmektedir.

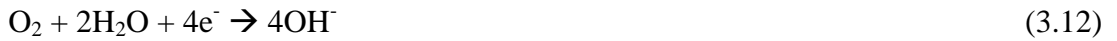
3.4.3.1 Birinci Aşama

Metal yüzey deniz suyu ile temas ettiği anda oluşmaya başlayan anodik ve katodik tepkimeler ile korozyon başlamaktadır (Melchers, 2006).

Anodik tepkimeler (Denklem 3.11) sonucunda demir (Fe) iyonları çözünüp metal yüzeyden ayrılarak elektrolitin içerisine doğru yayılırlar.



Daha sonra ortamdaki oksijen ile anodik tepkimelerden ortaya çıkan elektronlar tepkimeye girerek katodik tepkimeleri (Denklem 3.12) oluştururlar. Katodik tepkimeler sonucunda hidroksil iyonları oluşur.



Anodik ve katodik tepkimeler sonucunda denge kısa süre içerisinde oluşur. Burada korozyon davranışını belirleyen esas unsur korozyona uğrayan yüzeye olan oksijen akışıdır. Çünkü Korozyona uğrayan yüzeyde katodik tepkimelerden ötürü

oksijen yoğunluğu azalmaktadır ve bu durum, korozyona uğrayan yüzeye oksijen akımının olmasını gerektirmektedir.

Bu aşamada korozyon, doğrusal bir davranış göstermektedir. Korozyonun bu ilk evresindeki hızı modelde “ r_0 ” parametresiyle simgelenmektedir. Bu parametre yüzeye gelen oksijen miktarı “ i ” ile orantılıdır ve Denklem 3.13’de gösterilmektedir.

$$r_0 \propto i = \frac{nFDC}{\delta} \quad (3.13)$$

Burada; “ δ ”, oksijen yoğunluğunun azaldığı, korozyona uğrayan yüzeye bitişik olan metal tabakasının kalınlığını, “ n ”, denklem 3.12’de gösterilen katodik tepkimelerde tepkimeye giren elektron sayısını, “ F ”, Faraday sabitini, “ D ” oksijenin yayılma katsayısını, “ C ” ise deniz suyundaki oksijen yoğunluğunu göstermektedir.

Laboratuar çalışmaları, “ δ ” tabaka kalınlığının türbülans ve akıntı hızıyla azaldığını, dolayısıyla oksijen akımının, bir diğer deyişle korozyon hızının arttığını ortaya koymuştur (Melchers, 2006). Korozyon tabakasının kalınlığının artmasıyla Birinci Aşama yerini İkinci aşamaya bırakır.

3.4.3.2 İkinci Aşama

Bu aşamada korozyon, doğrusal olmayan bir davranış sergilemektedir. Bu aşama Denklem 3.14 ile modellenmektedir.

$$\frac{dO_2}{dt} = \frac{k(C_0 - C_i)}{D_{cp}} \quad (3.14)$$

Burada; “ O_2 ”, aktarılan oksijen kütesini, C_0 , deniz suyundaki oksijen yoğunluğunu, C_i , korozyona uğrayan yüzeydeki oksijen yoğunluğunu, - ki buraya

ulaşan oksijen hemen tüketildiği için bu parametre “0” olarak kabul edilebilir – D_{cp} , korozyon ürünleri için yayılma katsayısını, “k” ise bir sabiti göstermektedir.

Bu aşamanın kalibrasyonu için yeterli sayıda, deniz ortamında yapılmış deneylere gereksinim duyulmaktadır (Melchers, 2006).

Korozyona uğrayan tabaka kalınlığının zamanla artması sonucunda, korozyon yüzeyindeki oksijen miktarı giderek azalmakta ve İkinci Aşama’daki eğrinin eğimi gittikçe azalmaktadır. Bunun sonucunda İkinci Aşama sona ererek korozyon davranışını metal ile korozyon yüzeyi arasında oluşan anaerobik koşulların belirlediği Üçüncü Aşama başlamaktadır. (Melchers, 2006). Bu geçiş, Melchers (2003) ‘ın korozyon modelinde (Şekil 3.1) AP noktasında gerçekleşmektedir.

3.4.3.3 Üçüncü Aşama

Bu aşamada korozyon davranışını, sülfat azaltıcı bakteriler belirlemektedir. Bu aşamanın matematiksel olarak modellenmesi için çalışmalar devam etmektedir (Melchers, 2006). Bu aşamada korozyonun başlangıçtaki hızını simgeleyen parametre “ r_a ” parametresidir.

3.4.3.4 Dördüncü Aşama

Bu aşamanın zamana karşı doğrusal bir artış sergilediği düşünülmektedir. Bununla birlikte bu aşamayı, bakterilerin bulunduğu ortamdaki besin miktarı da doğrudan etkilemektedir (Melchers, 2006). Bu aşamada korozyonun başlangıçtaki hızını simgeleyen parametre “ r_s ” parametresidir.

3.4.3.5 Olgusal Korozyon Modelinin Değerlendirilmesi

Yukarıda aşamaları açıklanan ve Denklem 3.10 ile ifade edilen olgusal korozyon modeli, Tablo 3.1’de verilen her bir çevresel faktör için ayrı ayrı kalibre edilmelidir. Ancak daha önce de belirtildiği gibi korozyon davranışı, sığ, akıntı hızının düşük olduğu temiz deniz suyundaki korozyon davranışına indirgenirse, bu takdirde, korozyon davranışını etkileyen faktörlerden birçoğu ihmal edilebilir. Bu durumda, deniz suyundaki korozyon davranışını etkileyen en önemli faktör deniz suyu sıcaklığıdır (Melchers, 2006).

Dolayısıyla Denklem 3.10, Denklem 3.15’teki hali alır;

$$c(t,T) = b(t,T) \cdot fn(t,T) + \mathcal{E}(t,T) \quad (3.15)$$

Burada;

“T” Deniz suyu sıcaklığını göstermektedir.

Buna göre, $fn(t,T)$ fonksiyonunun deniz suyu sıcaklığına “T” göre düzenlenmiş parametreleri, Denklem 3.16, Denklem 3.17, Denklem 3.18, Denklem 3.19, Denklem 3.20 ve Denklem 3.21’de verilmiştir.

$$t_a = 6.61 * e^{(-0.088 * T)} \quad (3.16)$$

$$c_a = 0.32 * e^{(-0.038 * T)} \quad (3.17)$$

$$r_0 = 0.076 * e^{(0.054 * T)} \quad (3.18)$$

$$r_a = 0.066 * e^{(0.061 * T)} \quad (3.19)$$

$$c_s = 0.075 + 5678 * T^{-4} \quad (3.20)$$

$$r_s = 0.045 * e^{(0.017 * T)} \quad (3.21)$$

3.4.4 Korozyon Modelleriyle İlgili Diğer Çalışmalar

1998 ile 2003 yılları meydana gelen bir dizi gemi faciasından sonra korozyon olayının daha da derinlemesine araştırılması gerektiği ortaya çıkmış ve korozyon önleyici kaplamaların önemi daha iyi anlaşılmıştır. Bunun sonucunda araştırmacılar kaplamayı da bir olasılık fonksiyonu olarak korozyon modellerine dahil etmeye başlamışlardır.

Guedes Soares ve Garbatov (1999) korozyona karşı koruyucu kaplamanın etkisini de içeren üç aşamalı bir korozyon modeli geliştirmişlerdir.

Paik ve Thayamballi (2003) de kaplamanın etkisini dikkate alan yine 3 aşamalı bir korozyon modeli geliştirmiştir.

3.5 Seçilen Korozyon Modeli

Tez kapsamındaki analizlerde kullanılmak üzere, çevresel etkenleri de dikkate alarak daha gerçekçi bir model oluşturması sebebiyle Melchers'ın (2003) ortaya koyduğu olgusal korozyon modeli seçilmiştir.

Ancak, korozyonun oldukça karmaşık bir olgu olmasından dolayı, yapılan çalışmalar sonucunda ortaya koyulan modellerden elde edilen kesit kaybı değerleri, proje sahasında yapılan ölçüm değerlerinden farklılıklar gösterebilmektedirler. Analitik modelin arazi ölçümleriyle uyumlu hale getirilmesi amacıyla korozyon düzeltme katsayısı olarak tanımlanan “ Φ ” katsayısı Denklem 3.22’de verilmiştir.

$$\Phi = c_{\text{analiz}} / c_{\text{model}} \quad (3.22)$$

Burada;

c_{analiz} , mm cinsinden yapısal analizlere esas toplam kesit kaybını

c_{model} ise mm cinsinden olgusal modeldeki kesit kaybını göstermektedir.

BÖLÜM DÖRT

BİR KIYI YANAŞMA YAPISININ KORROZYON ETKİLERİ ALTINDA DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

4.1 Giriş

Tezin bu bölümünde bir kıyı yanaşma yapısı türü olan Gökova Körfezi Kemerköy mevkiinde bulunan mevcut bir iskelenin deprem performans analizleri yapılacaktır. Analizde ağır yük iskelesinin taşıyıcı sistemini oluşturan çelik kılıflı kompozit kazık taşıyıcı elemanlardaki çelik malzemenin zamana bağlı korozyon etkileri, Bölüm 3'te verilen korozyon modellerinden Melchers (2003) Olgusal Korozyon Modeli kullanılarak performans hesabına dahil edilecektir.

4.2 İskelenin Tanıtılması

Tez kapsamında analizleri yapılan Kemerköy Ağır Yük İskelesi, Muğla İli, Milas İlçesi, Kemerköy Mevkii'ndedir (Şekil 4.1). İskelenin bulunduğu Gökova Körfezi Ege Bölgesi'nde, Bodrum ve Datça yarımadalari arasında, derinliği 200 m'yi aşmayan Doğu-Batı uzanımlı geniş bir körfezdir. Kemerköy Ağır Yük İskelesi Türkevleri ve Ören yerleşim birimlerinin arasında olup Milas ilçesine yaklaşık 40 km mesafededir.

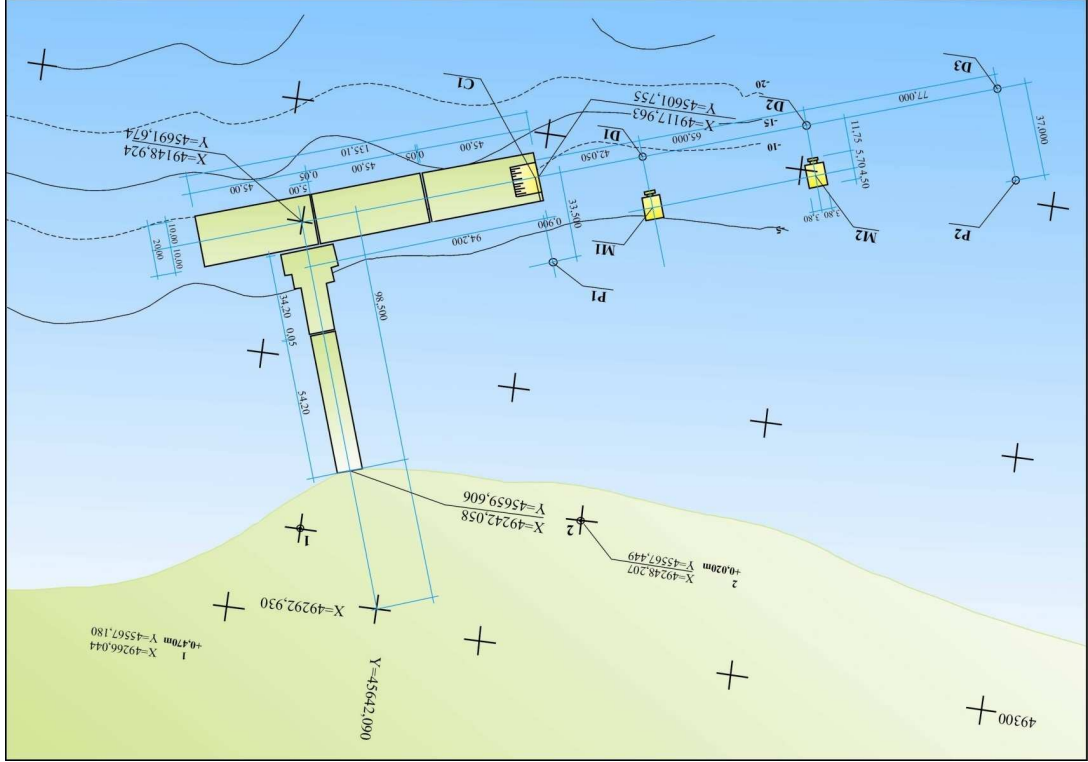


Şekil 4.1 Proje alanı (Kemerköy Termik Santrali Ağır Yük İskelesi)

Kemerköy Ağır Yük İskelesi $37^{\circ} 01' 50''$ Kuzey enlemi ve $27^{\circ} 54' 25''$ Doğu boylamında bulunur. Kemerköy Termik Santrali'nin kurulması için gerekli teçhizatın deniz yolu ile getirilmesi amacı ile 1988 yılında inşaatı bitirilmiş olan iskele, santralin hemen önünde yer alır. İskelenin gemi yanaşma bölümü toplamda 135.10 m uzunluktadır. İskeleye yaklaşım bölümünün boyu ise 88.45 m'dir. Gemi yanaşma bölümünde ortalama su derinliği 14 m'dir. İskelenin stok sahası $13,694 \text{ m}^2$, tır park alanı ise $4,378 \text{ m}^2$ dir. Genel görünüm Şekil 4.2'de görülmektedir. Genel vaziyet planı ise Şekil 4.3'dedir. Bu tez kapsamında aşağıda listesi verilen plan ve proje paftalarından yararlanılmıştır. Yapı boyutları yerinde yapılan röleve ölçümleri ile kontrol edilmiştir. Bu ölçümlerde iskelenin proje boyutlarına genel olarak uygun olduğu belirlenmiştir.



Şekil 4.2 Kemerköy Ağır Yük İskelesi genel görünümü



Şekil 4.3 İskele genel vaziyet planı

4.3 Kemerköy Ağır Yük İskelesinin Yapısal Özellikleri

İskele gemi yanaşma, yaklaşım ve dolfinler olmak üzere üç bölümden oluşur. Bu bölümlerin tamamı düşey kazıklar vasıtasıyla yüklerini zemine aktarmaktadır. Yaklaşım bölümü 88.45 m, yanaşma kısmı ise 135.10 m boyundadır. Yaklaşım kısmının genişliği 10 metreden başlayarak 25.40 metreye ulaşmaktadır. Yanaşma kısmının genişliği ise 20.00 metredir. Yanaşma kısmının batı tarafında ise iki adet bağlama dolfini bulunur. İskele yapısı, birbirinden 5 cm genişliğindeki dilatasyon derzleri ile ayrılan bağımsız 5 adet anodan oluşmaktadır. Tez çalışması kapsamında dalgaların geliş yönü bakımından korozif etkilere en açık olduğu düşünülen A-3 numaralı anonun deprem performans analizleri gerçekleştirilmiştir.

İskeledeki her bir anonun plan boyutları Ek-A'da görülebilir. Projesine göre iskelede 4 ayrı tip çakma yerinde dökme kompozit (çelik boru+betonarme) kazık projelendirilmiştir.

Tez kapsamında incelenen A-3 numaralı anodaki tüm kazık boyları 36 m.'dir. Ancak A-3 numaralı anoda donatı sayısı ve çapı bakımından iki ayrı tip kazık kullanılmıştır. Bu kazıkların yapısal özellikleri Tablo 4.1'de verilmiştir. Projesine göre çelik boru kazıkların ucu çarıklı olarak çakılmıştır. Kazıkların, başlık kirişinin altından başlamak üzere ilk 9.7 m'lik ilk bölümü betonarmedir. Bu seviyeden itibaren 8.3 m'lik bölümü donatısız beton ile doldurulmuştur. Bu seviyenin de altındaki kısım ise kum ile doldurulmuştur (bkz. Tablo 4.1).

Tablo 4.1 Ağır Yük İskelesi'ndeki A-3 numaralı anoda kullanılan kazık tipleri ve özellikleri

| Tip | Kazık Çapı, B (cm) | Çelik Boru Et Kalınlığı, t (mm) | Projedeki Toplam Kazık Boyu, L (m) | Projedeki Betonlu Kazık Boyu, H (m) | Proje Beton Sınıfı | Proje Donatı Sınıfı | Proje Donatısı | Donatılı Kazık Boyu |
|-----|--------------------|---------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|--------------------|---------------------|----------------|---------------------|
| 1 | 91.4 | 10 | 36 | 18 | C20 | S420 | 16Ø26 | 9.7 |
| 2 | 91.4 | 10 | 36 | 18 | C20 | S420 | 18Ø20 | 9.7 |

İskele kısa kenarı doğrultusundaki prefabrike kazık başlıkları ve bunların üzerine oturan başlık kirişleriyle kazık sıraları oluşturulmuştur (Şekil 4.4). Kazık donatıları, prefabrike kazık başlığında bırakılan dairesel boşluklardan kirişlere ve daha sonra döşeme donatıları içine geçmektedir. İskele döşemeleri uzun kenar doğrultusunda yerleşen ve başlık kirişleriyle mesnetlenmiş prekast elemanlara oturmaktadır. Başlık kirişi detayları Ek-B'de verilmiştir. Prekast elemanların üstüne yerinde döşeme betonu dökülmüştür (Şekil 4.5). Betonarme elemanlarda pas payı 5 cm alınmıştır. İskelenin A-3 numaralı anosunun kısa kenarında bir yükleme rampası bulunmaktadır (Şekil 4.6).



Şekil 4.4 Kazık başlık kirişleri



Şekil 4.5 Döşeme altı betonarme prekast elemanlar



Şekil 4.6 Yükleme rampası

4.4 Saha Çalışmaları

Saha çalışmaları röleve ölçümleri, beton karot alımı, mühendislik amaçlı zemin sondajı ve kazıklarda et kalınlığı ölçümleri ile gözlemsel incelemelerden oluşmuştur. Gözlemsel incelemeler deniz içi tetkikleri ve fotoğraf çekimleri ile tekne vasıtasıyla yakından yapılan gözlemlerden meydana gelmiştir. Aşağıdaki bölümlerde saha çalışmaları ayrıntılarıyla ele alınmaktadır.

4.4.1 Röleve Ölçümleri ve Yapısal Elemanlarda Yapılan Gözlemler

Yerinde yapılan ölçümlerde iskele yapısının genelde projesine uygun yapıldığı belirlenmiştir. İskelede yapılan gözlemsel inceleme sonuçları aşağıda verilmektedir:

- a. Kazık başlıkları ve başlık kirişleri: Çelik boru kazıkları muhafaza altına alan prefabrike betonarme elemanların (kazık başlıkları) denize bakan yüzlerindeki beton genel olarak dökülmüş ve açığa çıkan donatılar korozyona

maruz kalmıştır. Başlık kirişlerinde beton yüzeyinde dağılma ve donatılarda korozyon mevcuttur (Şekil 4.7).



Şekil 4.7 Başlık kirişlerinde beton yüzeyinde dağılma ve donatılarda korozyon

- b. Kazık başları rijitleme sistemi ve geçici mesnet kirişleri: Yapılan incelemelerde kazık başlarındaki çapraz çelik kirişler yoğun derecede korozyona uğramıştır. Yapısal analizlerde bu elemanlar hesaba katılmamıştır.
- c. Kazıklar: İskelenin ana taşıyıcı elemanı olan kazıklar projesine göre düşey çakılacak şekilde tasarlanmıştır. Kazıkların eksenden eksene mesafesi tez kapsamında analizleri yapılan A-3 numaralı anoda uzun ve kısa kenarlar boyunca sırasıyla 5.40 m ($S \cong 6B$) ve 2.50 m ($S \cong 2.7B$) değerlerindedir. Yerinde yapılan tespitlerde bu değerlere uyulduğu görülmektedir. Kazıkların çelik boru muhafaza kısmında korozyon mevcuttur (Şekil 4.8). Çırpıntı bölgesi altında kazıkların sürekli su içinde kalan kısmı ise su altı canlıları tarafından kaplanmıştır (Şekil 4.9).



Şekil 4.8 Kazıkların çelik boru muhafazalarında çırpıntı bölgesinde gözlenen korozyon



Şekil 4.9 Kazıkların sürekli su içinde kalan bölümü

- d.** Döşeme: İskelenin yaklaşım bölümü döşemeleri altında dikkat çeken bir korozyon görülmemiştir. Bu bölümde döşemeye kalıp görevi gören prefabrike kirişlerde de önemli ölçüde bozulma mevcut değildir. Prekast elemanların bir kısmında beton segregasyonuna dayalı boşluklar görülmektedir. Bir kısım prekast elemanlarda çatlaklar izlenmiştir. A-3 numaralı anonun baş tarafındaki kapak atma rampası altındaki döşemelerin alt yüzeylerinin bazı bölümlerinde donatılar tamamen açıkta kalmıştır. Kapak atma yerinin alın kiriş donatıları da korozyona maruz kalmıştır (Şekil 4.10).



Şekil 4.10 Kapak atma rampası alın kirişlerinde donatı korozyonu

İskele döşemelerinin üst yüzeyi ise daha iyi durumdadır. Betonda önemli ölçüde bozulma görülmemiştir (Şekil 4.11).

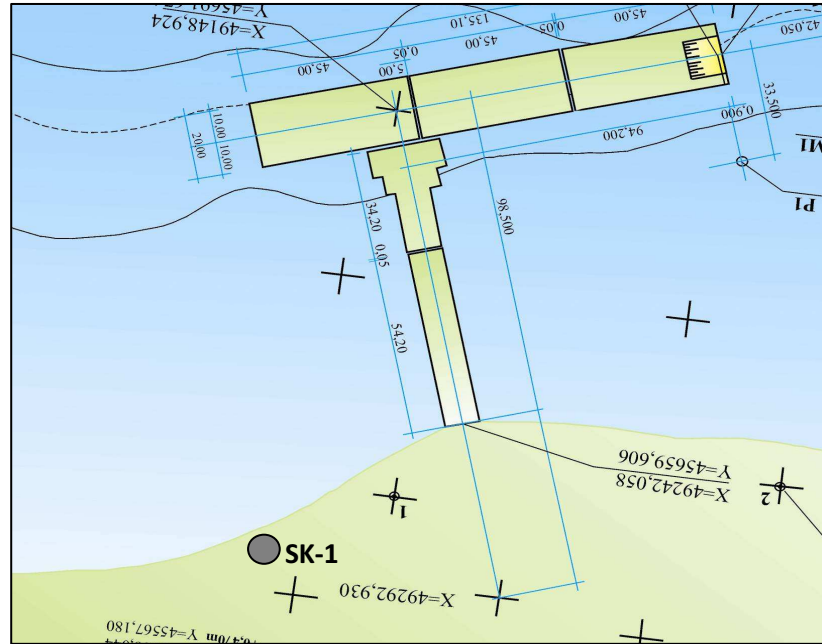


Şekil 4.11 İskele döşeme betonu

4.4.2 Zemin Özelliklerinin İncelenmesi

Dördüncü Bölüm'ün başında listelenen proje pafta ve belgeleri içinde zemin etüt raporuna rastlanmamıştır. Ancak proje hesap raporunun (Türkiye Elektrik Kurumu 3x210 MW Kemerköy Thermal Power Plant - Quay for Heavy Cargo Landing / Statical Calculations (Volume K17.B1 - Part 2) - *Ağır Yük Boşaltma İskelesi Statik Hesaplar*) kazık hesapları kısmında (sayfa 16-17) zemin etüdüne atıf yapılmakta ve bu etüt kapsamında yapılmış SK-5 sondajına göre idealize zemin profili verilmektedir.

Mevcut projelerde yer alan SK-5 sondajına göre elde edilmiş zemin profilinin doğrulanması ve ilave veri temin edilmesi amacıyla, 40.0 m derinliğinde bir adet karotlu kıyı sondajı yaptırılmıştır. Bu sondajın konumu liman sahasının hemen dışında iskeleye yaklaşık 50 m mesafede olacak şekilde belirlenmiştir (Şekil 4.12).

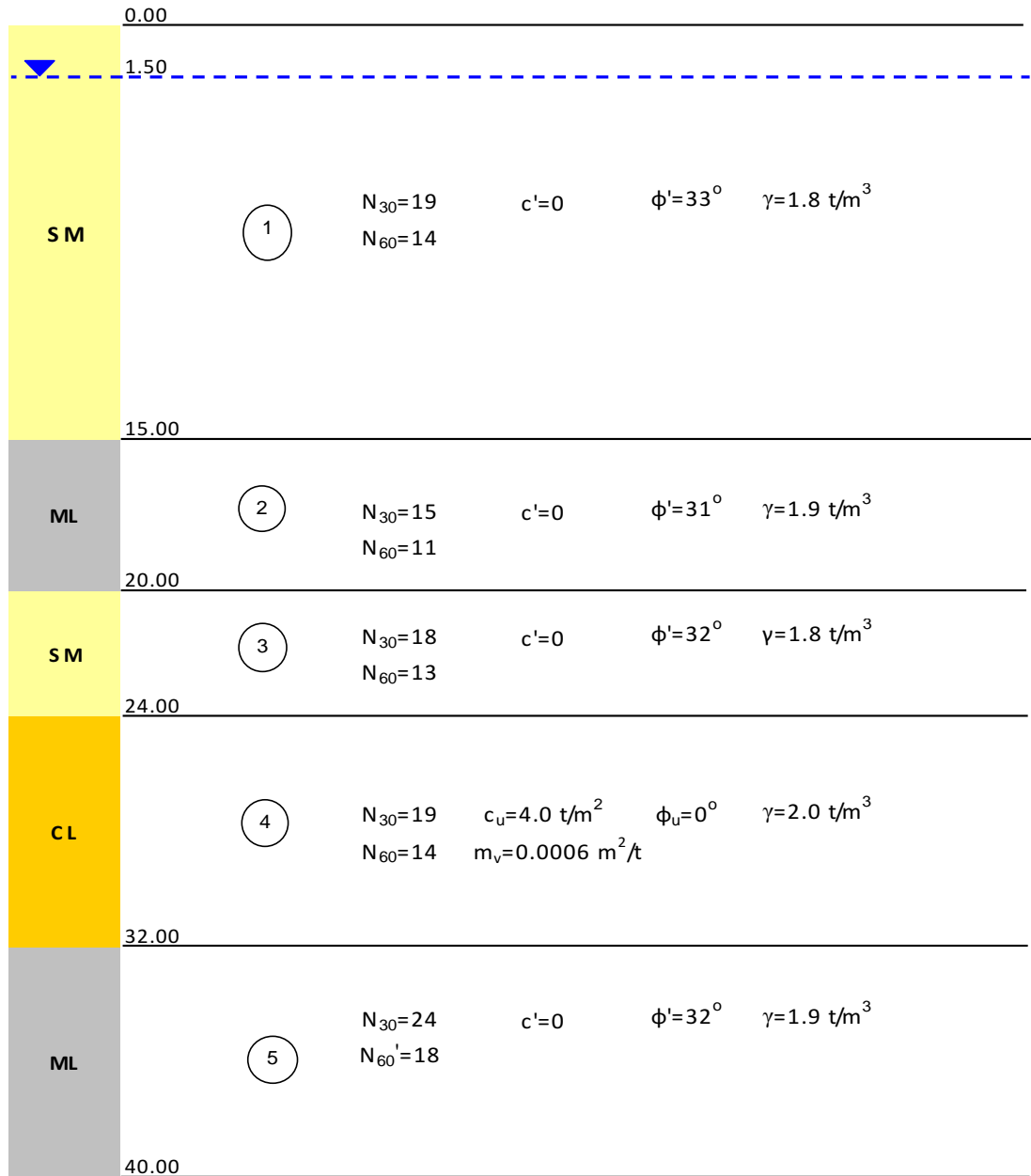


Şekil 4.12 Bu çalışmada yaptırılan ilave sondaj kuyusunun konumu

SK-1 kuyusundan alınan örnekler üzerinde zemin mekaniği laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu deney bulguları ve SPT-N darbe sayılarının işlenmesi neticesinde elde edilen idealize zemin profili Şekil 4.13'de görülmektedir. Deneylerin ayrıntılı

sunumu ise Ek-C'dedir. Bu zemin profili proje dokümanındaki profil ile su derinliği de dikkate alınarak karşılaştırıldığında uyumlu oldukları tespit edilmiştir.

Yapılan değerlendirmeler sonucunda, bölgedeki zeminin DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği'ne göre "E" sınıfında olduğu belirlenmiştir. SAP2000 hesap modelinde zemin davranışı eşdeğer yaylar ile temsil edilmiştir. Eşdeğer yay katsayıları, DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği'nde belirtildiği şekilde p-y, τ -z ve q-w eğrilerinden elde edilmiştir. Bu eğriler Ek-C'de sunulmuştur.



Şekil 4.13 SK-1 kuyusu idealize zemin profili

4.4.3 Beton Karot Alımı ve Basınç Deneyleri

Beton dayanımlarının belirlenmesi amacıyla iskele döşemesinden Ek-A'da gösterilen konumlarda beton karot örnekleri alınmış ve bu örneklerin basınç dayanımları belirlenmiştir. Deney sonuçları Tablo 4.2'dedir. Bu Tablodan görüleceği üzere karot dayanımlarının ortalama değeri 43.5 MPa olarak belirlenmiştir. Bu değerlerin standart sapması ise 12.37 MPa olarak hesaplanmıştır. İskele sonlu elemanlar modelinde artımsal itme analizlerine esas olmak üzere yapısal elemanlarda beton basınç dayanımı olarak "43.50-12.37 = 31.13 Mpa" kullanılmıştır.

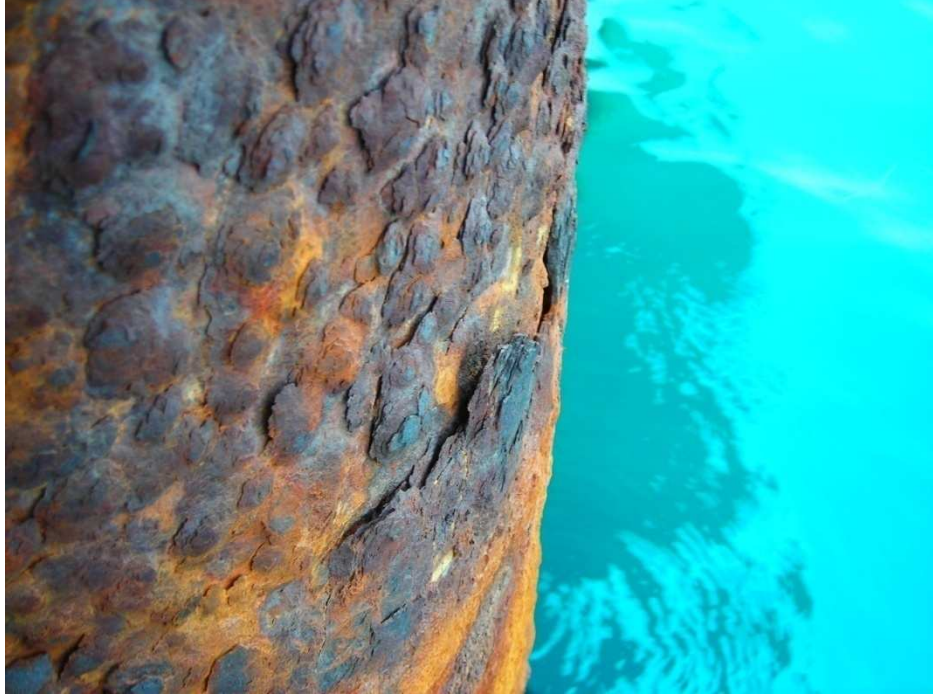
Tablo 4.2 Beton karot basınç dayanımları

| ÖRNEK # | Konum | Çap (mm) | Boy (mm) | H/D | Yük (kgf) | Karot Basınç Dayanımı (Mpa) |
|---------|-------|----------|----------|------|-----------|-----------------------------|
| 1 | A-3 | 92 | 161 | 1.75 | 27320 | 41 |
| 2 | A-3 | 92 | 184 | 2.00 | 19070 | 29 |
| 3 | A-3 | 92 | 183 | 1.99 | 29700 | 45 |
| 4 | A-3 | 92 | 162 | 1.76 | 39050 | 59 |

4.4.4. Çelik Boru Kazıklarda Metal Kalınlığı Ölçümü

Çelik boru kazıklarda korozyon etkilerinin su seviyesinin yaklaşık 75 cm kadar altından itibaren başlayıp başlık altına kadar olan bölgede yoğun olduğu yapılan gözlemlerde belirgin tespit edilmiştir. Bu bölgedeki pas tabakaları yer yer dökülmüştür. Ancak korozyon hiçbir yerde kazık içindeki betona kadar ulaşmamıştır (Şekil 4.14).

Kazıklardaki korozyonun mertebesini belirlemek için dalgıç marifetiyle alanın bütününi temsil edecek sayıda kazık üzerinde dalgıç marifetiyle ölçüm alınmıştır. Ölçümlerde ultrasonik sualtı (Cygnus 1) ekipman kullanılmıştır. Sensörün hassasiyeti ve çözünürlüğü sırasıyla ± 0.05 mm ve 0.05 mm değerlerindedir. Kazıkların su üstünde kalan bölümünde korozyona bağlı oyuntular nedeniyle okuma alma mümkün olmamıştır. Çırpıntı bölgesinin su altında kalan kısmında ise ölçümler başarıyla yapılmıştır. A-3 numaralı anoda ölçüm alınan kazık numaraları #305, #308, #337 ve #372 olacak şekilde seçilmiştir. Ölçüm sonuçları Tablo 4.3'te verilmektedir.



Şekil 4.14 Çelik boru kazıklarda korozyona bağlı pas tabakası

Tablo 4.3 Kazıklarda metal kalınlığı ölçüm sonuçları

| Ano No. | Kazık No. | Ölçüm (mm) | | | | |
|---------------------------|-----------|------------|-----|-----|---------|----------|
| | | #1 | #2 | #3 | #4 | ortalama |
| 3 | #305 | 6.2 | 7.5 | 8.4 | 8.4 | 7.63 |
| | #308 | 7.7 | 7.1 | 7.7 | 6.2 | 7.18 |
| | #337 | 8.3 | 8.7 | 8.6 | 7.3 | 8.23 |
| | #372 | 8.1 | 9.1 | 8.2 | 9.0 | 8.60 |
| en düşük metal kalınlığı | | | | | 6.2 mm | |
| en yüksek metal kalınlığı | | | | | 9.1 mm | |
| ortalama metal kalınlığı | | | | | 7.91 mm | |

4.5 Korozyon Ölçümlerinin Literatürdeki Korozyon Modelleriyle Karşılaştırılması

Tablo 4.3'te verilen kazık kılıflarının mevcut metal kalınlıkları dikkate alınarak bu değerlere uygun analitik korozyon modeli bu bölümde belirlenecektir.

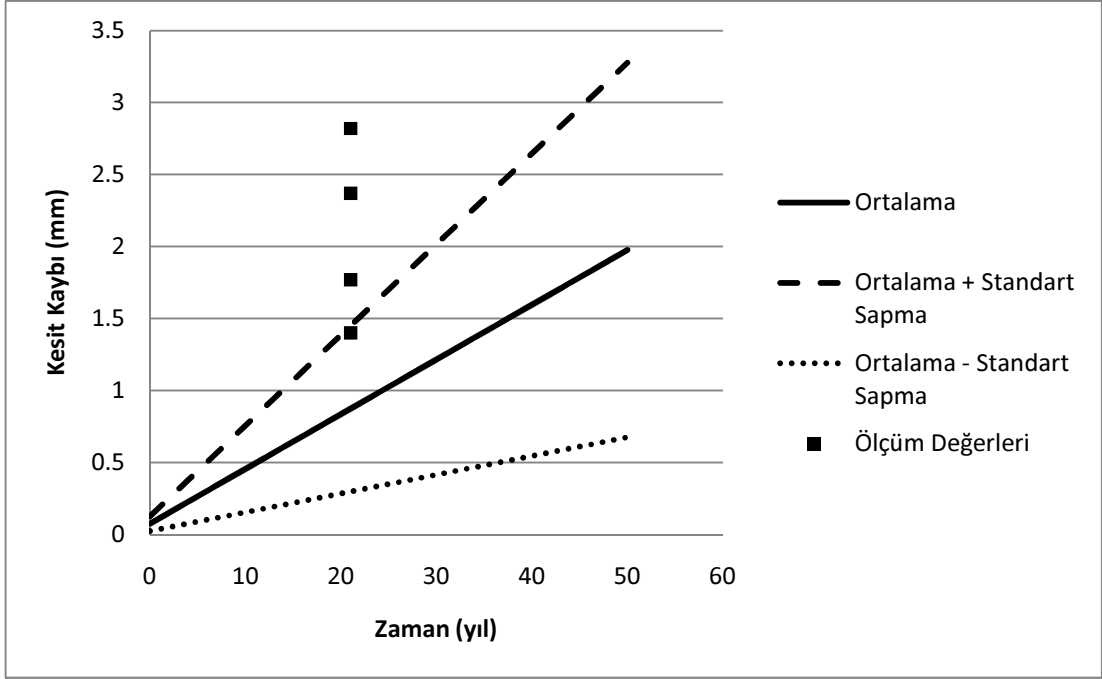
Kemerköy Ağır Yük İskelesi Kazık kılıflarının şu andaki mevcut metal kalınlıkları dikkate alınarak, kazıklardaki ortalama kesit kayıpları, Bölüm Üç'te verilmiş olan korozyon modelleri ile hesaplanan kesit kayıpları ile karşılaştırılmış, sonuçlar Tablo 4.4'te verilmiştir.

Tablo 4.4'te sonuçları verilen Melchers (2003) olgusal modeline ait kesit kayıpları belirlenirken, bu modelin Bölüm 3.4.3.5'te verilen, deniz suyu sıcaklığına "T" göre düzenlenmiş hali kullanılmıştır. Kemerköy bölgesi için yıllık ortalama deniz suyu sıcaklığının "22 °C" olduğu çeşitli kaynaklarda belirtilmektedir. Analizler de bu deniz suyu sıcaklığı esas alınarak yapılmıştır.

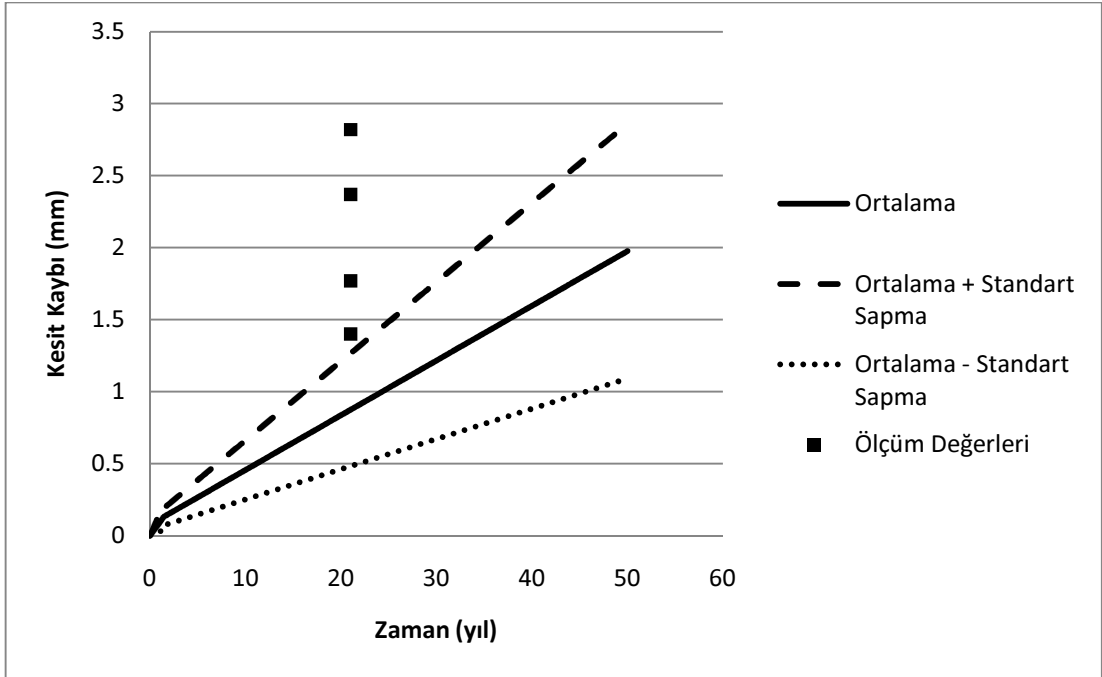
Tablo 4.4'te verilen kesit kayıplarına ilişkin modellerin grafiksel gösterimleri Şekil 4.15, Şekil 4.16, Şekil 4.17, Şekil 4.18, Şekil 4.19 ve Şekil 4.20'de verilmiştir.

Tablo 4.4 Çeşitli korozyon modellerine göre kesit kayıpları

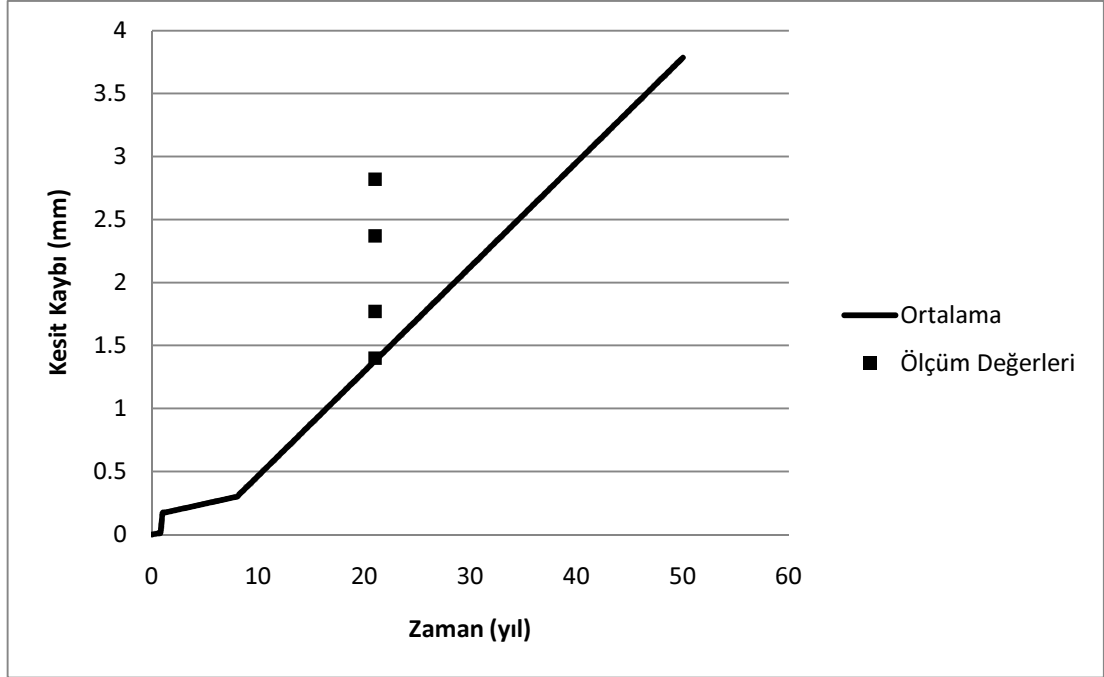
| t(Yıl) | Kesit Kaybı (mm) | | | | | | |
|--------|-----------------------------------|------------------------------------|-------------------------|---------------------------------|----------------------|------------------------|-------------------------------|
| | Melchers-Southwell Doğrusal Model | Melchers-Southwell İki Doğru Model | Melchers Üç Doğru Model | Melchers Doğrusal Olmayan Model | Melchers Üstel Model | Melchers Olgusal Model | Ölçülen Değerlerin Ortalaması |
| 21 | 1.64 | 1.43 | 1.63 | 1.21 | 0.88 | 1.47 | 2.01 |



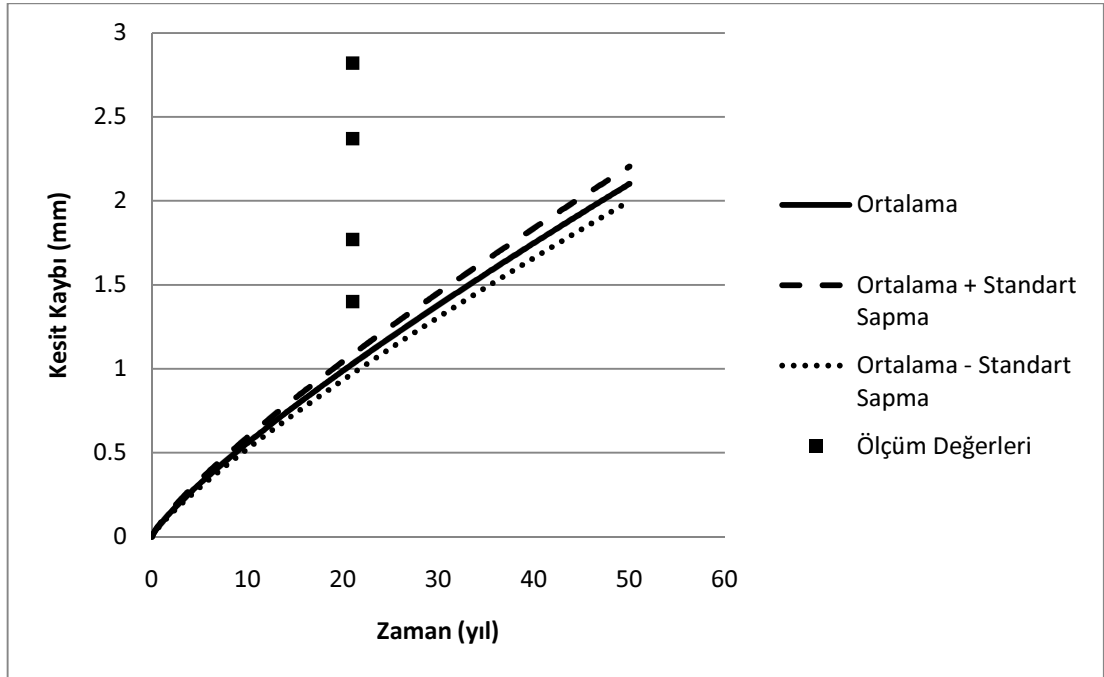
Şekil 4.15 Melchers – Southwell Doğrusal Korozyon Modeli



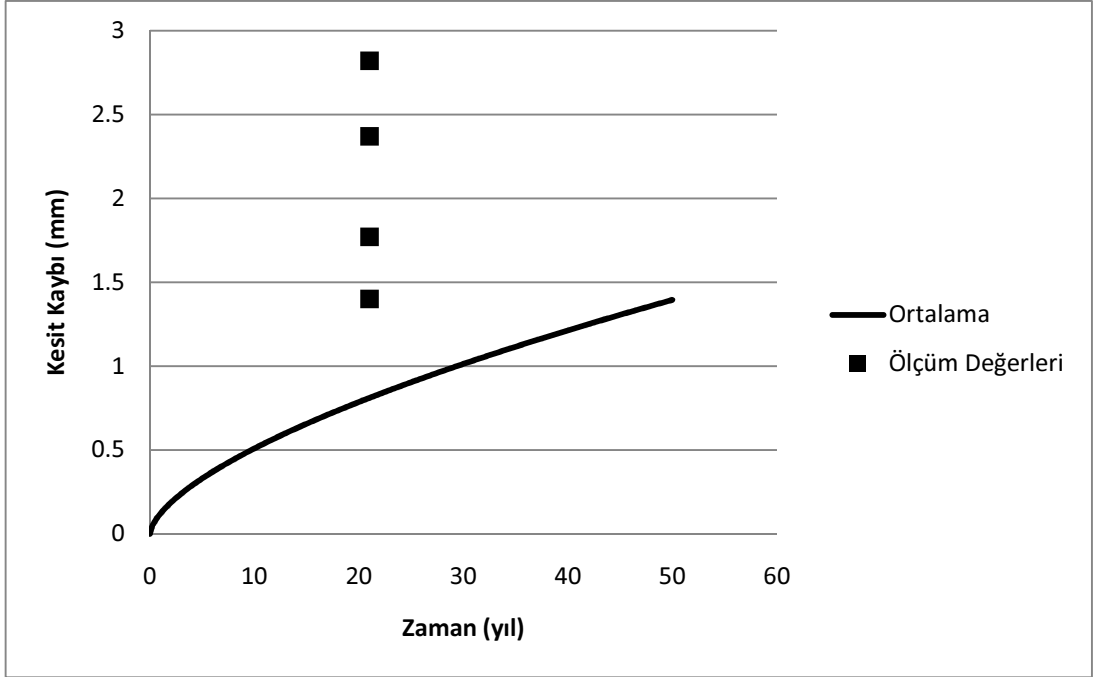
Şekil 4.16 Melchers – Southwell İki Doğruslu Korozyon Modeli



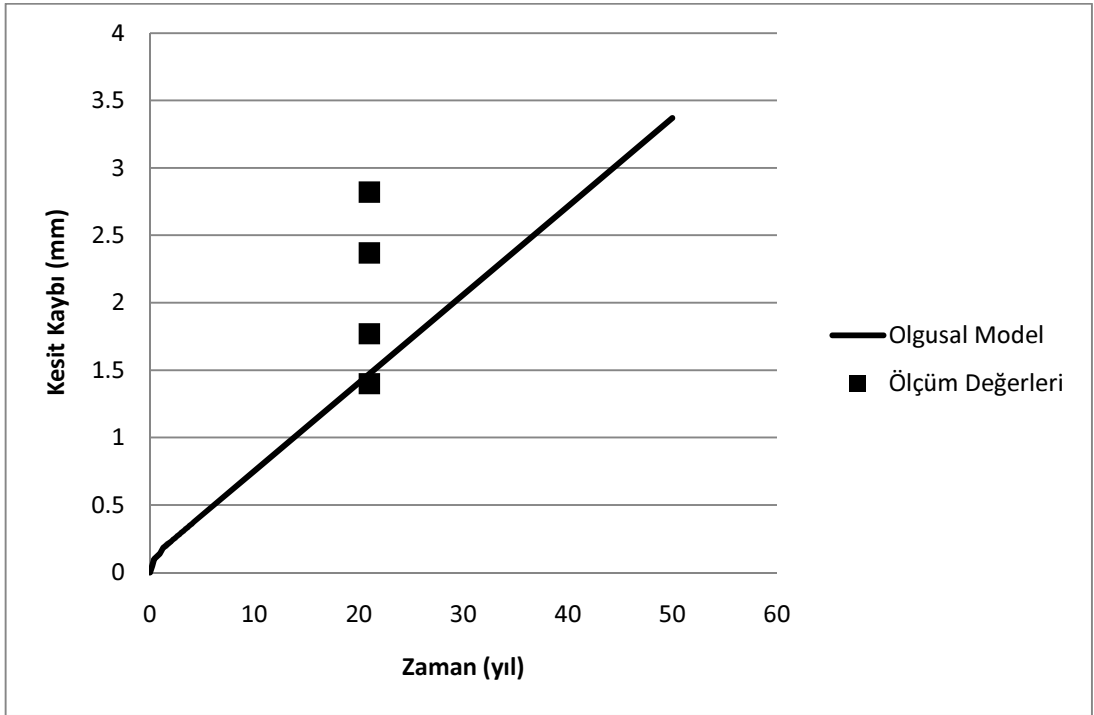
Şekil 4.17 Melchers Üç Doğrulu Korozyon Modeli



Şekil 4.18 Melchers Doğrusal Olmayan Korozyon Modeli



Şekil 4.19 Melchers Üstel Korozyon Modeli



Şekil 4.20 Melchers Olgusal Korozyon Modeli

4.5.1 Korozyon Modellemesinde Korozyon Düzeltme Katsayısı

Tablo 4.4'te verilen korozyon modellerinin öngördükleri kesit kayıpları, mevcut korozyon ölçümleri ile karşılaştırıldıklarında, daha düşük kalmaktadırlar. Bu modeller arasından Melchers'ın (1995) ortaya koyduğu olgusal model çevresel etkenleri de dikkate alarak daha gerçekçi bir model oluşturduğu sonucuna ulaşılmaktadır. Bu nedenle yapısal performans analizlerinde korozyon modeli olarak Melchers'ın (1995) ortaya koyduğu olgusal model seçilmiştir.

Ancak Tablo 4.4'te de görüldüğü gibi olgusal modele göre yapıda şu an oluşması gereken kesit kaybı 1.47 mm'dir. Ölçüm sonuçlarına baktığımızda ise, ortalama kesit kaybının 2.01 mm olduğu görülmektedir.

Tez kapsamında kullanılacak “ Φ ” katsayısı, Denklem 3.14'e göre;

$$2.01/1.47 = 1.37$$

olarak hesaplanmıştır.

Melchers (1995) Olgusal Korozyon Modeli'nden elde edilen 21 ve 50 yıllık kaybı değerleri “ Φ ” katsayısı ile çarpılarak analizlerde kullanılan kesit kaybı değerleri belirlenmiş ve bu değerler Tablo 4.5'te verilmiştir.

Tablo 4.5 Olgusal Korozyon Modeli'nin “ Φ ” katsayısı ile modifiye edilmesiyle elde edilen nihai kesit kayıpları

| T (yıl) | Kesit Kaybı (mm) |
|---------|------------------|
| 21 | 2.09 |
| 50 | 4.78 |

4.6 Yer Değiştirme Esaslı Analiz Yöntemi ile İskele Yapısının Deprem Performansının Belirlenmesi

Bu bölümde, iskele yapısının “Doğrusal Olmayan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ile itme analizleri yapılarak deprem performans düzeyi belirlenmiştir.

4.6.1 İncelenen İskele Yapısının Malzeme Kabulleri

TS 10465 standardına uygun olarak iskeleden alınan beton karot numunelerinin “H/D” oranı “2” olduğu için basınç deneyinden bulunan beton basınç dayanımlarında boyut düzeltmesi yapılmamıştır. Karotların basınç deneyi sonuçlarının değerlendirilmesiyle iskele yapısındaki mevcut beton malzeme ortalama basınç dayanımı 43.50 MPa, standart sapması 12.37 MPa dır.

Analizlerde kullanılacak mevcut beton silindir basınç dayanımı;

$$f_{cm} = (\text{ortalama beton basınç dayanımı}) - (\text{standart sapma})$$

$$f_{cm,silindir} = 43.50 - 12.37 = 31.13 \text{ MPa}$$

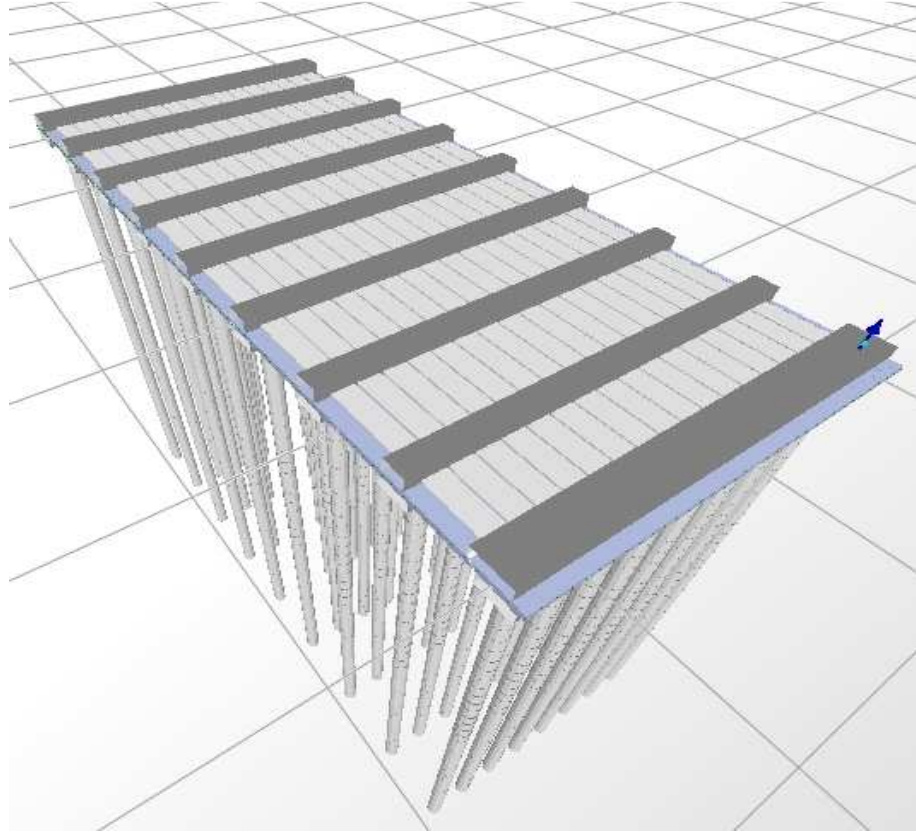
olarak belirlenmiştir.

İskele yapısının deprem performans seviyesinin belirlenmesine yönelik analiz ve hesaplarda beton basınç dayanımı olarak, $f_{cm,silindir} = 31.13 \text{ MPa}$ değeri kullanılmıştır. Betonarme projesinde ve iskelede yapılan inceleme ve gözlemler sonucu iskelede kullanılan donatıların S420 sınıfı çelik donatı olduğu belirlenmiştir. Yapılan analizlerde bu donatı sınıflarına ait mekanik özellikler esas alınmıştır. Çelik boru kazıklar için ise S220 sınıfı çeliğin mekanik özellikleri esas alınmıştır.

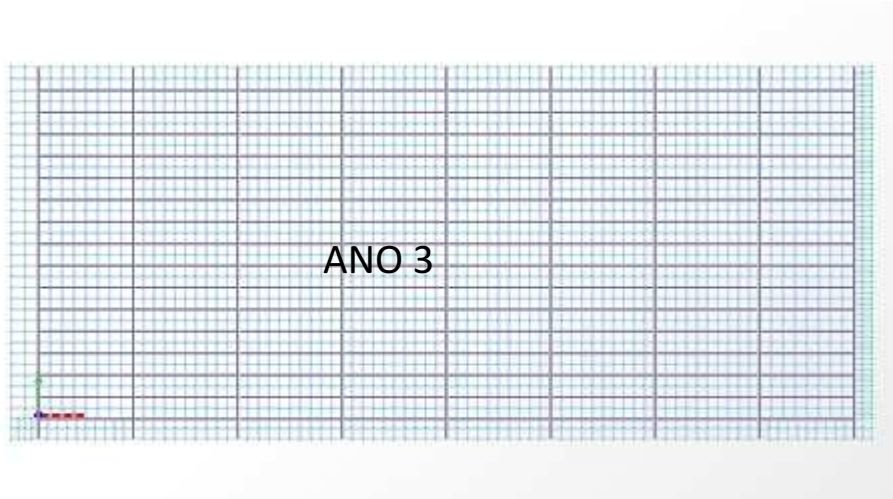
4.6.2 İncelenen İskele Yapısının Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Modeli

Dilatasyonla birbirinden ayrılmış beş anodan oluşan iskelenin A-3 numaralı anosunun üç boyutlu analizi, “SAP2000 Version 11.0.8 Advanced” programı ile yapılmıştır.

Analizi yapılan ano tabliyesi rijit diyafram kabulüyle modellenmiştir. Analizi yapılan anonun plan ve üç boyutlu görünüşleri Şekil 4.21 ve 4.22’de verilmiştir.



Şekil 4.21 Üç Boyutlu SAP2000 Hesap Modeli



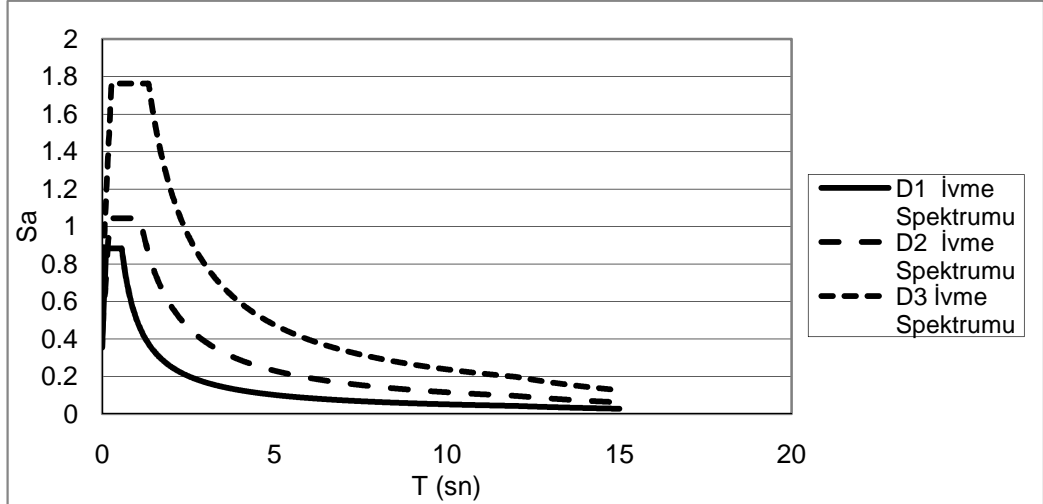
Şekil 4.22 Ano No. 3 Plan Görünüşü

4.6.3 İncelenen İskele Yapısı için Özel Tasarım İvme Spektrumu

İskelenin analizinde kullanılmak üzere DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği'nde tanımlandığı şekilde "E" sınıfı zemine ait D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için deprem tasarım spektrumları oluşturulmuştur. Spektrum katsayıları, Tablo 4.6'da, oluşturulan spektrumlar Şekil 4.23'te verilmiştir.

Tablo 4.6 Spektrum Katsayıları

| KOORDİNAT | | KISA PERİYOT İÇİN SPEKTRAL İVME S _s (g) | | | 1 ^{sn} PERİYODU İÇİN SPEKTRAL İVME S ₁ (g) | | |
|------------------------------------|------------|--|------|------|---|------|------|
| | | 50 YIL İÇİN AŞILMA OLASILIĞI | | | 50 YIL İÇİN AŞILMA OLASILIĞI | | |
| BOYLAM | ENLEM | 50% | 10% | 2% | 50% | 10% | 2% |
| 27 54' 25" | 37 01' 50" | 0.52 | 1.16 | 1.96 | 0.15 | 0.48 | 0.99 |
| ZEMİN DÜZELTME KATSAYISI | | 50 YIL İÇİN AŞILMA OLASILIĞI | | | | | |
| | | 50% | 10% | 2% | | | |
| Fa | | 1.70 | 0.90 | 0.90 | | | |
| Fv | | 3.35 | 2.40 | 2.40 | | | |
| SPEKTRAL İVME KATSAYISI | | 50 YIL İÇİN AŞILMA OLASILIĞI | | | | | |
| | | 50% | 10% | 2% | | | |
| S _{ms} =Fa*S _s | | 0.88 | 1.04 | 1.76 | | | |
| S _{m1} =Fv*S ₁ | | 0.50 | 1.15 | 2.38 | | | |
| KARAKTERİSTİK PERİYOTLAR | | 50 YIL İÇİN AŞILMA OLASILIĞI | | | | | |
| | | 50% | 10% | 2% | | | |
| T ₀ | | 0.11 | 0.22 | 0.27 | | | |
| T _s | | 0.57 | 1.10 | 1.35 | | | |



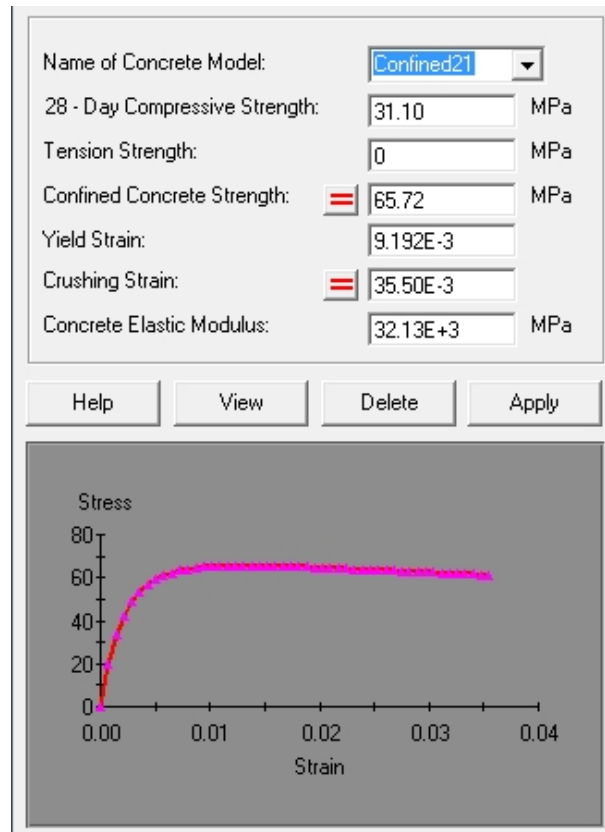
Şekil 4.23 Deprem Tasarım Spektrumları

4.6.4 İncelenen İskele Yapısına Ait Taşıyıcı Elemanların Plastik Mafsallık Özelliklerinin Belirlenmesi

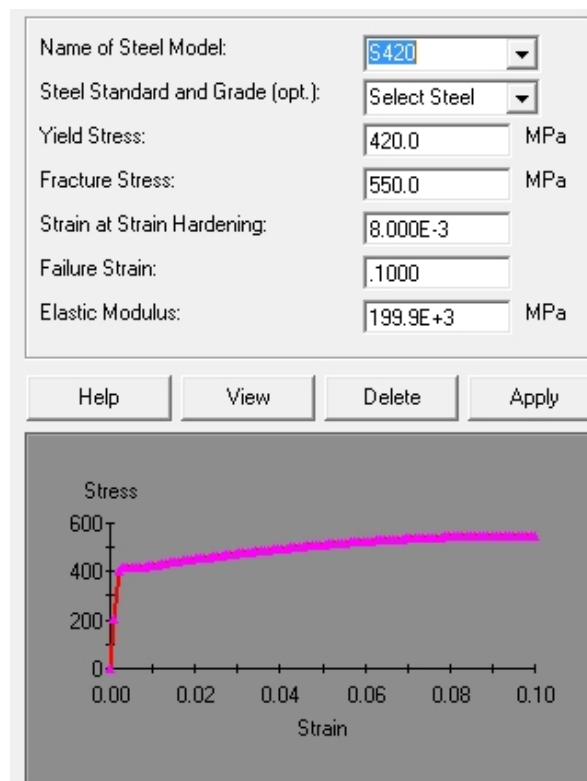
Yapılan korozyon ölçümlerine göre kalibre edilen korozyon modellerinden elde edilen sonuçlar dikkate alınarak, iskelede kullanılan her iki ayrı tip kompozit kazığın ve kirişlerin kesit analizleri “XTRACT” programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

Analizler gerçekleştirilirken Bölüm 4.6.1’de verilen malzeme özellikleri esas alınmıştır.

Analizlerde kullanılan betonun sargılama etkisi, Mander, Priestley ve Park (1988) modeline göre hesaplanmıştır (Şekil 4.24). Donatı çeliği ve çelik boru kazık mekanik özellikleri için ise pekleşmeyi dikkate alan Park çelik modeli kullanılmıştır (Şekil 4.25).



Şekil 4.24 Sargılı beton modeli



Şekil 4.25 Park çelik modeli

Kompozit kesitlerin analizinde Tablo 4.1’de verilen metal kalınlıklarından Tablo 4.5’te verilen kayıpların çıkarılmasıyla elde edilen nihai metal kalınlıkları kullanılmıştır.

Modelde; kazıklarda ve kirişlerde plastik mafsalların oluşacağı yerler, kazık ve kirişlerin uç noktaları olarak tanımlanmıştır. Modellemede, kirişlerin aksel yük düzeyi düşük olduğu için sadece eğilmeye çalıştığı kabul edilerek plastik mafsalların sadece eğilme momenti etkisinden oluşacağı kabul edilmiştir. Kazıklarda ise aksel yük etkisi ihmal edilemeyeceği için, plastik mafsalların özelliklerinin tanımlanmasında aksel kuvvet-eğilme momenti etkileşimi dikkate alınmıştır. Bu kabuller altında kirişlerin ve kazıkların moment-eğrilik ve kazıkların aksel kuvvet-eğilme momenti etkileşim diyagramları her kesit için hesaplanmış ve yapı modeline aktarılmıştır. Kesit analizlerinin sonuçları Ek-D’de verilmiştir.

Kirişlerin hasar sınırlarını belirlemek için DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği’nde tanımlanan Minimum Hasar Sınırı (MH) ve Kontrollü Hasar Sınırı (KH) plastik dönme sınır değerleri kullanılmıştır.

Kazıklar için ise korozyondan dolayı meydana gelen 21 ve 50 yıllık kesit kayıpları da dikkate alınarak hem kazık-kazık başlığı birleşim bölgesindeki kompozit kesit için hem de kazığın zemine saplandığı bölgedeki içi boş boru kesit için hasar sınırları ayrı ayrı hesaplanarak SAP2000 modelinde tanımlanmıştır.

Kazıkların hasar sınırları belirlenirken DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği’nde belirtilen birim şekil değiştirme değerleri esas alınmıştır. Bu birim şekil değiştirme değerleri Tablo 4.7’de verilmektedir.

Tablo 4.7 Birim şekil değiştirme değerleri

| Birim Şekil Değiştirme | | |
|--|---------------------------|-----------------------------|
| Kazık – Kazık Başlığı Bağlantısındaki Betonarme Plastik Kesitte | Minimum Hasar (MH) | Kontrollü Hasar (KH) |
| Beton Birim Kısılması | 0.008 | 0.025 |
| Donatı Çeliği Birim Uzaması | 0.01 | 0.04 |
| Zemin İçindeki Plastik Kesitte Çelik Basınç ve Çekme Birim Şekil Değiştirmesi | Minimum Hasar (MH) | Kontrollü Hasar (KH) |
| İçi Boş Boru Kazık | 0.008 | 0.025 |

Yapılan analizler sonucunda, kazıklar ve kirişler için elde edilen moment – eğrilik grafikleri ile kazıkların aksenal kuvvet – moment etkileşim grafikleri Ek-D’de verilmiştir.

4.6.5 İncelenen İskele Yapısı için Hedeflenen Deprem Performans Düzeyleri

Yanaşma yapısı, DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği’ndeki tanımlara göre “Normal” sınıftaki bir yapıdır. Buna göre hedeflenen performans düzeyleri Tablo 4.8’de verilmektedir.

Tablo 4.8 Hedeflenen Performans Düzeyleri

| Yapının Sınıfı | D1 Deprem Düzeyi | D2 Deprem Düzeyi |
|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| Normal | Minimum Hasar (MH) | Kontrollü Hasar (KH) |

4.6.6 İncelenen İskele Yapısının Dinamik Karakteristikleri ve Deprem Yer Değiştirme Talebi

İskele yapısının dinamik analizinden elde edilen büyüklükler dikkate alınarak, yapının deprem sırasında yapması gereken yatay yer değiştirme değerleri FEMA 356’da tanımlanan, 2007 Deprem Yönetmeliği’nde ve DLH (2008) Deprem Teknik

Yönetmeliği'nde de yer alan “yer değiştirme katsayıları” yöntemi kullanılarak belirlenmiştir.

FEMA 356'ya göre yapının tasarım depremi altında yapması gereken yatay yer değiştirme;

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

dir.

Burada;

C_0 : Kontrol Noktasındaki 1. mod Katılım Faktörü,

C_1 : Elastik ve elastik olmayan yer değiştirmeleri ilişkilendirme katsayısı olup;

$C_1 = 1.0$ ($T_e > T_s$) (Eşdeğer yer değiştirme kuralı)

$C_1 = [1.0 + (R-1)T_s/T_e]/R$ ($T_e < T_s$) (Eşdeğer enerji kuralı)

olarak tanımlanmıştır.

T_e : Hesap yapılan doğrultudaki etkin yapı periyodu,

T_s : Özel Tasarım Elastik İvme Deprem Spektrumunun Karakteristik bir değeridir.

R : Elastik dayanım talebinin hesaplanan akma dayanımı katsayısına oranı olup;

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

bağıntısından hesaplanır.

C_m : Etkin kütle faktörü olup FEMA 356'da betonarme çerçeveler için,

$C_m = 0.9$

olarak verilmiştir.

V_y : Yapının akma dayanımı

W : Yapının ağırlığı

C_2 : Malzeme karakteristikleri ve bunların yapı deplasmanına etkisini tanımlayan katsayı,

C_3 : İkinci mertebeye etkileri tanımlayan katsayı,

S_a : Hesap yapılan yöndeki 1. periyoda karşı gelen spektral ivme katsayısıdır.

g : Yerçekimi ivmesidir.

İskele yapısının deprem sırasında yapması gereken talep yer değiştirme değerleri, 2007 deprem yönetmeliğinde verilen;

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)}$$

ifadesi ile hesaplandığında iskele yapısı için bulunan talep yer değiştirme değerlerinin yukarıda tanımlanan yer değiştirme katsayıları yöntemindeki denklemden elde edilen değerlerle aynı olduğu görülmektedir.

İskele yapısının SAP2000 bilgisayar programı ile yapılan dinamik analizinden elde edilen dinamik karakteristik değerleri ile depremin talep deplasmanları Tablo 4.9'da özetlenmiştir.

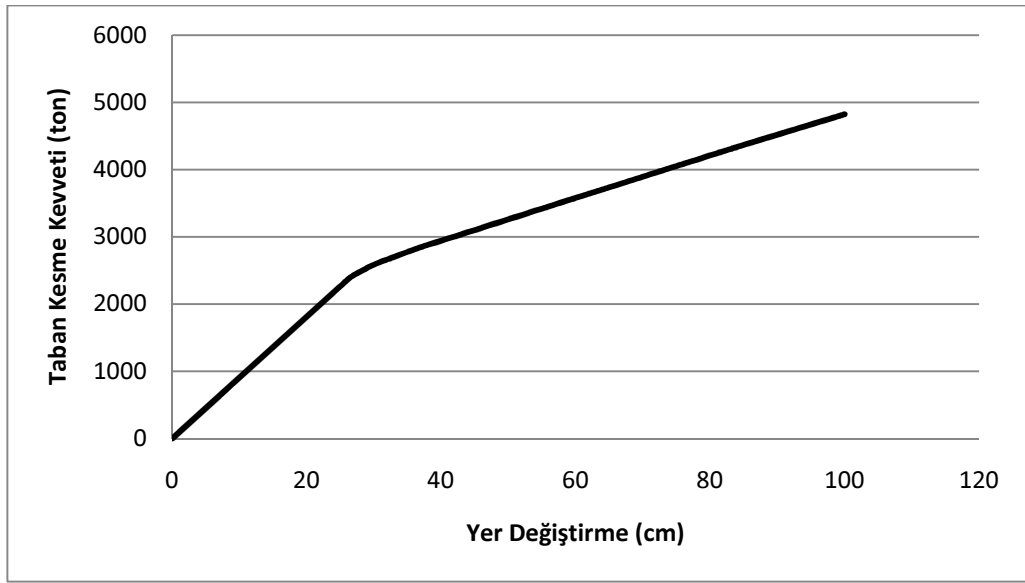
Tablo 4.9 Yapının Dinamik Karakteristikleri ve Deprem Deplasman Talebi

| Ano No 3 - Şimdiki Durum | Analiz Yönü | T1 | Mn | $\Gamma_{x,1}$ | $\Phi_{xT,1}$ | Co | Sa | Talep D1 (cm) |
|---|-------------|------|-------|----------------|---------------|-------|-------|---------------|
| | X | 1.61 | 87 | 23.43 | 0.046 | 1.2 | 0.312 | 24.12 |
| Y | 1.57 | 85 | 23.12 | 0.045 | 1.2 | 0.320 | 23.52 | |
| Ano No 3 - Şimdiki Durum | Analiz Yönü | T1 | Mn | $\Gamma_{x,1}$ | $\Phi_{xT,1}$ | Co | Sa | Talep D2 (cm) |
| | X | 1.61 | 87 | 23.43 | 0.046 | 1.2 | 0.716 | 55.31 |
| Y | 1.57 | 85 | 23.12 | 0.045 | 1.2 | 0.734 | 53.93 | |
| Ano No 3 - Yapı Ekonomik Ömrü Sonundaki Durum | Analiz Yönü | T1 | Mn | $\Gamma_{x,1}$ | $\Phi_{xT,1}$ | Co | Sa | Talep D1 (cm) |
| | X | 1.75 | 88 | 23.38 | 0.046 | 1.2 | 0.287 | 26.22 |
| | Y | 1.72 | 85 | 23.08 | 0.045 | 1.2 | 0.292 | 25.77 |
| | Analiz Yönü | T1 | Mn | $\Gamma_{x,1}$ | $\Phi_{xT,1}$ | Co | Sa | Talep D2 (cm) |
| | X | 1.78 | 88 | 23.38 | 0.046 | 1.2 | 0.647 | 61.15 |
| Y | 1.72 | 85 | 23.08 | 0.045 | 1.2 | 0.670 | 59.08 | |

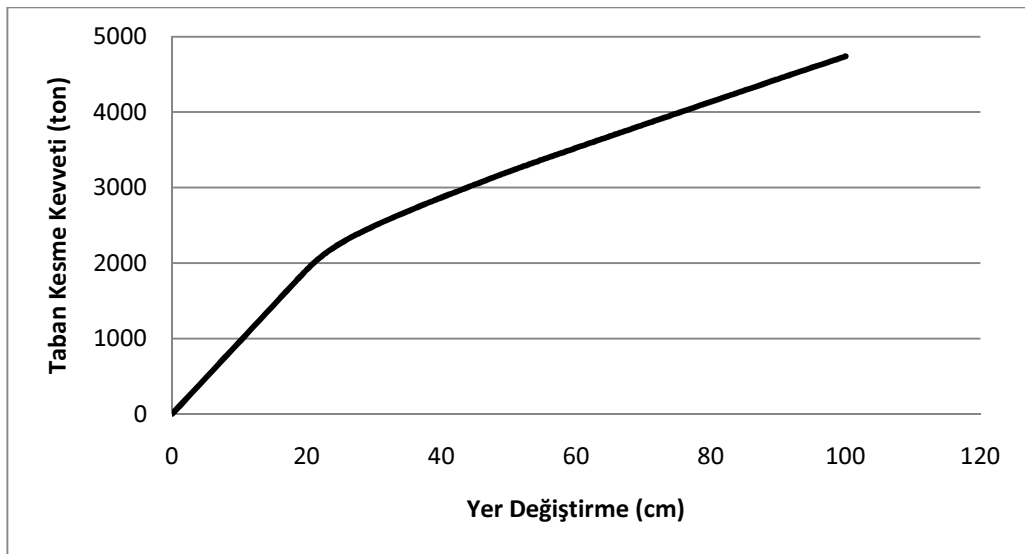
İncelenen iskelede, hakim mod kütle katılım oranının yeterli olduğu görülmektedir. Dolayısıyla artımsal itme analizi yapılırken yatay yükleme şekli olarak ilgili doğrultudaki birinci mod şekli kullanılmıştır.

4.6.7 İncelenen İskele Yapısının Kapasite Eğrileri

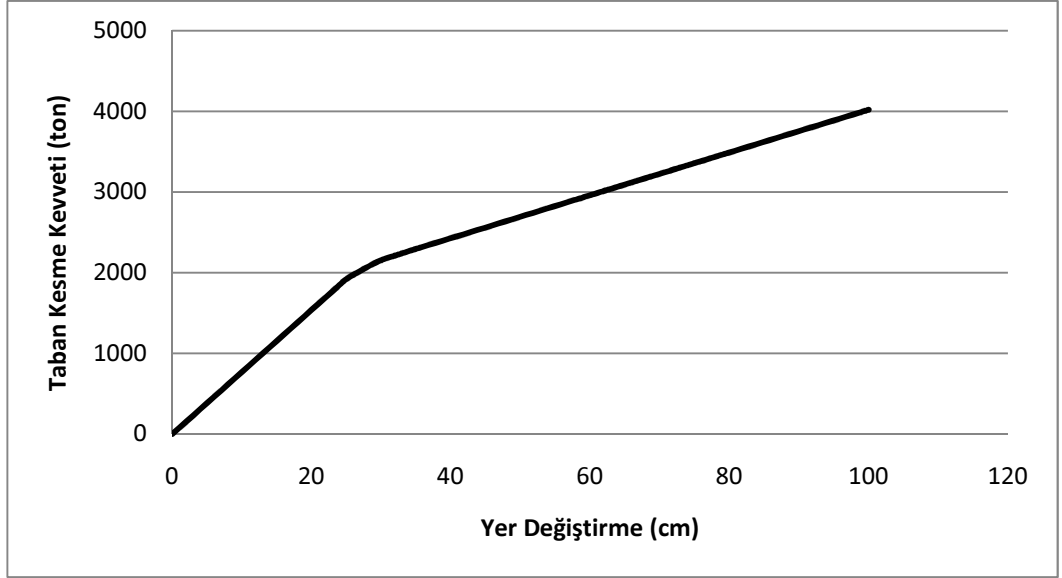
Yapılan analizler sonucunda yanaşma yapısının kapasite eğrileri elde edilmiş ve bu eğriler Şekil 4.26, Şekil 4.27, Şekil 4.28, Şekil 4.29, Şekil 4.30 ve Şekil 4.31'de verilmiştir.



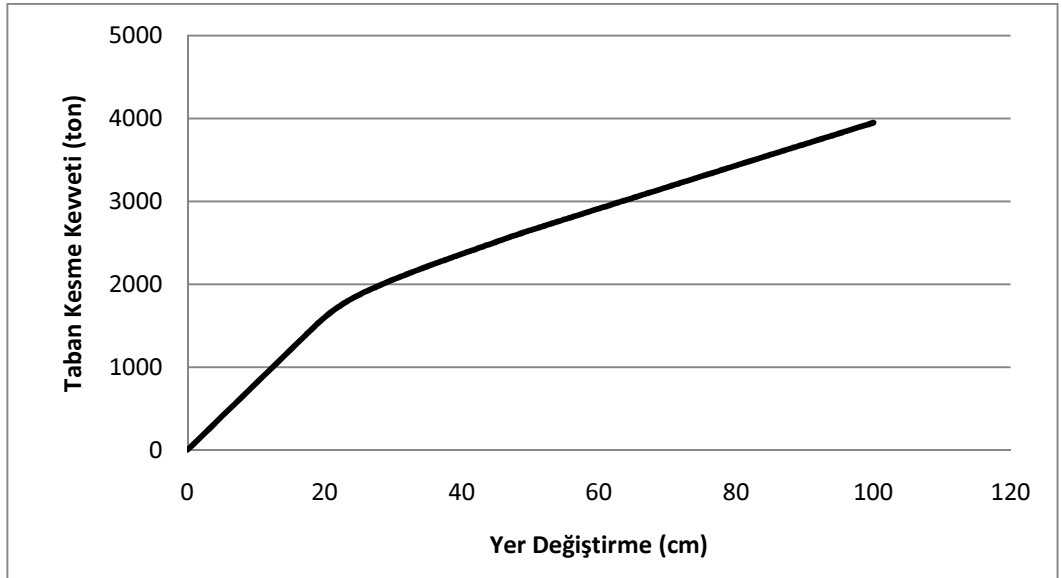
Şekil 4.26 X yönünde modal yüklemeye ait kapasite eğrisi (Şimdiki durum)



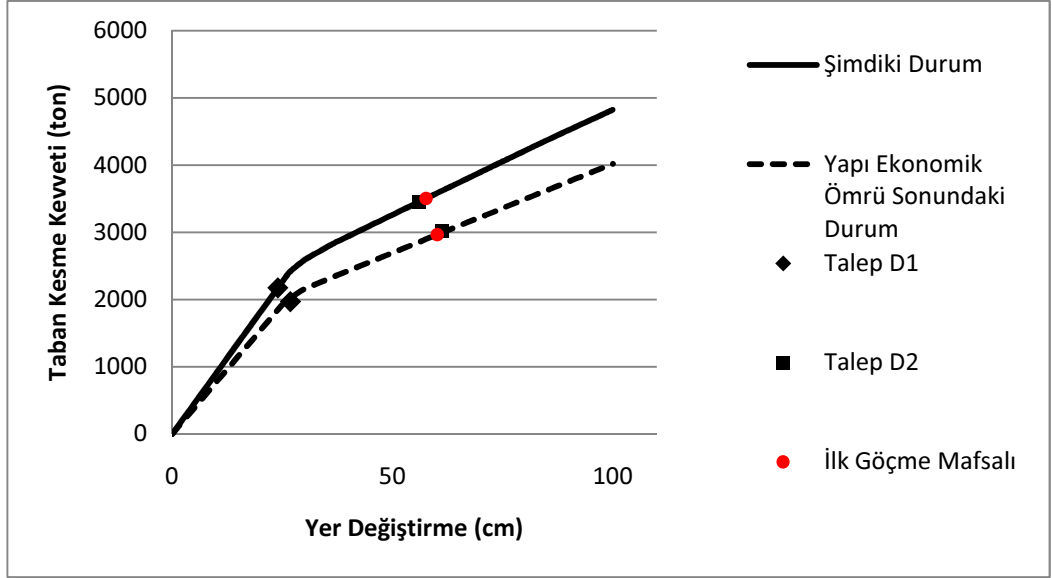
Şekil 4.27 Y yönünde modal yüklemeye ait kapasite eğrisi (Şimdiki durum)



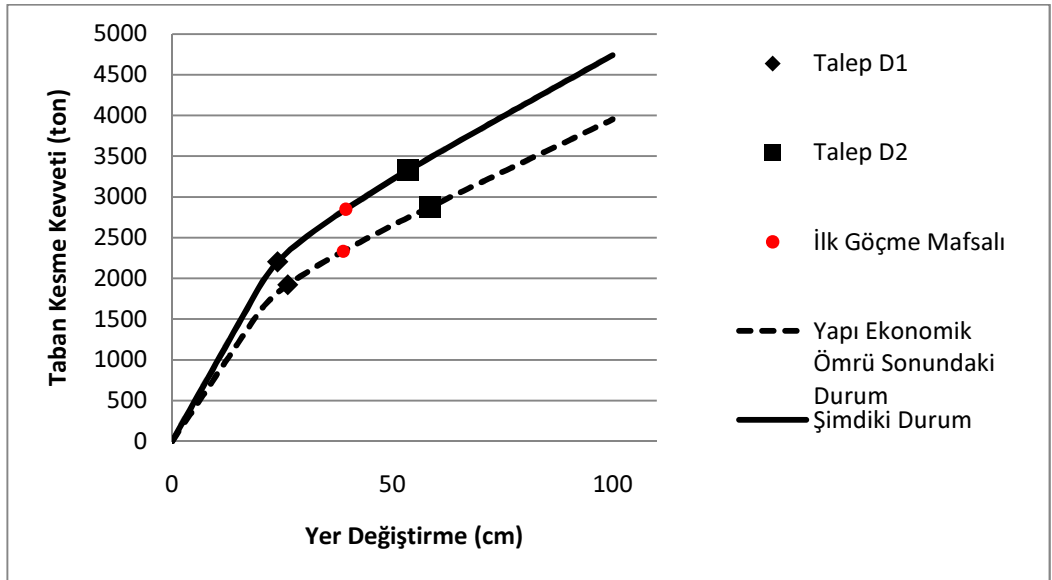
Şekil 4.28 X yönünde modal yüklemeye ait kapasite eğrisi (Yapı ekonomik ömrü sonundaki durum)



Şekil 4.29 Y yönünde modal yüklemeye ait kapasite eğrisi (Yapı ekonomik ömrü (50. Yıl) sonundaki durum)



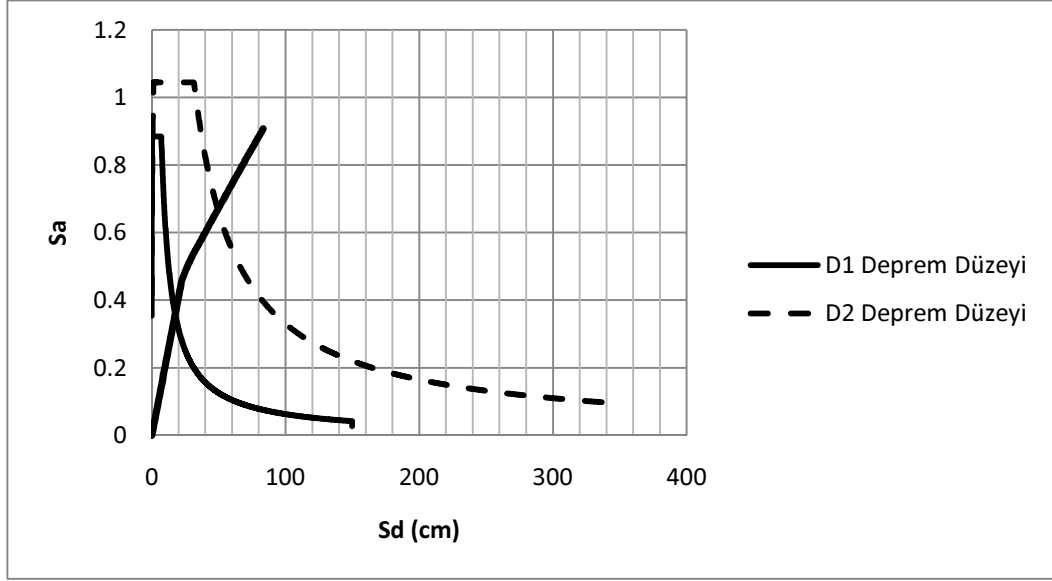
Şekil 4.30 X yönünde modal yüklemeye ait kapasite eğrileri



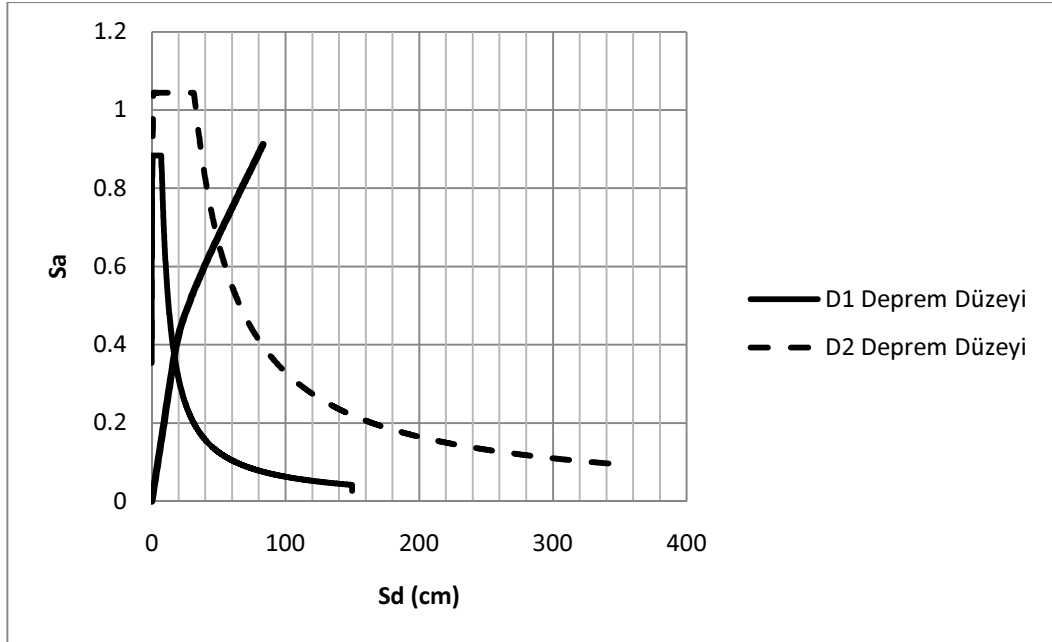
Şekil 4.31 Y yönünde modal yüklemeye ait kapasite eğrileri

4.6.8 İncelenen İskele Yapısının Modal Kapasite Spektrumları

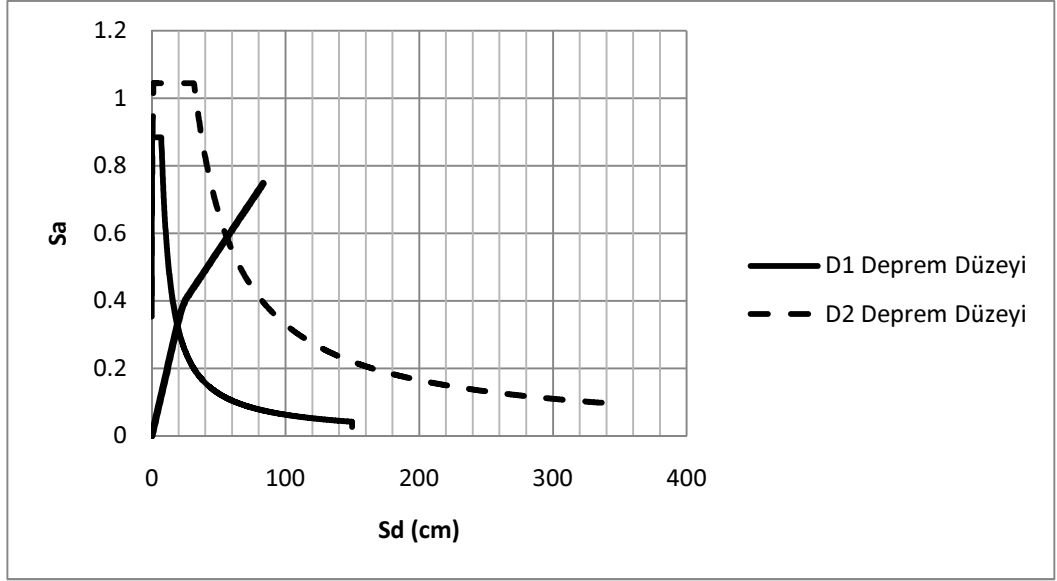
Kapasite eğrilerine Spektral ivme (S_a) – Spektral yer değiştirme (S_d) dönüşümü uygulanarak elde edilen grafikler Şekil 4.32, Şekil 4.33, Şekil 4.34, Şekil 4.35’de verilmiştir.



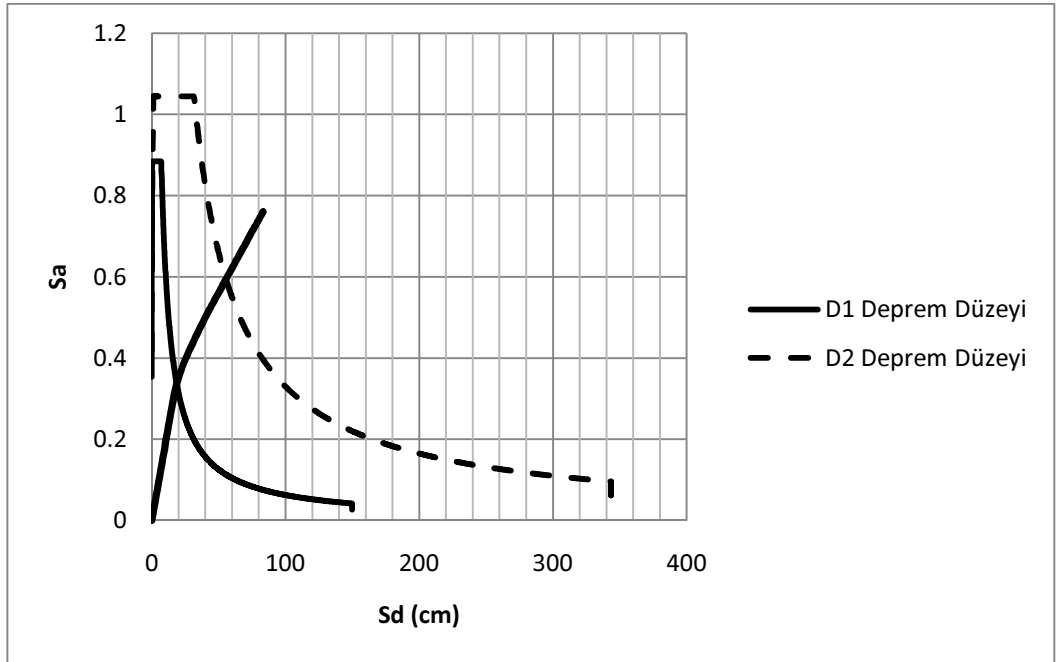
Şekil 4.32 X yönünde modal yüklemeye ait modal kapasite spektrumu (Şimdiki durum)



Şekil 4.33 Y yönünde modal yüklemeye ait modal kapasite spektrumu (Şimdiki durum)



Şekil 4.34 X yönünde modal yüklemeye ait modal kapasite spektrumu (Yapı ekonomik ömrü sonundaki durum)



Şekil 4.35 Y yönünde modal yüklemeye ait modal kapasite spektrumu (Yapı ekonomik ömrü sonundaki durum)

4.6.9 İncelenen İskele Yapısını Oluşturan Taşıyıcı Elemanların Hasar Düzeylerinin Dağılımı

İskele yapısı, D1, D2 deprem düzeylerinin talep ettiği yer değiştirmelere ulaştığı anda, iskele yapısını oluşturan taşıyıcı elemanların hasar düzey yüzdeleri belirlenmiş ve Tablo 4.10 ve Tablo 4.11’de verilmiştir.

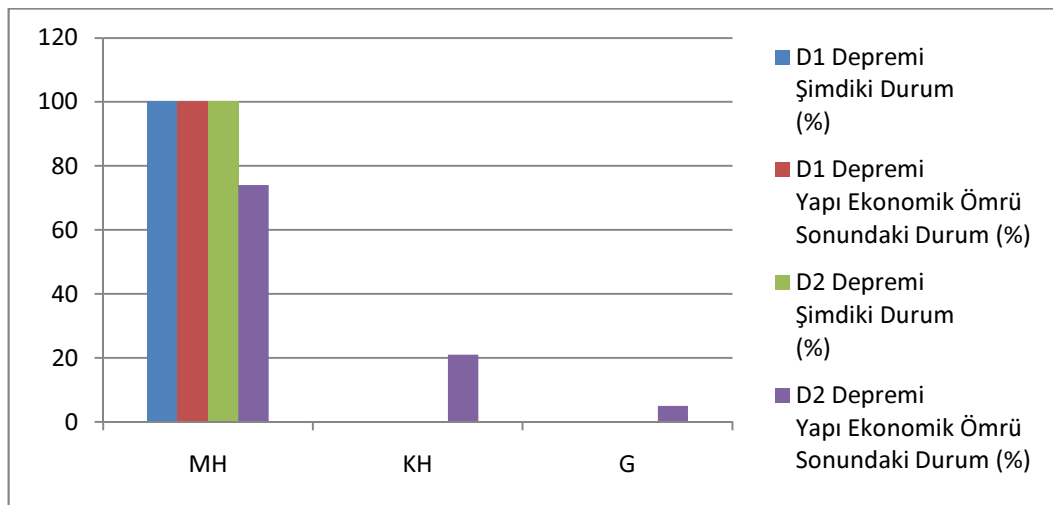
Tablo 4.10 Taşıyıcı elemanların X yönündeki analizinden elde edilen hasar düzey yüzdeleri

| X Yönü | D1 Depremi Şimdiki Durum (%) | D1 Depremi Yapı Ekonomik Ömrü Sonundaki Durum (%) | D2 Depremi Şimdiki Durum (%) | D2 Depremi Yapı Ekonomik Ömrü Sonundaki Durum (%) |
|--------|---------------------------------------|--|---------------------------------------|--|
| MH | 100 | 100 | 100 | 74 |
| KH | - | - | - | 21 |
| G | - | - | - | 5 |

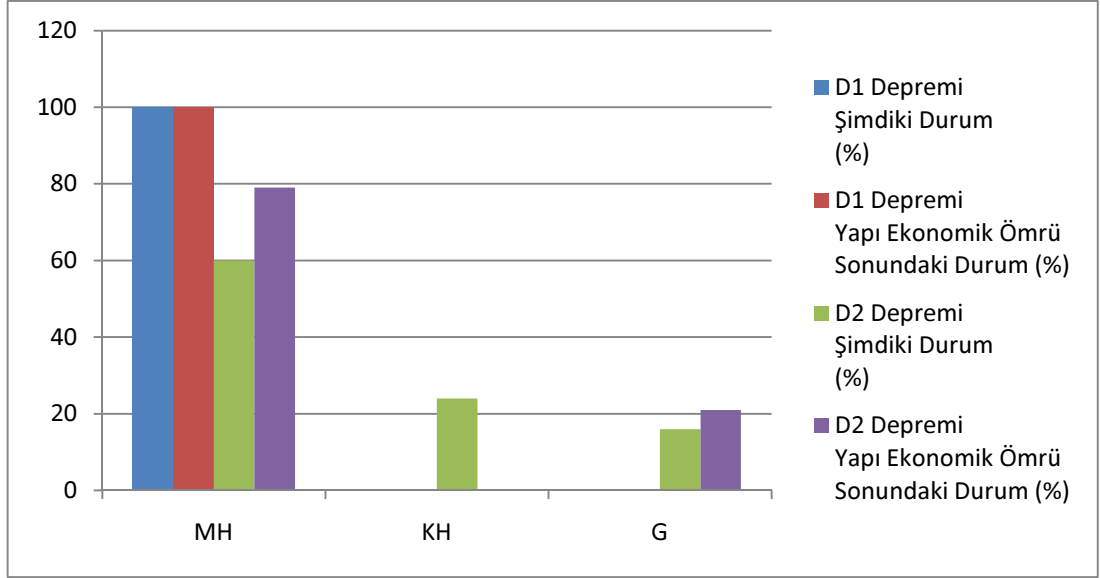
Tablo 4.11 Taşıyıcı elemanların Y yönündeki analizinden elde edilen hasar düzey yüzdeleri

| Y Yönü | D1 Depremi Şimdiki Durum (%) | D1 Depremi Yapı Ekonomik Ömrü Sonundaki Durum (%) | D2 Depremi Şimdiki Durum (%) | D2 Depremi Yapı Ekonomik Ömrü Sonundaki Durum (%) |
|--------|---------------------------------------|--|---------------------------------------|--|
| MH | 100 | 100 | 60 | 79 |
| KH | - | - | 24 | - |
| G | - | - | 16 | 21 |

Tablo 4.10 ve Tablo 4.11’de verilen hasar seviyeleri grafiksel olarak Şekil 4.36 ve Şekil 4.37’de gösterilmiştir.



Şekil 4.36 Taşıyıcı elemanların X yönündeki analizden elde edilen yüzde hasar seviyeleri



Şekil 4.37 Taşıyıcı elemanların Y yönündeki analizden elde edilen yüzdece hasar seviyeleri

4.6.10 İncelenen İskele Yapısının Deprem Performansı

DLH (2008) Yönetmeliği'nde yapıların taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların öngörülen plastik şekil değiştirme sınır kapasiteleri tanımlanmıştır. Ancak yapının genel durumuna yönelik deprem performansının tanımı net olarak açıklanmamıştır.

Yapılan analizler sonucunda incelenen iskele yapısının deprem performansı D1 ve D2 düzeyindeki depremler için, taşıyıcı elemanların hasar miktarları temel alınarak, en kötü durumdaki elemanın hasar seviyesi iskelenin performans düzeyi olarak kabul edilmiş ve buna göre iskelenin genel performans düzeyi belirlenmiştir. Sonuçlar aşağıdaki bölümlerde Tablolar halinde verilmiştir.

4.6.10.1 D1 Deprem Düzeyindeki Deprem Performansı

İskele yapısının D1 düzeyindeki deprem etkileri altında deprem performansı, şimdiki (21. yıl) ve yapı ekonomik ömrü (50. yıl) sonundaki durumlar için Tablo 4.12, Tablo 4.13, Tablo 4.14 ve Tablo 4.15'te verilmiştir.

Tablo 4.12 Yapının X Yönü Deprem Performansı (Şimdiki Durum)

| | Kirişlerin Hasar Oranlarına Göre | Kazıkların Hasar Oranlarına Göre | İSKELE YAPISININ DEPREM PERFORMANS SEVİYESİ |
|--------------|---|---|--|
| ANO 3 | Minimum Hasar | Minimum Hasar | MİNİMUM HASAR |

Tablo 4.13 Yapının Y Yönü Deprem Performansı (Şimdiki Durum)

| | Kirişlerin Hasar Oranlarına Göre | Kazıkların Hasar Oranlarına Göre | İSKELE YAPISININ DEPREM PERFORMANS SEVİYESİ |
|--------------|---|---|--|
| ANO 3 | Minimum Hasar | Minimum Hasar | MİNİMUM HASAR |

Tablo 4.14 Yapının X Yönü Deprem Performansı (Yapı Ekonomik Ömrü Sonundaki Durum)

| | Kirişlerin Hasar Oranlarına Göre | Kazıkların Hasar Oranlarına Göre | İSKELE YAPISININ DEPREM PERFORMANS SEVİYESİ |
|--------------|---|---|--|
| ANO 3 | Minimum Hasar | Minimum Hasar | MİNİMUM HASAR |

Tablo 4.15 Yapının Y Yönü Deprem Performansı (Yapı Ekonomik Ömrü Sonundaki Durum)

| | Kirişlerin Hasar Oranlarına Göre | Kazıkların Hasar Oranlarına Göre | İSKELE YAPISININ DEPREM PERFORMANS SEVİYESİ |
|--------------|---|---|--|
| ANO 3 | Minimum Hasar | Minimum Hasar | MİNİMUM HASAR |

4.6.10.2 D2 Deprem Düzeyindeki Deprem Performansı

İskele yapısının D2 düzeyindeki deprem etkileri altında deprem performansı, şimdiki (21. Yıl) ve yapı ekonomik ömrü (50.yıl) sonundaki durumlar için Tablo 4.16, Tablo 4.17, Tablo 4.18 ve Tablo 4.19'da verilmiştir.

Tablo 4.16 Yapının X Yönü Deprem Performansı (Şimdiki Durum)

| | Kirişlerin Hasar Oranlarına Göre | Kazıkların Hasar Oranlarına Göre | İSKELE YAPISININ DEPREM PERFORMANS SEVİYESİ |
|--------------|---|---|--|
| ANO 3 | Minimum Hasar | Minimum Hasar | MİNİMUM HASAR |

Tablo 4.17 Yapının Y Yönü Deprem Performansı (Şimdiki Durum)

| | Kirişlerin Hasar Oranlarına Göre | Kazıkların Hasar Oranlarına Göre | İSKELE YAPISININ DEPREM PERFORMANS SEVİYESİ |
|--------------|---|---|--|
| ANO 3 | Minimum Hasar | Göçme | GÖÇME |

Tablo 4.18 Yapının X Yönü Deprem Performansı (Yapı Ekonomik Ömrü Sonundaki Durum)

| | Kirişlerin Hasar Oranlarına Göre | Kazıkların Hasar Oranlarına Göre | İSKELE YAPISININ DEPREM PERFORMANS SEVİYESİ |
|--------------|---|---|--|
| ANO 3 | Minimum Hasar | Göçme | GÖÇME |

Tablo 4.19 Yapının Y Yönü Deprem Performansı (Yapı Ekonomik Ömrü Sonundaki Durum)

| | Kirişlerin Hasar Oranlarına Göre | Kazıkların Hasar Oranlarına Göre | İSKELE YAPISININ DEPREM PERFORMANS SEVİYESİ |
|--------------|---|---|--|
| ANO 3 | Minimum Hasar | Göçme | GÖÇME |

BÖLÜM BEŞ

SONUÇLAR

5.1 Sonuçlar

1988 yılında inşaatı tamamlanan iskele yapısının, bugünkü (21. Yıl) ve yapı ekonomik ömrü sonundaki (50.yıl) durumlar için korozyon etkileri de dikkate alınarak yapılan analizler sonucunda deprem performans seviyesi belirlenmiştir.

İncelenen iskele yapısı, bugünkü (21. Yıl) ve yapı ekonomik ömrü sonundaki (50.yıl) durumları için korozyon etkileri de dikkate alınarak DLH (2008) Deprem Teknik Yönetmeliği'nde belirtilen hedef performans düzeylerini sağlayamamaktadır.

İncelenen bu örnek yapının deprem performans analiz sonuçlarından, yapı ilk tasarlandığı anda yönetmelik koşullarını sağlamış olsa bile, yapımından geçecek belli bir süre sonunda (örneğin bugün) olabilecek deprem etkileri altında, hedeflenen deprem performans düzeyini sağlamayabileceği görülmektedir. Çünkü durabilite etkileri (metal korozyonu, beton dayanım seviyesi düşüklüğü, vb.) de dikkate alınarak yapılan analizler sonucunda ortaya çıkan rijitlik kayıplarının yapı davranışını değiştirdiği ve yapının deprem performansını olumsuz yönde etkilediği bu çalışmadan da açıkça görülmüştür.

Durabilite etkilerini de dikkate alan analiz prosedürlerinin kullanılmasıyla:

- Yeni tasarlanan yapıların ekonomik ömürlerinin sonunda dahi öngörülen performans düzeylerini sağlayıp sağlayamadıkları belirlenebilir,
- Mevcut yapıların değerlendirilmesi ve buna bağlı olarak güçlendirilmesine karar verildiği durumlar için, hedeflenen performans düzeyine göre için hangi düzeyde güçlendirme yapılacağı belirlenebilir,
- Mevcut yapıların değerlendirilmesi sonucunda, yapının kalan efektif ekonomik ömrü hesaplanabilir,

- Deprem anı dışındaki durumlarda, yapıya etkiyebilecek dinamik etkilerin eşdeğeri olabilecek maksimum kuvvetlerin zaman bağı olarak nasıl değişebileceği belirlenebilir.

Yapılan bu tez çalışması sonucunda, yeni tasarlanan kıyı yapıları, köprü, boru hatları ve buna benzer yapıların yeni tasarımında ve mevcut olanların deprem performansının değerlendirilmesinde durabilite etkilerinin de hesaba katılması gerekliliğinin önemi ortaya konmuştur.

KAYNAKLAR

- ASTM G15-04. (2004). Standard terminology relating to corrosion and corrosion testing. Annual Book of ASTM Standards. Volume 03.02, 72-76. American Society for Testing and Materials. PA.
- Baradan, B., Yazıcı, H. ve Ün, H. (2002). *Betonarme Yapılarda Kalıcılık (Durabilite)*. Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yayınları. İzmir.
- Bayındırlık ve İskan Bakanlığı. (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*, 107-129.
- Demiryollar, Limanlar ve Hava Meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü. (2008). *Deprem Teknik Yönetmeliği*, 10-33.
- Ernsting, R. A. (2009). *Methodology for approximating material loss on structural plating subjected to dissimilar marine environments*. PhD Thesis. The Faculty of The School of Engineering and Applied Science, The George Washington University.
- Federal Emergency Management Agency (2000). *Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings - FEMA 356*. USA.
- Guedes Soares, C., & Garbatov, Y. (1999). Reliability of maintained, corrosion protected plates subjected to non-linear corrosion and compressive loads-effects of general corrosion on ultimate strength. *Marine Structures*, 12(6), 425-445.
- Gerengi, H. (2008). *Tafel Polarizasyon (TP), Lineer Polarizasyon (LP), Harmonik Analiz (HA) ve Dinamik Elektrokimyasal İmpedans Spektroskopisi (DEIS) Yöntemleriyle; Düşük Karbon Çeliği (AISI 1026), Pirinç MM55 ve Nikaliyum-118 Alaşımlarının, Yapay Deniz Suyunda Korozyon Davranışları ve Pirinç*

Alaşımlarına Benzotriazol'ün İnhibitör Etkisinin Araştırılması. Doktora Tezi. Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi.

Jones, D. (1996). *Principles and Prevention of Corrosion* (2nd ed.). New Jersey: Prentice – Hall.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical stress – strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804 – 1826.

Melchers, R. E. (2007). Corrosion Assessment and Management. In J. K. Paik, A. K. Thayamballi (Ed.). *Ship Shaped Offshore Installations, Design, Building and Operation* (356-446). New York: Cambridge University Press.

Melchers, R. E. (2006). Probabilistic Models for Corrosion in Structural Reliability Assessment. In A. Haldar (Ed.). *Recent Developments in Reliability Based Civil Engineering* (141-164). Singapore: World Scientific Publishing.

Melchers, R. E. (1999). Corrosion uncertainty modelling for steel structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 52(1), 3-19.

Melchers, R. E. (1997). Probabilistic modelling of immersion marine corrosion. *Proc. Structural Safety and Reliability: Proceedings of ICOSSAR'97, the 7th International Conference on Structural Safety and Reliability, Kyoto*, 24-28.

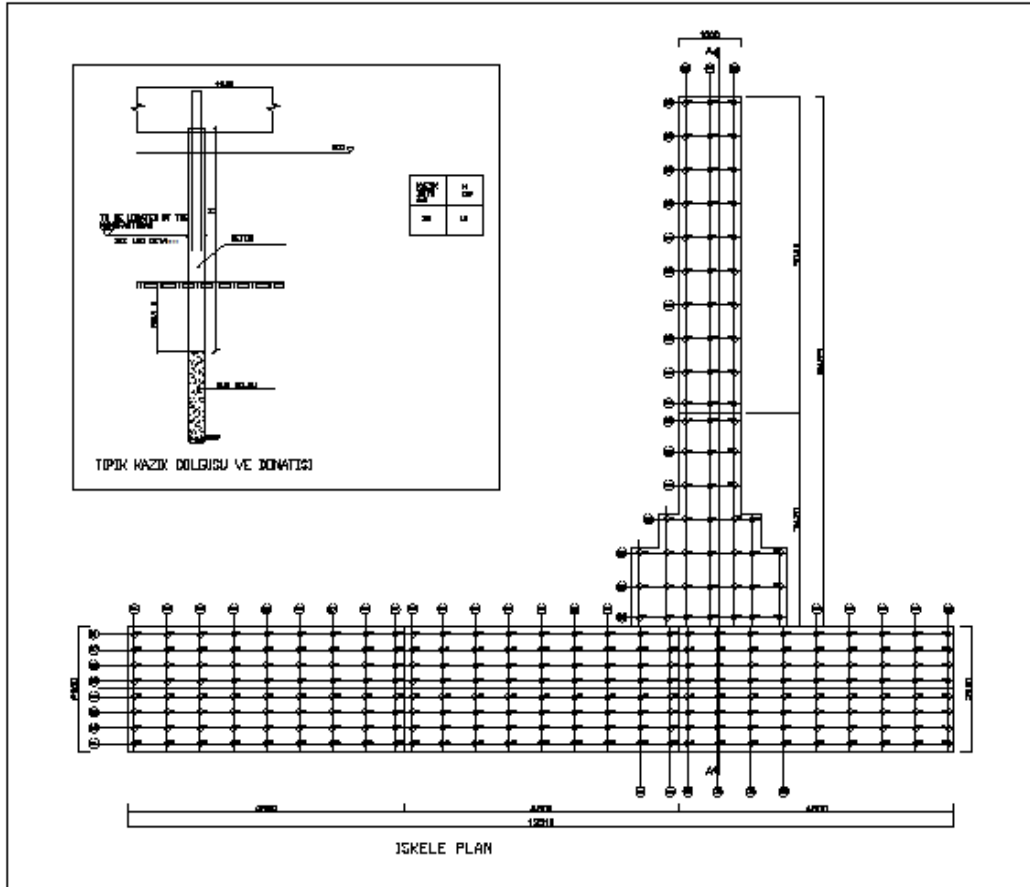
Menjivar, M.A.L. (2004). A Review of Existing Pushover Methods for 2D RC Buildings. *PhD Thesis*. Rose School, Università degli Studi di Pavia.

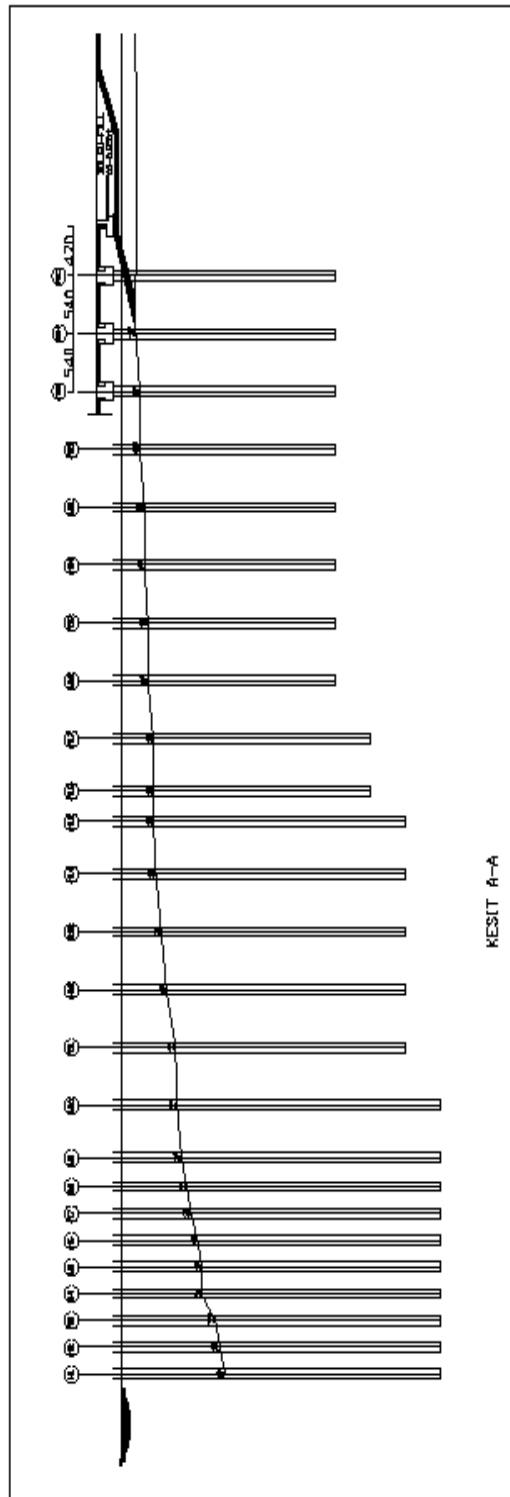
Paik, J. K., & Thayamballi, A. K. (2003). *Ultimate Limit State Design of Steel-Plated Structures*. West Sussex: John Wiley and Sons.

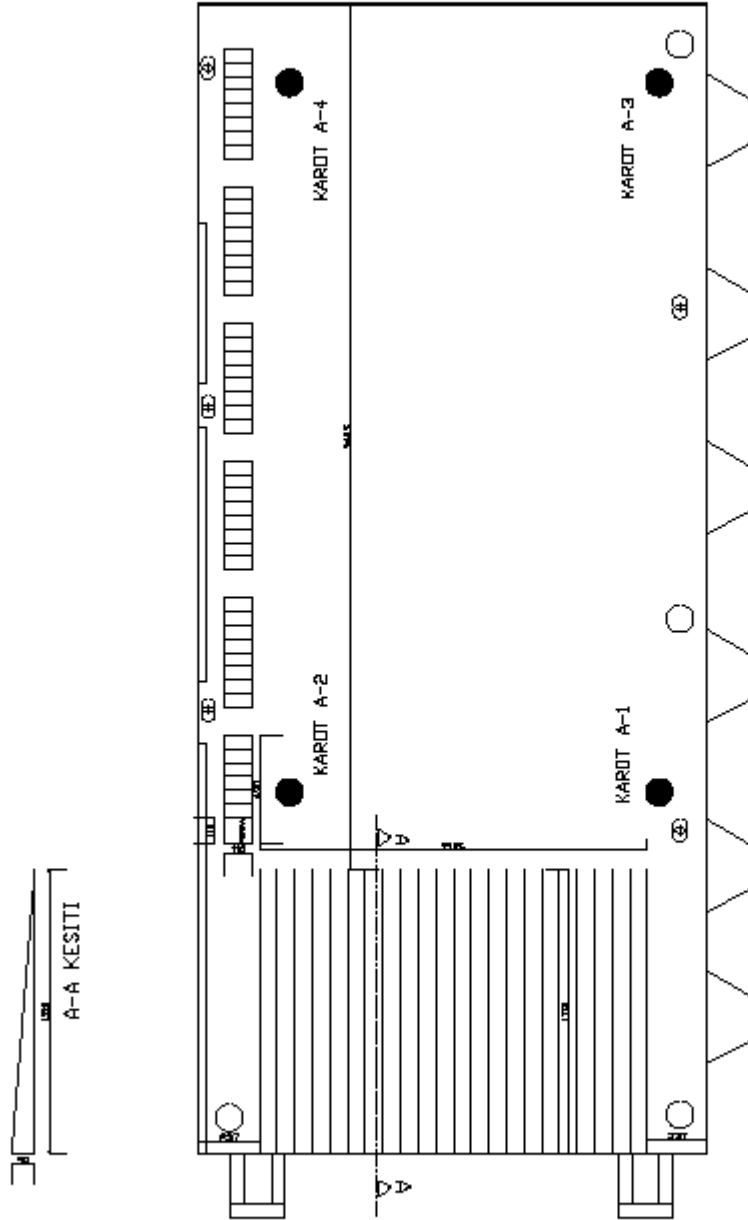
- Phull, B. S., Pikul, S. J., & Kain, R. M. (1997). Seawater corrosivity around the world: results from five years of testing. *American Society of Testing and Materials*.
- Schumacher, M. (Ed.). (1979). *Seawater Corrosion Handbook*. New Jersey: Noyes Data Corporation.
- Southwell, C. R., Bultman, J. D., & Hummer, J. C. W. (1979). *Seawater Corrosion Handbook*. New Jersey: Noyes Data Corporation.
- Southwell, C. R., Bultman, J. D., & Alexander, A. L. (1976). Corrosion of Metals in Tropical Environments--Final Report of 16-Year Exposures. *Materials Performance*, 15(7), 9-25.
- Yiğiter, H. (2008). Betonarme donatısında klorid korozyonu gelişiminin elektrokimyasal yöntemlerle belirlenmesi. *Doktora Tezi*. Fen Bilimleri Enstitüsü, Dokuz Eylül Üniversitesi.

EKLER

EK - A – İskele plan ve kesiti



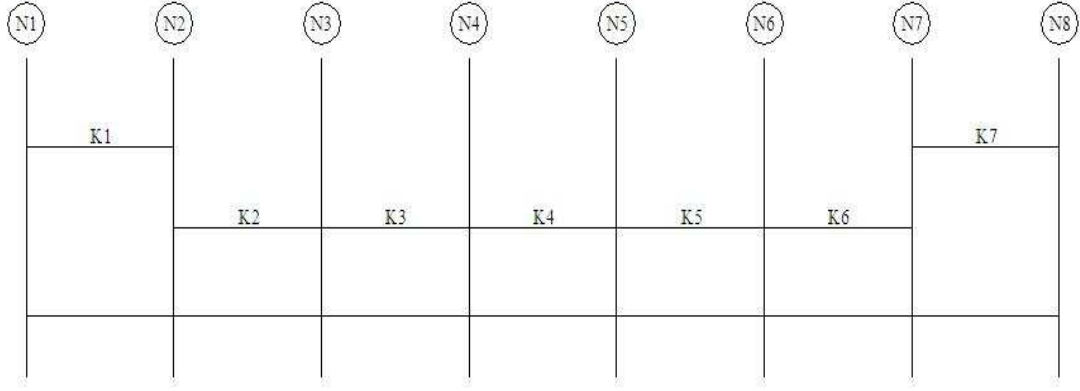




KAROT YERLERİ

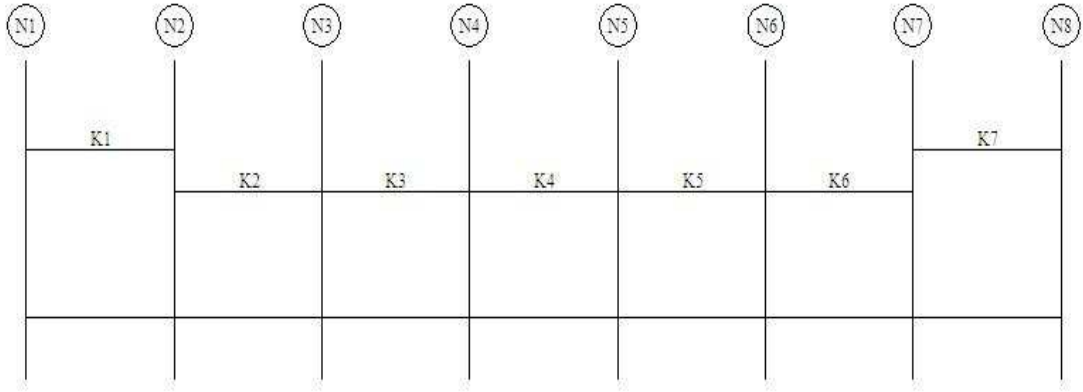
EK - B – Başlık kirişi detayları

Parça 3 / B1 kirişi (E1)



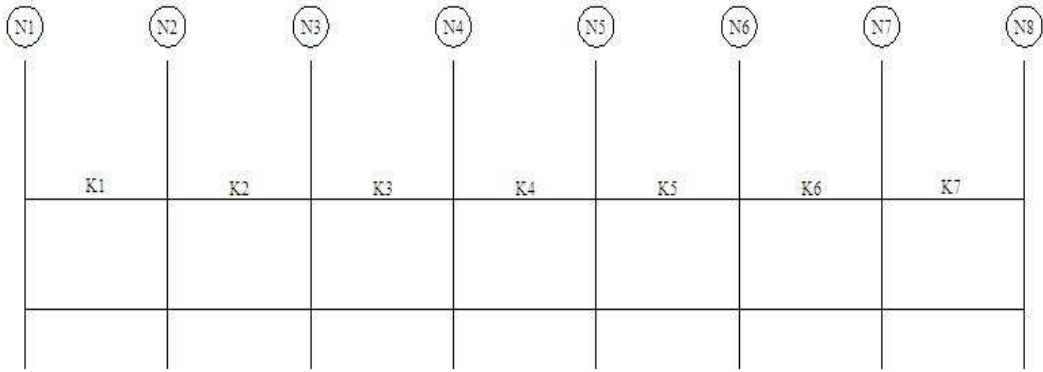
| KESİT | | AÇIKLAMA |
|----------------|--|---|
| K1-K7 | | <p>Üst donatı: 10Φ26 Gövde donatı: 2x2 Φ12 6Φ20 2x2 Φ12 Alt donatı: 14Φ26</p> |
| K2-K3-K4-K5-K6 | | <p>Üst donatı: 10Φ26 Gövde donatı: 6Φ20 2 Φ12 Alt donatı: 14Φ26</p> |

Parça 3 / B2 kirişi (E2)



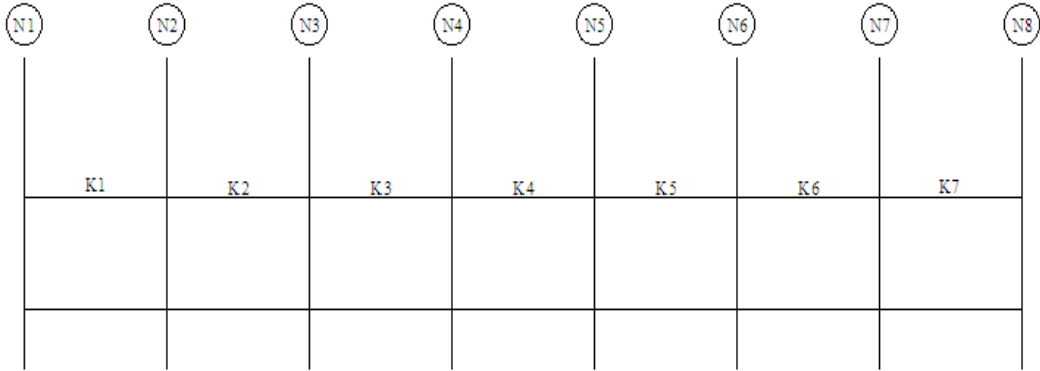
| KESİT | | AÇIKLAMA |
|----------------|--|---|
| K1-K7 | | <p>Üst donatı: 10Φ26 Gövde donatı: 2x2 Φ12 8Φ20 2x2 Φ12 Alt donatı: 14Φ26</p> |
| K2-K3-K4-K5-K6 | | <p>Üst donatı: 10Φ26 Gövde donatı: 8Φ20 2x2 Φ12 Alt donatı: 14Φ26</p> |

Parça 3 / B3 kirişi (E3-E8)



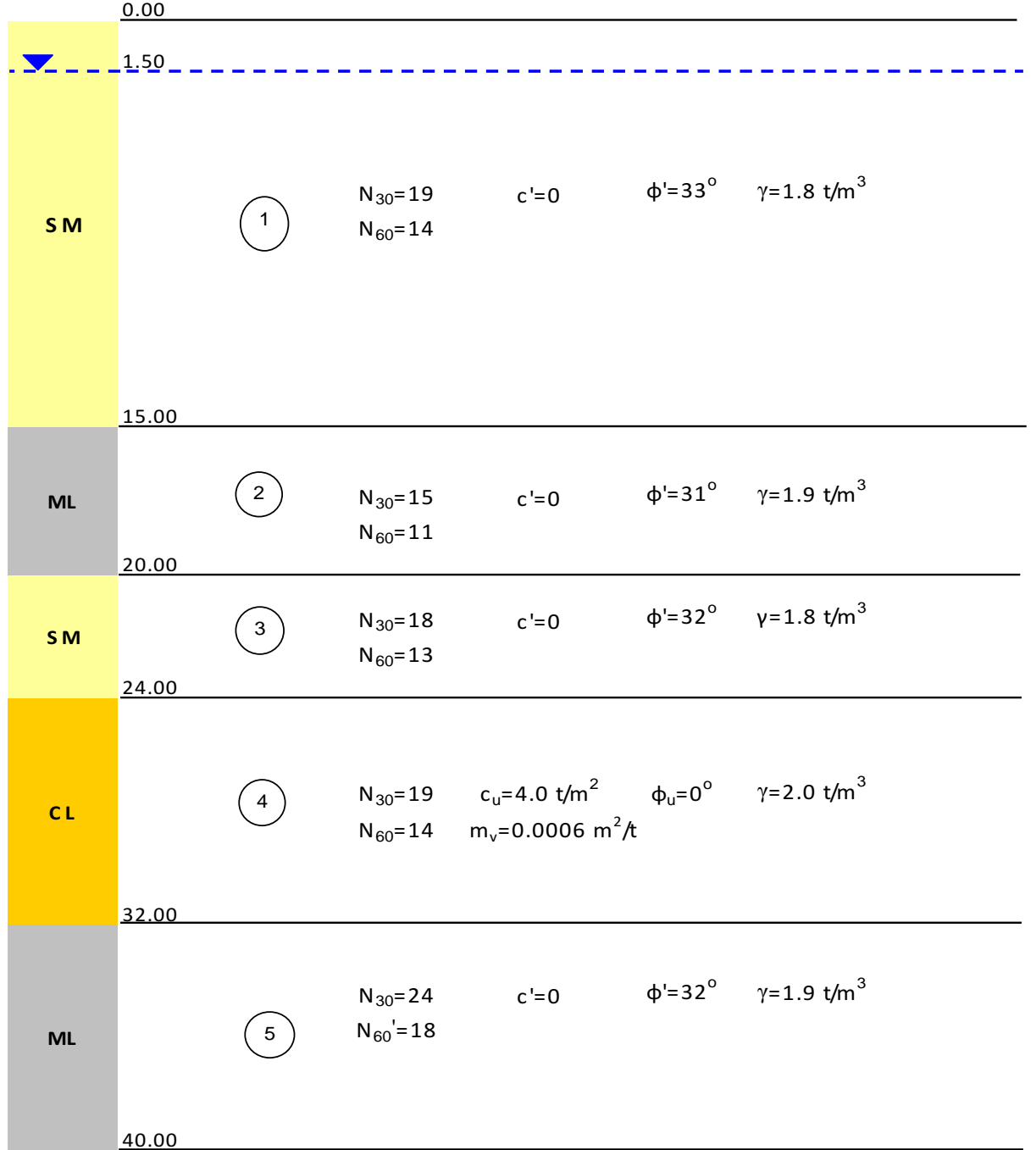
| | KESİT | AÇIKLAMA |
|--------------------------|---|--|
| K1-K2-K3-K4- K5-K6-K7 | <p>The cross-section diagram shows a T-shaped beam. The total width is 180.0. The top flange width is 120.0, with 30.0 on each side. The top flange thickness is 111.0. The web height is 88.0. The total height is 199.0. Reinforcement details include 10Φ26 bars in the top flange, 3x2Φ12 bars in the web, 8Φ20 bars in the bottom flange, and 14Φ26 bars in the bottom flange.</p> | <p>Üst donatı: 10Φ26 Gövde donatı: 3x2 Φ12 8Φ20 Alt donatı: 14Φ26</p> |

Parça 3 / B4 kirişi (E9)

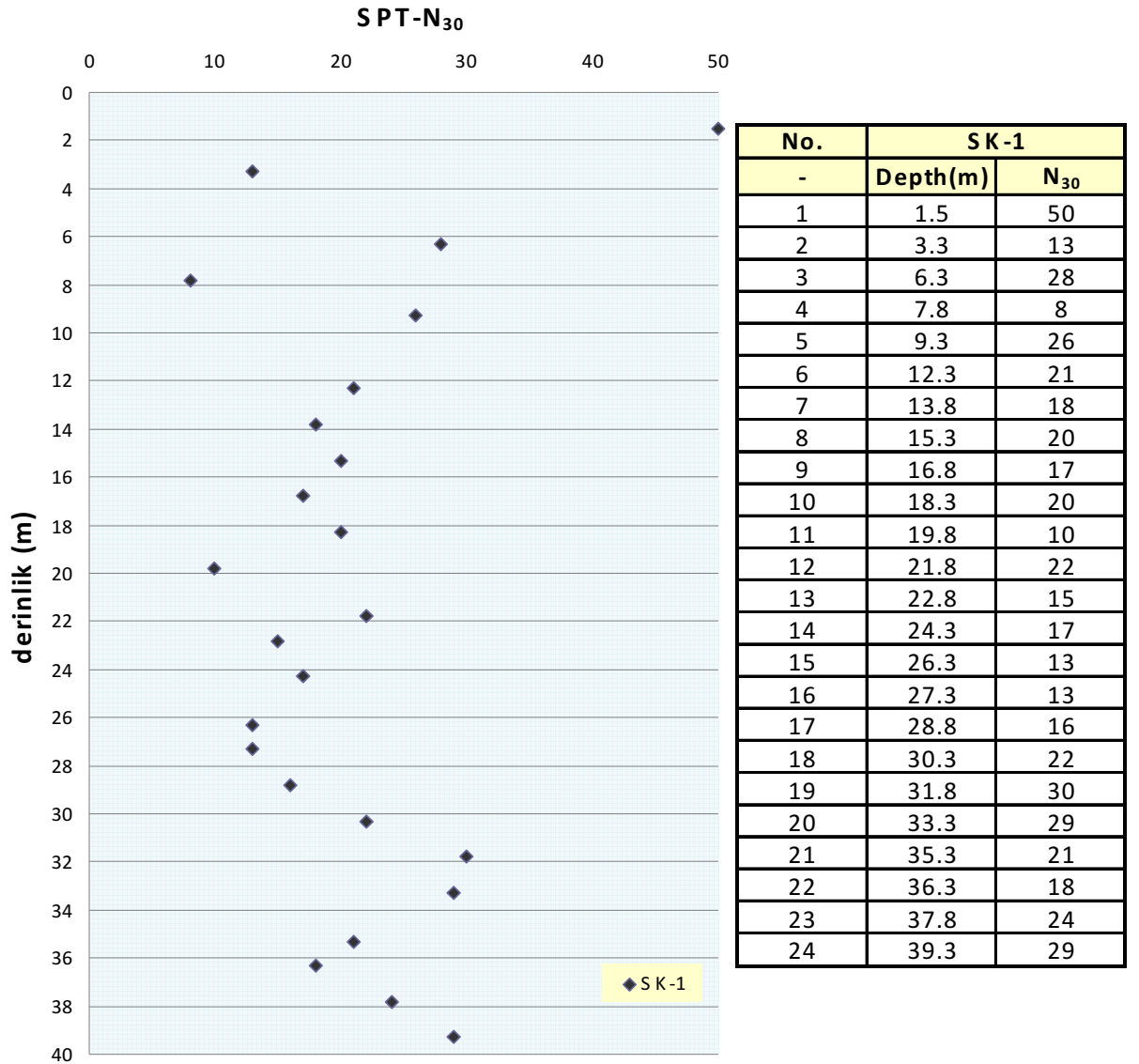


| KESİT | | AÇIKLAMA |
|--------------------------|--|--|
| K1-K2-K3- K4-K5-K6-K7 | | <p>Üst donatı: 12Φ26 2Φ20 Gövde donatı: 4 Φ12 3Φ20+6 Φ20 Alt donatı: 14Φ26</p> |

EK - C – Zemin verileri

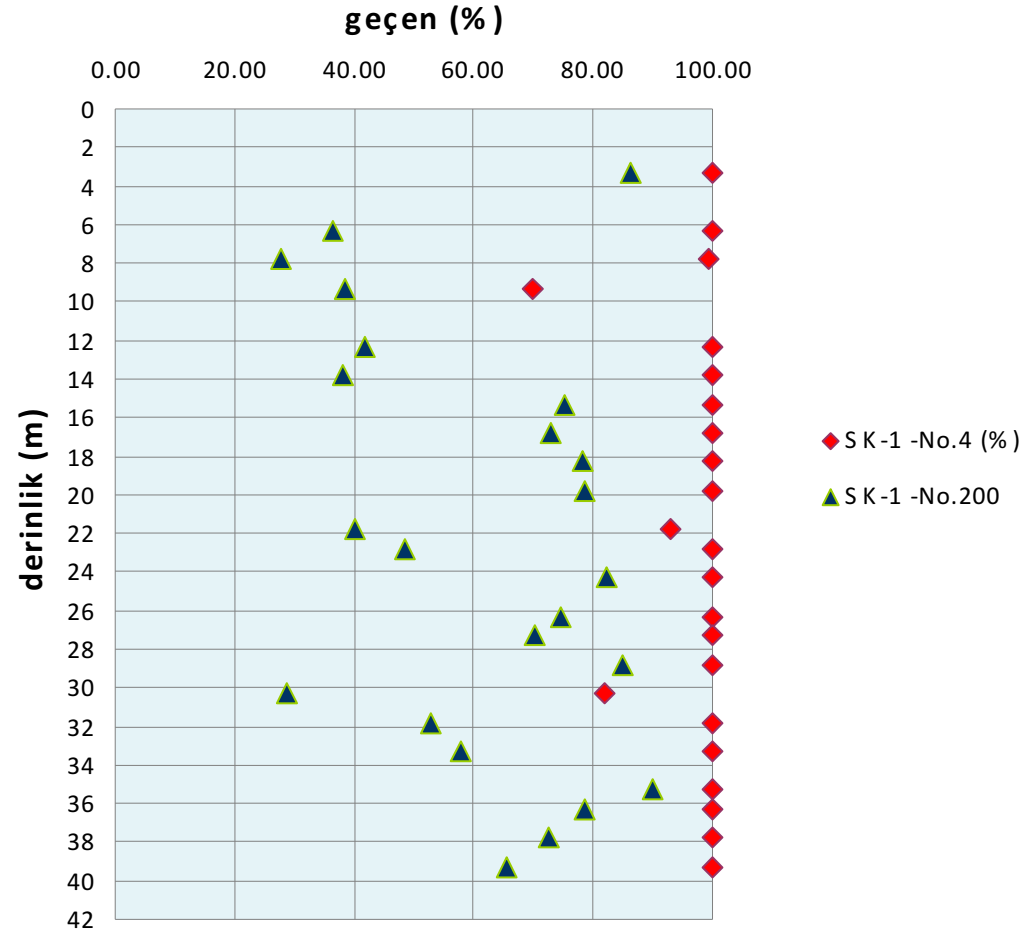


SK-1 kuyusu idealize zemin profili



SK-1 kuyusunda SPT-N - derinlik ilişkisi

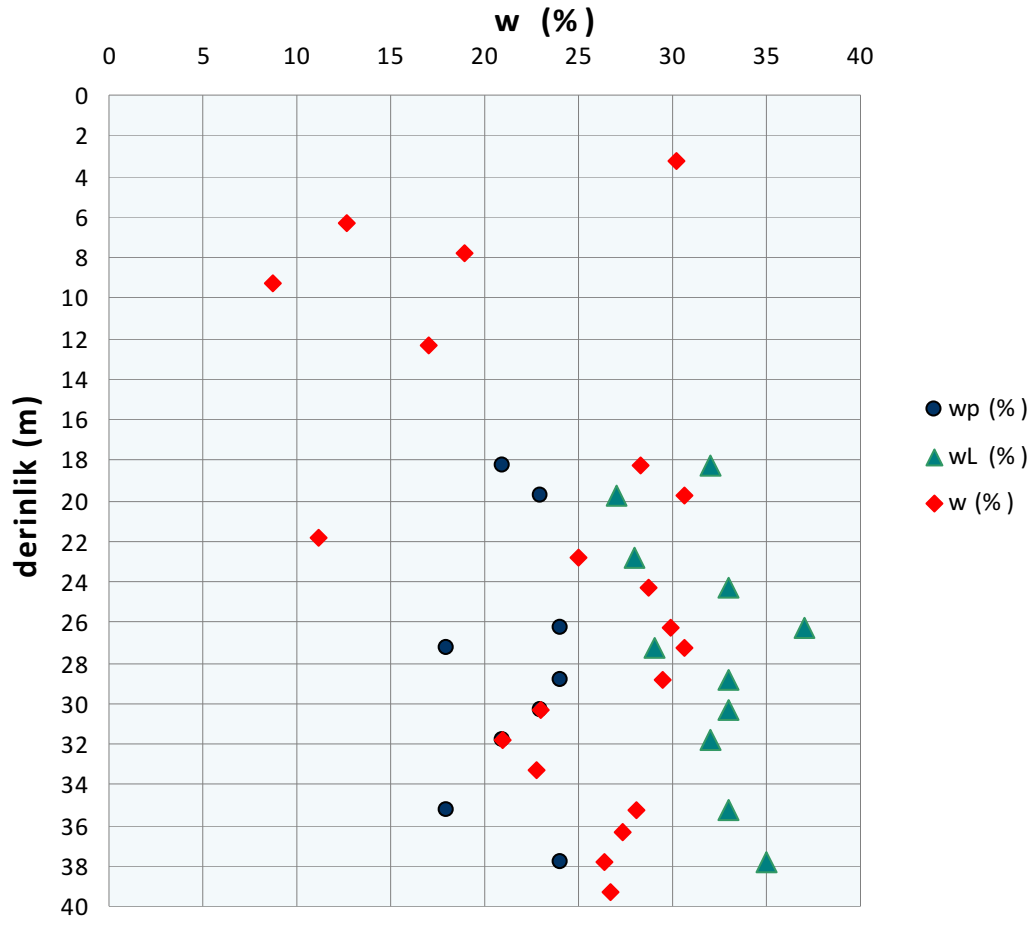
| No. | SK-1 | | |
|-----|-------|--------|---------|
| | Depth | -No.4 | -No.200 |
| | (m) | (%) | (%) |
| 1 | 3.3 | 100.00 | 86.41 |
| 2 | 6.3 | 100.00 | 36.32 |
| 3 | 7.8 | 99.21 | 27.64 |
| 4 | 9.3 | 70.05 | 38.35 |
| 5 | 12.3 | 100.00 | 41.74 |
| 6 | 13.8 | 100.00 | 38.00 |
| 7 | 15.3 | 100.00 | 75.36 |
| 8 | 16.8 | 100.00 | 72.91 |
| 9 | 18.3 | 100.00 | 78.17 |
| 10 | 19.8 | 100.00 | 78.53 |
| 11 | 21.8 | 93.12 | 40.22 |
| 12 | 22.8 | 100.00 | 48.36 |
| 13 | 24.3 | 100.00 | 82.41 |
| 14 | 26.3 | 100.00 | 74.52 |
| 15 | 27.3 | 100.00 | 70.13 |
| 16 | 28.8 | 100.00 | 84.87 |
| 17 | 30.3 | 82.03 | 28.92 |
| 18 | 31.8 | 100.00 | 53.00 |
| 19 | 33.3 | 100.00 | 57.87 |
| 20 | 35.3 | 100.00 | 89.92 |
| 21 | 36.3 | 100.00 | 78.51 |
| 22 | 37.8 | 100.00 | 72.41 |
| 23 | 39.3 | 100.00 | 65.46 |



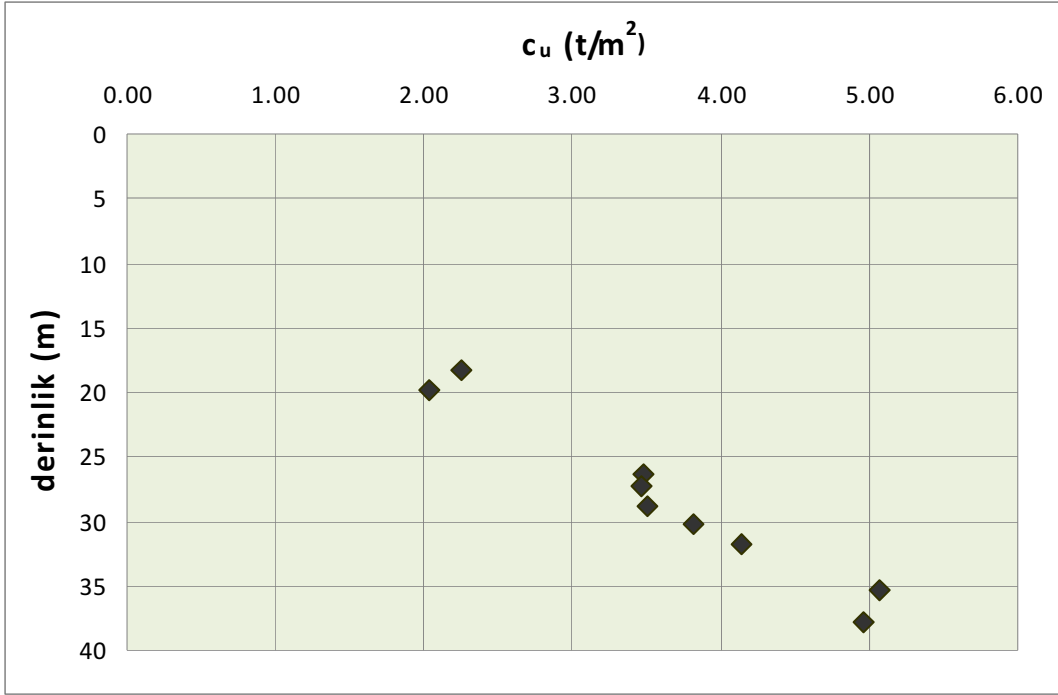
SK-1 kuyusu dane dağılımı - derinlik ilişkisi

| SK-1 | | | | | | | | |
|------|----------|-------------|---------------|------------------|--------------------|------------------|------------------|------------------|
| No. | Derinlik | Likit limit | Plastik limit | Doğal su içeriği | Plastisite indeksi | σ_v' | c_u | q_u |
| - | (m) | w_L (%) | w_p (%) | w (%) | I_p (%) | t/m ² | t/m ² | t/m ² |
| 1 | 3.3 | | | 30.16 | | | | |
| 2 | 6.3 | | | 12.66 | | | | |
| 3 | 7.8 | | | 18.95 | | | | |
| 4 | 9.3 | | | 8.70 | | | | |
| 5 | 12.3 | | | 16.98 | | | | |
| 6 | 13.8 | | | | | | | |
| 7 | 15.3 | | | | | | | |
| 8 | 16.8 | | | | | | | |
| 9 | 18.3 | 32 | 21 | 28.3 | 11 | 14.97 | 2.26 | |
| 10 | 19.8 | 27 | 23 | 30.61 | 4 | 16.32 | 2.04 | |
| 11 | 21.8 | | | 11.22 | | | | |
| 12 | 22.8 | 28 | | 24.98 | | | | |
| 13 | 24.3 | 33 | | 28.69 | | | | |
| 14 | 26.3 | 37 | 24 | 29.86 | 13 | 22 | 3.48 | 8.14 |
| 15 | 27.3 | 29 | 18 | 30.66 | 11 | 23 | 3.47 | |
| 16 | 28.8 | 33 | 24 | 29.5 | 9 | 24.5 | 3.51 | |
| 17 | 30.3 | 33 | 23 | 23.03 | 10 | 26 | 3.82 | |
| 18 | 31.8 | 32 | 21 | 20.98 | 11 | 27.5 | 4.14 | |
| 19 | 33.3 | | | 22.76 | | | | |
| 20 | 35.3 | 33 | 18 | 28.10 | 15 | 30.67 | 5.08 | 5.8 |
| 21 | 36.3 | | | 27.35 | | | | |
| 22 | 37.8 | 35 | 24 | 26.41 | 11 | 32.92 | 4.96 | |
| 23 | 39.3 | | | 26.72 | | | | |

Kıvam limitleri, efektif gerilme, drenajsız kayma mukavemeti ve serbest basınç değerleri



SK-1 kuyusunda doğal su içeriği - derinlik ilişkisi



SK-1 kuyusunda drenajsız kayma mukavemetinin (c_u) Skempton bağıntısı ile korelatif tahmini

Skempton Bağıntısı

$$(c_u/\sigma'_v) = 0.11 + 0.0037 \times I_p$$

| No. | Depth (m) | N ₃₀ | σ'_v (kN/m ²) | C _E | C _N | N _{70'} | Bowles Seçilen | | | | |
|--------|--------------|-----------------|-------------------------------------|----------------|----------------|------------------|------------------|------------------|--------------------|----------------|----------------|
| | | | | | | | $\Phi' 1$ (°) | $\Phi' 2$ (°) | $\Phi' ort$ (°) | Φ' (°) | Φ' (°) |
| 1(S M) | 7.50 | 19 | 60 | 0.64 | 1.29 | 16 | 31.85 | 32.68 | 32 | 32-36 | 33 |
| 2(ML) | 17.50 | 15 | 142.5 | 0.64 | 0.84 | 8 | 27.06 | 29.91 | 28 | 30-34 | 31 |
| 3(S M) | 22.00 | 18 | 181 | 0.64 | 0.74 | 9 | 27.44 | 30.10 | 29 | 32-36 | 32 |
| 4(CL) | 28.00 | 19 | 237 | 0.64 | 0.65 | 8 | | | | | |
| 5(ML) | 36 | 24 | 313 | 0.64 | 0.57 | 9 | 27.53 | 30.14 | 29 | 30-34 | 32 |

$$\phi = \sqrt{18N'_{70}} + 15$$

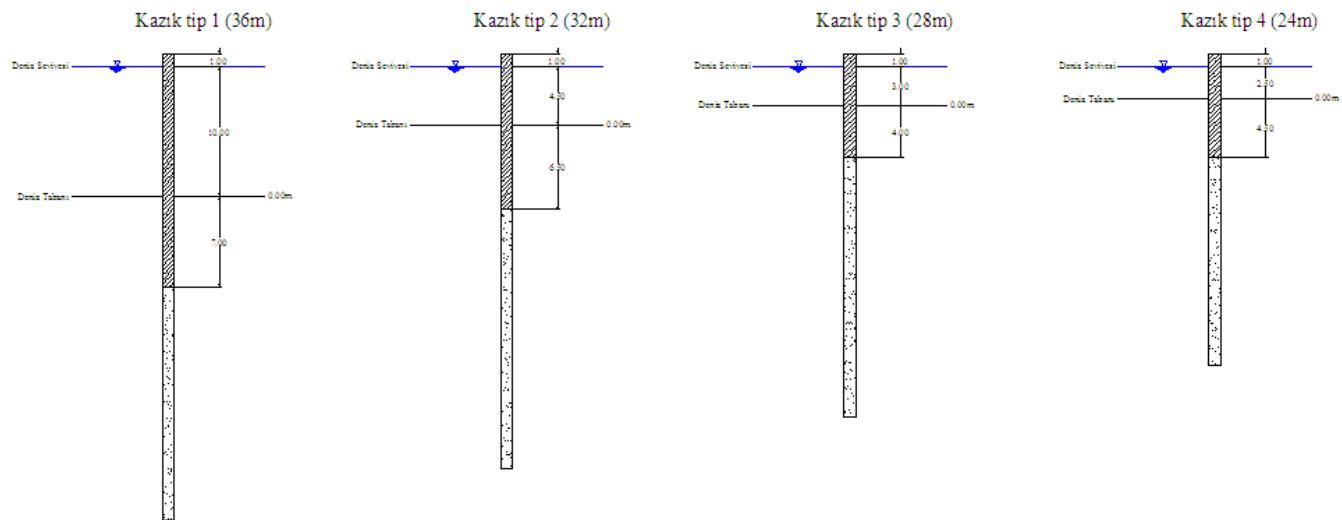
$$\phi = 0.36N_{70} + 27$$

$$\phi = 4.5N_{70} + 20 \text{ (in general)}$$

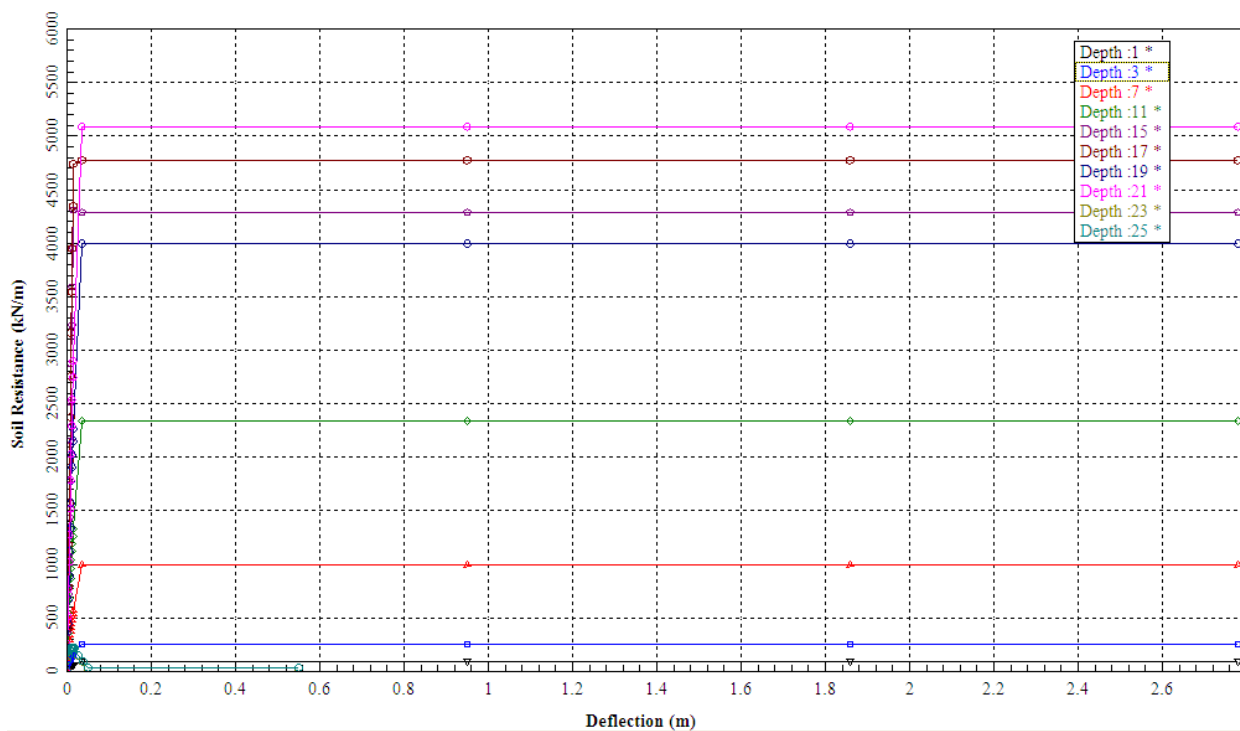
| 4. Tabaka CL | |
|--------------------------------|-------------------------------|
| $E' = 2(1 + \mu')/\beta * E_u$ | $\mu' = 0.35$ |
| $E_u = 500 * c_u$ | $E_u = 2000$ |
| $m_v = 1/E'$ | $E' = 1800$ |
| | $m_v = 0.00056 \text{ m}^2/t$ |

İçsel sürtünme açısı ve hacimsel sıkışabilirlik katsayısını sağlayan korelatif ilişkiler

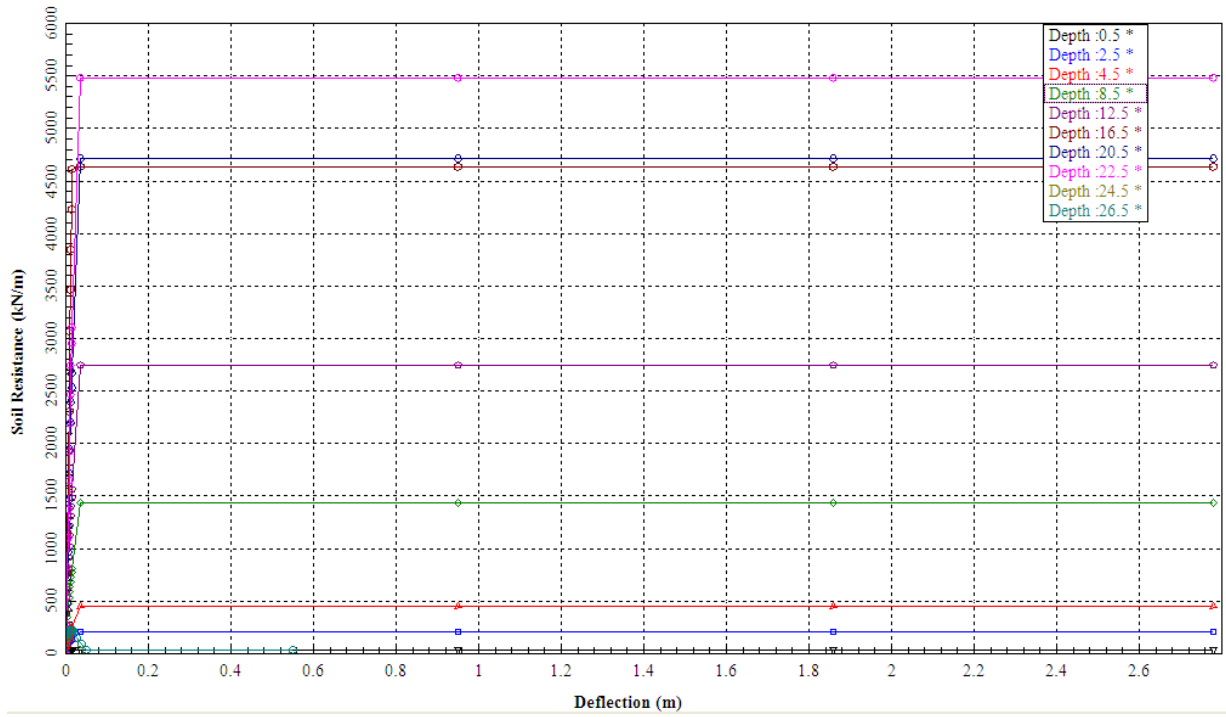
p-v EĞRİLERİ



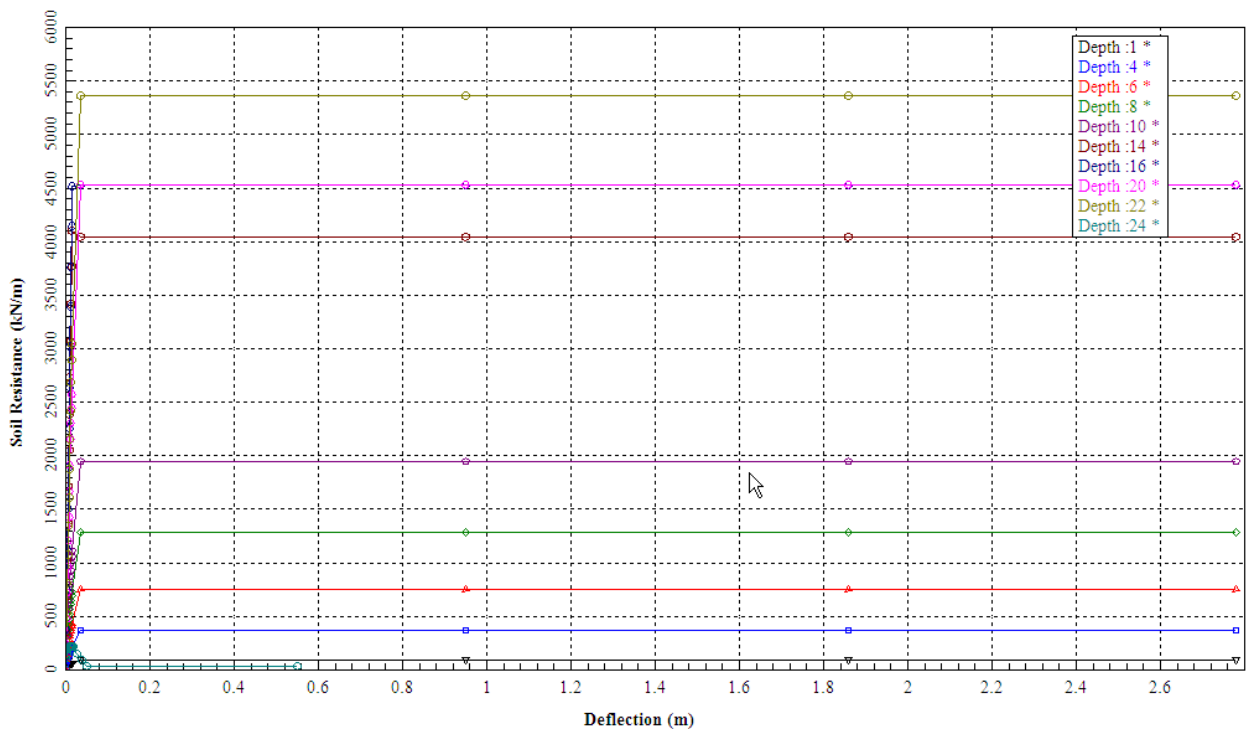
Kazık Tip 1 / 36 m

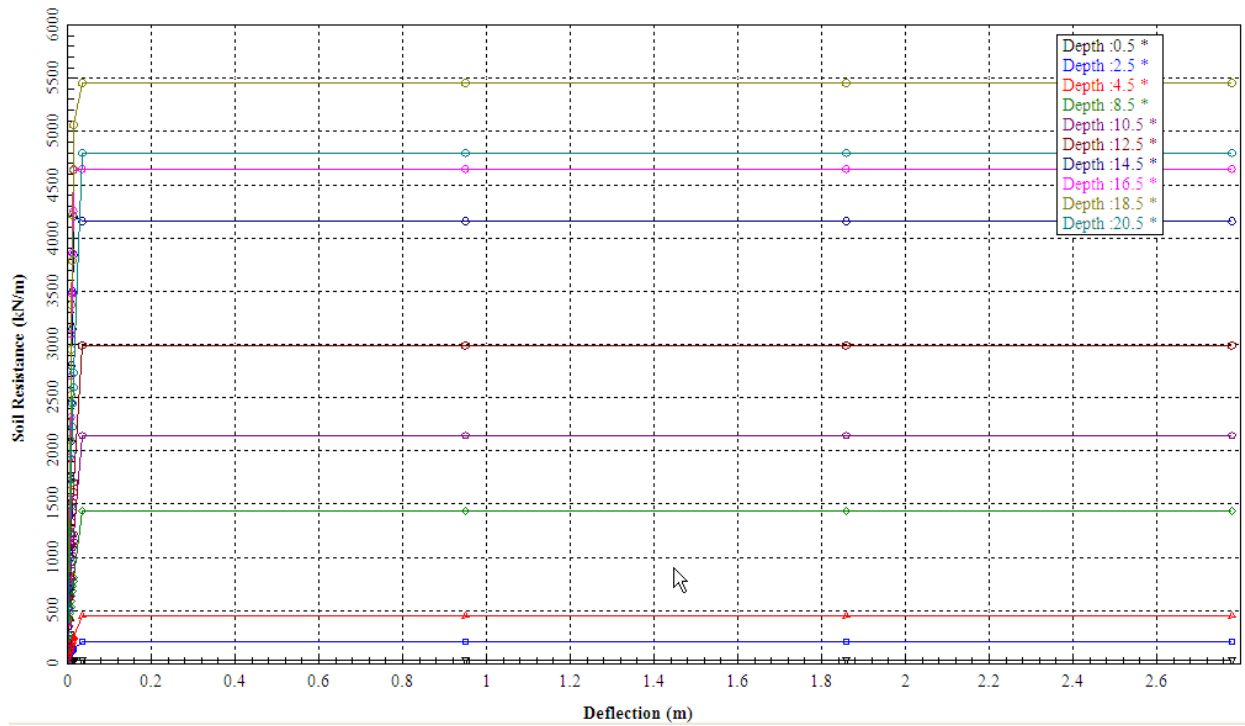


Kazık Tip 2 / 32m



Kazık Tip 3 / 28 m

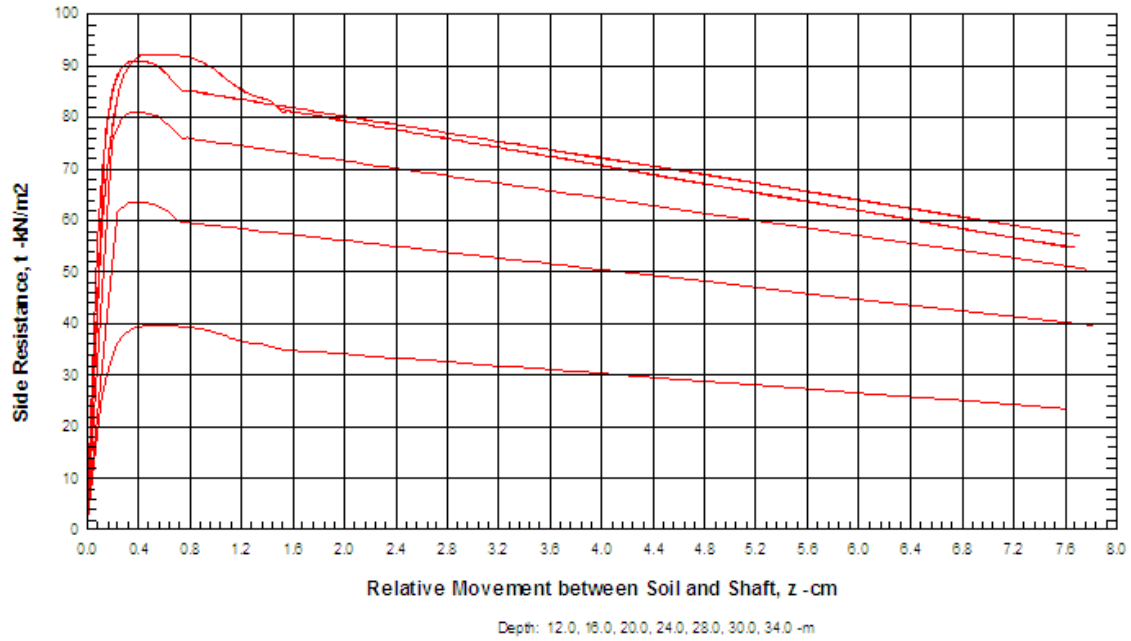


Kazık Tip 4 / 24m

t-z EĞRİLERİ

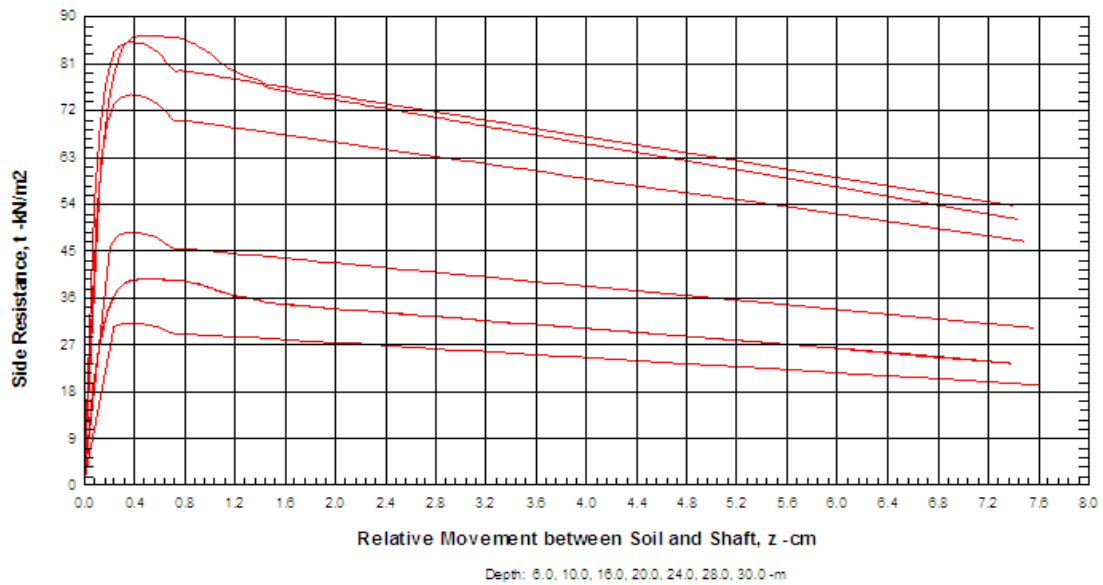
Kazık Tip 1

Side Resistance vs. Relative Movement between Soil and Shaft (t-z)



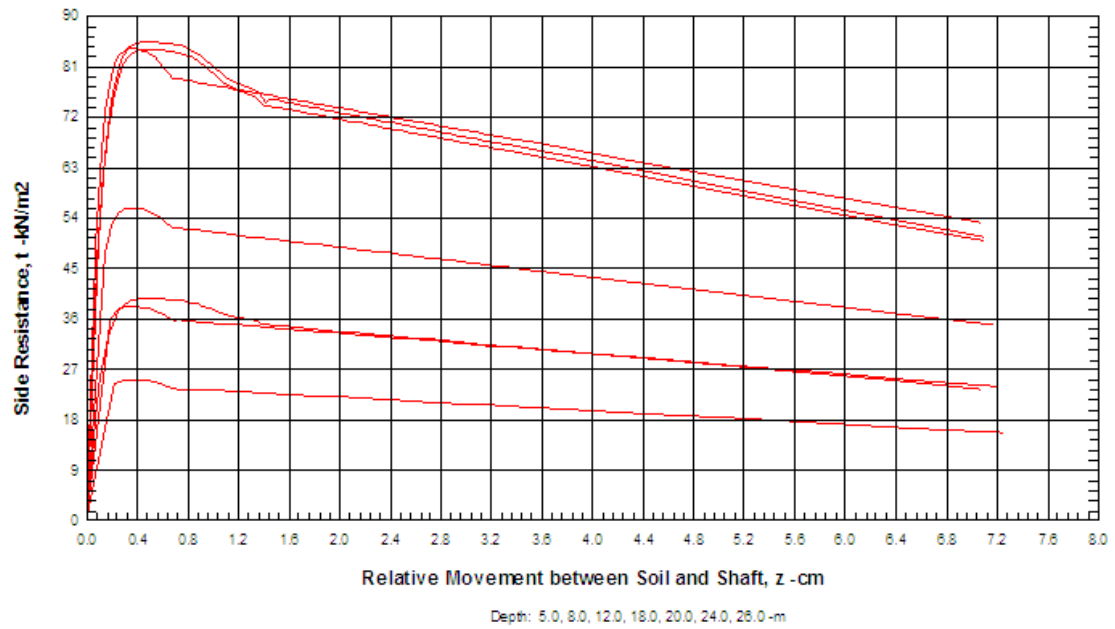
Kazık Tip 2

Side Resistance vs. Relative Movement between Soil and Shaft (t-z)



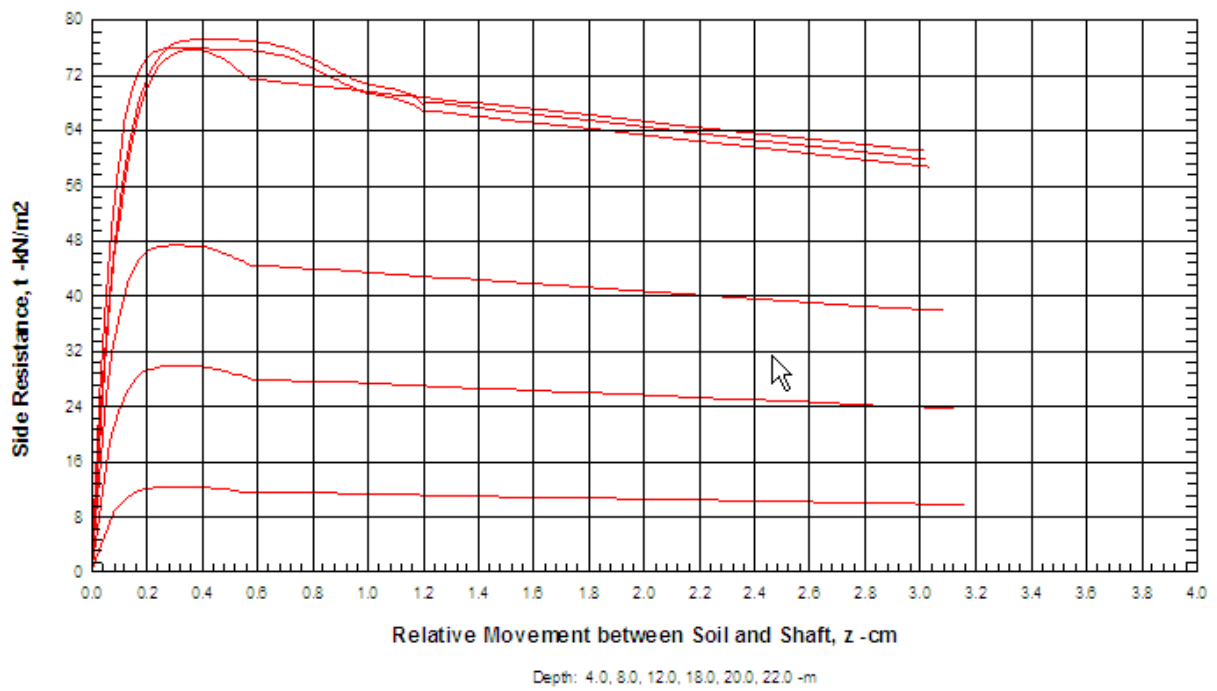
Kazık Tip 3

Side Resistance vs. Relative Movement between Soil and Shaft (t-z)



Kazık Tip 4

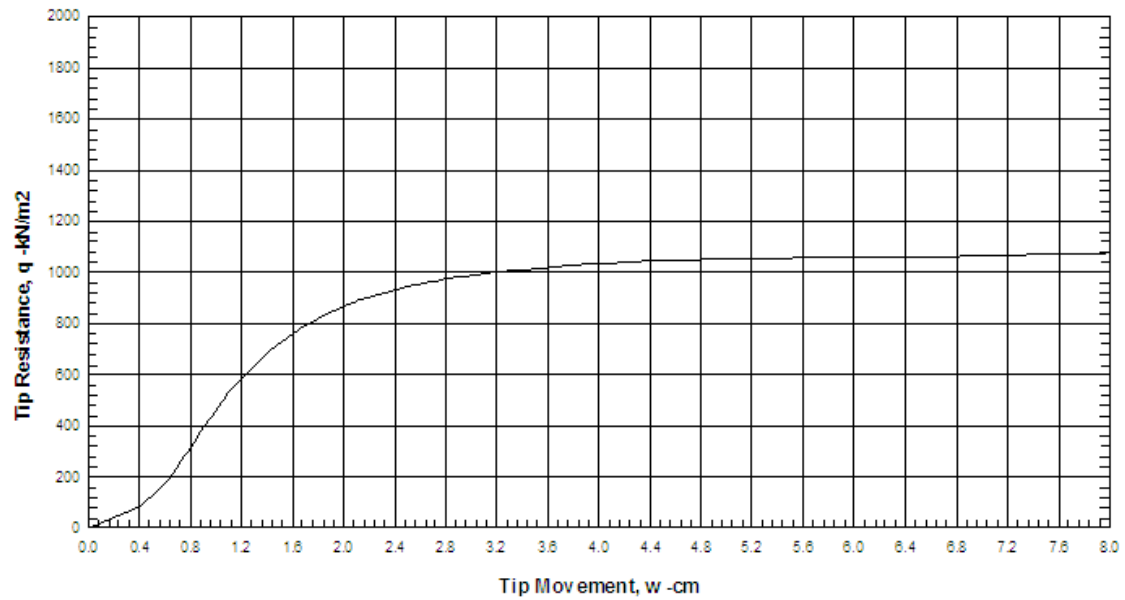
Side Resistance vs. Relative Movement between Soil and Shaft (t-z)



q-w EĞRİLERİ

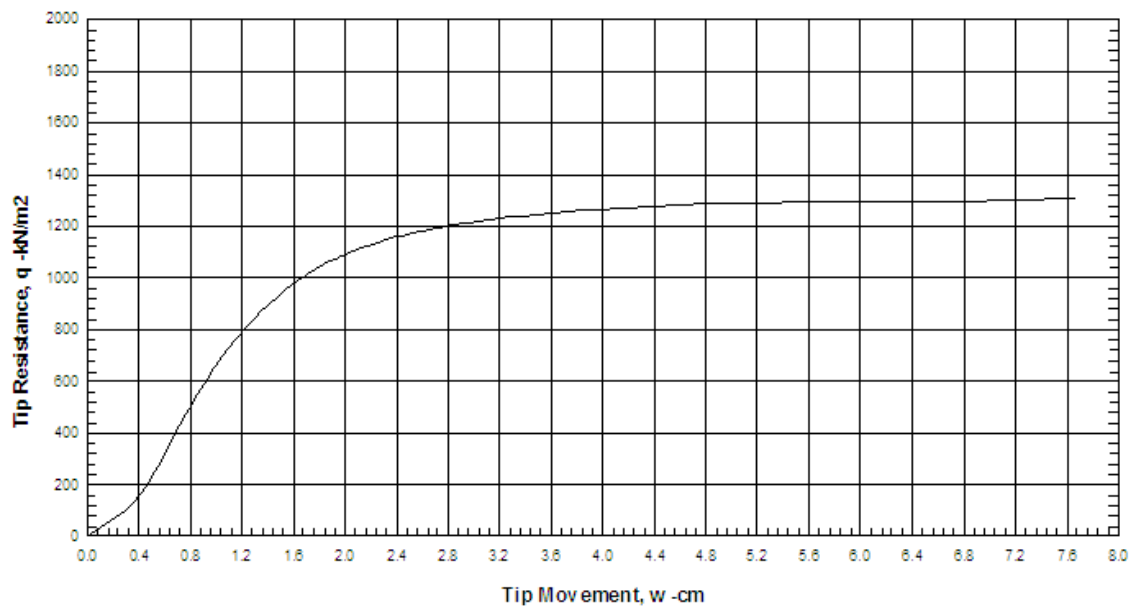
Kazık Tip 1

Tip Resistance vs. Tip Movement (q-w)



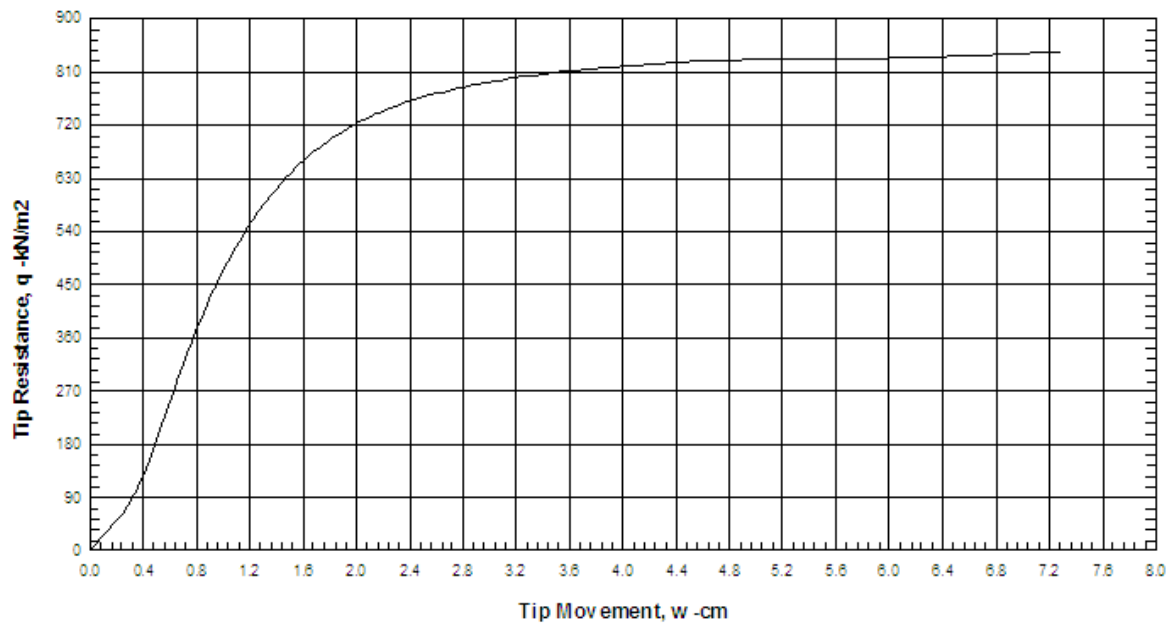
Kazık Tip 2

Tip Resistance vs. Tip Movement (q-w)



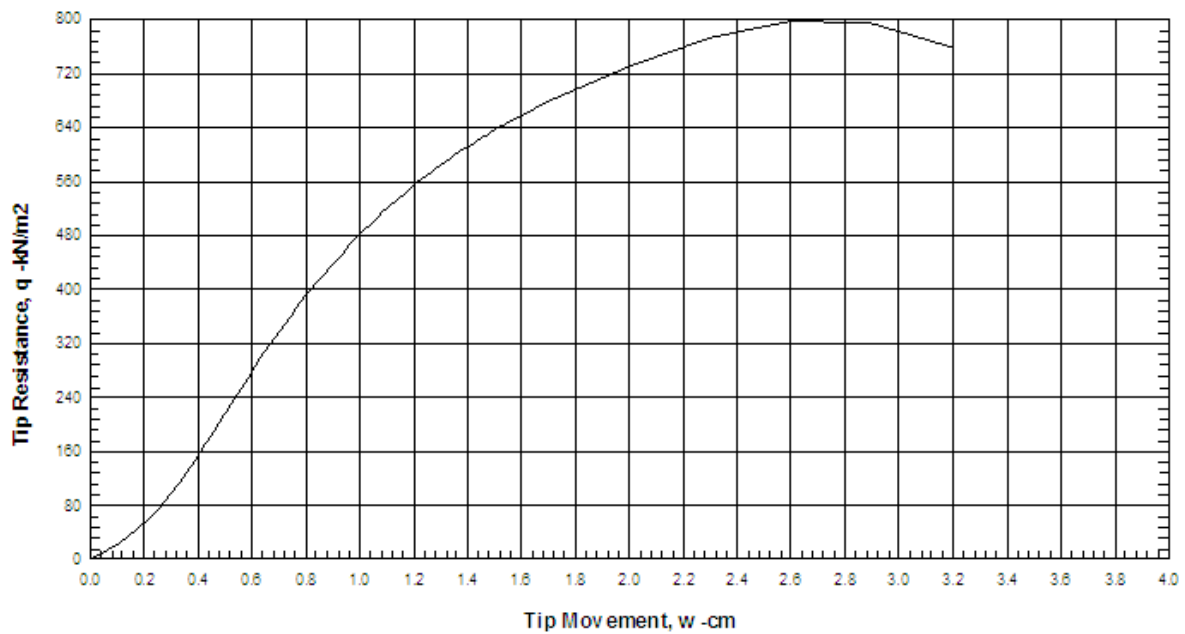
Kazık Tip 3

Tip Resistance vs. Tip Movement (q-w)



Kazık Tip 4

Tip Resistance vs. Tip Movement (q-w)



EK - D – Betonarme kesit analizleri

XTRACT Analysis Report - Educational

Imbsen & Associates, Inc. (Educational)

For use only in an academic or research setting.

Section Name: B3-K1

04.12.2009

Loading Name: momegP

B1

Analysis Type: Moment Curvature

Page __ of __

Section Details:

X Centroid: 90.00 cm

Y Centroid: 76.12 cm

Section Area: 23.76E+3 cm²**Loading Details:**

Incrementing Loads: Mxx Only

Number of Points: 30

Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: s420

Failure Strain: .1000 Tension

Curvature at Initial Load: 0 1/m

Curvature at First Yield: 1.517E-3 1/m

Ultimate Curvature: 65.79E-3 1/m

Moment at First Yield: 3632 kN-m

Ultimate Moment: 5294 kN-m

Centroid Strain at Yield: .8077E-3 Ten

Centroid Strain at Ultimate: 43.89E-3 Ten

N.A. at First Yield: 53.26 cm

N.A. at Ultimate: 66.71 cm

Energy per Length: 318.5 kN

Effective Yield Curvature: 1.896E-3 1/m

Effective Yield Moment: 4541 kN-m

Over Strength Factor: 1.166

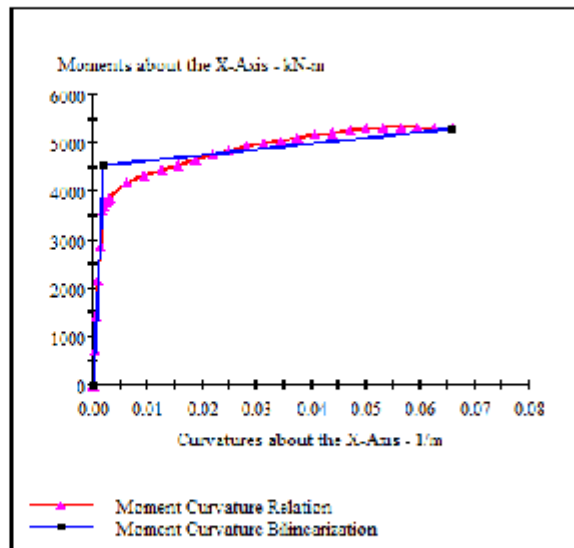
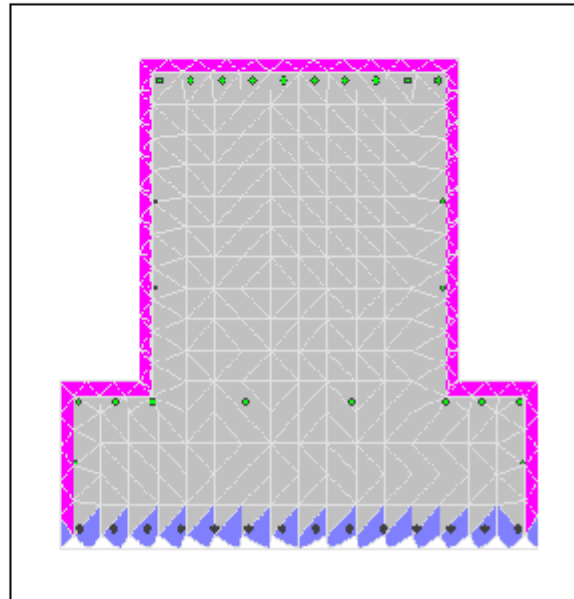
EI Effective: 2.39E+9 N-m²Yield EI Effective: 1.18E+7 N-m²

Bilinear Harding Slope: .4921 %

Curvature Ductility: 34.70

Comments:

User Comments



XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: B3-K1
 Loading Name: momegN
 Analysis Type: Moment Curvature

Imbsen & Associates, Inc. (Educational)

04.12.2009

B1
 Page __ of __

Section Details:

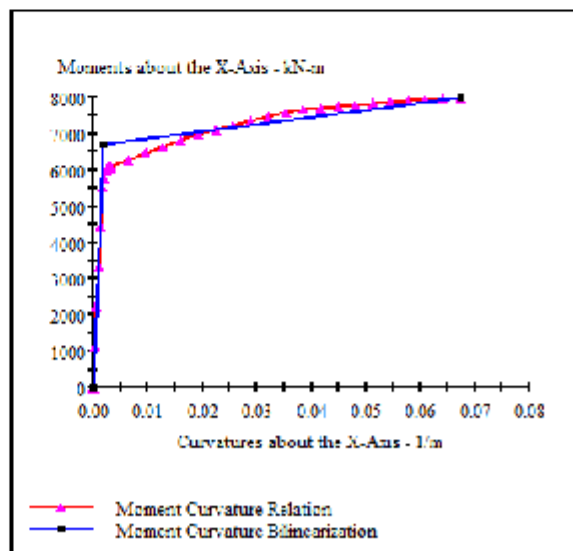
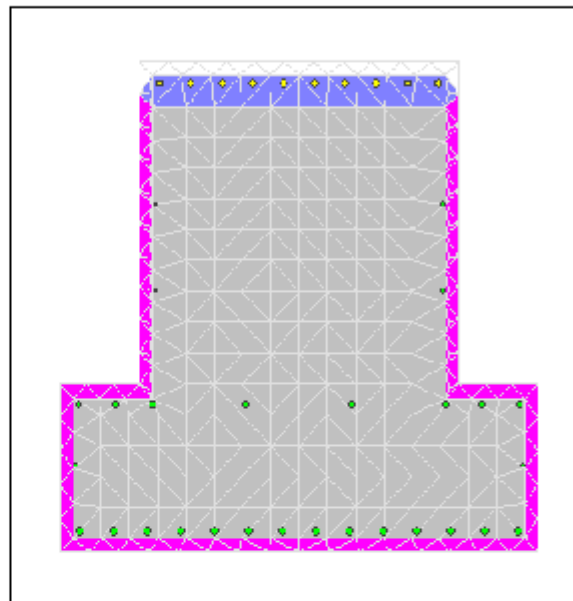
X Centroid: 90.00 cm
 Y Centroid: 76.12 cm
 Section Area: 23.76E+3 cm²

Loading Details:

Incrementing Loads: Mxx Only
 Number of Points: 30
 Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: s420
 Failure Strain: .1000 Tension
 Curvature at Initial Load: 0 1/m
 Curvature at First Yield: -1.647E-3 1/m
 Ultimate Curvature: -67.49E-3 1/m
 Moment at First Yield: -5562 kN-m
 Ultimate Moment: -7980 kN-m
 Centroid Strain at Yield: .9722E-3 Ten
 Centroid Strain at Ultimate: 53.76E-3 Ten
 N.A. at First Yield: -59.01 cm
 N.A. at Ultimate: -79.65 cm
 Energy per Length: 487.9 kN
 Effective Yield Curvature: 1.989E-3 1/m
 Effective Yield Moment: 6714 kN-m
 Over Strength Factor: -1.189
 EI Effective: 3.38E+9 N-m²
 Yield EI Effective: 1.93E+7 N-m²
 Bilinear Hardening Slope: .5725 %
 Curvature Ductility: 33.93



Comments:

User Comments

XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: B6-K1
 Loading Name: momegP
 Analysis Type: Moment Curvature

Imbsen & Associates, Inc. (Educational)

04.12.2009

B1
 Page __ of __

Section Details:

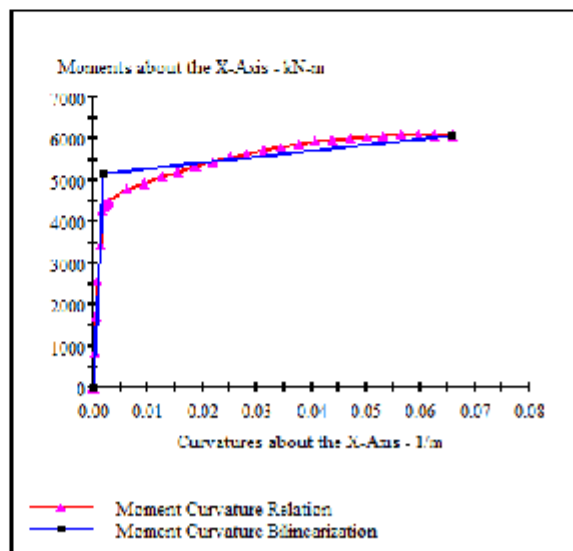
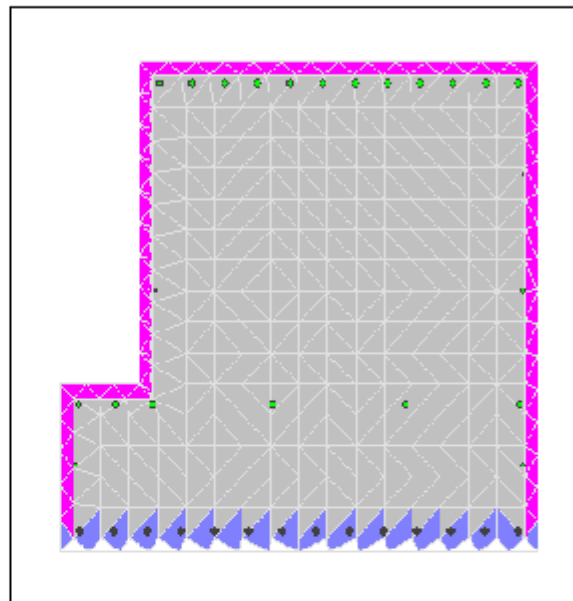
X Centroid: 99.08 cm
 Y Centroid: 80.78 cm
 Section Area: 27.09E+3 cm²

Loading Details:

Incrementing Loads: Mxx Only
 Number of Points: 30
 Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: s420
 Failure Strain: .1000 Tension
 Curvature at Initial Load: 0 1/m
 Curvature at First Yield: 1.533E-3 1/m
 Ultimate Curvature: 65.88E-3 1/m
 Moment at First Yield: 4286 kN-m
 Ultimate Moment: 6071 kN-m
 Centroid Strain at Yield: .8652E-3 Ten
 Centroid Strain at Ultimate: 46.89E-3 Ten
 N.A. at First Yield: 56.45 cm
 N.A. at Ultimate: 71.17 cm
 Energy per Length: 365.1 kN
 Effective Yield Curvature: 1.854E-3 1/m
 Effective Yield Moment: 5185 kN-m
 Over Strength Factor: 1.171
 EI Effective: 2.80E+9 N-m²
 Yield EI Effective: 1.38E+7 N-m²
 Bilinear Hardening Slope: .4953 %
 Curvature Ductility: 35.53



Comments:

User Comments

XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: B6-K1
 Loading Name: momegN
 Analysis Type: Moment Curvature

Imbsen & Associates, Inc. (Educational)

04.12.2009

B1
 Page __ of __

Section Details:

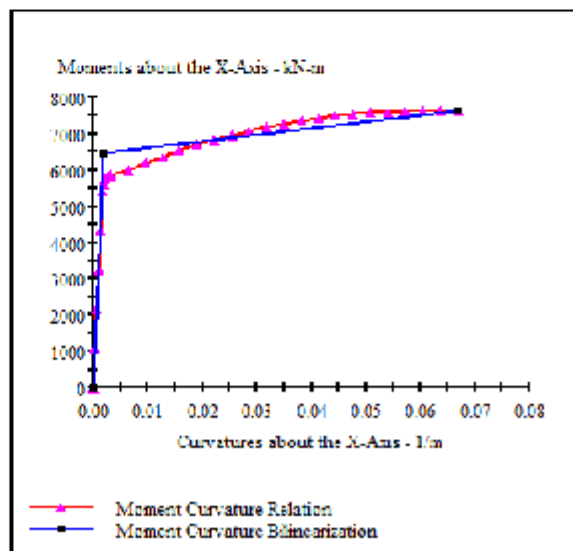
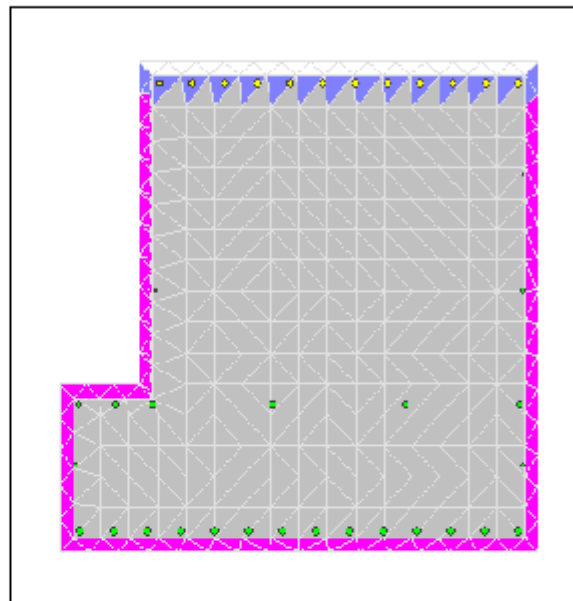
X Centroid: 99.08 cm
 Y Centroid: 80.78 cm
 Section Area: 27.09E+3 cm²

Loading Details:

Incrementing Loads: Mxx Only
 Number of Points: 30
 Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: s420
 Failure Strain: .1000 Tension
 Curvature at Initial Load: 0 1/m
 Curvature at First Yield: -1.598E-3 1/m
 Ultimate Curvature: -66.81E-3 1/m
 Moment at First Yield: -5431 kN-m
 Ultimate Moment: -7654 kN-m
 Centroid Strain at Yield: .9317E-3 Ten
 Centroid Strain at Ultimate: 51.11E-3 Ten
 N.A. at First Yield: -58.30 cm
 N.A. at Ultimate: -76.50 cm
 Energy per Length: 464.8 kN
 Effective Yield Curvature: 1.906E-3 1/m
 Effective Yield Moment: 6479 kN-m
 Over Strength Factor: -1.181
 EI Effective: 3.40E+9 N-m²
 Yield EI Effective: 1.81E+7 N-m²
 Bilinear Hardening Slope: .5326 %
 Curvature Ductility: 35.05



Comments:

User Comments

XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: B7-K1
 Loading Name: momegP
 Analysis Type: Moment Curvature

Imbsen & Associates, Inc. (Educational)

04.12.2009

B1
 Page __ of __

Section Details:

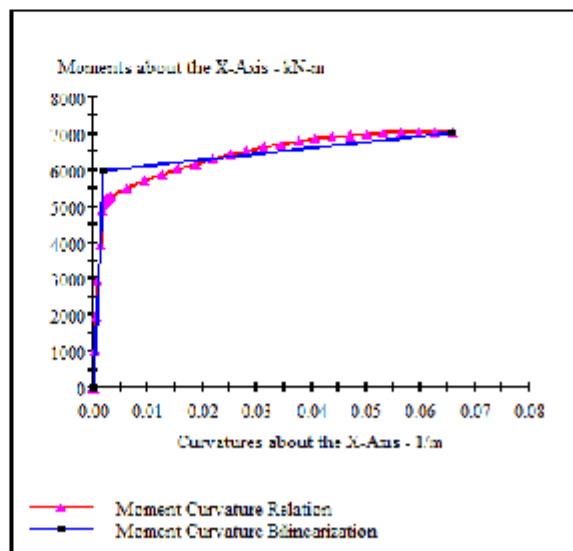
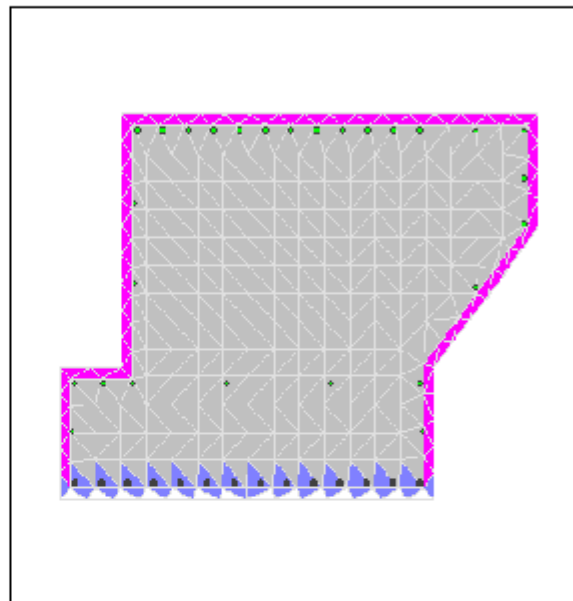
X Centroid: 112.3 cm
 Y Centroid: 86.69 cm
 Section Area: 31.12E+3 cm²

Loading Details:

Incrementing Loads: Mxx Only
 Number of Points: 30
 Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: s420
 Failure Strain: .1000 Tension
 Curvature at Initial Load: 0 1/m
 Curvature at First Yield: 1.547E-3 1/m
 Ultimate Curvature: 65.87E-3 1/m
 Moment at First Yield: 4916 kN-m
 Ultimate Moment: 7027 kN-m
 Centroid Strain at Yield: .9359E-3 Ten
 Centroid Strain at Ultimate: 50.39E-3 Ten
 N.A. at First Yield: 60.48 cm
 N.A. at Ultimate: 76.50 cm
 Energy per Length: 422.0 kN
 Effective Yield Curvature: 1.885E-3 1/m
 Effective Yield Moment: 5987 kN-m
 Over Strength Factor: 1.174
 EI Effective: 3.18E+9 N-m²
 Yield EI Effective: 1.62E+7 N-m²
 Bilinear Hardening Slope: .5112 %
 Curvature Ductility: 34.95



Comments:

User Comments

XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: B7-K1
 Loading Name: momegN
 Analysis Type: Moment Curvature

Imbsen & Associates, Inc. (Educational)

04.12.2009

B1
 Page __ of __

Section Details:

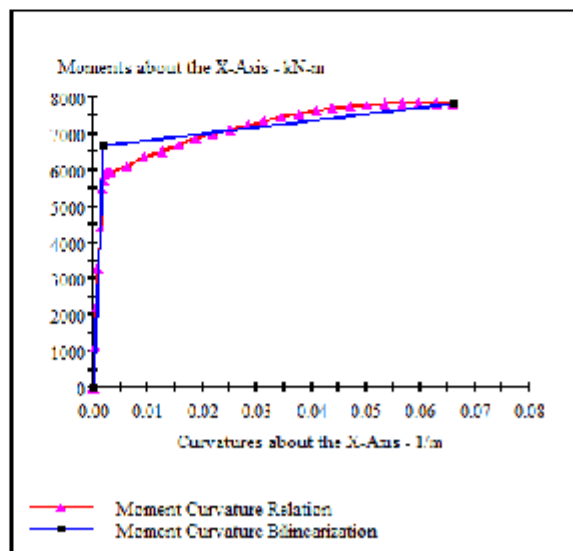
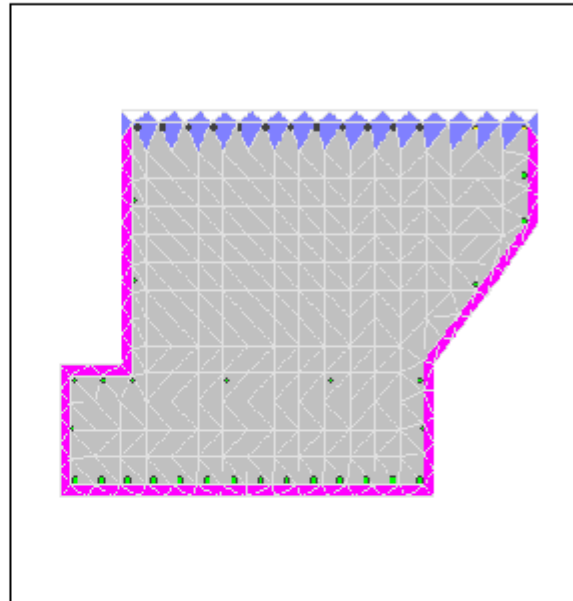
X Centroid: 112.3 cm
 Y Centroid: 86.69 cm
 Section Area: 31.12E+3 cm²

Loading Details:

Incrementing Loads: Mxx Only
 Number of Points: 30
 Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: s420
 Failure Strain: .1000 Tension
 Curvature at Initial Load: 0 1/m
 Curvature at First Yield: -1.554E-3 1/m
 Ultimate Curvature: -66.03E-3 1/m
 Moment at First Yield: -5506 kN-m
 Ultimate Moment: -7823 kN-m
 Centroid Strain at Yield: .8673E-3 Ten
 Centroid Strain at Ultimate: 47.57E-3 Ten
 N.A. at First Yield: -55.81 cm
 N.A. at Ultimate: -72.04 cm
 Energy per Length: 470.8 kN
 Effective Yield Curvature: 1.880E-3 1/m
 Effective Yield Moment: 6660 kN-m
 Over Strength Factor: -1.175
 EI Effective: 3.54E+9 N-m²
 Yield EI Effective: 1.81E+7 N-m²
 Bilinear Hardening Slope: .5119 %
 Curvature Ductility: 35.13



Comments:

User Comments

$$+3*(P/P_u)^2 + 4392*(P/P_u)^3$$

XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: tip1_7.91
 Loading Name: pmm90
 Analysis Type: PM Interaction

Imbsen & Associates, Inc. (Educational)

04.12.2009

Kazik
 Page __ of __

Section Details:

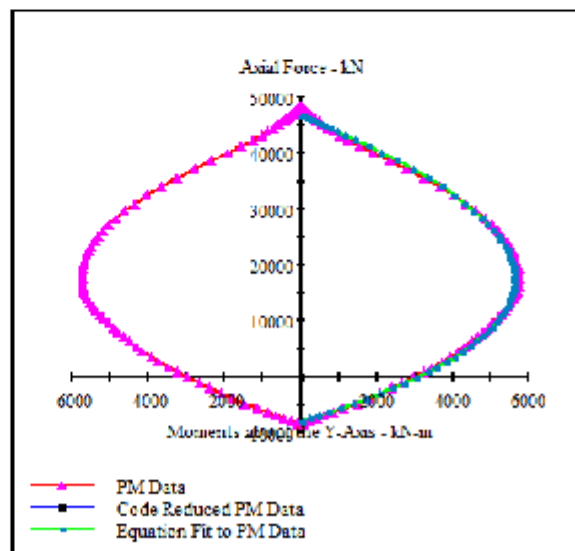
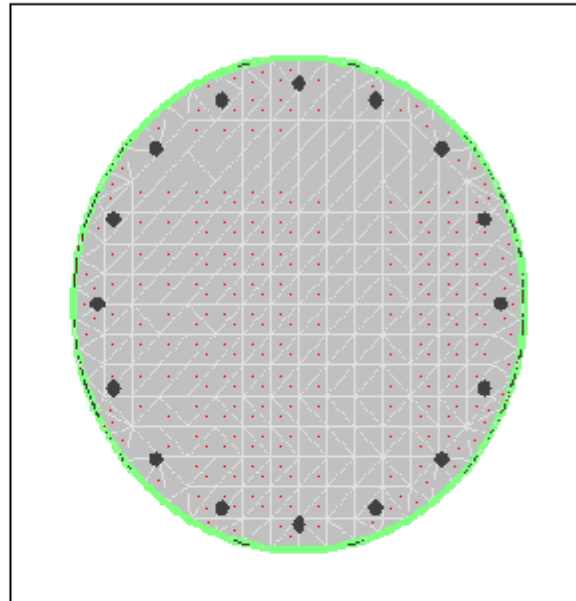
X Centroid: -7759E-14 cm
 Y Centroid: -1449E-13 cm
 Section Area: 6550 cm²

Loading Details:

Angle of Loading: 90 deg
 Number of Points: 200
 Min. S420 Strain: 8.000E-3 Comp
 Max. S420 Strain: 8.000E-3 Ten
 Min. S220 Strain: 11.00E-3 Comp
 Max. S220 Strain: 11.00E-3 Ten
 Min. Confined21 Strain: 13.13E-3 Comp
 Max. Confined21 Strain: 1.0000 Ten

Analysis Results:

Max. Compression Load: 48.48E+3 kN
 Max. Tension Load: -8520 kN
 Maximum Moment: 5740 kN-m
 P at Max. Moment: 17.08E+3 kN
 Minimum Moment: -5740 kN-m
 P at Min. Moment: 17.08E+3 kN
 Moment (Myy) at P=0: 2994 kN-m
 Max. Code Comp. Load: 0 kN
 Max. Code Ten. Load: 0 kN
 Maximum Code Moment: 0 kN-m
 P at Max. Code Moment: 0 kN
 Minimum Code Moment: 0 kN-m
 P at Min. Code Moment: 0 kN
 PM Interaction Equation: Units in kN-m



XTRACT Analysis Report - Educational

Imbsen & Associates, Inc. (Educational)

For use only in an academic or research setting.

Section Name: tip1_7.91

04.12.2009

Loading Name: momeg

Kazik

Analysis Type: Moment Curvature

Page __ of __

Section Details:

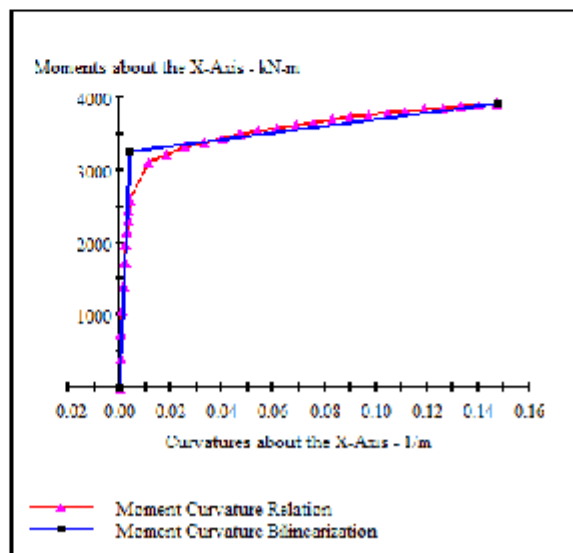
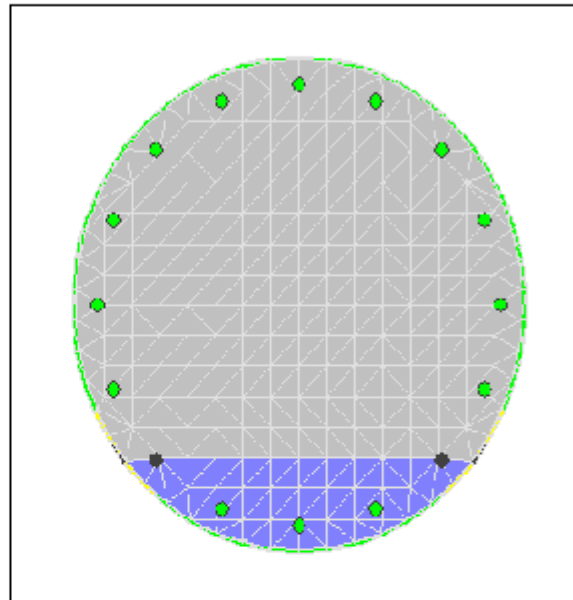
X Centroid: -7759E-14 cm
 Y Centroid: -1449E-13 cm
 Section Area: 6550 cm²

Loading Details:

Constant Load - P: 530.0 kN
 Incrementing Loads: Mxx Only
 Number of Points: 30
 Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: S420
 Failure Strain: .1000 Tension
 Curvature at Initial Load: -2026E-20 1/m
 Curvature at First Yield: 1.970E-3 1/m
 Ultimate Curvature: .1477 1/m
 Moment at First Yield: 1728 kN-m
 Ultimate Moment: 3920 kN-m
 Centroid Strain at Yield: .2075E-3 Ten
 Centroid Strain at Ultimate: 40.30E-3 Ten
 N.A. at First Yield: 10.53 cm
 N.A. at Ultimate: 27.29 cm
 Energy per Length: 522.9 kN
 Effective Yield Curvature: 3.716E-3 1/m
 Effective Yield Moment: 3260 kN-m
 Over Strength Factor: 1.202
 EI Effective: 8.77E+8 N-m²
 Yield EI Effective: 4.581E+6 N-m²
 Bilinear Hardening Slope: .5222 %
 Curvature Ductility: 39.74



Comments:

User Comments

