

57799

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ESNEK BİR RADYENİN OTURMALARININ PRESİYOMETRE DENEYİNDEN
HESAPLANAN YATAK KATSAYILARI KULLANILARAK SONLU FARKLAR
YÖNTEMİ İLE HESAPLANMASI

İnş. Yük. Müh. Ferda ÖZMEN

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde

“Doktor”

Ünvanı Verilmesi için Kabul Edilen Tezdir

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 12.01.1996

Tezin Sözlü Savunma Tarihi : 21.05.1996

57799

Tezin Danışmanı : Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Kemal ÖZÜDOĞRU

Jüri Üyesi : Doç. Dr. Mustafa AYTEKİN

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Fazlı ARSLAN

Ocak 1996

TRABZON

ÖNSÖZ

Esnek radyelerin oturmalarının; presiometre deformasyon modüllerinden elde edilen ve planda değişkenlik gösteren yatak katsayıları kullanılarak, sonlu farklar yöntemi ile hesaplanmasını esas konu alan bu tez çalışmasında; hesaplanan değerlerin ölçülen değerlerle karşılaştırılmasına olanak sağlayan, oturmaları ölçülen bir radye ile ilgili bilgileri kullanmama izin veren, Prof. Dr. B. A. Uzuner'e teşekkür ederim.

Doktora tezimin danışmanlığını üstlenerek bana yön veren, çalışmaların yürütülmesi sırasında ilgilerini esirgemeyen Sayın Prof. Dr. B. A. Uzuner'e teşekkür ederim.

Çalışmam ile ilgili bazı yayınların temininde ve tezimin yazımı sırasında yardımını gördüğüm ablam Dr. Güner Özmen'e teşekkür ederim.

Trabzon, Ocak 1996

Ferda Özmen

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ	ii
İÇİNDEKİLER	iii
ÖZET	v
SUMMARY	vi
ŞEKİL LİSTESİ	vii
TABLO LİSTESİ	ix
SEMBOL LİSTESİ	x

1. GENEL BİLGİLER	
1.1 GİRİŞ	1
1.1.1 Temeller ve Sınıflandırılmaları	1
1.1.2 Temellerin Sağlaması Gereken Koşullar	2
1.1.3 Temellerin Oturmaları	2
1.1.3.1 Zemin Cinslerine Göre Oturmalar	3
1.1.3.2 Oturma Nedenleri	5
1.1.3.3 Oturma Tipleri Ve Terimleri	5
1.1.3.4 Oturmaların Yol Açtığı Hasarlar	7
1.1.3.5 İzin Verilebilir (Müsaade Edilebilir) Oturmalar	8
1.1.3.6 Temel Yapı Etkileşiminde Hesap Yaklaşımları	10
1.2 TEMEL OTURMALARININ TAHMİNİ	11
1.2.1 Kohezyonlu (Suya Doygun) Zeminlerde Oturmaların Tahmini	11
1.2.1.1 Konsolidasyon Teorisi	11
1.2.2 Taneli (Kohezyonsuz) Zeminlerde Oturmaların Tahmini	13
1.2.2.1 Arazi Deneilerine Dayanan Yöntemlerle Oturmaların Tahmini	14
1.2.2.1.1 Plaka Yükleme Deneyi İle	14
1.2.2.1.2 Vida Plaka Yükleme Deneyi İle	16
1.2.2.1.3 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) İle	17
1.2.2.1.4 Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) İle	32
1.2.2.1.5 Presiyometre Deneyi (PMT) İle	39
1.2.2.1.6 Yassı (Düz) Dilatometre Deneyi İle	46
1.2.2.2 Laboratuvar Deneilerine Dayanan Yöntemlerle Oturmaların Tahmini	48
1.2.2.2.1 Konsolidasyon Deneyi (Ödometre Deneyi) İle	49
1.2.2.2.2 Üç Eksenli Basınç Deneyi İle	49

1.2.3	Diğer Yöntemler	50
1.2.3.1	Elastisite Teorisine Dayanan Yöntemler	50
1.2.3.2	Sonlu Elemanlar Yöntemi	52
1.3	RADYE OTURMALARININ SONLU FARKLAR YÖNTEMİ İLE TAHMİNİ	52
1.3.1	Radyeler	52
1.3.2	Yatak Katsayısı	53
1.3.3	Yatak Katsayısı Ve Sonlu Farklar Yöntemi İle Radye Temellerin Oturmalarının Tahmini	58
2.	TEORİK ÇALIŞMALAR VE BULGULAR	
2.1	ESNEK BİR SİLO RADYESİNİN HESAPLANAN VE ÖLÇÜLEN OTURMALARI	64
2.1.1	Silo İle İlgili Bilgiler	64
2.1.2	Zemin İle İlgili Bilgiler	65
2.1.3	Arazi Deneyle İlgili Bilgiler	66
2.1.4	Ölçülen Oturmalar	69
2.1.5	Arazi Deneyle Dayanan Yöntemlerle Oturmaların Hesabı	71
2.1.6	Elastisite Teorisine Göre Oturmaların Hesabı	87
2.1.7	Yatak Katsayısı ve Sonlu Farklar Yöntemine Göre Oturmaların Hesabı	89
3.	İRDELEMELER	95
4.	SONUÇLAR	103
5.	ÖNERİLER	103
6.	KAYNAKLAR	104
7.	EKLER	114
	EK-1 Düşey Gerilme Artışlarının Hesabına Ait Program Listesi	114
	EK-2 Menard Yöntemine Göre Oturmaların Hesabına Ait Program Listesi	120
	EK-3 Elastisite Teorisine Göre Oturmaların Hesabına Ait Program Listesi	126
	EK-4 Sonlu Farklar Yöntemine Göre Oturmaların Hesabına Ait Program Listesi	133
8.	ÖZGEÇMİŞ	143

ÖZET

Yapılara etkiyen çeşitli yükler; temel veya temeller ile zemine aktarılır. Temeller, sığ (yüzeysel) temeller (tekil temel, şerit temel, radye veya radye temel, vb.) ve derin temeller (kazıklı temel, ayak temel, keson temel, vb.) olarak iki ana gruba ayrılabilirler. Temellerin oturmaları temellerin projelendirilmesinde önemli olup; tahmin edilen oturmaların, izin verilebilir oturma değerlerini aşmadığı gösterilmelidir. Yapılarda hasar meydana getiren, hatta yıkılmalara neden olan başlıca etmenlerden biri de, temel oturmaları, özellikle de farklı oturmalarıdır. Temellerin oturmaları, zemin türüne ve meydana gelme sürelerine göre iki gruba ayrılırlar. Suyu doymun kohezyonlu zeminlerde, toplam oturmanın en önemli bileşeni, konsolidasyon oturması olup, Terzaghi Konsolidasyon Teorisi ile hesaplanır. Taneli zeminlerde (kohezyonsuz zeminler) ise, oturmalar, arazi deneylerinin (standart penetrasyon deneyi, koni penetrasyon deneyi, presiyometre deneyi, vb.) sonuçlarına dayanan oturma tahmin yöntemleri ile veya arazi deney sonuçlarından elde edilen zemin deformasyon parametreleri (deformasyon modülü, yatak katsayısı) kullanılarak, sonlu farklar yöntemi, sonlu elemanlar yöntemi, Elastisite Teorisi, vb. ile hesaplanabilir.

Bu çalışmada, esnek bir silo radyesinin oturmaları; presiyometre deformasyon modüllerinden elde edilen ve planda değişkenlik gösteren yatak katsayıları kullanılarak, sonlu farklar yöntemi ile hesaplandı. Ayrıca, karşılaştırma amacıyla, silonun oturmaları, arazi deneylerine dayanan çeşitli oturma tahmin yöntemleri, Menard yöntemi ve Elastisite Teorisi ile hesaplandı. Hesaplanan oturmalar ölçülen oturmalarla karşılaştırıldı. Sonlu farklar yöntemi ile hesaplanan oturmalar; Menard yöntemine göre, hem miktar olarak, hem de dağılım biçimi olarak, ölçülen oturmalarla daha iyi bir uyum içindedir. Böylece; presiyometre deneyinin ortaya çıkması ile, bu deney sonuçlarından oturmaların hesaplanması için konulan biricik (tek) yöntem (Menard Yöntemi) karşı, daha gerçekçi bir yöntem getirilmektedir.

Anahtar kelimeler : temellerin oturmaları, oturmaların tahmini, arazi deneyleri, presiyometre deneyi, yatak katsayısı, sonlu farklar yöntemi

SUMMARY

Calculation of the Settlements of a Flexible Raft Using the Finite Difference Method and the Moduli of Subgrade Reaction which are Determined from Pressuremeter Deformation Moduli

All structural loads are transmitted to soil by foundation or foundation systems. Foundations can be divided into two main groups which are shallow foundations (spread foundation, strip foundation, raft or mat foundation, etc.) and deep foundations (piled foundation, well foundation, caisson, etc.). Settlements of foundations are important in foundation design and it should be shown that the estimated settlements do not exceed the allowable settlements. One of the reasons of the structural damages or even the structural failures is foundation settlements, especially the differential settlements. Settlements of foundations can be divided into two groups according to the soil type and occurrence time. The most important component of total settlements in saturated soils is consolidation settlements which can be calculated using Terzaghi Consolidation Theory. Settlements in granular soils (cohesionless soils) can be computed using settlement estimation methods depending on field tests (standard penetration test, cone penetration test, pressuremeter test, etc.) or by finite difference method, finite element method, Elasticity Theory, etc. using soil deformation parameters (deformation modulus, modulus of subgrade reaction) which are obtained from field test results.

In this study, settlements of a flexible silo raft are computed by finite difference method using the moduli of subgrade reaction which are determined by using pressuremeter deformation moduli and are not constant in plan. Besides, the settlements of silo were computed by using different settlement estimation methods depending on field tests, The Menard Method and The Theory of Elasticity for comparison. Computed Settlements are compared with measured settlements. The settlements obtained from finite difference method suggested herein show a better agreement with the measured settlements than Menard Method, both in values and distribution. Therefore, a more realistic method is suggested for calculation of the settlements using the results obtained from pressuremeter test compare to Menard Method which was the unique method.

Keywords: settlement of foundation, estimation of settlements, field tests, pressuremeter test, modulus of subgrade reaction, finite difference method

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1. Temellerin Sınıflandırılması	1
Şekil 2. Oturma	2
Şekil 3. Kohezyonsuz Zeminlerde Oturma-Zaman İlişkisi	3
Şekil 4. Kohezyonlu Zeminlerde Oturma-Zaman İlişkisi	4
Şekil 5. Yapılarda Üç Tip Oturmanın Şematik Gösterimi	6
Şekil 6. Oturma Terimleri	6
Şekil 7. Plaka Yükleme Deneyi Şeması	14
Şekil 8. Plaka Yükleme Deneyinde Oturma-Yük-Zaman İlişkisi	15
Şekil 9. Vida Plaka Yükleme Deneyi Yapılış Şekilleri Şeması	17
Şekil 10. Standart Penetrasyon Deneyinde Kullanılan Standart Kaşık	18
Şekil 11. Efektif Derinlik Basıncı İçin Düzeltme Faktörü	20
Şekil 12. Terzaghi ve Peck Korelasyonu	22
Şekil 13. Peck, Hanson ve Thornburn Korelasyonu	25
Şekil 14. Parry Yöntemi	27
Şekil 15. Oturma/Basınç ve Temel Genişliği Arasındaki İlişkisi	29
Şekil 16. Temel Etki Derinliği ve Temel Genişliği Arasındaki İlişki	30
Şekil 17. Delft Penetrometresi	33
Şekil 18. Begemann Penetrometresi	33
Şekil 19. I_z -Derinlik İlişkisi	37
Şekil 20. Presiyometre Deneyinin Genel Şeması	40
Şekil 21. Presiyometre Deneyinde Hacim-Basınç İlişkisi	41
Şekil 22. Küresel (Spherical) ve Deviatorik Bölgeler	43
Şekil 23. Biçim Faktörleri	44
Şekil 24. Yüzey Etkisi İçin Oturma Artış Faktörü	45
Şekil 25. Yassı (Düz) Dilatometre	46
Şekil 26. Radye Temel Tipleri	53
Şekil 27. Yatak Katsayısı	53
Şekil 28. İdealleştirilmiş Temel-Zemin Sistemi	57

Şekil 29.	Elastik Zemine Oturan Bir Plak'ın Oturması	59
Şekil 30.	Sonlu Farklar Yöntemi İçin Oluşturulan Dikdörtgen Alanlar	59
Şekil 31.	Radye Kenarında ve Köşesindeki Noktalar İçin Oluşturulan Hayali Noktalar	61
Şekil 32.	Her Bir Düğüm Noktasındaki Yer Değiştirme Katsayılarının Şematik Gösterimi	62
Şekil 33.	Silo ve Kulenin Üstten ve Yandan Görüntüleri	65
Şekil 34.	Arazi Deney Yerleri ve Noktalarının Numaralandırılması	67
Şekil 35.	Silo Altında Ölçüm Yapılan Yerler	70
Şekil 36.	Rijit, Esnek ve Ortalama Esnek Oturma Kavramları	72
Şekil 37.	Düşey Gerilme Artışlarının Hesabına Ait Akış Şeması	73
Şekil 38.	Menard Yöntemine Göre Oturmaların Hesabına Ait Akış Şeması	75
Şekil 39.	Schmertmann Yöntemine Göre Oturma Hesabı	83
Şekil 40.	Elastisite Teorisine Göre Oturmaların Hesabına Ait Akış Şeması	88
Şekil 41.	Presiyometre Deformasyon Modülünün Değişim Sınırları	91
Şekil 42.	Sonlu Farklar Yöntemi İle Oturmaların Hesabına Ait Akış Şeması	94
Şekil 43.	Hesaplanan Esnek Oturmaların, Ölçülen Oturmalarla Karşılaştırıldığı Eksenler	97
Şekil 44a.	1-7 (A-A Eksen) Noktalarında Hesaplanan ve Ölçülen Oturmalar	98
Şekil 44b.	13-19 (B-B Eksen) Noktalarında Hesaplanan ve Ölçülen Oturmalar	99
Şekil 44c.	23-29 (C-C Eksen) Noktalarında Hesaplanan ve Ölçülen Oturmalar	100

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1. İzin Verilebilir Oturmalar	9
Tablo 2. Çeşitli Zeminler İçin Reolojik Katsayılar	43
Tablo 3. Zemin Cinsine Göre Tipik Yatak Katsayısı Değerleri	57
Tablo 4. Yer Değiştirme Katsayıları	63
Tablo 5. Presiyometre Deneyinden Elde Edilen Presiyometre Deformasyon Modülleri	68
Tablo 6. Standart Penetrasyon Deney Sonuçları	68
Tablo 7. Ölçülen Oturma Değerleri	69
Tablo 8. Silo ve Kule Altında, 1-19 Noktalarında (Şekil 34), Uygulanan Temel Yüklerinden Dolayı Meydana Gelen Gerilme Artışları	74
Tablo 9. Silo Altında, 1-29 Noktalarının (Şekil 34) Menard Yöntemine Göre Hesaplanan Oturmaları	76
Tablo 10. Buisman De-Beer Yöntemine Göre Oturma Hesabı	81
Tablo 11. Değiştirilmiş Buisman De Beer Yöntemine Göre Oturma Hesabı	82
Tablo 12. Schmertman Yöntemine Göre Oturma Hesabı	84
Tablo 13. Elastisite Teorisine Göre Hesaplanan Oturmalar	89
Tablo 14. Esnek Silo Radyesi Altında Hesaplanan Ortalama Presiyometre Deformasyon Modülleri ve Yatak Katsayısı Değerleri	92
Tablo 15. Sonlu Farklar Yöntemine Göre Hesaplanan Oturmalar	93
Tablo 16. Sonlu Farklar Yöntemine, Menard Yöntemine ve Elastisite Teorisine Göre Hesaplanan Oturmalar İle Ölçülen Oturmaların Karşılaştırılması	96
Tablo 17. Arazi Deneilerine Dayanan Çeşitli Oturma Tahmin Yöntemlerine Göre Esnek Silo Radyesinin Ortalama Esnek Oturmalarının Karşılaştırılması	102

SEMBOL LİSTESİ

α	Reolojik katsayı
a_f	Zeminin sıkışabilirliği
A_s, B_s	Zemin özelliklerine ,temel boyutlarına ve temel derinliğine bağlı katsayılar
β	Açısal distorsiyon
B_f, B_t, B	Temel genişliği
B_p	Plaka genişliği
B_0	Temel referans genişliği
c	Kohezyon
C	Zeminin sıkışabilirliği
C_c	Sıkışma indisi
C_N	Efektif derinlik için düzeltme faktörü
C_w	Yeraltı suyu için düzeltme faktörü
C_D	Kazı faktörü
C_T	Sıkışabilir tabaka kalınlığı faktörü
δ	Farklı oturma
ΔH_∞	Nihai konsolidasyon oturması
ΔH	Oturma
ΔH_t	Temelin oturması
ΔH_p	Plakanın oturması
Δz	Tabaka kalınlığı
Δr	Sondaj çukurunda yanıl (radyal) genişleme
Δp	Basınç artışı
$\Delta \sigma'$	Efektif gerilme artışı
D	Plak rijitliği
D_f	Temel derinliği
D_p	Plaka derinliği
D_w	Yeraltı su düzeyi derinliği
ε_z	Düşey deformasyon

ε_r	Radyal deformasyon
E_{in}	Çakma enerjisi
E_d	Deviatorik bölgedeki presiyometre deformasyon modülü
E_s	Küresel (Spherical) bölgedeki presiyometre deformasyon modülü
E	Zeminin elastisite modülü
E_f	Temelin elastisite modülü
E_D	Dilatometre modülü
E_p	Presiyometre deformasyon modülü
e_0	Tabakanın yüklemmeden önceki durumuna ait boşluk oranı
F, G_s	Güvenlik sayısı
f_s	Biçim faktörü
f_1	Derinlik faktörü
f_t	Zaman faktörü
γ_n	Zeminin birim hacim ağırlığı
H	Tabaka kalınlığı
h	Serbest düşme yüksekliği
I_c	Sıkışabilirlik indisi
I_z	Deformasyon etki faktörü
I, I_f, I_s	Etki faktörleri
k	Yeraltı su durumu için düzeltme faktörü
k_s	Yatak katsayısı
k_p	Plaka altındaki zeminin yatak katsayısı
k_t	Temel altındaki zeminin yatak katsayısı
λ_d, λ_s	Biçim faktörleri
M	Dilatometre deformasyon modülü
μ	Kilin konsolidasyon geçmişine bağlı olarak verilen bir katsayı
m_v	Hacimsal sıkışma katsayısı
N'_{70}	Standart enerji oranına ($E_{rb}=70$) göre düzeltilmiş standart penetrasyon sayısı
N	Ölçülen penetrasyon sayısı
N_c, N_q, N_γ	Taşıma gücü katsayıları
P	Kolon yükü
$q_{sınır}$	Sınır taşıma gücü

q, q_t	Temel taban basıncı
q_0	Temel taban düzeyindeki efektif derinlik basıncı
q_a	İzin verilebilir taşıma basıncı
q_{net}	Net temel taban basıncı
q_c	Koni uç (penetrasyon) direnci
r_0	Sondaj çukurunun ilk yarıçapı
R_3	İnşaat tamamlandıktan sonraki ilk 3 yıl boyunca meydana gelen oturma, inşaat tamamlandıktan hemen sonra meydana gelen oturmaya oranı
R_t	Üç yıldan fazla logaritmik zaman periyodu boyunca meydana gelen oturma, ilk oturmaya oranı
σ'_v	Efektif derinlik basıncı
σ'_c, σ'_p	Ön konsolidasyon basıncı
t	Plak kalınlığı
ν	Poisson oranı
W	Tokmağın ağırlığı
w	Düşey yer değiştirme (oturma)
u_0	Boşluk suyu basıncı
Z_1	Temel etki derinliği

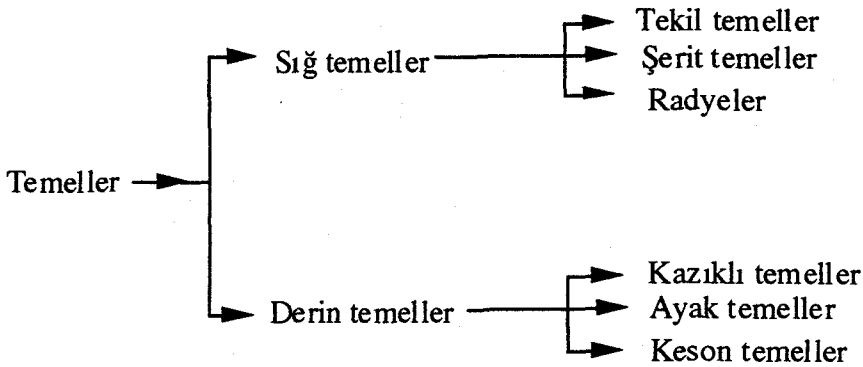
1. GENEL BİLGİLER

1.1 GİRİŞ

1.1.1 Temeller ve Sınıflandırılmaları

Genel anlamda yapı, zeminle doğrudan ilişkisi olan ve insanlar tarafından yapılan, sabit herhangi bir şey (bina, silo, köprü, dayanma duvarı, vb.) olarak tanımlanabilir [1]. Yapıya etkileyen çeşitli yükler, temel veya temeller ile zemine aktarılır.

Temeller, temel derinliğine bağlı olarak, sığ (yüzeysel) temeller ve derin temeller olmak üzere iki ana gruba ayrılırlar (Şekil 1). Sığ temeller, yapı yüklerini yapının hemen altında, zemin yüzeyine yakın tabakalara aktaran temellerdir [2]. Sığ temellerde, temel derinliğinin temel genişliğine oranı 1'e eşit veya 1'den küçüktür ($D_f/B \leq 1$) [3, 4]. Sığ temeller, tekil temel, şerit temel, radye veya radye temel, vb. olmak üzere türlere ayrılırlar. Tekil temeller, her biri bir kolon yükü taşıyan temeller olup; planda, kare, dikdörtgen, daire, vb. şekilli olabilirler. Şerit temeller, taşıyıcı duvar altlarında (duvar altı şerit temeller) veya birden çok kolon altında (kolon altı şerit temeller) olabilirler. Radye temeller, yapının plandaki tüm alanını kaplayan temeller olup, düz, kirişli veya hücreli olabilirler. Yüzeyle yakın zeminler, yapı yüklerini güvenlikle taşıyamıyorsa, yapı yükleri derin temellerle, derindeki sağlam zemine aktarılır. Derin temellerde, temel derinliğinin temel genişliğine oranı 5'ten büyüktür ($D_f/B > 5$) [4]. Kazıklı temel, ayak temel, keson temel, vb. derin temellere örnek olarak verilebilir.



Şekil 1. Temellerin Sınıflandırılması

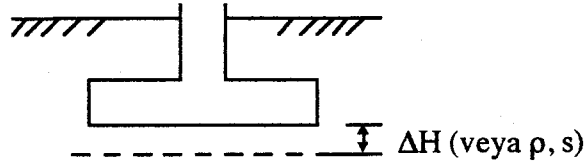
1.1.2 Temellerin Sağlaması Gereken Koşullar

Bir temel veya temel sisteminin, aşağıdaki üç koşulu sağlaması gerekir [2, 4]:

- a) **Taşıma gücü koşulu:** Yüklenmiş temel, zeminde kırılma (göçme) meydana getirmemeli ve de böyle olaylara karşı belli bir güvenlik olmalıdır.
- b) **Oturma koşulu:** Temeller vasıtasıyla yüklenen zemin ortamda meydana gelebilecek oturmalar, yapıya zarar verebilecek büyüklükte olmamalıdır. Etkiyen yükler altında temelin veya temellerin mutlak veya farklı oturmaları, izin verilebilir oturma değerlerinden küçük olmalıdır.
- c) **Ekonomik olma koşulu:** Her mühendislik işinde olduğu gibi, temel veya temeller, ekonomik olmalıdır.

1.1.3 Temellerin Oturmaları

Temeller vasıtasıyla yüklenen zemin ortamda, az veya çok bir oturma (çökme, tasman, sıkışma) olur. Oturma, yapı temellerinde düşey hareket olarak tanımlanabilir (Şekil 2).



Şekil 2. Oturma

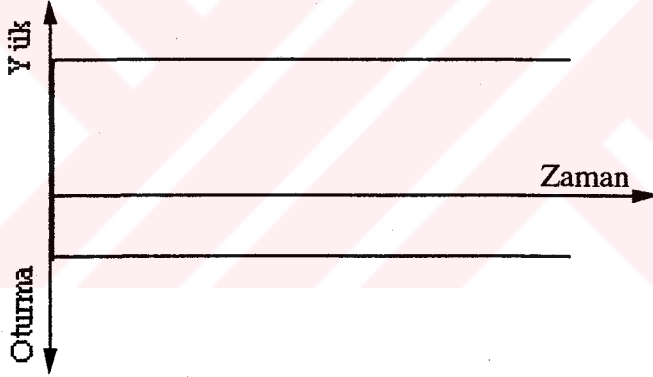
Bilindiği gibi zemin, çeşitli büyüklükte (birkaç desimetreden birkaç mikrona kadar) ve biçimde (yuvarlak, köşeli, yassı, iğne biçimli, vb.) taneler ve taneler arası boşluklardan oluşan doğal bir malzemedir. Taneler arası boşluklar tamamen hava, tamamen su veya kısmen su ve kısmen hava ile dolu olabilir. Genel anlamda oturma; uygulanan yüklerden

veya etkilerden dolayı taneler arası boşlukların azalması ile oluşan kısa veya uzun süreli bir hacim azalması, sıkışma olayıdır.

1.1.3.1 Zemin Cinslerine Göre Oturmalar

Oturmalar, zemin türüne ve meydana gelme sürelerine göre iki gruba ayrılırlar:

a) **Kohezyonsuz zeminlerde oturma:** Kohezyonsuz zeminlerde (kum, çakıl, vb. gibi taneli zeminler), oturma kısa sürelidir. Yani, yük uygulanır uygulanmaz, oturma kısa sürede meydana gelir (Şekil 3). Böyle zeminlerde tanelerin yeniden yerleşmesi veya suya doymun zeminlerde, yüksek geçirimlilikten dolayı boşluklardaki suyun dışarı çıkarak boşluk hacminin azalması kısa sürede olur.

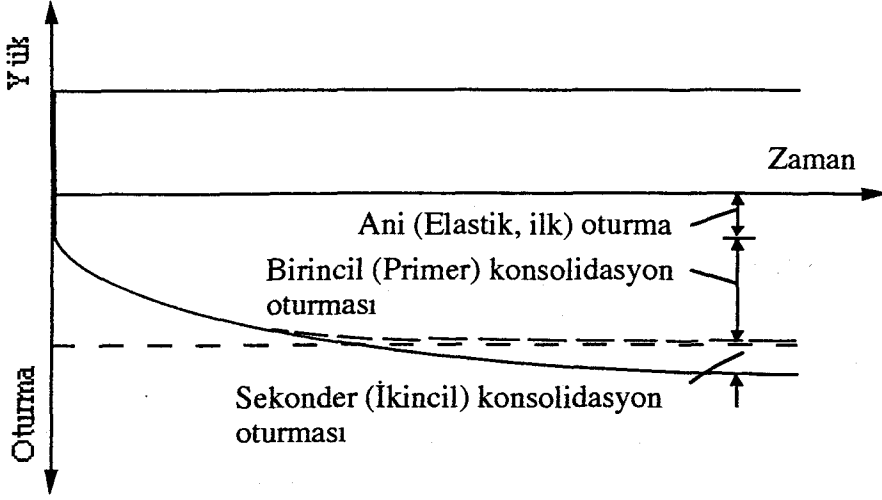


Şekil 3. Kohezyonsuz Zeminlerde Oturma-Zaman İlişkisi

Kohezyonsuz zeminlerde oturmanın hesaplanması, daha ziyade arazi deneylerine (standart penetrasyon deneyi, koni penetrasyon deneyi, presiyometre deneyi, plaka yükleme deneyi, vb.) dayanır.

b) **Kohezyonlu zeminlerde oturma:** Kohezyonlu zeminlerde (kil, silt, vb. gibi ince taneli zeminler) oturma olayı, düşük geçirimlilikten dolayı, uzun zamanda meydana gelir.

Kohezyonlu zeminlerde toplam oturma, üç bileşenden oluşur (Şekil 4):



Şekil 4. Kohezyonlu Zeminlerde Oturma-Zaman İlişkisi

a) **Ani (ilk, elastik) oturma:** Yük uygulanır uygulanmaz, zeminin düşük geçirimsizliğinden dolayı, hacim değişikliği olmaksızın (Poisson oranı, $\nu = 0.5$) meydana gelen oturmadır.

b) **Birincil (primer) konsolidasyon veya konsolidasyon oturması:** Suyu doymuş kil tabakasına aktarılan ek düşey gerilmelerden dolayı, zeminin boşluk suyu basıncı artar. Boşluk suyunun bir kısmı, zeminin düşük geçirimsizliğinden dolayı uzun sürede tabaka dışına çıkar. İşte, sabit bir gerilme altında, uzun sürede meydana gelen bu oturmaya, konsolidasyon oturması denilir.

c) **İkincil (sekonder) konsolidasyon oturması:** Birincil konsolidasyon oturmasının, normal olarak zeminde yaratılan ek boşluk suyu basıncının tamamen sona ermesi (sıfır olması) ile durması gerekir. Ancak, yapılan araştırmalar, ek boşluk suyu basıncının sıfır olmasından sonra da, bazı killerde, sabit efektif gerilmeler altında, oturma çok düşük bir hızla devam ettiğini göstermiştir. Bir tür akma (krip) olayı olan bu tür oturmaya, sekonder konsolidasyon oturması denilir.

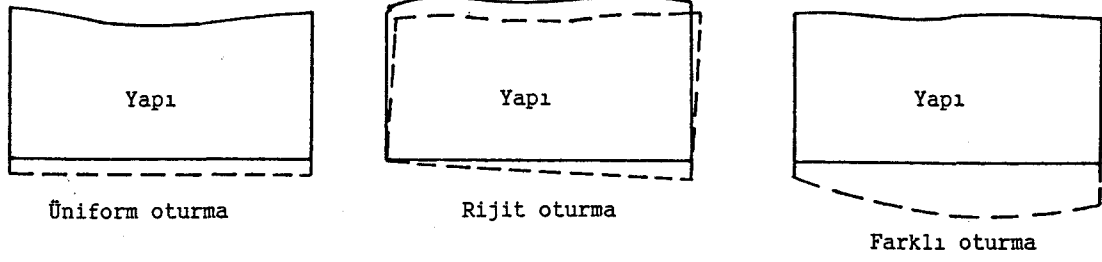
1.1.3.2 Oturma Nedenleri

Oturma olayına çeşitli nedenler yol açar. Oturma nedenleri, genel olarak aşağıdaki gibi belirtilebilir [5, 6]:

- Zeminin yüklenmesi
- Yeraltı su düzeyinin alçalması
- Taneli zeminlerde meydana gelen titreşimler (depremler, kazık çakma işlemleri, vb.)
- Bitişik kazılar nedeniyle mevcut temel veya temellerin altındaki zemin durumunun bozulması
- Yeraltındaki boşluk, mağara, tünel, galeri, vb. çökmesi
- Yeraltı su akımlarının yol açtığı erozyon
- Yer kaymaları
- Zeminden geniş çapta su ve petrol gibi sıvıların çekilmesi
- Temel elemanlarının tahrip olması (sülfatlı suların betonu etkilemesi, çelik kazıkların paslanması, ahşap kazıkların çürümesi veya kemirilmesi gibi)
- Don olayı
- Mevsimlik ıslanma ve kuruma olayları
- Zeminin ısınması
- Killi zeminlerde çabuk büyüyen ağaçlar
- Zeminde meydana gelen kimyasal olaylar
- vb.

1.1.3.3 Oturma Tipleri ve Terimleri

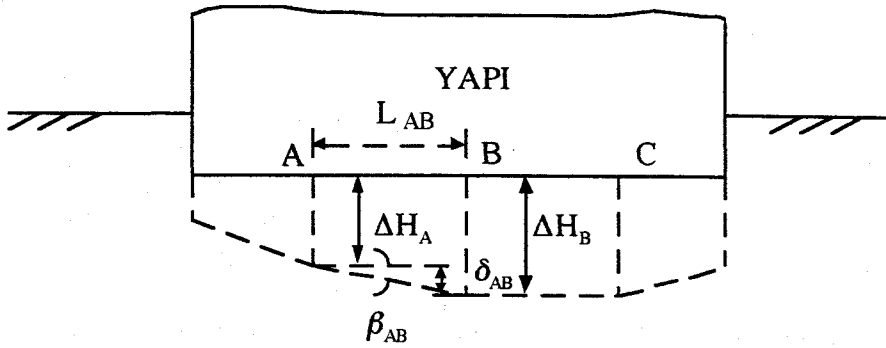
Genel olarak bir yapının oturması, Şekil 5'te görüldüğü gibi üniform oturma, rijit dönme ve farklı oturma olmak üzere, üç temel biçimde veya bunların karması biçiminde olabilir [2].



Şekil 5. Yapılarda Üç Tip Oturmanın Şematik Gösterimi

Üniform oturmada, planda yapının her noktası eşit miktarda oturur. Rijit oturmada, yapı, rijit bir dönme yapar. Farklı oturmada (üniform olmayan oturma), oturma miktarları, yapı tabanında noktadan noktaya farklılık gösterir.

Burland ve Wroth [7], Burland, Broms ve De Mello [8], oturma konusunda literatürde çok değişik sembol ve terimlerin (aynı anlama gelen farklı terimler, farklı anlamlarda kullanılan aynı terimler gibi) kullanıldığını belirterek, üst yapı ve temel sistemini bilinçli olarak belirtmeden, çeşitli terim ve semboller önermişlerdir (Şekil 6). Oturma ile ilgili terimlerin en önemlileri şunlardır:



Şekil 6. Oturma Terimleri

a) Mutlak (toplam) oturma (ΔH): Temel sisteminde herhangi bir noktanın düşey yer değiştirmesi miktarına, mutlak oturma denilir. Şekil 6'da A noktasının mutlak oturması, ΔH_A , B noktasının mutlak oturması, ΔH_B gibi.

b) Farklı oturma (δ): Birbirine komşu iki noktanın mutlak oturmaları arasındaki farka, oturma farkı veya farklı oturma denilir. Şekil 6'da A ve B noktaları arasındaki farklı oturma aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\delta_{AB} = \Delta H_B - \Delta H_A \quad (1)$$

c) Açısal distorsiyon (β): İki nokta arasındaki farklı oturmanın, aradaki uzaklığa oranına, açısal distorsiyon (çarpılma) denilir. Şekil 6'da A ve B noktaları arasındaki açısal distorsiyon aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\beta_{AB} = \frac{\delta_{AB}}{L_{AB}} = \frac{\Delta H_B - \Delta H_A}{L_{AB}} \quad (2)$$

1.1.3.4 Oturmaların Yol Açtığı Hasarlar

Yapı temellerinin oturmaları, temellerin taşıma gücüne varılmadan öyle değerlere ulaşabilir ki, izin verilebilir oturmalar aşılabılır. İzin verilebilir oturmalar aşıldığı zaman, yapıda meydana gelen hasarlar, birçok araştırmacı tarafından sınıflandırılmıştır [9, 10]. Bunlar özetle;

- Mimari hasar: İç bölme duvarlarının çatlaması, iç dekorasyonun zarar görmesi, vb. hasarlardır. Bunlar, estetik, psikolojik, vb. nedenlerle istenmezler.
- Fonksiyonel (işlevsel) hasar: Binalarda kapı ve pencerelerin açılıp kapanmasında güçlükler, makina ve cihazların işletilmesinde zorluklar, krenlerin raylarında doğrultu sorunları gibi olayları oluşturan hasarlardır.
- Yapısal hasar: Taşıyıcı duvar, kolon, kiriş, perde, döşeme gibi elemanlarda, çatlaklar oluşturan hasarlardır. Miktarlarına göre, yapının kısmen veya tamamen hasar görmesine neden olabilirler.

Hasarlar, çoğunlukla çatlak varlığı veya aralığı ile ölçülür. Çatlak varlığı veya aralığı, esnek anlamlara sahiptir. Bir yapı için önemli olan çatlak, başka bir yapı için önemli olmayabilir.

Yapıda hasar meydana getiren, genellikle üniform oturmalarından ziyade, farklı oturmalaradır. Birçok yapı, büyük üniform oturmalarla dayanabilir. Ancak, üniform oturmalar, yapıya doğrudan zarar vermezse de, aşağıdaki sorunları doğurur [10]:

- Yapıya giren ve çıkan yeraltı borularının hasar görmesi
- Yapı çevresindeki drenaj sisteminin tahrip olması
- Oturmaların tamamlandığı eski yapı ile yeni yapı arasında seviye, sorunlarının ortaya çıkması
- Yapıya aşağıya doğru bir eğimli rampa ile girilmesi
- vb.

Yapıya asıl zarar veren farklı oturmalar olup, aşağıdaki nedenlerden meydana gelebilir:

- Üniform kalınlıktaki bir tabakada, planda ve düşey doğrultuda sıkışma özelliklerinin değişmesi
- Aynı zemin tabakasında, tabaka kalınlığının değişmesi
- Oturmaların meydana geldiği zemin tabakası içinde, yerel sert veya yumuşak bölgelerin (zonların) varlığı
- Gerilmelerin birbiri üzerine binmesi
- Temel büyüklüklerinin, derinliklerinin ve taban basınçlarının farklı olması, vb.

1.1.3.5 İzin Verilebilir (Müsaade Edilebilir) Oturmalar

Yapı temellerinin oturmaları (mutlak oturma, farklı oturma veya açısız distorsiyon değerleri) belli miktarları aşarsa, yapıda çeşitli hasarlar, zararlar meydana gelir. İşte, yapı tipi (yığma, çerçeve), temel türü, yapının malzemesi (ahşap, çelik, beton, vb.), yapının kullanım amacı (görevi), zemin cinsi, vb. birçok etmene bağlı olarak belirlenen ve aşıldıklarında yapıda hasar meydana getiren oturma değerlerine, izin verilebilir oturmalar denilir.

Bir yapı, ne kadar doğru projelendirilirse projelendirilsin, yapının inşaatı öngörülenlere ne kadar uygun gerçekleşirse gerçekleşsin; temel oturmaları dikkate alınmazsa, diğer bir deyişle

temel oturmaları belli değerleri (izin verilebilir oturma değerlerini) aşarsa, yapılarda, çatlaklar, ağır hasarlar, hatta yıkılmalar meydana gelmektedir. Mevcut yapılardaki hasarlar veya göçme nedenlerinin başında, oturmalar, özellikle farklı oturmalar gelmektedir [11, 12]. Bu bakımdan, temel zemininin iyi incelenmesi (etüdü) ve yapının muhtemel oturmalarının dikkate alınması gerekir.

Çeşitli araştırmacılar, hasarlı ve hasarsız mevcut yapılar üzerinde yaptıkları hasar, çatlak ve oturma gözlemlerinden, izin verilebilir oturma değerleri önermişlerdir. Bu konuda ilk ve önemli çalışma; Skempton ve MacDonald [9] tarafından yapılmıştır. Skempton ve MacDonald, betonarme yapılarda, izin verilebilir oturmalar için $\beta = 1/300$ 'ün aşılmamasını, bu değerin, izin verilebilir oturma değerleri için esas alınmasını önermişlerdir. Ayrıca, izin verilebilir farklı oturmaları, kile oturan temellerde 40 mm, kuma oturan temellerde 25 mm olarak önermişlerdir. Gene, izin verilebilir mutlak oturmaları, kilde, tekil temeller için 65 mm, radye temeller için 65-100 mm, kumda, tekil temeller için 40 mm, radye temeller için 40-65 mm olarak önermişlerdir. Terzaghi ve Peck [4], kuma oturan temellerde, farklı oturmaların, maksimum oturmaların % 75'ini aşması olasılığının çok zayıf olduğunu, birçok yapının 20 mm lik farklı oturmaya hasar görmeden dayanabileceğini belirterek, izin verilebilir maksimum mutlak oturmanın, tekil temeller için 25 mm, radye temeller için 50 mm olmasını önerdiler. Betonarme yapılar için, izin verilebilir ortalama oturma değerleri Tablo 1'de verilmektedir [9].

Tablo 1. İzin Verilebilir Oturmalar

Ölçüt	Zemi cinsi	Tekil, şerit	Radye
Açısal distorsiyon		1/300	1/300
Farklı oturma	Kil Kum	4 cm 2.5 cm	4 cm 2.5 cm
Mutlak oturma	Kil Kum	6.5 cm 4 cm	6.5-10 cm 4-6.5 cm

1.1.3.6 Temel-Yapı Etkileşiminde Hesap Yaklaşımları

Oturma, gerçekte, bir yapı-zemin ilişkisinin (karşılıklı etkileşiminin) sonucudur. Hiperstatik yapıların projelendirilmesinde, iki temel yöntem kullanılmaktadır [13].

a) Geleneksel yöntem: Bu yöntemde, yapı, geleneksel olarak yapıldığı gibi, temellerin oturmalarını dikkate almayarak (temel veya temellerin rijit bir ortam üzerinde oturduğu ve oturma yapmadığı düşünülerek) hesaplanır. Sonra, temellere gelen kesit tesirleri ile, zeminin emin taşıma gücü göz önüne alınarak temeller projelendirilir. Temellere gelen düşey yüklerle temel zemininin sıkışmasından, temellerin oturmaları hesaplanır. Bu hesaplamada, yapının oturmalarına hiç direnç göstermediği (oturmalarına karşı tam esnek yapı kabulü) düşünülür. Hesaplanan oturmalar, izin verilebilir oturmalar ile karşılaştırılır. Hesaplanan oturmalar, izin verilebilir oturmalarından büyükse; temel boyutları veya temel türü değiştirilerek temel oturmaları yeniden hesaplanır.

b) Toptan analiz yöntemi: Gerçekte, yapının kendisi, temellerin oturmalarına direnç gösterir. Yapı, düşey oturmalara karşı esnek (fleksibl) olmayıp, bir rijitliğe sahiptir. Bu yöntemde, yapı-zemin oturmalarının karşılıklı etkileşimi dikkate alınır. Önce, yapı, (a) da yapıldığı gibi rijit bir tabana oturuyor kabul edilerek hesaplanır. Sonra, (a) daki gibi, temel oturmaları hesaplanır. Bu oturmalar (farklı oturmalar) dolayısıyla, yapıdaki kesit tesirlerinin yeni dağılışı bulunur. Yeni dağılışı sonucu oturmalar, bir önceki oturmalarla karşılaştırılır. Bu işlem, temel oturmalarında, yeter yaklaşıklığın sağlanmasına kadar tekrarlanır.

Toptan analiz yönteminin bir başka değişik uygulama biçimi, yapı ve temel zeminini bir bütün olarak düşünüp, sonlu elemanlarla, vb hesaplamaya dayanmaktadır [14].

Geleneksel yöntem, basit, pratik ve yaklaşık olup, toptan analiz yöntemi daha karmaşıktır.

1.2. TEMEL OTURMALARININ TAHMİNİ

1.2.1 Kohezyonlu (Suya Doygun) Zeminlerde Oturmaların Tahmini

Suya doymuş kohezyonlu zeminlerde toplam oturma, ani (elastik, ilk) oturma, birincil (primer) konsolidasyon oturması veya konsolidasyon oturması ve ikincil (sekonder) konsolidasyon oturması olmak üzere üç bileşenden oluşur (Şekil 4). Böyle zeminlerde, genellikle, en önemli oturma bileşeni olan konsolidasyon oturması dikkate alınır. Konsolidasyon oturması, Terzaghi Konsolidasyon Teorisi ile hesaplanır.

1.2.1.1 Konsolidasyon Teorisi

Suya doymuş kohezyonlu zeminlerde, yüklemeye dolayısıyla zemin ortamında oluşan düşey gerilme nedeni ile boşluksuyu basıncı artar. Boşluksuyunun, düşük geçirimsizlikten dolayı, yavaş yavaş dışarı çıkması sonucu, zemin hacminde bir azalma oluşur. Bu azalma, boşluksuyu basıncı tamamen yok oluncaya kadar devam eder. Bunun sonucunda zeminde meydana gelen düşey yer değiştirmeye, konsolidasyon oturması denilir. Eğer, yapı suya doymuş kil tabakası üzerine inşa edilmişse veya yeraltı su seviyesinde azalma meydana gelmişse, vb. konsolidasyon oturması oluşur.

Konsolidasyon oturması, Terzaghi Bir Boyutlu Konsolidasyon Teorisi ile hesaplanır. Terzaghi [15], bir boyutlu konsolidasyon teorisinde, aşağıdaki basitleştirici kabulleri yapmıştır:

- Zemin homojen ve suya doymuştur.
- Zemin taneleri ve boşluklardaki su sıkışmazdır.
- Darcy yasası geçerlidir.
- Konsolidasyon süresince, geçirimsizlik katsayısı (k) sabittir.
- Sıkışma sadece bir doğrultuda olur (Bir boyutlu konsolidasyon).
- Tabaka sınırları geçirimsiz olup, su çıkışına ve akışına engel olmazlar.
- Tabakanın toplam yüksekliğindeki değişim, önemsiz olup, ihmal edilebilir.

Bir boyutlu konsolidasyon olayında, zeminin deformasyon karakteristikleri, vb. konsolidasyon deneyi ile elde edilir. Bunun için, kohezyonlu zeminden örselenmemiş zemin örnekleri alınır. Bunlar üzerinde laboratuvarında konsolidasyon deneyi (ödometre deneyi) yapılır.

Suya doymuş kohezyonlu zeminin sıkışabilirliği, aşağıdaki katsayılardan biri ile ifade edilebilir:

a) Hacimsal sıkışma katsayısı (m_v), birim hacimdeki azalmanın, birim gerilme artışına oranı olarak tanımlanır. Birimi m^2 / ton , cm^2/kg , vb. dir.

b) Sıkışma indisi (C_c), konsolidasyon deneyinden elde edilen boşluk oranı-efektif gerilme ($e - \log \sigma'$) ilişkisinin doğrusal (lineer) kısmının eğimi olarak tanımlanır. Boyutsuz olup, sabit bir değerdir.

Arazide, H kalınlığında suya doymuş bir tabakanın son (nihai) konsolidasyon oturması (ΔH_∞), iki şekilde hesaplanabilir:

a) Hacimsal sıkışma katsayısı ile, oturma, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\Delta H_\infty = m_v H \Delta \sigma' \quad (3)$$

ΔH_∞ : tabakanın toplam son (nihai) konsolidasyon oturması

$\Delta \sigma'$: yüklemenden dolayı, tabaka ortasındaki efektif gerilme artışı

m_v : konsolidasyon deneyinden, arazideki gerilme artış durumuna karşılık gelen hacimsal sıkışma katsayısı

H: tabakanın kalınlığı

b) Sıkışma indisi ile, oturma, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\Delta H_\infty = \frac{H}{1 + e_0} C_c \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \quad (4)$$

e_0 : tabakanın yüklemenden önceki durumuna ait boşluk oranı

σ'_1 : tabaka ortasında yüklemenden önceki efektif gerilme

σ'_2 : tabaka ortasında yüklemenden sonraki efektif gerilme

C_c : sıkışma indisi

Terzaghi Bir Boyutlu Konsolidasyon Teorisine göre, konsolidasyon oturması, örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde yapılan konsolidasyon deney sonuçları esas alınarak hesaplanır. Konsolidasyon deneyinde, zemin örneğinin yanal deformasyonu sıfırdır. Pratikte, yanal deformasyonun sıfır olması, sıkışan tabaka kalınlığına göre çok büyük bir alanın yüklenmesi veya sınırlı bir alan altında ince bir kil tabakasının yüklenmesi durumunda gerçekleşebilir. Çoğu pratik durumda, anlamlı yanal deformasyonlar meydana gelir.

Skempton ve Bjerrum [16], konsolidasyon oturmasının hesabında, yanal deformasyonun ihmal edildiğini, bunun gerçek oturma değerinden farklı olduğunu belirterek, konsolidasyon oturması için aşağıdaki bağıntıyı verdiler.

$$\Delta H_{\infty} = \mu \Delta H_{\infty(\text{odometre})} \quad (5)$$

Burada,

μ : kilin konsolidasyon geçmişine bağlı olarak verilen bir katsayı olup, kil tipi ve hassaslığına göre, 0.2-1.2 arasında değerler alır.

1.2.2 Taneli (Kohezyonsuz) Zeminlerde Oturmaların Tahmini

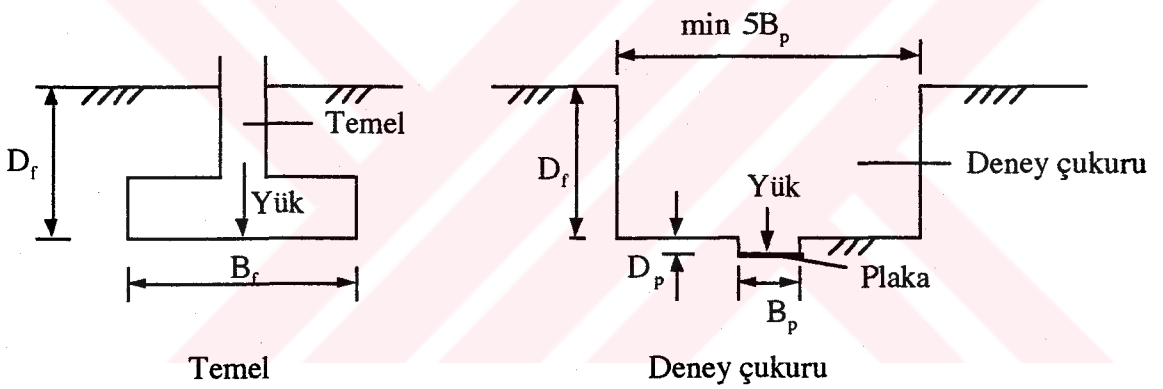
Taneli zeminlerden örselenmemiş zemin örneklerinin alınmasındaki güçlükler veya olanaksızlıklar nedeni ile, böyle zeminlerde oturmaların tahmininde, arazi deney sonuçlarına dayanarak elde edilen amprik veya yarı amprik oturma tahmin yöntemleri kullanılır. Laboratuvar deneyleri için, taneli zemin örneği, arazideki sıklıkta aynen hazırlansa bile, elde edilen sıkışma bilgileri, zeminin gerilme tarihi (stress history) ve zemin üzerine etkileyen gerilmeler, tanelerin yapısal dizilişi aynen kopya edilemediği için gerçeği yansıtmayabilir [17]. Taneli zeminlerde oturmaları tahmin etmek için laboratuvar deneylerine dayanan bazı yöntemler var ise de, çoğunlukla arazi deneylerine dayanan yöntemler kullanılmaktadır.

1.2.2.1 Arazi Deneylerine Dayanan Yöntemlerle Oturmaların Tahmini

Oturmaların tahmininde kullanılan belli başlı arazi deneyleri; plaka yükleme deneyi, vida plaka deneyi, standart penetrasyon deneyi, koni penetrasyon deneyi, presiyometre deneyi, dilatometre deneyi, vb. dir. Arazi deneyleri ile ilgili ayrıntılı bilgi, Uzuner [18,12, vb.]’de bulunabilir.

1.2.2.1.1 Plaka Yükleme Deneyi İle

Plaka yükleme deneyi, zeminin emin taşıma gücünün ve zeminin sıkışma karakteristiklerinin belirlendiği bir arazi deneyidir. Deney, temel taban düzeyinde, kare veya daire biçimli bir rijit plakanın adım adım yüklenmesi ve yükler altında plakanın oturmasının ölçülmesi olarak özetlenebilir (Şekil 7).



Şekil 7. Plaka Yükleme Deneyi Şeması

Plakanın kenar uzunluğu veya çapı 30-70 cm arasında ve kalınlığı en az 2.5 cm dir. Deney için açılan çukurun genişliği, plaka genişliğinin en az 5 katı kadar olmalıdır.

Plaka yükleme deneyinde, ayrıca, aşağıdaki ilişkinin sağlanması istenilir.

$$\frac{D_f}{B_f} = \frac{D_p}{B_p} \quad (6)$$

D_f : temel derinliği

B_f : temel genişliği

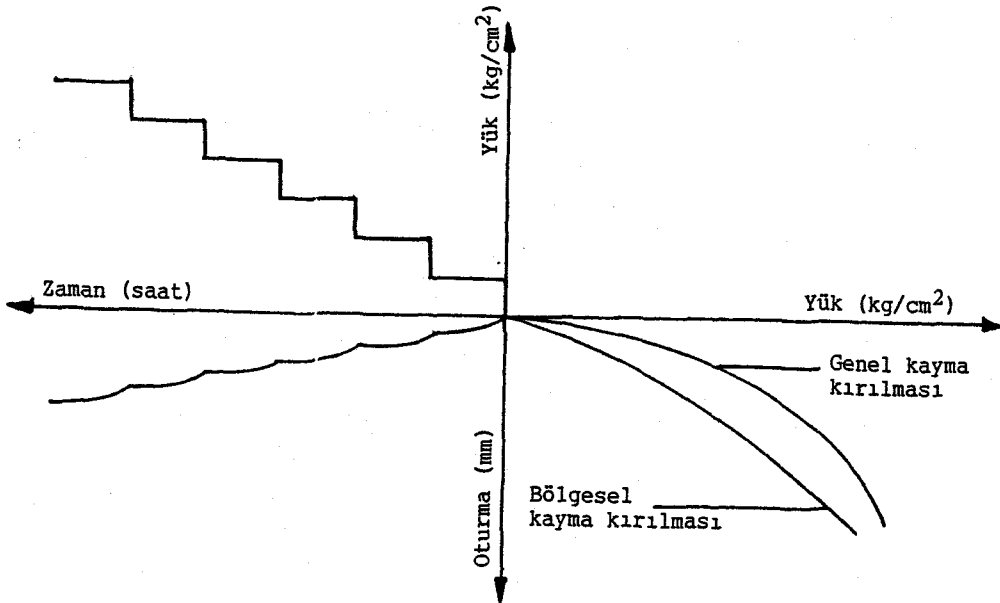
B_p : plaka genişliği

D_p : plaka derinliği

Plakanın yüklenmesi için çeşitli düzenler kullanılabilir. Plaka, doğrudan veya bir yerden, hidrolik kriko (veren) ile tepki (reaksiyon) alarak yüklenebilir. Yükleme, adım adım yapılır ve her adımda, oturmalar durana kadar beklenilir. Yük artımları, tahmin edilen plaka emin taşıma gücününün 1/5'i veya plaka sınır taşıma gücününün 1/10'u mertebesinde seçilir [19]. Plakanın oturmaları, plakanın yüklenmesinden etkilenmeyecek uzaklıktaki noktalara oturan bir kirişe takılı iki yer değiştirme veya deformasyon ölçme saati (mikrometre, komparametre, dial gauge) ile ölçülür. Saatlerin okumalarının ortalaması, plaka oturması olarak alınır. Saatler, 0.025 mm (0.001 inch) duyarlılıkta olmalıdır.

Her yükleme adımında 1, 4, 10, 20, 40, 60 dakikalarda ve daha sonra, birer saat ara ile oturma değerleri kaydedilir [19]. Her adımda, oturmalar pratik olarak sona erinceye kadar oturma gözlemlerine devam edilir. Yüklemeye, sınır taşıma gücüne veya plaka emin taşıma gücününün 2-3 katına kadar devam edilir. Deney sonunda oturma-yük-zaman ilişkisi elde edilir (Şekil 8).

Plaka yükleme deney sonuçlarının gerçek temele uygulanabilmesi için, plaka ve gerçek temel altında, anlamlı derinliklerde (anlamlı derinlik, Terzaghi ve Peck [4] tarafından, oturmaların büyük bir bölümünün meydana geldiği derinlik olarak, plaka veya temel genişliğinin yaklaşık 2 katı olarak tanımlanmıştır.), zemin özelliklerinin (sıkılık, zemin cinsi, kayma direnci parametreleri, vb.) aynı olması gerekir.



Şekil 8. Plaka Yükleme Deneyinde Oturma-Yük-Zaman İlişkisi

Terzaghi ve Peck [17], aynı şiddetteki yayılı yükü yüklenmiş plaka ile gerçek temel oturmaları arasında, aşağıdaki bağıntıyı önerdiler:

$$\Delta H_t = \Delta H_p \left(\frac{2B_t}{B_t + 1} \right)^2 \quad (7)$$

ΔH_t : temelin oturması (inch, 1 inch=2.54 cm)

ΔH_p : plakanın oturması (inch)

B_t : temelin genişliği (feet, 1foot=30.5 cm)

Terzaghi ve Peck [17] tarafından önerilen bu denklemden, ne kadar büyük olursa olsun gerçek bir temelin oturmasının, kare bir plakanın oturmasının yaklaşık 4 katından daha büyük olamayacağı sonucu, kolaylıkla ortaya çıkmaktadır. Bu bağıntının gerçekçiliği, Bjerrum ve Eggstad [20] tarafından araştırıldı. Bjerrum ve Eggstad, plaka ve temel arasındaki korelasyonun çok dağınık olabileceğini; daha da önemlisi, oturmalar arasındaki oranın 4'ten büyük olabileceğini gösterdiler. D'Appolonia, D'Appolonia ve Brisette [21], çok sıkı kum üzerinde yaptıkları plaka yükleme deneyleri ile, oturmalar arasındaki oranın 10'dan büyük olduğunu belirttiler.

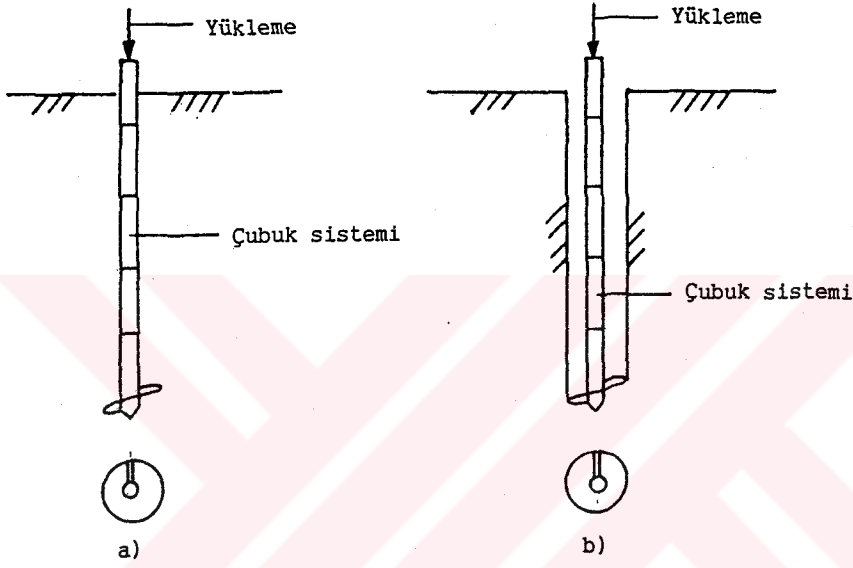
Zemin özelliklerinin (sıklık, zemin cinsi, kayma direnci parametreleri, vb.) derinlikle değiştiği durumlarda, plaka yükleme deney sonuçları yanıltıcı olur. Plaka yükleme deneyi, uzun zaman alan, pahalı bir deney olup, yeraltı su düzeyi altında yapılması, çok güç, hatta olanaksızdır. Ayrıca, büyük derinliklerde yapılması zordur. Plaka yükleme deneyi, uzmanca hazırlanıp yapılmazsa, elde edilen sonuçlar yanıltıcı olabilir. Plaka yükleme deneyi ile ilgili bilgiler, Uzuner [18, 22, vb.] de bulunabilir.

1.2.2.1.2 Vida Plaka Yükleme Deneyi İle

Plaka yükleme deneyinin değişik bir uygulaması olan vida plaka yükleme deneyi, 1956'larda Norveç'te ortaya atılmış olup, plaka yükleme deneyinin birçok sakıncasını (pahalı olması, uzun zaman alması, yeraltı su düzeyi altında yapılmasının çok güç hatta

olanaksız olması, büyük derinliklerde yapılmasının zorlukları, vb.) azaltan veya ortadan kaldıran diğerk bir arazi deneyidir [23, 24].

Vida plaka yükleme deneyi, birbirine eklenebilen çelik çubukların ucunda yer alan, çapı 15-30 cm olan bir vida adımlı dairesel bir metal plakanın, istenilen derinliğe vida gibi döndürülerek indirilmesi, adım adım yüklenmesi ve oturmaların ölçülmesi şeklinde yapılır [23], (Şekil 9a). Bazen de, derine inildikçe, zemin boşaltılarak, uygulanır [24], (Şekil 9b).



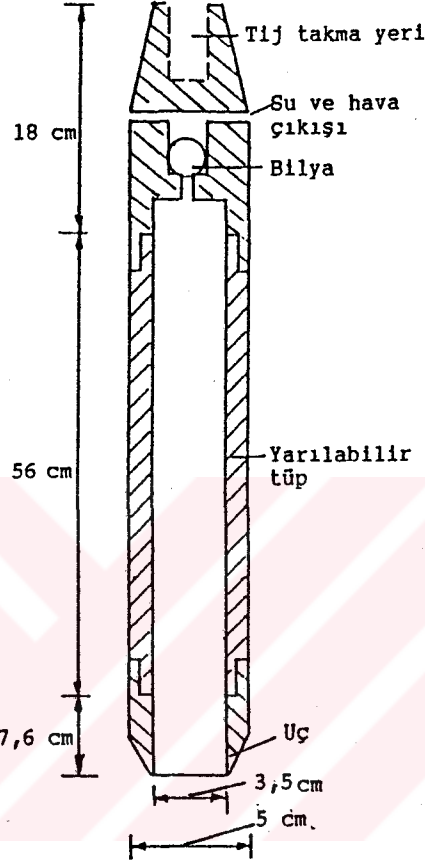
Şekil 9. Vida Plaka Yükleme Deneyinin Yapılış Şekilleri Şeması

Vida plaka yükleme deneyi, taneli zeminler için uygun olup, kohezyonlu zeminlerde, uzun zaman alan konsolidasyon olayından dolayı daha az uygundur [25]. Vida plaka yükleme deneyi, geliştirilme aşamasında olup, gelecek için umut vaat etmektedir.

1.2.2.1.3 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) İle

Temellerin projelendirilmesinde çok yaygın olarak kullanılan standart penetrasyon deneyi, 1920'lerde ABD'de geliştirilmiş olup, zeminle ilgili bilgilerin öğrenilmesinde kullanılmaktadır.

Bu deney, sondaj çubuklarının ucuna takılan dış çapı 50 mm (2 inch), iç çapı 35 mm (1 $\frac{3}{8}$ inch) olan standart bir kaşık (kalın cidarlı örnek alıcı) ile yapılır (Şekil 10).



Şekil 10. Standart Penetrasyon Deneyinde Kullanılan Standart Kaşık

Daha önce çeşitli yöntemlerle açılan sondaj deliğinde, sondaj çubuklarının ucuna takılı olarak sondaj deliği tabanına indirilen örnek alıcı, sondaj çubukları üzerine 760 mm (30 inch) yükseklikten serbestçe düşen 63.5 kg (140 lb) ağırlığındaki bir tokmakla zemine çakılır. Başlangıçta, örnek alıcı, zemine 150 mm (6 inch) çakılarak, sondaj deliği tabanındaki örselenmiş zemin geçilir. Daha sonra, örnek alıcının, zemine 300 mm (12 inch) batması için gerekli vuruş sayısı sayılır. Bu sayı, standart penetrasyon sayısı (N veya SPT-N) olarak adlandırılır. Deney, temel tabanı altında, 1-2 m aralıklarla yapılır. Eğer, örnek alıcının 300 mm zemine girmesinden önce 50 vuruş sayısına ulaşırsa, çakma işlemine son verilir ve bu sayı standart penetrasyon sayısı olarak kabul edilir. Eğer, deney çakıllı zeminde yapılırsa,

çakma ucu yerine, yatayla 60° lik açı yapan bir koni uç yerleştirilir. Normal çakma ucu yerine 60° lik çakma ucu yerleştirildiğinde, aynı malzeme için, elde edilen sonuçların daha yüksek olduğu gözlenmiştir. Standart penetrasyon deneyi ile ilgili geniş bilgi, birçok kaynakta [18, 26, 27, 28, 29, vb.] bulunabilir.

Standart penetrasyon deneyi, yeraltı su düzeyi altında yapıldığı zaman, sondaj tabanından içeriye suyun girişine izin verilmemelidir. Bu durum, sızıntı basıncı nedeni ile kum kaybına neden olur. Sondaj deliğinde, yeraltı su düzeyini sabit tutmak için su ilave edilmelidir. Eğer, zemin su altında ince siltli kum ise, çakma sırasında oluşan ek boşluksuyu basıncını dikkate almak için, ölçülen standart penetrasyon sayısı (N) 15 den büyükse, aşağıdaki düzeltme yapılmalıdır [4].

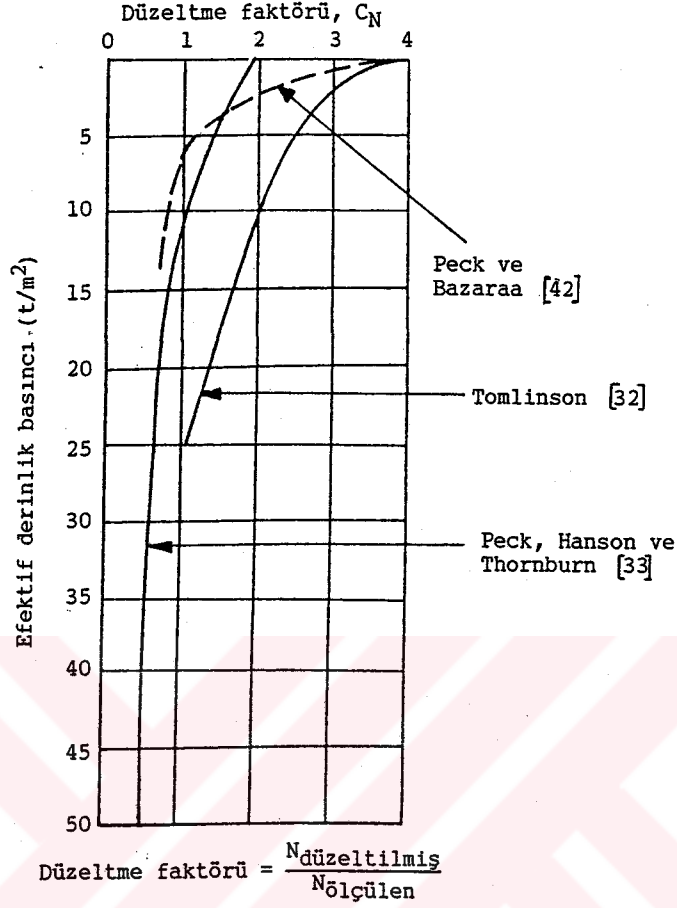
$$N_{\text{düzeltmiş}} = 15 + \frac{1}{2}(N_{\text{ölçülen}} - 15) \quad (8)$$

Gibbs ve Holtz [30], kumlarda efektif derinlik basıncının standart penetrasyon sayısı üzerinde etkili olduğunu gösterdiler. Daha sonra, Bazaraa [31], Tomlinson [32], Peck, Hanson ve Thornburn [33], Seed [34], efektif derinlik basıncı için düzeltme faktörleri önerdiler (Şekil 11). Liao ve Whitman [35], efektif derinlik basıncı için, diğer düzeltme faktörleri ile yaklaşık olarak aynı sonucu veren basit bir düzeltme faktörü önerdiler.

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}} \quad (9)$$

σ'_v : efektif derinlik basıncı (kg/cm²)

C_N : efektif derinlik için düzeltme faktörü



Şekil 11. Etkifif Derinlik Basıncı İçin Düzeltilme Faktörü

Yakın geçmişteki bazı çalışmalar sonucunda, standart penetrasyon sayısının (N), enerji oranı ile doğrudan ilgili olduğu anlaşıldı. Enerji oranı (E_r), tokmağın gerçek çakma enerjisinin serbest düşme enerjisine oranı olup; aynı zemin için belli bir derinlikte, aynı standart penetrasyon sayıları ve enerji oranları beklenmesine rağmen, bu değerlerde farklılıklar gözlendi. Bu farklılıkları meydana getiren faktörler; farklı çakma sistemlerinin kullanılması, 760 mm'lik serbest düşme yüksekliğinden farklı düşme yüksekliği, tokmağın serbest düşmesine karşı herhangi bir engel veya müdahale, standart çapta sondaj çubuklarından daha ağır çubuk kullanılması, çok uzun sondaj çubuğu (10 m'den büyük uzunluklar) kullanılması, çakma başlığı tipi, vb. şekilde sıralanabilir [28, 36, 37, 38]. Enerji oranlarının değişken olmasından dolayı, çeşitli araştırmacılar, %50-80 arasında değişen standart enerji oranları (E_{rb}) önerdiler [37, 38, 39, 40]. Bowles [28], farklı standart enerji

oranları (E_{rb}) önerilmesine rağmen, daha gerçekçi olmasından dolayı, standart enerji oranının (E_r), 70 olarak alınmasını önerdi.

Enerji oranı (E_r) ile standart penetrasyon sayısı (N) arasında, yaklaşık lineer bir ilişki vardır. Bu ilişkiden yararlanarak, ölçülen standart penetrasyon sayısı (N), standart enerji oranına göre düzeltilir.

$$N_{70} = \frac{E_r}{70} N \quad (10)$$

N'_{70} : standart enerji oranına ($E_{rb}=70$) göre düzeltilmiş standart penetrasyon sayısı

N : ölçülen penetrasyon sayısı

N_{70} değeri, enerji ölçümlerinde farklılıklar meydana getiren faktörler için, aşağıdaki gibi düzeltilir:

$$N'_{70} = C_N N_{70} \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 \quad (11)$$

N'_{70} : düzeltilmiş N_{70} değeri

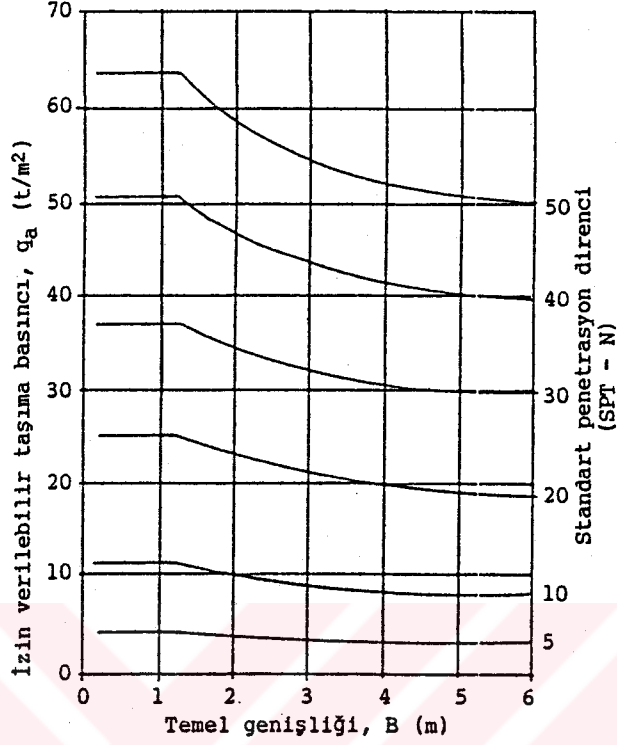
C_N : efektif derinlik basıncı düzeltmesi

η_i : düzeltme faktörleri

Standart penetrasyon deneyi için önerilen düzeltme faktörleri (η_i); standart penetrasyon deney düzeni düzeltmesi, sondaj çubuğu uzunluğu düzeltmesi , örnek alıcı düzeltmesi ve sondaj kuyusu çapı düzeltmesi olup, ayrıntılı bilgi Bowles [28]'de bulunabilir.

Terzaghi ve Peck, birçok yapının 20 mm'lik farklı oturmaya hasar görmeden dayanabileceğini ve en büyük farklı oturmanın, mutlak oturmanın % 75'ini aşmasının zayıf bir olasılık olduğunu belirterek, izin verilebilir oturma değerini 25 mm olarak kabul ettiler.

Terzaghi ve Peck [17], kumlarda ilk defa standart penetrasyon sayısı (N), temel genişliği (B) ve 25 mm'lik oturmaya karşılık gelen izin verilebilir taşıma basıncı arasında bir korelasyon verdiler (Şekil 12).



Şekil 12. Terzaghi ve Peck [17] Korelasyonu

Terzaghi ve Peck [17] korelasyonundan yararlanılarak, bir temelin oturması aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\Delta H_t = 25 \frac{q_{net}}{q_a} \quad (12)$$

ΔH_t : oturma (mm)

q_a : izin verilebilir taşıma basıncı (t/m^2)

q_{net} : net temel taban basıncı (t/m^2) olup, $q_{net} = q_t - \gamma_n D_f$ dir.

q_t : temel taban basıncı

γ_n : zeminin birim hacim ağırlığı

D_f : temel derinliği

Terzaghi ve Peck korelasyonu, yeraltı su düzeyi, temel tabanı altında temel genişliğinin 2 katından (2B) az değilse kullanılır. Terzaghi ve Peck, yeraltı su düzeyi, temel tabanında ise, izin verilebilir taşıma basıncının yarısının alınmasını; eğer, yeraltı su düzeyi, temel tabanı altında temel genişliği (B) kadar aşağıda ise, izin verilebilir taşıma basıncının 1/3 oranında azaltılmasını önerdiler. Ayrıca, Terzaghi ve Peck, temel derinliği (D_f) için de bir düzeltme önerdiler. Temel derinliği (D_f) için düzeltme faktörü (C_D), temel, zemin yüzeyinde ($D_f = 0$) ise 1, yüzeyden temel genişliği kadar derinde ($D_f = B$) ise, 0.75 alınır. Daha sonraki çalışmalar, Terzaghi ve Peck korelasyonunun muhafazakar olduğunu gösterdi. Temel olarak Terzaghi ve Peck korelasyonu esas alınmakla birlikte, bu korelasyonda pek çok değişiklikler önerilmiştir.

Meyerhof [41], kumlarda izin verilebilir taşıma basıncı için aşağıdaki bağıntıları önerdi.

$$q_a = \frac{N\Delta H_a}{8} \quad B \leq 4 \text{ feet} \quad (13)$$

$$q_a = \frac{N\Delta H_a}{12} \left(\frac{B+1}{B} \right)^2 \quad B > 4 \text{ feet} \quad (14)$$

$$q_a = \frac{N\Delta H_a}{12} \quad \text{Geniş radyeler için} \quad (15)$$

q_a : izin verilebilir taşıma basıncı (t/feet^2)

ΔH_a : izin verilebilir oturma (inch)

N : temel genişliğine eşit bir derinlikte ortalama standart penetrasyon sayısı

B : temel genişliği (feet)

Meyerhof [41] tarafından önerilen izin verilebilir taşıma basıncı kullanılarak, bir temelin oturması aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\Delta H_t = \Delta H_a \frac{q_{net}}{q_a} \quad (16)$$

ΔH_t : temelin oturması (inch)

ΔH_a : izin verilebilir oturma (inch)

q_{net} : net temel taban basıncı (t/feet²)

q_a : izin verilebilir taşıma basıncı (t/feet²)

Meyerhof [41], Terzaghi ve Peck korelasyonu ile bulunan izin verilebilir taşıma basıncının % 50 artırılmasını, yeraltı su düzeyi için herhangi bir düzeltmeye gerek olmadığını, bunun ölçülen N değerine zaten yansıdığını ifade ettiler. Meyerhof'un önerileri D'Appolonia, D'Appolonia ve Brissette [21] tarafından da desteklendi.

Peck ve Bazaraa [42], Terzaghi ve Peck korelasyonunun muhafazakar olduğunu belirterek, Meyerhof [41] tarafından önerildiği gibi, Terzaghi ve Peck korelasyonuna göre bulunan izin verilebilir taşıma basıncının % 50 artırılmasını önerdiler. Ayrıca, efektif derinlik basıncının, standart penetrasyon sayısına ekkisini dikkate alarak, Şekil 11'de Peck ve Bazaraa olarak işaretlenen düzeltme faktörünü önerdiler. Peck ve Bazaraa, temel tabanı altında yeraltı suyu olması durumunda, oturma tahmini için bir düzeltme önerdiler.

Buna göre,

$$\Delta H' = k\Delta H \quad (17)$$

ΔH : kum kuru iken tahmin edilen oturma

k : yeraltı su durumu için düzeltme faktörü olup, temel tabanı altında temel genişliğinin yarısına eşit bir derinlikte, kuru durumdaki efektif derinlik basıncının, yeraltı suyu olması durumundaki efektif derinlik basıncına oranı olarak ifade edilir.

Peck, Hanson ve Thornburn [33], Bazaraa [31]'in çalışmalarından yararlanarak yeni bir yaklaşım ortaya attılar. Peck, Hanson ve Thornburn [33], SPT sayısı (N), temel genişliği (B), temel derinliğinin temel genişliğine oranı (D_f/B) ve 25 mm lik oturmaya karşılık gelen izin verilebilir taşıma basıncı arasında bir korelasyon verdiler (Şekil 13). Peck, Hanson ve Thornburn [33] korelasyonundan yararlanılarak, bir temelin oturması, Bağıntı (12) ile hesaplanır.

Peck, Hanson ve Thornburn [33], bu korelasyonda kullanılacak standart penetrasyon sayısı için, yeraltı suyunun etkisini dikkate alarak, yeni bir düzeltme önerdiler.

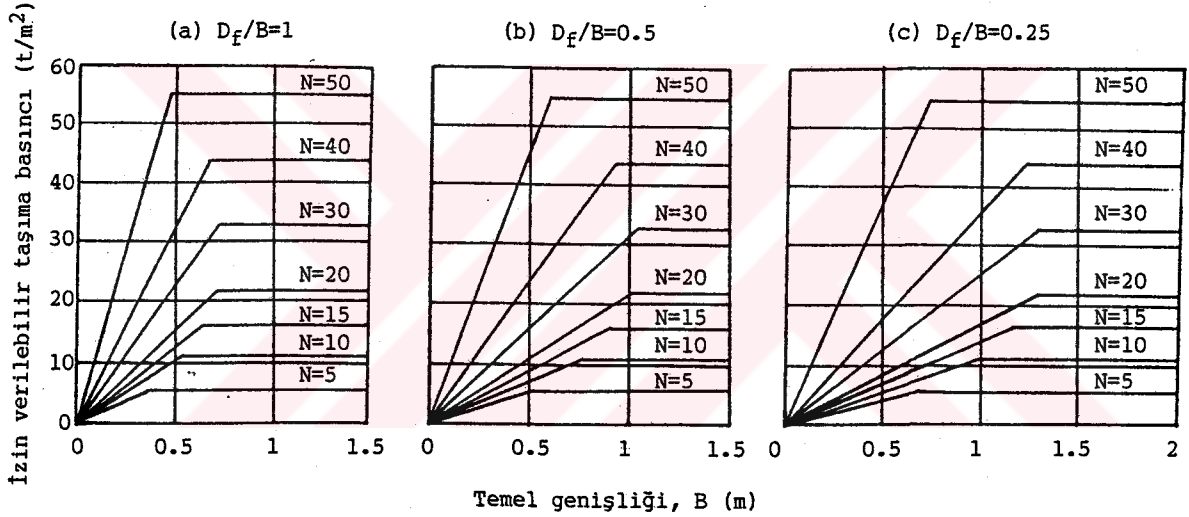
$$C_w = 0.5 + 0.5 \left(\frac{D_w}{D_f + B} \right) \quad (18)$$

D_f : temel derinliği

D_w : yeraltı su düzeyi derinliği

B : temel genişliği

C_w : yeraltı suyu için düzeltme faktörü olup, $D_w > D_f + B$ ise $C_w = 1$ alınır.



Şekil 13. Peck, Hanson ve Thornburn [33] Korelasyonu

Pary [43], oturmanın; temel genişliği, uygulanan temel taban basıncı ve zeminin deformasyon modülünün fonksiyonu olduğunu belirterek, yarı amprik bir bağıntı önerdi.

$$\Delta H = \frac{\alpha B q}{N_m} C_D C_w C_T \quad (19)$$

ΔH : oturma (mm)

α : bir sabit olup, $\alpha = 200$ alınır.

q : uygulanan temel taban basıncı (MN/m^2)

B : temel genişliği (m)

C_D : kazı faktörü

C_w : yeraltı su düzeyi faktörü

C_T : sıkışabilir tabaka kalınlığı faktörü

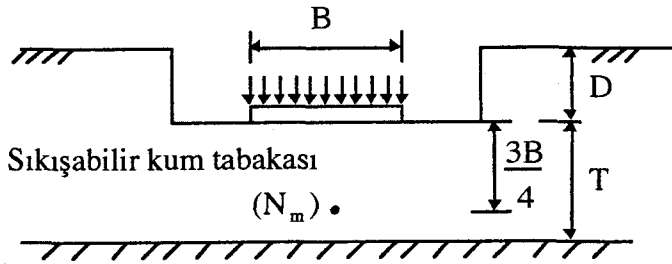
Eğer, ölçülen standart penetrasyon sayıları derinlikle sabit bir şekilde değişiyorsa, temel altında $3B/4$ derinliğinde ölçülen standart penetrasyon sayısı, N_m olarak alınır, aksi halde N_m değeri, aşağıdaki gibi bulunur:

$$N_m = \frac{3N_1 + 2N_2 + N_3}{6} \quad (20)$$

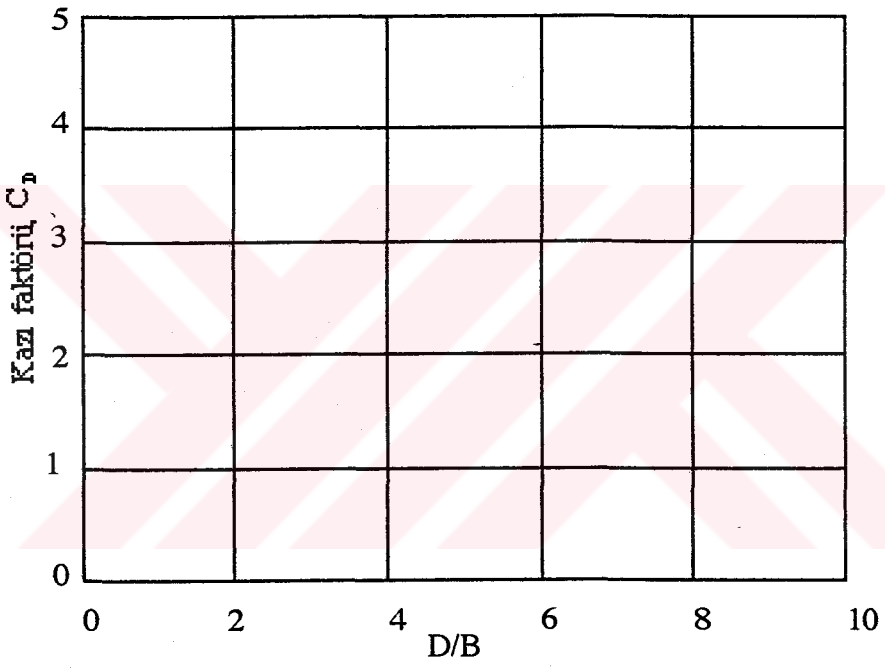
N_1 : $0 - \frac{3}{4}B$ arasında ortalama SPT N değeri

N_2 : $\frac{3}{4}B - \frac{3}{2}B$ arasında ortalama SPT N değeri

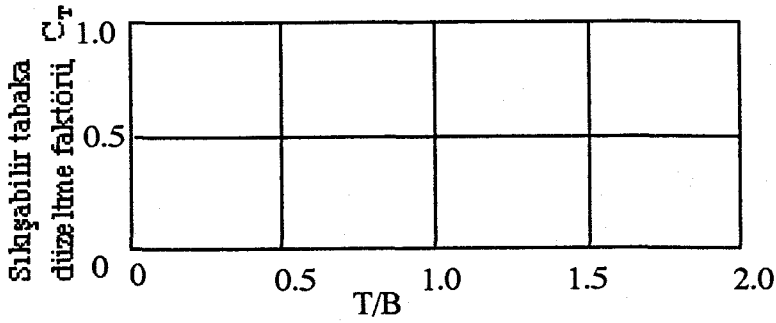
N_3 : $\frac{3}{2}B - 2B$ arasında ortalama SPT N değeri



a) Temel geometrisi



b) Kazı faktörü - D/B ilişkisi



c) Sıkışabilir tabaka düzeltme faktörü

Şekil 14. Parry [43] Yöntemi

Kazı faktörü (C_D), temel kazısı sırasında, zeminde bozulma durumunu dikkate alan bir faktör olup, Şekil 14-b'de C_D ve temel derinliğinin temel genişliğine oranı (D_f/B) ilişkisi verilmektedir.

Yeraltı su düzeyi için aşağıdaki düzeltme önerildi.

$$C_w = 1 + \frac{D_w}{D_f + \frac{3}{4}B} \quad 0 < D_w < D_f \quad (21a)$$

$$C_w = \frac{D_w(2B + D_f - D_w)}{2B(D_f + 0.75)} + 1 \quad D_f < D_w < 2B \quad (21b)$$

D_f : zemin yüzeyinden itibaren temel derinliği

D_w : temel taban düzeyinden itibaren yeraltı su düzeyi derinliği

Sıkışabilir tabaka kalınlığını dikkate alan sıkışabilir tabaka kalınlığı faktörü (C_T), Şekil 14-c deki gibi belirlenir.

Parry [44], Bağıntı (7)'nin zemin durumunun derinlikle değişmesini dikkate almadığını, eğer, zemin durumunun derinlikle değişmesi, standart penetrasyon deneyi, koni penetrasyon deneyi, presiyometre deneyi, vida plaka yükleme deneyi, vb. gibi bir arazi deneyi ile dikkate alınır, plaka yükleme deneyinin, kumlarda oturma tahmininde kullanılan en güvenilir deney olması gerektiğini, çünkü, plaka yükleme deneyinde, yükleme durumunun gerçek temeline benzer olduğunu belirtti. Parry'e göre, plaka yükleme deneyi, standart penetrasyon deneyi ile bağlantılı olarak yapılırsa, gerçek temelin oturması aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\Delta H_t = \frac{B_t N_{m(p)}}{B_p N_{m(t)}} \Delta H_p \quad (22)$$

ΔH_t : temelin oturması

ΔH_p : plakanın oturması

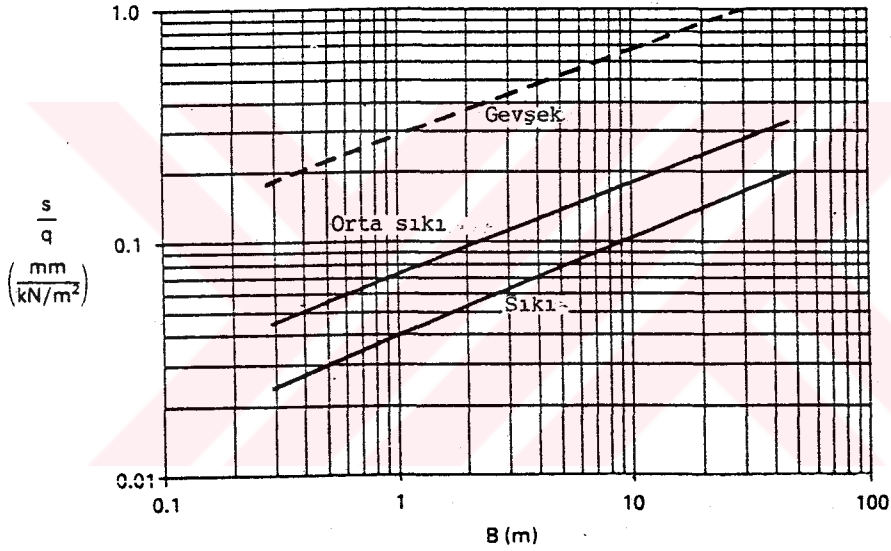
B_p : plakanın genişliği

$N_{m(\phi)}$: plaka için Bağıntı (19)'daki N_m değeri

$N_{m(0)}$: temel için Bağıntı (19)'daki N_m değeri

Parry [44], ayrıca, Bağıntı (19) ile hesaplanan oturma'nın % 50 artırılmasını önerdi.

Burland, Broms ve De Mello [8], çeşitli kaynaklardan topladıkları oturma değerlerinden yararlanarak, oturma/basınç ($\Delta H/q$) ve temel genişliği (B) arasında, sıkı, orta sıkı ve gevşek kum için bir ilişki verdiler (Şekil 15).



Şekil 15. Oturma/Basınç ve Temel Genişliği Arasındaki İlişki [8]

Burada, çizilen doğrular, sıkı, orta sıkı ve gevşek kum için üst sınırları gösterir. Oturma, üst sınır değerinin % 50'si olarak alınır ve oturma-basınç ilişkisi doğrusal (lineer) olarak kabul edilir. Temel derinliği, yeraltı suyu etkisi, vb. gibi etkiler, oturma hesaplarında dikkate alınmaz.

Burland ve Burbidge [45], sonradan, taneli zeminlere oturan 200'ü aşkın temelin oturma değerlerinin istatistik analizini yaptılar.

Temel etki derinliği (Z_1) içerisinde, zeminin sıkışabilirligi, temelin genişliği (B) ve ortalama standart penetrasyon sayısı (N) arasında, aşağıdaki bağıntuların geçerli olduğunu ifade ettiler:

$$I_c = \frac{a_f}{B^{0.7}} \quad (23)$$

I_c : sıkışabilirlilik indisi

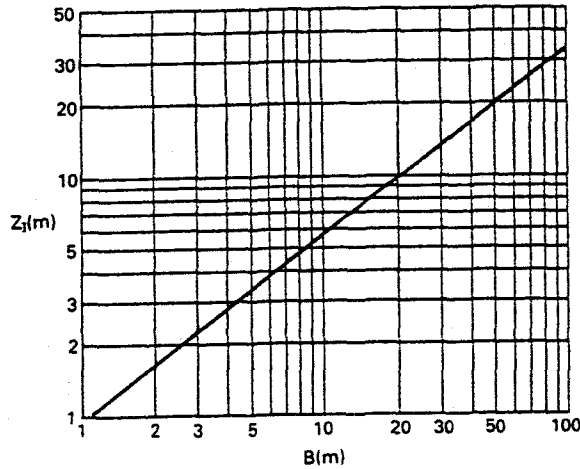
B : temel genişliği (m)

a_f : zeminin sıkışabilirligi ($\frac{\text{mm}}{\text{KN/m}^2}$)

Sıkışabilirlilik indisi (I_c), temel etki derinliği içerisinde, ortalama standart penetrasyon sayısına bağlı olarak da ifade edilir.

$$I_c = \frac{1.71}{N^{1.4}} \quad (24)$$

Temel etki derinliği, standart penetrasyon sayısının derinlikle artması veya sabit kalması durumunda, Şekil 16'dan elde edilir. Eğer, standart penetrasyon sayısı derinlikle azalıyor ve tabaka kalınlığı temel genişliğinden fazla ise, temel etki derinliği $2B$ olarak alınır. Yapılan incelemeler sonucu, temel etki derinliğinin temel genişliğine oranının (Z_1/B), temel genişliğinin artması ile azaldığı gözlenmiştir.



Şekil 16. Temel Etki Derinliği ve Temel Genişliği Arasındaki İlişki [45]

Burland ve Burbidge [45], standart penetrasyon sayısında, efektif derinlik basıncı ve yeraltı suyu etkisine göre herhangi bir düzeltme yapılmamasını, bu etkilerin ölçülen standart penetrasyon sayısına zaten yansıdığını ifade ettiler. Bununla birlikte, yeraltı su düzeyindeki değişimin oturmayı etkilediği ve standart penetrasyon sayısı ölçüldükten sonra, yeraltı su düzeyindeki düşme sonucunda oturmanın artacağı ifade edildi. Yeraltı suyu olması durumunda, ince kum ve siltli kumlarda, ölçülen standart penetrasyon sayısı için, Bağıntı (8) ile önerilen düzeltmenin yapılmasını; çakıllı kumlarda ise, standart penetrasyon sayısının % 25 artırılmasını önerdiler.

Burland ve Burbidge [45], normal konsolide olmuş kumlarda, inşaat tamamlandıktan sonra, oturma için aşağıdaki bağıntıyı önerdiler:

$$\Delta H = qB^{0.7} I_c \quad (25)$$

Eğer, kum aşırı konsolide olmuşsa ve ön konsolidasyon basıncı (σ'_c) biliniyorsa, oturmanın aşağıdaki bağıntılar ile hesaplanacağını belirttiler.

$$\Delta H = \left(q - \frac{2}{3} \sigma'_c \right) B^{0.7} I_c \quad q > \sigma'_c \quad (26)$$

$$\Delta H = qB^{0.7} \frac{I_c}{3} \quad q < \sigma'_c \quad (27)$$

ΔH : oturma (mm)

q : net taban basıncı (kN/m^2)

B : temel genişliği (m)

I_c : sıkışabilirlik indisi

σ'_c : ön konsolidasyon basıncı (kN/m^2)

Burland ve Burbidge [45], yaptıkları çalışmalar sonucunda, temel derinliğinin temel genişliğine oranının 3'ten az olması durumunda ($D_f/B < 3$), temel derinliğinin oturmaya etkisinin anlamlı olmadığını belirttiler. Bununla birlikte, oturma ve temel uzunluğunun temel genişliğine oranı (L/B) arasında anlamlı bir ilişki buldular.

Buna göre, oturma, biçim faktörü (f_s) ile çarpılmalıdır.

$$f_s = \left(\frac{1.25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right)^2 \quad (28)$$

Eğer, temel altındaki kum tabakasının kalınlığı (H) temel etki derinliğinden (Z_1) az ise, oturma, derinlik faktörü (f_1) ile çarpılmalıdır.

$$f_1 = \frac{H}{Z_1} \left(2 - \frac{H}{Z_1} \right) \quad (29)$$

Kumlarda, oturmanın, ön yükleme ve inşaat sonunda tamamlandığı, normal olarak kabul edilmesine rağmen, oturmanın, inşaat tamamlandıktan sonra da devam ettiğini ifade ettiler. Buna göre, inşaat tamamlandıktan sonraki 3 yıldan fazla bir zaman için, oturmanın, zaman faktörü (f_t) ile çarpılmasını önerdiler.

$$f_t = \left(1 + R_3 + R_1 \log \frac{t}{3} \right) \quad (30)$$

R_3 : inşaat tamamlandıktan sonraki ilk 3 yıl boyunca meydana gelen oturmanın, inşaat tamamlandıktan hemen sonra meydana gelen oturmaya oranı

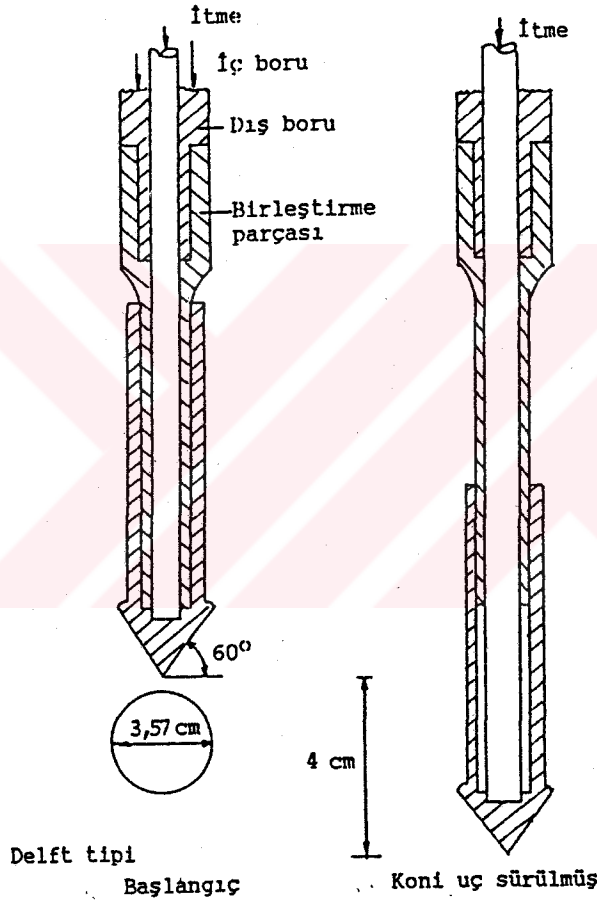
R_1 : üç yıldan fazla logaritmik zaman periyodu boyunca meydana gelen oturmanın, ilk oturmaya oranı

Statik yükler için, yaklaşık olarak, $R_3=0.3$ ve $R_1=0.2$; hareketli yükler için, $R_3=0.7$ ve $R_1=0.8$ olarak alınabilir.

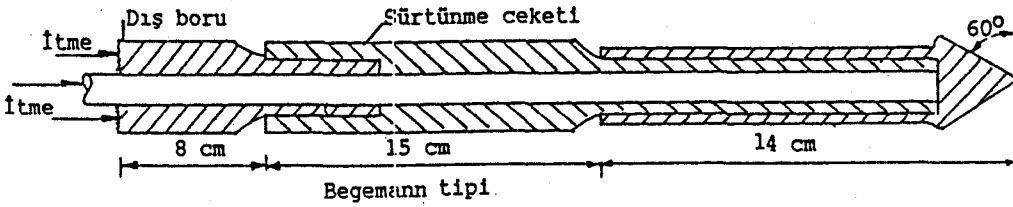
1.2.2.1.4 Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) İle

Koni penetrasyon deneyi, sıg ve derin temellerin oturmalarının, taşıma güçlerinin, zemin özelliklerinin, vb. belirlenmesinde çok yaygın olarak kullanılan bir arazi deneyidir. Koni penetrasyon deneyi, Hollanda koni deneyi, statik penetrasyon deneyi, vb. adlarla da anılır. Deney ile ilgili geniş bilgi, pek çok kaynakta [18, 46, 47, 48, 49, vb.] bulunabilir.

Genel olarak penetrometreler, zemine sürülen veya çakılan bir metal çubuk (çapı 2-8 cm) tur. Çubuğun zemine girmesine karşı zeminin gösterdiği direnç, derinlikle ölçülür. Çubuğun zeminde ilerlemesi, iki yöntemle olur: 1) statik yöntem, 2) dinamik yöntem. Üç tip penetrometre vardır: 1) statik penetrometre, 2) dinamik penetrometre, 3) statik-dinamik penetrometre. Statik penetrometreler de iki temel tipte olabilir: 1) sürtünme ceketli, 2) sürtünme ceketsiz. Penetrasyon direnci, hidrolik, elektrikselsel veya mekanik yöntemlerle ölçülebilir. En yaygın olarak kullanılan statik penetrometreler, Delft penetrometresi (Şekil 17) ve Begemann penetrometresi (Şekil 18) dir.



Şekil 17. Delft Penetrometresi



Şekil 18. Begemann Penetrometresi

Koni penetrasyon deneyinin esası; plandaki izdüşüm alanı 10 cm^2 , tepe açısı 60° olan bir metal koninin, sabit bir hızla ($1-2 \text{ cm/sn}$) zemine itilirken, zeminin koni uca gösterdiği direncin ölçülmesine dayanır.

Koni uç direnci (q_c), koni uç zemine itilirken, zeminin bu itmeye karşı gösterdiği direncin ($Q_{uç}$) koni izdüşüm alanına ($A=10 \text{ cm}^2$) bölünmesi ile elde edilir. Burada, $q_c \text{ kg/cm}^2$ 'dir

$$q_c = \frac{Q_{uç}}{A} = \frac{Q_{uç}}{10} \quad (31)$$

Sürtünme ceketli penetrometrede ise, zeminin koni uca ve sürtünme ceketine gösterdiği direnç, ayrı ayrı veya birlikte ölçülür. Sürtünme ceketli penetrometrede, yan sürtünmesi (f_s), sadece ceket sürmek için gerekli kuvvetin (Q_{yan}) ceket yanal alanına (A_{yan}) bölünmesi ile elde edilir. Burada, $f_s \text{ kg/cm}^2$ 'dir.

$$f_s = \frac{Q_{yan}}{A_{yan}} \quad (32)$$

Koni penetrasyon deneyinde (Begemann penetrometresi); birinci adımda, koni uç ve sürtünme ceketini toplanmış durumdadır. İkinci adımda, sadece koni uç zemine 40 mm itilir. Bu adımda, koni uç direnci (q_c), Bağıntı (31)'den belirlenir. Üçüncü adımda, koni ve sürtünme ceketini birlikte, 40 mm zemine itilir. Bu adım boyunca, koni uç direnci ve yan sürtünmesi birlikte ölçülür ($q_c + f_s$). Bu değerden, koni uç direnci çıkartılarak, yan sürtünmesi (f_s) bulunur. Dördüncü adımda, koni uç sabit tutulurken, ceket, 40 mm zemine itilir. Bu adımda, yan sürtünmesi (f_s), Bağıntı (32)'den hesaplanarak, bir önceki adımda belirlenen yan sürtünmesi (f_s) kontrol edilir. Son olarak, koni ve sürtünme ceketini toplanmış olarak, yeni bir başlangıç durumuna getirilir.

Yan sürtünmesinin koni uç direncine oranı ile, sürtünme oranı (f_R) elde edilir. Koni penetrasyon deneyi, sürekli veya 20 cm aralıklarla tekrarlanır.

Koni uç direnci (q_c), zeminin sıkılığının belirlenmesi, temellerin taşıma gücü, temellerin oturması, vb. için kullanılırken; yan sürtünmesi (f_s), kazıklı temelerde yanal sürtünmelerin

tahmininde yararlı olmaktadır. Alperstein ve Leifer [48] ve De Ruyter [46], koni penetrasyon deneyinin, standart penetrasyon deneyine göre aşağıdaki üstünlükleri olduğunu belirttiler.

- Koni penetrasyon deneyi, standart penetrasyon deneyine göre, zemin koşullarından başka değişkenlere daha az hassastır.
- Daha önceden açılmış bir sondaj deliğine gereksinim göstermediği için, daha ekonomik ve çabuk bir arazi deneyidir.
- Her deneyde, daha fazla bilgi (q_c ve f_s) elde edilmektedir.
- Standart penetrasyon deneyine göre, derinlikle sürekli bilgi sağlanılır.
- Deney düzeni hafif olup, her yere kolaylıkla taşınabilir.
- Deney düzeninin bakımı öyle güç ve zor değildir.

Koni penetrasyon deneyinin standart penetrasyon deneyine göre en büyük dezavantajı, zeminden örnek alınamamasıdır.

Meyerhof [50], ince siltli kumlar için standart penetrasyon sayısı (N) ve koni uç direnci (q_c) arasında, aşağıdaki yaklaşık ilişkiyi önerdi. Burada, q_c 'nin birimi kg/cm^2 'dir.

Başka araştırmacılar da, benzer bağıntılar verdiler.

$$q_c = 4N \quad (33)$$

Taneli zeminlerde, koni uç direncine bağlı olarak, oturmaların tahmini için bir çok yöntem önerilmiştir. Buisman [51], koni uç direnci ve zeminin sıkışabilirliği arasında teorik bir ilişki kurdu.

$$C = 1.5 \frac{q_c}{\sigma'_o} \quad (34)$$

C : zeminin sıkışabilirliği

q_c : koni uç direnci

Literatürde Buisman-De Beer yöntemi olarak geçen aşağıdaki bağıntı ile oturmalar hesaplanabilir.

$$\Delta H = H \frac{1}{C} \ln \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (35)$$

ΔH : oturma

H : tabaka kalınlığı

σ'_0 : tabaka ortasında başlangıçtaki efektif derinlik basıncı

$\Delta\sigma'$: tabaka ortasındaki düşey gerilme artışı

Tabaka kalınlığı (H), Δz kalınlığında tabakalara ayrılırsa, her bir tabakanın oturmalarının toplamı aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$\Delta H = \sum_0^H \frac{\sigma'_0}{1.5q_c} \Delta z \ln \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (36)$$

Pratikte, koni uç direnci/derinlik profili uygun tabakalara bölünür. Her bir tabaka içerisinde q_c değerinin yaklaşık sabit olduğu kabul edilir. Oturmalar, düşey gerilme artışının ($\Delta\sigma'$), efektif derinlik basıncının (σ'_0) %10' undan küçük olduğu derinlik içerisinde hesaplanır. Buisman-De Beer yöntemi, normal konsolide olmuş kumlar için geçerlidir. Aşırı konsolide olmuş kumlarda, oturmalar büyük çıkabilir. De Beer [52], yukardaki yöntemin, normal konsolide olmuş kumlarda geçerli olduğunu ifade etti. Aşırı konsolide olmuş kumlarda ise, hesaplanan oturmanın bir azaltma katsayısı ile çarpılmasını önerdi.

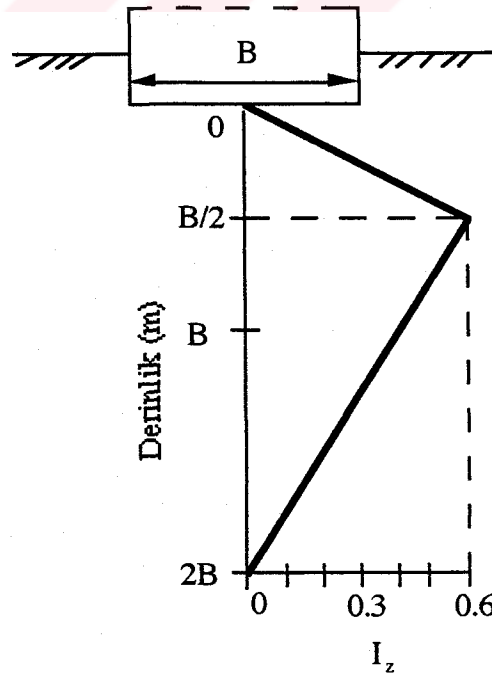
Meyerhof [41], çeşitli yapılar üzerinde yaptığı gözlemlere dayanarak, Buisman-De Beer yöntemi ile bulunan oturmaların, ölçülen oturmaların yaklaşık iki katı olduğunu belirterek, bu yöntem ile bulunan izin verilebilir taşıma basıncının %50 artırılmasını önerdi. Schmertmann [53], Meyerhof tarafından önerilen bu değişikliğin, Buisman-De Beer yönteminde Bağıntı (37)'e karşılık geldiğini belirtti.

$$C = 1.9 \frac{q_c}{\sigma'_0} \quad (37)$$

Bu katsayı, Bağıntı (36)'da kullanıldığında, yöntemin adı, Değiştirilmiş Buisman-De Beer yöntemi adını alır.

$$\Delta H = \sum_0^H \frac{\sigma'_o}{1.9q_c} \Delta z \ln \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \quad (38)$$

Schmertmann [53], statik penetrasyon deneyi ile, kuma oturan temellerin oturmalarının tahmini için, farklı bir yaklaşım önerdi. Schmertmann, kuma oturan temelin taban ortasının altında meydana gelen deformasyonun, derinlikle değişme biçiminin, düşey gerilmelerin derinlikle değişme biçimine benzemediğini belirterek, en büyük deformasyonun temel taban ortası altında B/2 derinliğinde meydana geldiğini, yapılmış teorik ve deneysel çalışmaların bunu doğruladığını öne sürdü. Düşey deformasyonun çok büyük bir bölümünün temel tabanı altında 2B derinliği içinde meydana geldiğini belirterek, bütün temeller için basitleştirilmiş bir deformasyon dağılışı önerdi. Buna göre, düşey deformasyonun, temelin hemen altında küçük bir değerden başladığı, B/2 derinliğinde en büyük değere ulaştığı ve anlamlı derinlikte (2B), sıfıra doğru azaldığı söylenebilir. Bu yaklaşım, deformasyon etki faktörleri ile formüle edilmiş olup; Şekil 19'da, deformasyon etki faktörünün (I_z), derinlikle değişimi görülmektedir.



Şekil 19. I_z - Derinlik İlişkisi

Schmertmann [53], oturmaların tahmini için, yüzeysel temellerin merkezi altında, deformasyon etki faktörü (I_z) olarak ifade edilen basitleştirilmiş düşey deformasyon dağılımını esas alarak, aşağıdaki bağıntıyı verdi:

$$\varepsilon_z = \frac{q_n}{E} I_z \quad (39)$$

ε_z : düşey birim deformasyon

E : zeminin elastisite modülü

q_n : net taban basıncı

I_z : deformasyon etki faktörü

Schmertmann [53], yüzeysel temellerin merkezi altında, anlamlı derinlik ($2B$) içerisinde meydana gelen oturma için aşağıdaki bağıntıyı verdi:

$$\Delta H = C_1 C_2 q_n \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E} \Delta z \quad (40)$$

Burada, q_c /derinlik profili, temel altında anlamlı derinlik ($2B$) içerisinde, Δz kalınlığında tabakalara bölünür. Her bir tabakanın içerisinde q_c değeri yaklaşık olarak sabit kabul edilir. Her bir tabakanın ortasındaki I_z değeri, Şekil 19'dan elde edilir.

Schmertmann, temel derinliği (D_f) ve krip (akma) için düzeltme faktörü önerdi. Derinlik için düzeltme faktörü (C_1) aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{\sigma'_0}{q_n} \quad (41)$$

σ'_0 : temel taban düzeyindeki efektif derinlik basıncı

q_n : net taban basıncı

Schmertmann, oturmanın zamanla devam ettiğini belirterek, krip (akma) için bir düzeltme faktörü (C_2) önerdi:

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \frac{t}{0.1} \quad (42)$$

Burada, t, yıl olarak, başlangıçtan itibaren oturmanın hesaplanacağı zamana kadar geçen zamandır.

Schmertmann, koni penetrasyon direnci (q_c) ile zeminin elastisite modülü (E) arasında aşağıdaki bağıntıyı önerdi:

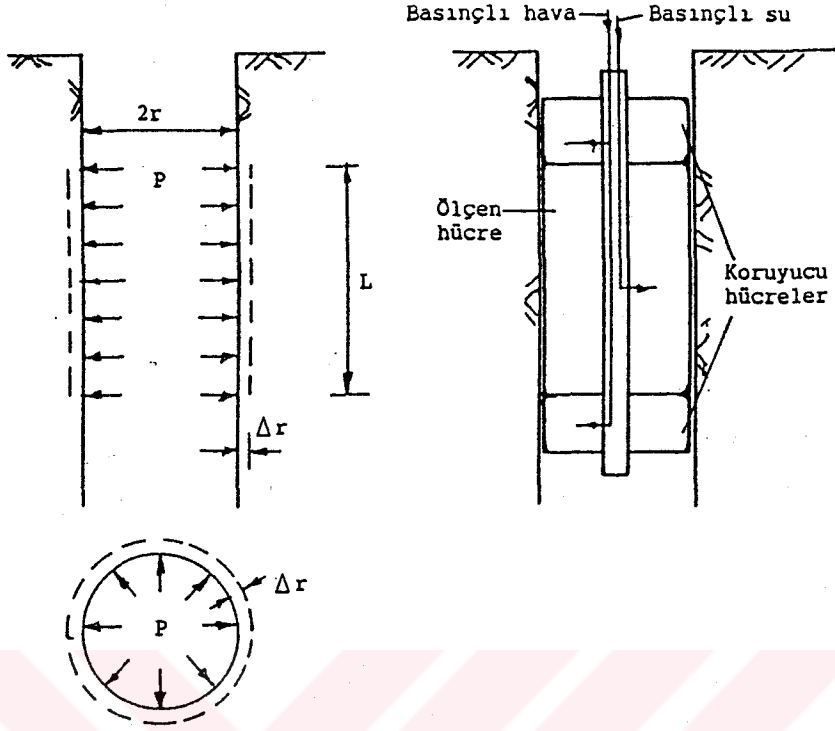
$$E = 2q_c \quad (43)$$

Schmertman ve Diğerleri [54], daha sonra, kare temeller için $E = 2.5q_c$, şerit temeller için $E = 3.5q_c$ önerdiler. E ile q_c arasında, bir çok araştırmacı, amprik ilişkiler verdiler. Bunların listesi, Das [55]’te bulunabilir.

1.2.2.1.5 Presiyometre Deneyi (PMT) İle

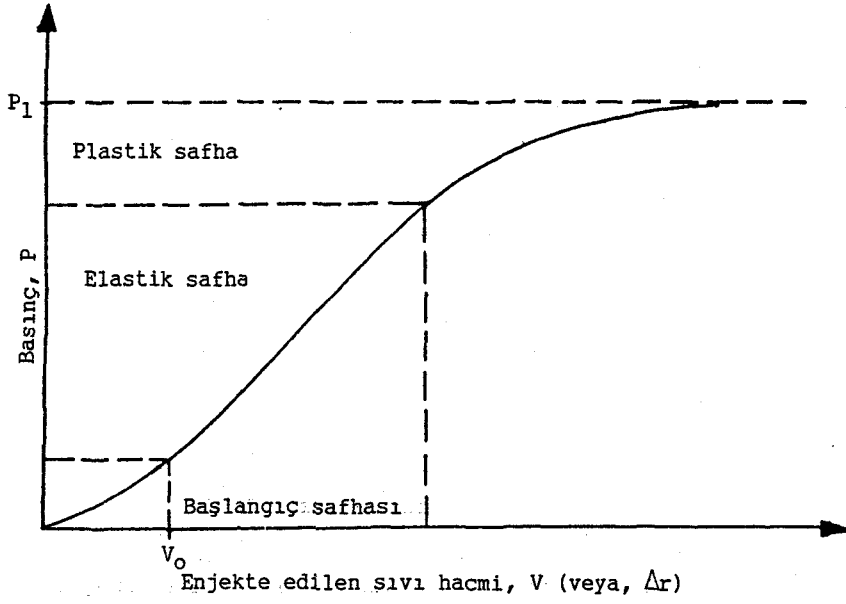
Presiyometre deneyi ile ilgili ilk kavram, 1933’te Almanya’da Kogler [56] tarafından ortaya atılmıştır. Daha sonra, 1955’te Fransa’da, zeminin arazideki deformasyon özelliklerini ölçmek için Menard [57] tarafından geliştirilmiştir. Önceleri Fransa’da kullanılan bu deney, dünyada gittikçe artan bir kullanım alanı bulmaktadır. Çok çeşitli presiyometre sondaları vardır. Presiyometre deneyi için, önceden açılmış bir sondaj deliğine gereksinim duyan presiyometre sondası olduğu gibi, zemini delerek ilerleyen, veya zemine doğrudan çakılan türlerde, presiyometre sondaları da vardır. Presiyometre sondaları ile ilgili geniş bilgi, Baguelin, Jezequel, Shields [58] ve Briaud [59]’da bulunabilir.

En yaygın olarak yapılan presiyometre deneyi, önceden açılan bir sondaj deliğinde yapılan presiyometre (preboring presiyometre) deneyidir. Bu deney, önceden açılmış bir sondaj deliğinde yapılan bir tür yan yükleme deneyidir [60]. Böylece deney, silindirik bir deliğin radyal genişlemesi gibi düşünülebilir. Şekil 20’de tipik bir presiyometre deney düzeni



Şekil 20. Presiyometre Deneyinin Genel Şeması

Bu deney düzeni, sonda ve hacim ölçer olmak üzere iki ana birimden oluşur. Sonda, silindirik bir tüp olup, çevresinde şişirilebilen lastik hücreler vardır. Ortadaki ölçen hücre olup, alt ve üsteki muhafaza (koruma) hücreleridir. Muhafaza hücreleri gaz ile şişirilir ve deney için gerekli olan radyal deformasyon koşullarını sağlamak içindirler. Ölçen hücre su ile şişirilir ve muhafaza hücrelerinin basıncı; ölçen hücrenin sondaj deliğinin iç duvarları ile temasta olmasını sağlamak için, ölçen hücreninkinden biraz düşük tutulur. Hacim ölçer; su tankı, büret, basınçlı gaz bölümü, basınçları kontrol etmek için manometre ve vanalardan oluşur. Sonda, önceden açılan sondaj deliğine indirilir ve ölçen hücredeki basınç adım adım artırılır. Her adımda enjekte edilen suyun hacmi, bürettteki su düzeyinden belirlenir. Her deney yaklaşık 10 adım olup, her adım 2 dakika kadar zaman alır. Her 1-2 m'de bir deney yapılır. Deney boyunca hacim ve basınç değerleri okunur. Bu değerler, sonda hacmindeki artışı ve sondaj çukurunun yan yüzlerine uygulanan basıncı elde etmek için düzeltilir. Düzeltmeler, lastik direnci için ve sistemin sıkışabilirliği için de yapılır. Presiyometre deneyinden elde edilen tipik bir hacim-basınç eğrisi Şekil 21 de görülmektedir.



Şekil 21. Presiyometre Deneyinde Hacim-Baskı İlişkisi

Bu hacim-baskı eğrisi aşağıdaki safhalardan oluşur;

- 1) Yeniden yükleme veya başlangıç safhası: Sondaj deliği açılmadan önceki yanıl gerilmelere varmak için olan safhadır.
- 2) Elastik safha: Bu safhada, zeminin lineer-elastik radyal deformasyon yaptığı kabul edilmektedir.
- 3) Plastik veya kırılma safhası: Zeminin plastik deformasyonlarının meydana geldiği safhadır. Bu safha, limit (kırılma, sınır) basıncı ile sona erer.

Zeminin presiyometre deformasyon modülü (E_p), elastik safhadan elde edilir. Lineer-elastik bir ortamda, silindirik bir çukurun radyal genişlemesi aşağıdaki bağıntı ile verilebilir [61].

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta r}{r_0} = \frac{(1 + \nu)}{E} \Delta p \quad (44)$$

$$E = (1 + \nu) \frac{\Delta p}{\Delta r} r_0 \quad (45)$$

ϵ_r : radyal deformasyon

r_0 : sondaj çukurunun ilk yarıçapı

Δr : sondaj çukurunda yanal (radyal) genişleme

Δp : basınç artışı

ν : Poisson oranı

E : elastisite modülü

Bağıntı (45), yarıçap yerine hacmin bir fonksiyonu olarak yazılırsa, aşağıdaki bağıntı elde edilir [62]:

$$E_p = 2(1 + \nu) \frac{\Delta p}{\Delta V} V \quad (46)$$

$V = V_0 + V_m$ olup, V_0 =ölçen hücrenin başlangıç hacmi, V_m =safha 2 (Şekil 21)'de ölçen hücreye enjekte edilen su hacmi

$\frac{\Delta p}{\Delta V}$: safha 2 (Şekil 21)'de basınç-hacim eğrisinin eğimi

E_p : presiyometre deformasyon modülü

Her deney sonunda, presiyometre deformasyon modülü (E_p) ve limit basınç (P_l) belirlenir. Limit basınç (P_l), Şekil 21'de görüldüğü gibi kırılma anındaki basınç değeridir. Presiyometre deformasyon modülü (E_p) ile düşey deformasyon modülü (E), birbirine karıştırılmamalıdır. İkisi arasında, zemin türüne bağlı olarak aşağıdaki bağıntı verilmiştir.

$$E = \frac{E_p}{\alpha} \quad (47)$$

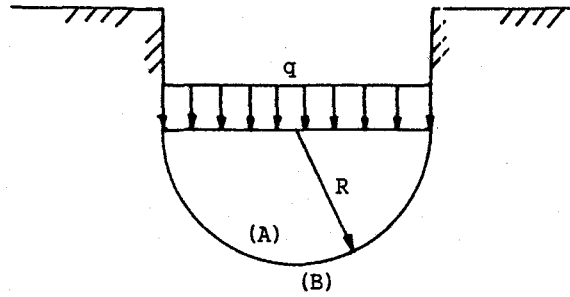
α : reolojik katsayı olup, Tablo 2'de verilmektedir.

Tablo 2. Çeşitli Zeminler İçin Reolojik Katsayılar [58]

Durum	Zemin Cinsi				
	Turba	Kil	Silt	Kum	Kum ve Çakıl
Aşırı Konsolide		1	$2/3$	$1/2$	$1/3$
Normal Konsolide	1	$2/3$	$1/2$	$1/3$	$1/4$
Ayrışmış ve/veya Yoğrulmuş		$1/2$	$1/2$	$1/3$	$1/4$

Presiyometre deney sonuçlarından yararlanarak, yüzeysel temellerin oturmaları tahmin edilebilir. Çeşitli durumlar için uzun ve ayrıntılı oturma bağıntıları, Menard [63, 65], Baguelin, Jezequel ve Shields [58] ve Briaud [59]'da bulunabilir.

Yüklenmiş zemin ortamda, herhangi bir noktadaki gerilme, küresel (spherical) ve deviatorik bileşenlerine ayrılabilir. Gerilmenin küresel ve deviatorik bileşenlerinin derinlikle değişimi birbirinden farklıdır. Küresel bileşen, temelin hemen altında en büyük değere sahiptir. Deviatorik bileşen ise, temel genişliğinin yarısına ($B/2$) eşit bir derinlikte, en büyük değerine sahiptir [58]. Bu durumda, yarı sonsuz ortamda, temel altında iki farklı bölgenin oluştuğu kabul edilir (Şekil 22).



Şekil 22. Küresel (Spherical) ve Deviatorik Bölgeler

Temelin hemen altındaki bölgede, küresel (spherical) gerilmelerin, daha derinlerdeki bölgede ise deviatorik gerilmelerin hakim olduğu kabul edilir. Temel oturmaları, her iki bölge için ayrı ayrı hesaplanır. Menard ve Rousseau [64], presiyometre deneyinden yararlanarak, yüzeysel temellerin oturmalarının tahmin edilebilmesi için yarı amprik bir bağıntı önerdiler. Temel derinliğinin, temel genişliğinden büyük veya eşit olması ($D_f \geq B$) durumunda,

bir dikdörtgen temelin oturması aşağıdaki bağıntılarla tahmin edilebilir:

$$\Delta H = \frac{2}{9E_d} q_n B_o \left[\lambda_d \frac{B}{B_o} \right]^\alpha + \frac{\alpha}{9E_s} q_n \lambda_s B \quad B \geq B_o \quad (48)$$

$$\Delta H = \frac{2}{9E_d} q_n B_o [\lambda_d]^\alpha + \frac{\alpha}{9E_s} q_n \lambda_s B \quad B < B_o \quad (49)$$

ΔH : temelin oturması

q_n : net taban basıncı olup, $q_n = q - q_0$ dir.

q : temel taban basıncı

q_0 : temel taban düzeyindeki efektif derinlik basıncı

B : temel genişliği

B_o : temel referans genişliği ($B_o = 60$ cm)

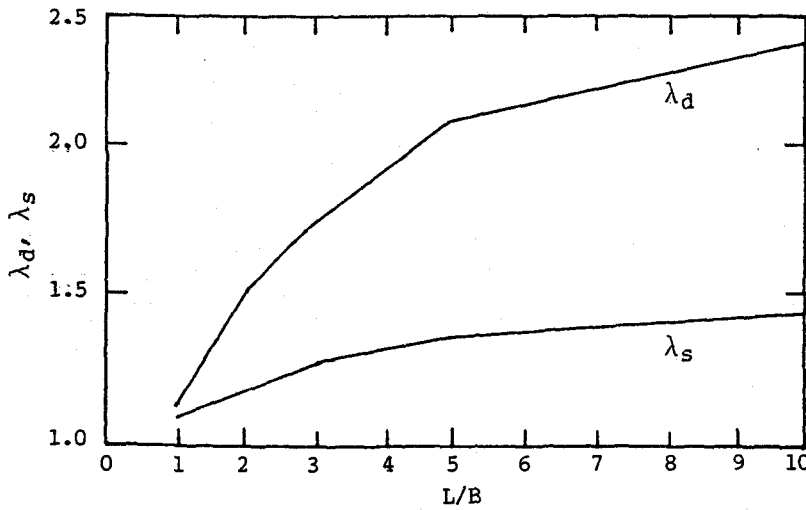
α : reolojik katsayı (Tablo 2).

λ_d, λ_s : biçim faktörleri olup, temel uzunluğunun temel genişliğine oranı (L/B) bağılı olarak Şekil 23'ten elde edilir.

E_d : deviatorik bölgedeki presiometre deformasyon modülü

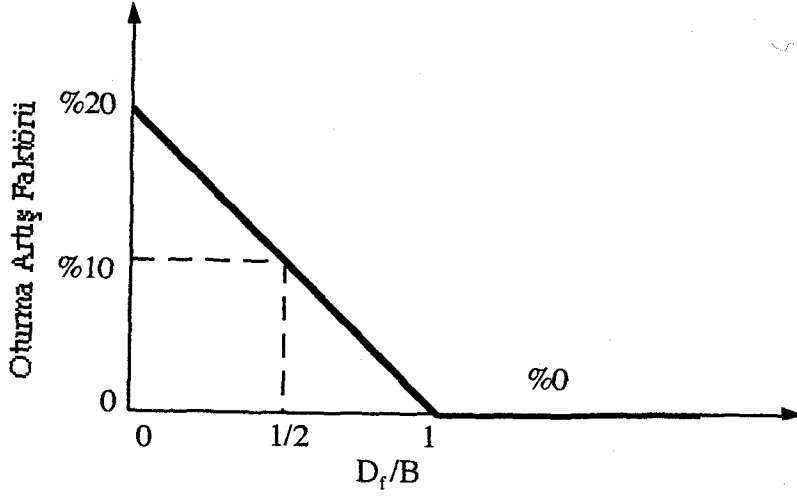
E_s : küresel (spherical) bölgedeki presiometre deformasyon modülü

Menard ve Rousseau tarafından önerilen oturma bağıntısının ilk terimi, gerilmenin deviatorik bileşeninin etkisi altında, zeminde hacim değişimi olmaksızın, kayma deformasyonu sonucu meydana gelen oturmayı; ikinci terimi ise, gerilmenin küresel bileşeninin etkisi altında, zeminde hacim azalması sonucu meydana gelen oturmayı gösterir.



Şekil 23. Biçim Faktörleri [58]

Eğer, temel derinliği, temel genişliğinden küçük ($D_f < B$) ise, oturma, Şekil 24'te belirtildiği gibi artırılır. Örneğin, temel zemin yüzeyinde ise, oturma değeri %20 artırılır [58].



Şekil 24. Yüzey Etkisi İçin Oturma Artış Faktörü

Tabaka kalınlığı temel genişliğinin yarısından az ($H < B/2$) olan bir zemin tabakası üzerine oturan geniş bir radye temelin oturması, tabaka kalınlığı Δz kalınlığında tabakalara ayrılarak aşağıdaki gibi hesaplanır [58].

$$\Delta H = \sum_1^n \frac{\alpha_i \beta \Delta \sigma_i}{E_i} \Delta z_i \quad (50)$$

ΔH : oturma

n : tabaka sayısı

β : Güvenlik sayısının bir fonksiyonu olup, aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\beta = \frac{2}{3} \frac{F}{F-1} \quad F < 3 \quad (51)$$
$$\beta = 1 \quad F \geq 3$$

F : Güvenlik sayısı olup, sınır taşıma gücünün emin taşıma gücüne oranıdır.

$\Delta \sigma_i$: i. tabakadaki ortalama düşey gerilme artışı

E_i : i. tabakanın presiyometre deformasyon modülü

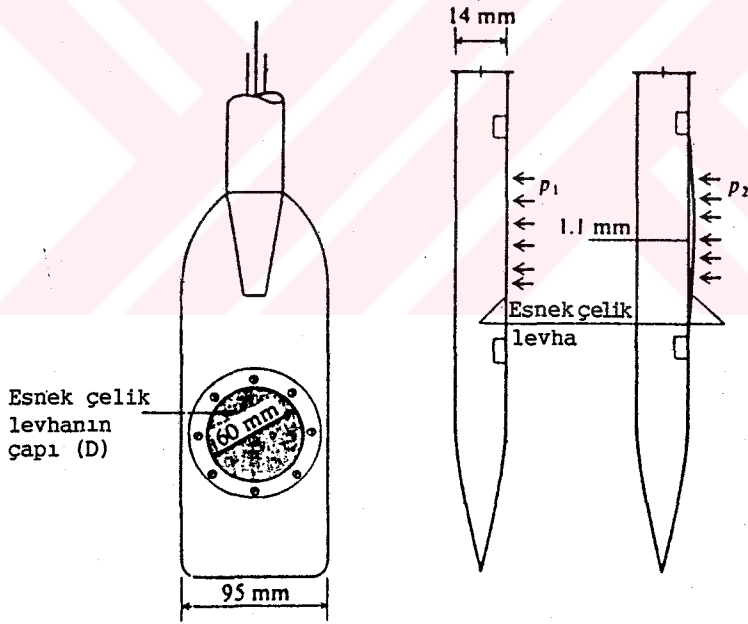
α_i : i. tabakanın reolojik katsayısı

Δz_i : i. tabakanın kalınlığı

1.2.2.1.6 Yassı (Düz) Dilatometre Deneyi İle

Yassı dilatometre deneyi, zemin özelliklerinin arazide öğrenilmesi için, yakın geçmişte geliştirilen bir arazi deneyidir. Yassı dilatometre deneyi ile ilgili ayrıntılı bilgi, Marchetti [66, 67] ve Schmertmann [68, 69, 70]'te bulunabilir. Yassı dilatometre; birbirine eklenebilen çelik çubukların ucuna takılabilen, 95 mm genişliğinde, 14 mm kalınlığında sandal küreği ucuna benzer, bir yüzünde 60 mm çapında ince esnek çelik levha bulunan, paslanmaz çelikten yapılmış yassı, ucu keskin bir alettir (Şekil 25).

Yassı dilatometre, zemine doğrudan veya daha önce çeşitli yöntemlerle açılan sondaj deliği tabanında, zemine sabit bir hızla (2-4 cm/sn) çakılarak veya itilerek sokulur. Esnek çelik levha, basınçlı gaz ile şişirilir. Levha şişmeye başlamadan önce, basınç (P_0) okunur. Daha sonra, levhanın 1.1 mm şişmesi için uygulanan basınç (P_1) okunur. Deney, her 15-20 cm de bir tekrarlanır.



Şekil 25. Yassı (Düz) Dilatometre [67]

Marchetti [67], dilatometre deney sonuçlarından yararlanarak, aşağıdaki amprik bağıntıyı verdi.

$$E_D = 34.7(P_1 - P_0) \quad (52)$$

E_D : dilatometre modülü

Penetrasyon deneyleri ile; aşırı konsolidasyonun, taneli zeminlerin sıkışabilirliğine etkisini anlamının yetersizliği farkedildi [71, 72, 73] ve bu, son yıllardaki çalışmalarla da doğrulandı [74, 75].

Leonards ve Frost [76], taneli zeminlerde temellerin oturmalarını tahmin etmek için, zemin elastisite modülü ve penetrasyon deney sonuçları arasındaki korelasyonlar esas alınarak geliştirilen yöntemler ile, aşırı konsolide olmuş bir tabakanın oturmasının, olduğundan daha fazla tahmin edildiğini belirttiler. Leonards ve Frost [76], taneli zeminlerde, temellerin oturmalarını tahmini için, Schmertmann [53] tarafından önerilen oturma tahmin yönteminin, zeminin elastisite modülünün derinlikle değişimi, zemin tabakasının sınırlı kalınlıkta olması, yeraltı su düzeyindeki düzensiz değişim, temel etki derinliği, vb. pek çok etkiyi dikkate alması nedeni ile daha uygun bulmaktadır. Leonards ve Frost [76]; Schmertmann [53] yöntemini aşağıdaki gibi genelleştirdi.

$$\Delta H = C_1 q_n \sum_0^{2B} I_z \Delta z \left[\frac{R_z(OC)}{E_z(OC)} + \frac{R_z(NC)}{E_z(NC)} \right] \quad (53)$$

C_1 : temel derinlik etki faktörü (Schmertmann'ın C_2 zaman faktörü, taneli zeminler için, 1 olarak kabul edildi.)

q_n : net taban basıncı

B : temel genişliği

I_z : düşünülen tabaka için deformasyon etki faktörü

Δz : düşünülen tabaka kalınlığı

ΔH : oturma

$R_z(OC)$, düşünülen tabaka için, aşırı konsolidasyon durumuna karşılık gelen gerilme artışının, toplam gerilme artışına oranı olup, aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$R_z(OC) = \frac{\sigma'_p - \sigma'_v}{\sigma'_f - \sigma'_v} \quad (54)$$

σ'_p : ön konsolidasyon basıncı

σ'_v : başlangıç efektif gerilmesi

σ'_f : yüklemmeden sonraki efektif gerilme

$R_z(\text{NC})$, düşünülen tabaka için, normal konsolidasyon durumuna karşılık gelen gerilme artışının, toplam gerilme artışına oranı olup, aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$R_z(\text{NC}) = \frac{\sigma'_f - \sigma'_p}{\sigma'_f - \sigma'_v} \quad (55)$$

$E_z(\text{OC})$ ve $E_z(\text{NC})$, düşünülen tabaka için, aşırı konsolidasyon ve normal konsolidasyon durumundaki gerilme artışlarına karşılık gelen, zemin elastisite modülleri olup, dilatometre deneyinden aşağıdaki gibi hesaplanır [76]:

$$E_z(\text{OC}) \approx 3.5E_D \quad (56)$$

$$E_z(\text{NC}) \approx 0.7E_D \quad (57)$$

Leonards ve Frost [76], taneli zeminlerde, temel genişliği tabaka kalınlığının 2 katından fazla olan temellerin oturmalarının tahmini için, aşağıdaki bağıntıyı önerdi:

$$\Delta H = \frac{\Delta \sigma_v}{M} \Delta z \quad (58)$$

ΔH : oturma

$\Delta \sigma_v$: düşey gerilme artışı

Δz : tabaka kalınlığı

M : bir boyutlu deformasyon modülü olup, dilatometre deneyinden belirlenir [77].

1.2.2.2 Laboratuvar Deneylerine Dayanan Yöntemlerle Oturmaların Tahmini

Taneli zeminlerde, zemin deformasyon özellikleri, laboratuvar deneyleri ile de belirlenebilir. Laboratuvar deney sonuçlarından elde edilen zemin deformasyon parametrelerini kullanarak, temellerin oturmalarını tahmin eden çeşitli oturma tahmin yöntemleri vardır. En yaygın olarak kullanılan laboratuvar deneyleri, konsolidasyon deneyi (ödometre deneyi) ve üç eksenli basınç deneyidir. Bu deneylerle ilgili bilgi, pek çok standartta ve deney kitabında bulunabilir [78, 79, vb.].

1.2.2.2.1 Konsolidasyon Deneyi (Ödometre Deneyi) İle

Bu deneyde; zemin örneği, ödometre halkasına, arazideki sıkılığına benzer olarak yerleştirilir. Daha sonra, konsolidasyon deneyi yapılır. Deney sonuçlarından elde edilen deformasyon parametreleri (m_v, C_c, v_b) kullanılarak, oturmalar hesaplanır. Martins, Furtado ve Da Silva [80], ince siltli kil üzerinde oturan 10 katlı bir binada, konsolidasyon deneylerinden hesaplanan oturmanın, ölçülen oturmanın 1.64 katı olduğunu belirttiler. Langfelder ve Johnston [81], gevşek kumlarda, konsolidasyon deneylerine dayanan oturma tahminlerinin kabul edilebilir olduğunu not ettiler.

Konsolidasyon deneyinde, zemin örneği sıfır yanal deformasyon altında, düşey doğrultuda yüklenmektedir ve yanal basınç üzerinde hiçbir kontrol uygulanmamaktadır. Oysa, arazide meydana gelen olay bu değildir [82]. Eggestad [83], kumlarda yaptığı model deneylerinde, meydana gelen düşey oturmanın anlamlı bir bölümünün, yanal deformasyonlardan ileri geldiğini gösterdi.

1.2.2.2.2 Üç Eksenli Basınç Deneyi İle

Simons ve Menzies [6], bir zemin elemanının düşey deformasyonunun, takip edilen gerilme izine (stress path) bağlı olduğunu söyleyerek, konsolidasyon deneyleri ile doğru ve güvenilir oturma tahminlerinin yapılamayacağını not etmektedir. Gerilme izi, değişik gerilme durumlarını gösteren grafikte, bu gerilme durumlarını gösteren noktaları birbirine bağlayan çizgi olup, bir gerilme durumundan, diğer gerilme durumuna geçerken, gerilme bileşenleri arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Lambe [84, 85], gerilme iz yöntemini ayrıntıları ile açıklamaktadır. Bu yöntemde; temel altında oturmanın büyük bir bölümünün meydana geldiği derinlik içinde, aralıklarla, temsili zemin elemanları seçilir. Seçilen zemin elemanlarına, uygulanan temel yüklerinden meydana gelen gerilme artışları, üç eksenli gerilme deneylerinde uygulanır. Bu deneylerde ölçülen düşey deformasyonlar, temel altındaki derinlik boyunca integre edilerek, toplam oturmalar hesaplanır. Lambe [85], gerilme izi yöntemi ile hesaplanan oturmaların, ölçülen oturmalara yakın olduğunu belirtmektedir. Simons ve Menzies [6], gerilme izi yönteminin uzun zaman aldığı,

eğitilmiş personel gerektirdiğini ve pahalı olduğunu belirtmektedir. Lambe [85], bu yöntemde en büyük gúçlüđün, zeminin orjinal sıklılığında hazırlanması olduğunu belirtmektedir.

1.2.3 Diğer Yöntemler

1.2.3.1 Elastisite Teorisine Dayanan Yöntemler İle

Lineer, elastik, homojen ve izotrop yarım sonsuz bir ortamda, yüzeyde, üniform yayılı yüküe yüklü dikdörtgen bir alanın bir köşesi altında meydana gelen oturma, Elastisite Teorisine göre aşağıdaki gibi hesaplanır [61].

$$\Delta H = qB \frac{(1 - \nu^2)}{E} I \quad (59)$$

- ΔH : oturma
q : üniform taban basıncı
B : dikdörtgen alanın kısa kenarı
E : zeminin elastisite modülü
 ν : poisson oranı
I : etki faktörü, (üniform yüklü alanın boyutlarına (L/B oranına, L: uzunluk) bağlı olarak hesaplanan bir katsayı)

Sınırlı kalınlıktaki elastik zemin ortamda, üniform yüklü esnek (fleksibl) bir dikdörtgen temelin bir köşesi altında meydana gelen oturma, Elastisite Teorisine göre aşağıdaki gibi hesaplanır.[28, 86]:

$$\Delta H = qB \frac{(1 - \nu^2)}{E} I_s I_r \quad (60)$$

- ΔH : oturma
q : üniform taban basıncı
B : dikdörtgen alanın kısa kenarı
E : zeminin elastisite modülü

ν : Poisson oranı

I_s, I_f : etki faktörleri

I_s , Steinbrenner etki faktörü olup, Steinbrenner [87] tarafından verilen aşağıdaki denklemler kullanılarak hesaplanabilir.

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \quad (61)$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \quad (62)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (63)$$

Burada, $M=L/B$, $N=H/B$ dir. (L: temel uzunluğu, B: temel genişliği, H: sınırlı tabaka kalınlığıdır.)

I_f , temel derinliği etki faktörü olup, L/B , D_f/B oranına (D_f : temel derinliği) ve Poisson oranına bağlı bir katsayıdır. Fox [88] tarafından verilen denklemler kullanılarak hesaplanabilir.

Etki faktörlerini belirlemek için çeşitli çalışmalar yapıldı [89, 90, 91, 92]. Christian ve Carrier [91], yaptıkları çalışmalar sonucunda, Janbu ve Diğerleri [89] tarafından geliştirilen etki faktörleri ile, oturmaların fazla tahmin edildiğini belirttiler. Taylor ve Matyas [92]'da bunu doğruladı. Taylor ve Matyas [92], H/B oranının 0.5'ten büyük ($H/B > 0.5$) olması durumunda, bütün L/B oranları ve Poisson oranları ($\nu = 0-0.5$) için, Steinbrenner [87] etki faktörü kullanılarak, oturmaların daha doğru tahmin edildiğini belirttiler.

Zeminin elastisite modülü, arazi deneyleri ile veya laboratuvar deneyleri ile belirlenebilir. Poisson oranı (ν), genellikle, kuru ve doğal kumlar için 0.3, doymun kumlar için 0.4-0.45 olarak alınır [86].

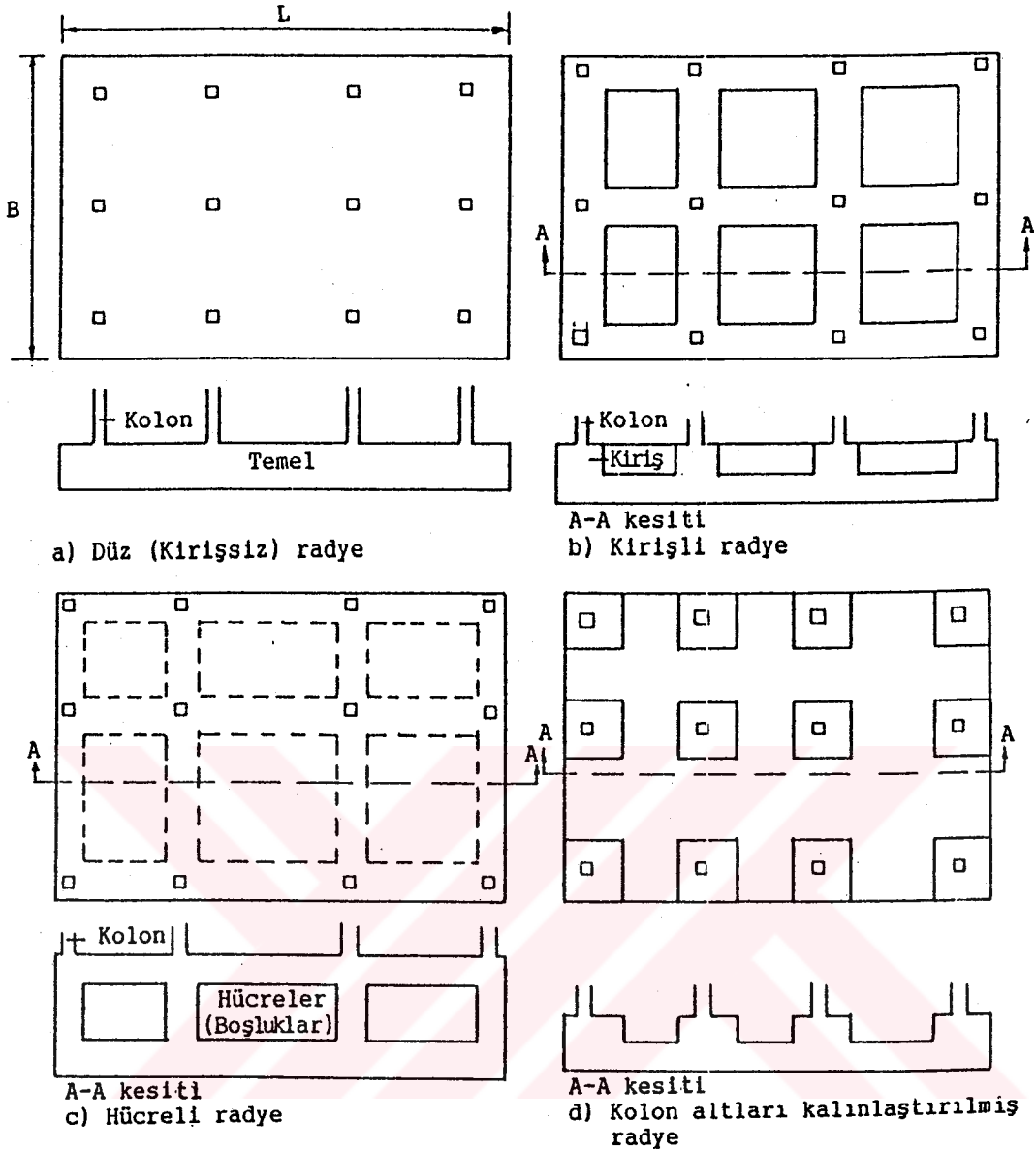
1.2.3.2 Sonlu Elemanlar Yöntemi İle

Sonlu elemanlar yöntemi, bilgisayarların gelişmesine paralel olarak, mühendislikte gittikçe artan bir kullanım alanı bulmaktadır. Yöntemle ilgili temel bilgiler, bir çok kaynakta [93, vb.] bulunabilir. Bu yöntemde, lineer, elastik, sürekli ortam, birbirine mafsallarla bağlı elemanlara bölünür. Mafsal noktalarının yer değiştirmeleri bilinmeyenler olarak seçilip, oluşturulan çok bilinmeyenli lineer denklem takımı, verilen sınır koşulları dikkate alınarak çözülür. Mafsal noktalarının yer değiştirmeleri, elemanlarda oluşan gerilme ve deformasyonlar elde edilir.

1.3 RADYE OTURMALARININ SONLU FARKLAR YÖNTEMİ İLE HESAPLANMASI

1.3.1 Radyeler

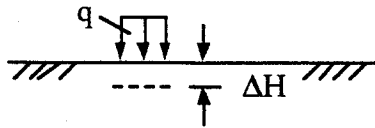
Radye temeller, yapının plandaki tüm alanını veya bir kısmını kaplayan temellerdir. Radye temeller; radye, radye jeneral, plak temel, vb. adlarla da anılırlar. Radye temeller de, diğer temel tipleri (tekil, şerit, vb.) gibi, zeminde kırılma (göçme) meydana getirmemeli, böyle olaylara karşı belli bir güvenliği olmalı (taşıma gücü koşulu) ve yapıya zarar verecek oturmalara (izin verilebilir oturma değerlerini aşan) neden olmamalıdır. Temel veya temel sisteminin, aynı zamanda ekonomik olması gereği, bir temel sisteminin seçiminde, önce tekil temel sistemi düşünülür. Tekil temellerin birbirine yaklaşması, diğer bir deyişle 2.5-3 m'yi aşması durumunda, şerit temel sistemine geçilebilir. Şerit temellerin de birbirine yaklaşması veya genişliklerinin 3 m'yi geçmesi durumunda radye temel yapımı düşünülebilir. Çoğu durumda, radye temeller, taşıma gücü düşük olan zeminlerde veya yapı, ağır (çok katlı vb.) bir yapı ise düşünülür. Ayrıca, zemin koşullarından dolayı, farklı oturmalara bekleniyorsa, radye temel seçilebilir. Radye temel, farklı oturmalara, diğer sığ temellere göre daha iyi karşı koyar. Şekil 26'da yaygın olarak kullanılan radye temel tipleri görülmektedir. Radye temellerle ilgili geniş bilgi, pek çok kaynakta [28, 94, 95, vb.] bulunabilir.



Şekil 26. Radye Temel Tipleri [94]

1.3.2 Yatak Katsayısı

Winkler [96], temel-zemin etkileşiminin modellenmesi için yaygın olarak kullanılan, zemine uygulanan basınç ile oturma arasında, kavramsal bir ilişki verdi. Bu ilişki, zeminin herhangi bir noktasındaki basınç ile aynı noktanın oturması arasındaki oran olarak ifade edilir (Winkler Teorisi) ve yatak katsayısı olarak adlandırılır.(Şekil 27).



Şekil 27. Yatak Katsayısının Tanımı

$$k_s = \frac{q}{\Delta H} \quad (64)$$

k_s : yatak katsayısı

ΔH : oturma

q : basınç

Terzaghi [97], plaka yükleme deneyinden yararlanarak, yatak katsayısı için aşağıdaki bağıntıları önerdi.

Kohezyonlu zeminler için,

$$k_t = k_p \frac{B_p}{B_t} \quad (65)$$

Kohezyonsuz zeminler için,

$$k_t = k_p \left(\frac{B_p + B_t}{2B_t} \right)^2 \quad (66)$$

k_p : plaka altındaki zeminin yatak katsayısı

k_t : temel altındaki zeminin yatak katsayısı

B_t : temelin genişliği

Vesic [98], yatak katsayısı için zemin elastisite modülünden yararlanarak aşağıdaki bağıntıyı önerdi.

$$k_s' = 0.65 \left(\frac{E_s}{1 - \nu^2} \right) \sqrt{\frac{E_s B^4}{I_s I_f}} \quad (67)$$

$$k_s' = k_s B$$

B : temel genişliği

E_s : zeminin elastisite modülü

E_f : temelin elastisite modülü

I_f : temelin atalet momenti

ν : temelin poisson oranı

Yatak katsayısı değeri, Bağntı (60) kullanılarak elde edilebilir.

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)I_s I_f} \quad (68)$$

B : temel genişliği

ν : temel in poisson oranı

E_s : zeminin elastisite modülü

I_s, I_f : etki faktörleri

Bu bağıntılarda, zeminin elastisite modülü, laboratuvar deneylerinden (üç eksenli basınç deneyi, konsolidasyon deneyi, vb.) veya arazi deneylerinden (standart penetrasyon deneyi, plaka yükleme deneyi, presiometre deneyi, vb.) elde edilebilir.

Bowles [28], yatak katsayısı ve sınır taşıma gücü arasında, aşağıdaki bağıntıyı önerdi:

$$k_s = \frac{q_{s\text{nr}}}{\Delta H} \quad (69)$$

k_s : yatak katsayısı

ΔH : izin verilebilir oturma ($\Delta H=25.4$ mm)

$q_{s\text{nr}}$: sınır taşıma gücü

Bu bağıntıda,

$$q_{s\text{nr}} = G_s q_a \quad (70)$$

olup, izin verilebilir oturma ($\Delta H=25.4$ mm) için yatak katsayısı, aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$k_s = 40q_{s\text{nr}} = 40G_s q_a \quad (71)$$

q_a : izin verilebilir taşıma basıncı

G_s : güvenlik sayısı olup, genellikle kum için 2 ve kil için 3 alınır.

G_s : güvenlik sayısı olup, genellikle kum için 2 ve kil için 3 alınır.

Yatak katsayısı, şerit temel in taşıma gücü bağıntısından yararlanılarak da hesaplanabilir [15].

$$k_s = 40(cN_c + \gamma z N_q + 0.5\gamma B N_\gamma) \quad (72)$$

c : kohezyon

γ : zeminin birim hacim ağırlığı

B : temel genişliği

N_c, N_q, N_γ : taşıma gücü katsayıları

Bowles [28], yatak katsayısını daha genel olarak, aşağıdaki gibi önerdi.

$$k_s = A_s + B_s z^n \quad (73)$$

A_s, B_s : zemin özelliklerine, temel boyutlarına ve temel derinliğine bağlı katsayılar

n : bir sabit

z : derinlik

$n=1$ olması durumunda,

$$A_s = 40(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma) \quad (74)$$

$$B_s z^1 = 40\gamma z N_q z^1 \quad (75)$$

olarak elde edilir.

Yatak katsayısı, konsolidasyon deney sonuçlarından da hesaplanabilir [99].

$$k_s = \frac{1}{m_v} H \quad (76)$$

m_v : hacimsal sıkışma katsayısı

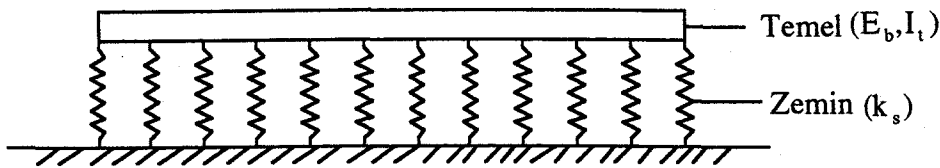
H : sıkışabilir tabaka kalınlığı

Yatak katsayısı, tablolardan da, zemin cinsine ve durumuna bağlı olarak alınabilir (Tablo 3).

Tablo 3. Zemin Cinsine Göre Tipik Yatak Katsayısı Değerleri [28]

Zemin cinsi	$k_s(t/m^3)$
Gevşek kum	480-1600
Orta sıkı kum	960-8000
Sıkı kum	6400-12800
Killi orta sıkı kum	3200-8000
Siltli orta sıkı kum	2400-4800
Kil	
$q_u \leq 20t/m^2$	1500-3000
$20 < q_u \leq 40t/m^2$	2400-4800
$q_u > 80t/m^2$	>4800

Yatak katsayısı, temel-zemin etkileşiminin modellenmesi için yaygın olarak kullanılan önemli bir parametre olup, tanım gereği (Winkler Teorisi) sabit kabul edilir. Oysa, yatak katsayısı, zeminin cinsine (kum, çakıl, silt, kil) ve durumuna (sıklık-gevşeklik, sertlik-yumuşaklık), temel genişliği, vb.etkenlere bağlı olarak değişen bir katsayıdır ve zeminin çeşitli noktalarında birbirinden farklı değerler alabilir. Ayrıca, Winkler Teorisine göre, zemin ortamın birbirine sonsuz yakınlıkta, birbirinden bağımsız yaylar gibi davrandığı (Şekil 28), her bir yayın, komşu yayların yüklenme ve oturmasından etkilenmediği kabul edilir. Gerçekte, zemin ortamda herhangi bir noktanın oturması, komşu noktalardaki yükleme ve oturmalardan etkilenmektedir.



Şekil 28. İdealleştirilmiş Temel-Zemin Sistemi

1.3.3 Yatak Katsayısı Ve Sonlu Farklar Yöntemi İle Radye Temellerin Oturmalarının Tahmini

Sonlu farklar yöntemi, radye temellerin hesabında önemli bir yer tutar. Bu yöntem, Dercyk ve Severn [100, 101], Bowles [102, 103] tarafından, elastik bir ortamdaki radyelerin hesabında kullanıldı.

Radye temeller için, elastik zemine oturan bir plak'ın diferansiyel denklemi kullanılır. Plak diferansiyel denklemi ile ilgili ayrıntılı bilgi, Timoshenko ve Woinowsky-Krieger [104]'te bulunabilir. Elastik zemine oturan bir plak'ın (Şekil 29) diferansiyel denklemi aşağıdaki gibidir:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{D(\partial x \partial y)} + \frac{q}{D} \quad (77)$$

P : kolon yükü

q : taban basıncı olup, $q = -k_s w$

w : düşey yer değiştirme (oturma)

k_s : yatak katsayısı

D : plak rijitliği olup,

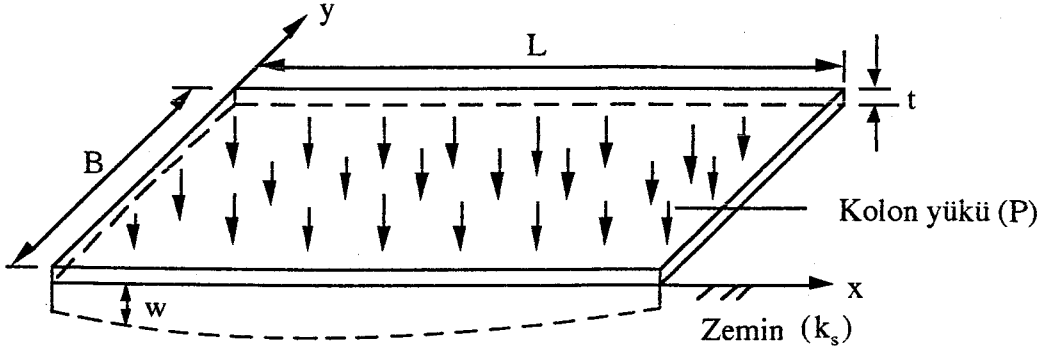
$$D = \frac{Et^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (78)$$

olarak tanımlanır.

E : plak elastisite modülü

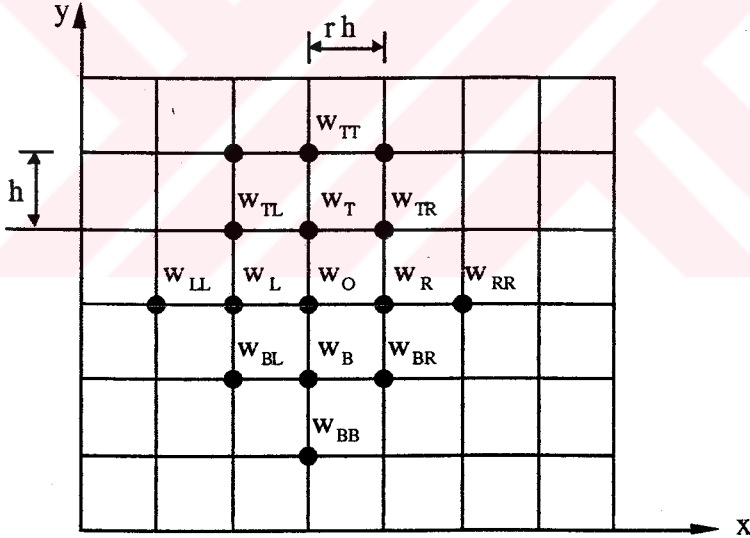
ν : plak Poisson oranı

t : plak kalınlığı



Şekil 29. Elastik Zemine Oturan Bir Plak'ın Oturması

Sonlu farklar yöntemi ile dördüncü dereceden plak diferansiyel denkleminin çözülebilmesi için, radye temel, yatay doğrultuda $\Delta x = rh$ ve düşey doğrultuda $\Delta y = h$ uzunluğunda dikdörtgen alanlara ayrılır (Şekil 30). Burada, $r \geq 1$ veya $r \leq 1$ olabilir.



Şekil 30. Sonlu Farklar Yöntemi İçin Oluşturulan Dikdörtgen Alanlar

Sonlu farklar yöntemi, radye temel içerisindeki noktalar için geçerlidir. Eğer, nokta radye köşesinde veya kenarında ise, sonlu farklar yöntemi doğrudan kullanılamaz. Radye kenarında veya köşesindeki yer değiştirmeler, serbest kenarlı bir radye için, serbest kenarda eğilme momenti ve kesme kuvvetinin sıfır olması koşulundan yararlanılarak elde edilir.

Serbest kenarda, yatay ve düşey doğrultuda eğilme momentleri sıfır

$$M_x = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \quad (79)$$

$$M_y = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad (80)$$

ve kesme kuvvetleri sıfırdır.

$$V_x = \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2 - \nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} = 0 \quad (81)$$

$$V_y = \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2 - \nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = 0 \quad (82)$$

Sonlu farklar yöntemi, radye içerisindeki noktalar için dördüncü dereceden diferansiyel denkleme uygulanırsa (Şekil 30), $r \neq 1$ olması durumunda,

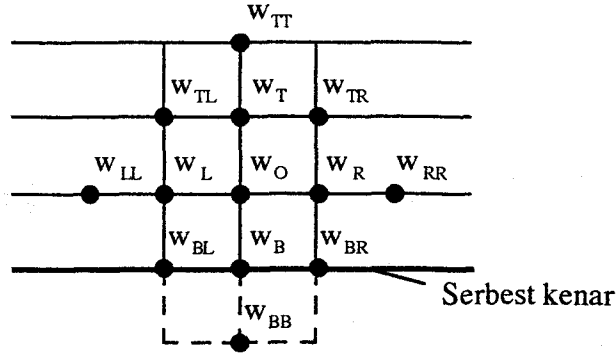
$$\left(\frac{6}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 6\right)w_0 + \left(-\frac{4}{r^4} - \frac{4}{r^2}\right)(w_L + w_R) + \left(-\frac{4}{r^2} - 4\right)(w_T + w_B) + \frac{2}{r^2}(w_{TL} + w_{TR} + w_{BL} + w_{BR}) + w_{TT} + w_{BB} + \frac{1}{r^4}(w_{LL} + w_{RR}) = \frac{qrh^4}{rD} + \frac{Ph^2}{rD} \quad (83)$$

elde edilir. $r=1$ olması durumunda,

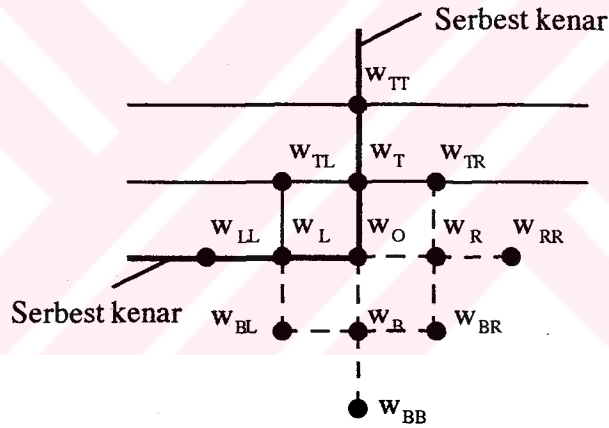
$$20w_0 - 8(w_T + w_B + w_L + w_R) + 2(w_{TL} + w_{TR} + w_{BL} + w_{BR}) + (w_{TT} + w_{BB} + w_{LL} + w_{RR}) = \frac{qh^4}{D} + \frac{Ph^2}{D} \quad (84)$$

elde edilir.

Eğer, sonlu farklar yöntemi, radye kenarında veya köşesinde bir nokta için uygulanacaksa, Şekil 31'de görüldüğü gibi hayali noktalar oluşturulur.



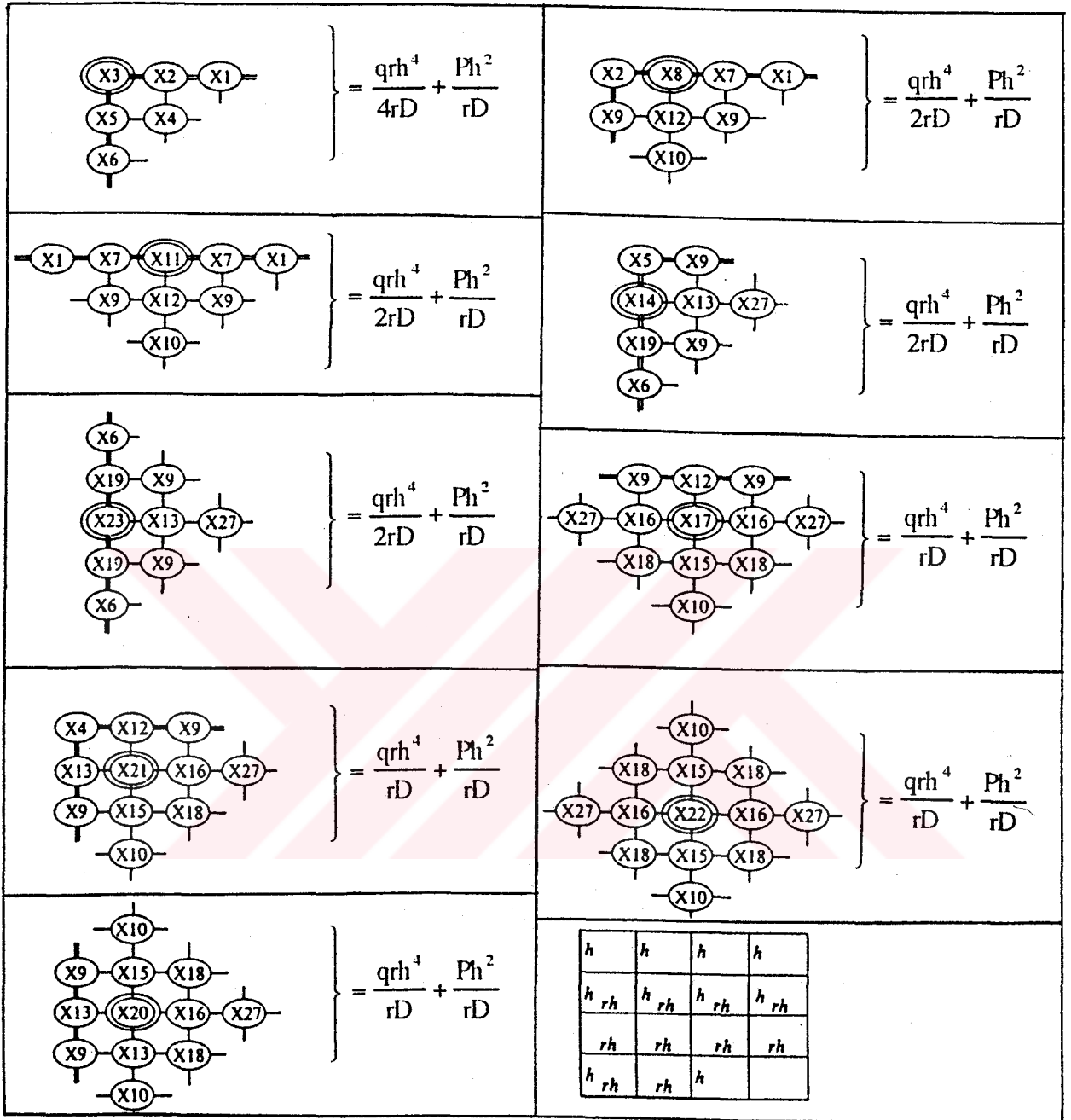
a) Radye kenarında



b) Radye köşesinde

Şekil 31. Radye Kenarında veya Köşesindeki Noktalar için Oluşturulan Hayali Noktalar

Radye temel üzerindeki her bir nokta için sonlu farklar yöntemi uygulanırsa, her bir nokta için aşağıda verilen yer değiştirme katsayıları elde edilir (Şekil 32 ve Tablo 4).



Şekil 32. Her Bir Düğüm Noktasındaki Yer Değişirme Katsayılarının Şematik Gösterimi

Tablo 4. Yer Değiştirme Katsayıları [102]

$$X1 = \frac{1}{2r^4}(1 - v^2)$$

$$X2 = -\frac{1}{r^4}(1 - v^2) - \frac{2}{r^2}(1 - v^2)$$

$$X3 = \frac{1}{2r^4}(1 - v^2) + \frac{2}{r^2}(1 - v) + \frac{1}{2}(1 - v^2)$$

$$X4 = \frac{2}{r^2}(1 - v)$$

$$X5 = -\frac{2}{r^2}(1 - v) - (1 - v^2)$$

$$X6 = \frac{1}{2}(1 - v^2)$$

$$X7 = -\frac{2}{r^4}(1 - v^2) - \frac{2}{r^2}(1 - v)$$

$$X8 = \frac{5}{2r^4}(1 - v^2) + \frac{4}{r^2}(1 - v) + 1$$

$$X9 = \frac{1}{r^2}(2 - v)$$

$$X10 = 1$$

$$X11 = \frac{3}{r^4}(1 - v^2) + \frac{4}{r^2}(1 - v) + 1$$

$$X12 = -\frac{2}{r^2}(2 - v) - 2$$

$$X13 = -\frac{2}{r^4} - \frac{2}{r^2}(2 - v)$$

$$X14 = \frac{1}{r^4} + \frac{4}{r^2}(1 - v) + \frac{5}{2}(1 - v^2)$$

$$X15 = -\frac{4}{r^2} - 4$$

$$X16 = -\frac{4}{r^4} - \frac{4}{r^2}$$

$$X17 = \frac{6}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 5$$

$$X18 = \frac{2}{r^2}$$

$$X19 = -\frac{2}{r^2}(1 - v) - 2(1 - v^2)$$

$$X20 = \frac{5}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 6$$

$$X21 = \frac{5}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 5$$

$$X22 = \frac{6}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 6$$

$$X23 = \frac{1}{r^4} + \frac{4}{r^2}(1 - v) + 3(1 - v^2)$$

$$X27 = \frac{1}{r^4}$$

Radye temel üzerindeki her bir nokta için Şekil 32'de gösterilen yer değiştirme katsayıları kullanılarak, sonlu farklar denklemleri elde edilir. Bu denklemler çözülerek, her bir noktanın yer değiştirmesi bulunur.

2. TEORİK ÇALIŞMALAR VE BULGULAR

2.1 ESNEK SİLO RADYESİNİN HESAPLANAN VE ÖLÇÜLEN OTURMALARI

Bu bölümde, 1974 yılında zemin incelemelerine başlanılan ve 1978 yılında bitirilerek işleme açılan Suudi Arabistan Tahıl Siloları ve Un Değirmenlerine ait Cidde Tahıl Silosu, oturmalar açısından ele alınacaktır. Siloya ve temel zeminine ait ayrıntılı bilgi, Uzuner [18]'de bulunabilir.

Bu tezde, esas olarak, Kaynak [18]'deki silonun ölçülen oturmaları, sonlu farklar yöntemi ile hesaplanan oturmaların değerlendirilmesi (karşılaştırılması) için kullanılmakla birlikte; ayrıca, silonun geleneksel arazi deneyleri ile hesaplanan oturmaları, bazı eklemeler ile güncelleştirilerek de verilmektedir.

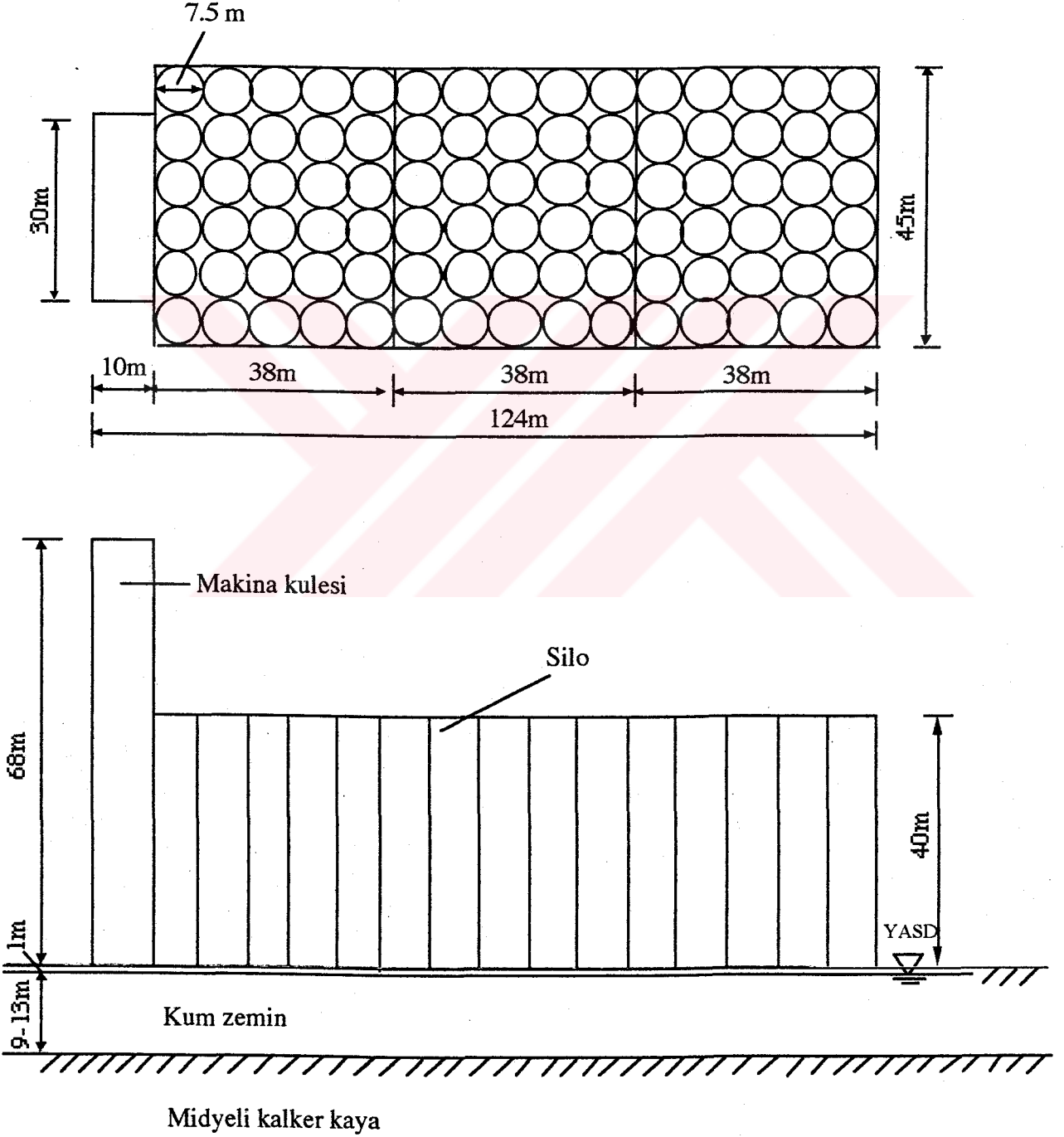
2.1.1 Silo İle İlgili Bilgiler

Silo kompleksi; tahıl siloları, makina kulesi, un değirmenleri, un siloları gibi yapılardan oluşmaktadır. Burada, en önemli yapı olan tahıl silosu ve makina kulesi oturmalar açısından incelenecektir.

Tahıl silosu, kalınlığı 1.15 m olan radye temel üzerine oturmuş olup, radyenin uzunluğu 114 m, genişliği 45 m'dir. Radye, 3 adet 38 m x 45 m'lik plak'tan (veya kısımdan) meydana gelmektedir. Şekil 33'de görüleceği üzere, silo yapısı, her biri 7.5 m çapında, 40 m yüksekliğinde, 30 adet silindirik silodan oluşmaktadır. Dolu olarak, radye temel tabanındaki basınç 43 t/m²'dir. Makina kulesi, silo yapısına bitişik olup, Şekil 33'de görüleceği üzere, 1.15 m kalınlığında, 10 m x 30 m'lik ayrı bir radye temel üzerinde oturmaktadır. Yüksekliği 68 m olan kulenin tabanında, bitmiş durumda 30 t/m²'lik basınç meydana gelmektedir. Radye temellerin derinliği 1 m kadardır.

2.1.2 Zemin İle İlgili Bilgiler

Silo kompleksinin üzerine oturacağı zemin, derinliği 12-15 m olan midyeli kalker kaya üzerinde sonradan doldurulmuş gevşek kumdur. Yeraltı su düzeyi, sıkıştırılmış zemin yüzünden ortalama 1 m kadar aşağıdadır. Zemin incelemesi 'Wimpey Laboratories Limited Middlesex, İngiltere' tarafından yapılmıştır.

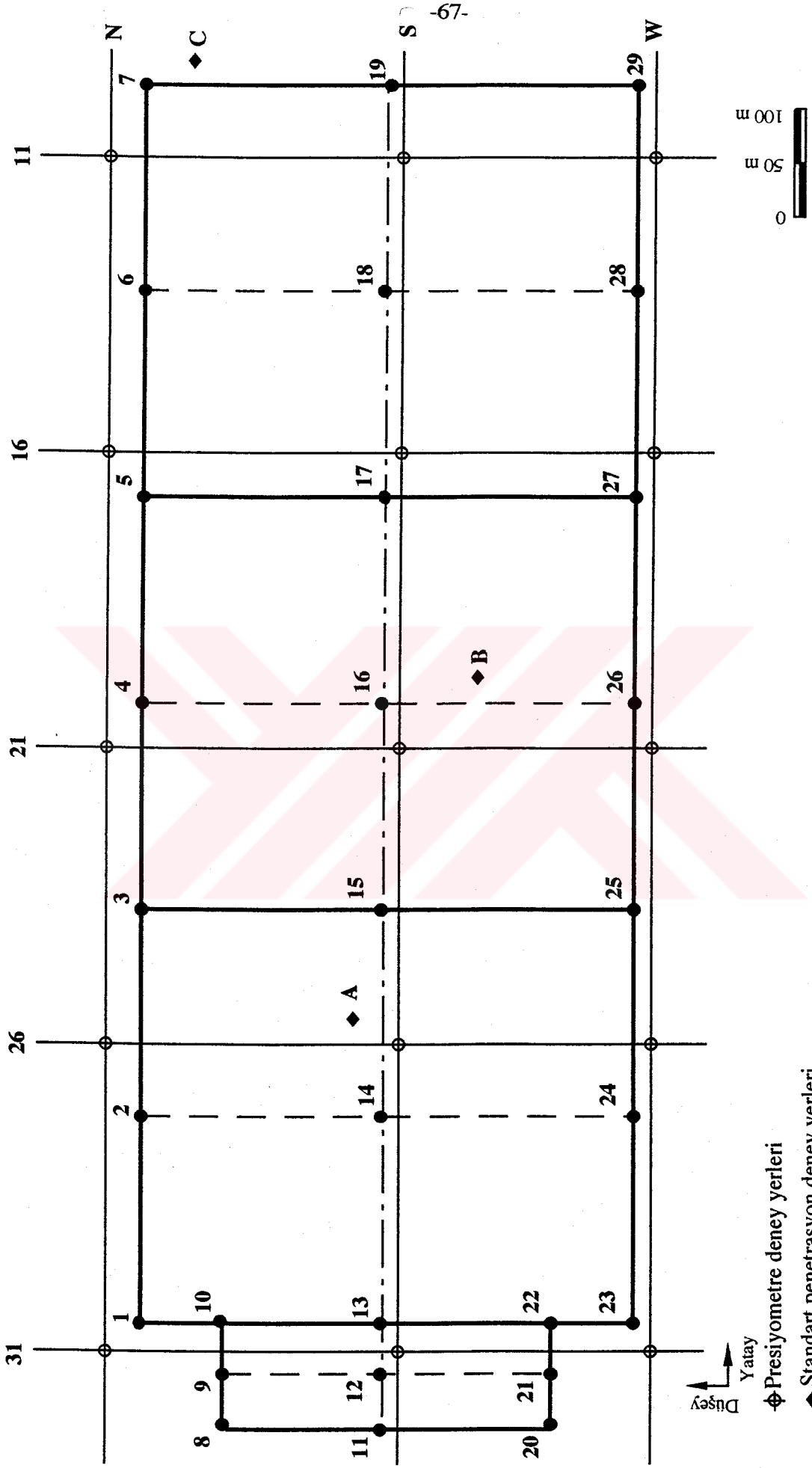


Şekil 33. Silo ve Kulenin Üstten ve Yandan Görünüşleri

Temel sistemi olarak, kazıklı veya kuyu (şaft) temeller ile kompaksiyondan sonra sığ radye temeller, seçenekler olarak düşünülmüş, ancak en ekonomik olan, kompaksiyondan sonra sığ radye temellerde karar kılınmıştır. Gevşek kum zemin, Menard Dinamik Konsolidasyon (derin kompaksiyon) yöntemi uygulanarak sıkıştırılmıştır. 1970'lerde 'Techniques L. Menard' tarafından uygulanmaya başlanılan ve önceleri ağır tokmaktama, derin kompaksiyon olarak bilinen yöntemle ilgili ayrıntılı bilgi, West ve Slocombe [105], Menard ve Broise [106], Herbert ve Downie [107]'de bulunabilir. Bu yöntemde, ağırlığı 8 ile 40 ton olan bir ağırlık, 6 ila 30 m yükseklikten sıkıştırılacak zemin üzerine düşürülür. Meydana gelen şok dalgaları, zemin tanelerinin yeniden yerleşmesi sonucu sıklığı artırır. Suya doymuş zeminlerde şok dalgalarının meydana getirdiği kısmi sıvılaşma sonucu oluşturulan tercihli kanalcıklardan boşluk suyunun çıkması ile (hızlı konsolidasyon) zeminin sıklığı artırılmaktadır. Daha çok taneli zeminler için kullanılan bu yöntemin, siltli ve killi zeminlerde de iyi sonuçlar verdiği belirtilmektedir. Bu yöntemle elde edilen sıklık; tokmaktama enerjisi, tokmaktama sayısı gibi etmenlere bağlıdır. Gerçek sıkıştırma öncesi yapılan denemelerle, en uygun sıkıştırma enerjisi, tokmaktama sayısı ve işlem sırası belirlenmektedir. Burada, ortalama kalınlığı 12-15 m olan gevşek kum için ağırlığı 20 ton kadar olan, dikdörtgen prizma biçimli, betonarme bir ağırlık, 18 m yükseklikten, her nokta için 5-6 kez olmak üzere düşürüldü. Sıkıştırma; sıkıştırma öncesi ve sonrası yapılan presiyometre deneyleri, standart penetrasyon deneyleri ve zemin yüzeyinin çökmesinin ölçülmesi ile kontrol edildi. Ölçülen zemin yüzü oturmaları, 37-47 cm arasında olup, sıkıştırılan kum tabakasında %4-7'lik bir hacim azalması demektir. Tokmaktamadan sonra elde edilen presiyometre deformasyon modülü, tokmaktama öncesi ölçülen ortalama presiyometre deformasyon modülünün yaklaşık 3 katıdır.

2.1.3 Arazi Deneyleri İle İlgili Bilgiler

Şekil 34'te görüleceği gibi, tahıl silosu ve kulenin yapım alanında, 15 noktada presiyometre deneyi ve bir kontrol olarak da 3 ayrı noktada standart penetrasyon deneyi, 'Menard Techniques Limited' tarafından yapıldı. 15 noktada yapılan presiyometre deneyi ile elde edilen presiyometre deformasyon modülü değerleri, Tablo 5'te görülmektedir. Tablonun incelenmesinden, genel olarak kum tabakasının üst kısımlarının, alt kısımlara göre daha iyi sıkıştığı veya sıkı olduğu söylenebilir.



Şekil 34. Arazi Deney Yerleri ve Noktaların Numaralandırılması

Tablo 5. Presiyometre Deneylelerinden Elde Edilen Presiyometre Deformasyon Modülleri

Derinlik (m)	Presiyometre deformasyon modülü, E_p , (kg/cm ²)														
	Yatay eksen (Şekil 34)														
	N					S					W				
	Düşey eksen (Şekil 34)														
	11	16	21	26	31	11	16	21	26	31	11	16	21	26	31
1	230	200	480	400	200	200	330	200	490	520	290	310	360	400	410
2	200	230	320	150	260	200	200	590	200	130	160	300	200	260	420
3	200	200	200	150	160	200	230	450	200	240	260	325	290	270	440
4	200	200	200	170	350	230	100	230	280	200	100	270	200	200	460
5	65	200	120	65	120	100	100	75	50	70	90	75	140	200	135
6	65	65	110	110	100	100	90	95	55	40	70	170	110	55	55
7	90	100	75	105	150	70	75	90	50	135	60	75	50	85	95
8	90	70	40	115	110	100	65	80	40	140	80	55	50	70	165
9	70	80	60	150	100	70	65	75	40	160	60	50	35	50	100
10	50	90	60	100	75	125	50	85	50		60	130	55	80	
11	55	85	65	170	65	85		60	55		60	65			
12		120	55	190	40										
13				80	70										

Gerek uygulanan kompaksiyonun kontrolü için ve gerekse başka yöntemlerle de oturmaların tahmin edilmesine olanak sağlamak için, sınırlı sayıda standart penetrasyon deneyi yapılmıştır. Standart penetrasyon deneyi sonuçları Tablo 6'da görülmektedir.

Tablo 6. Standart Penetrasyon Deney Sonuçları

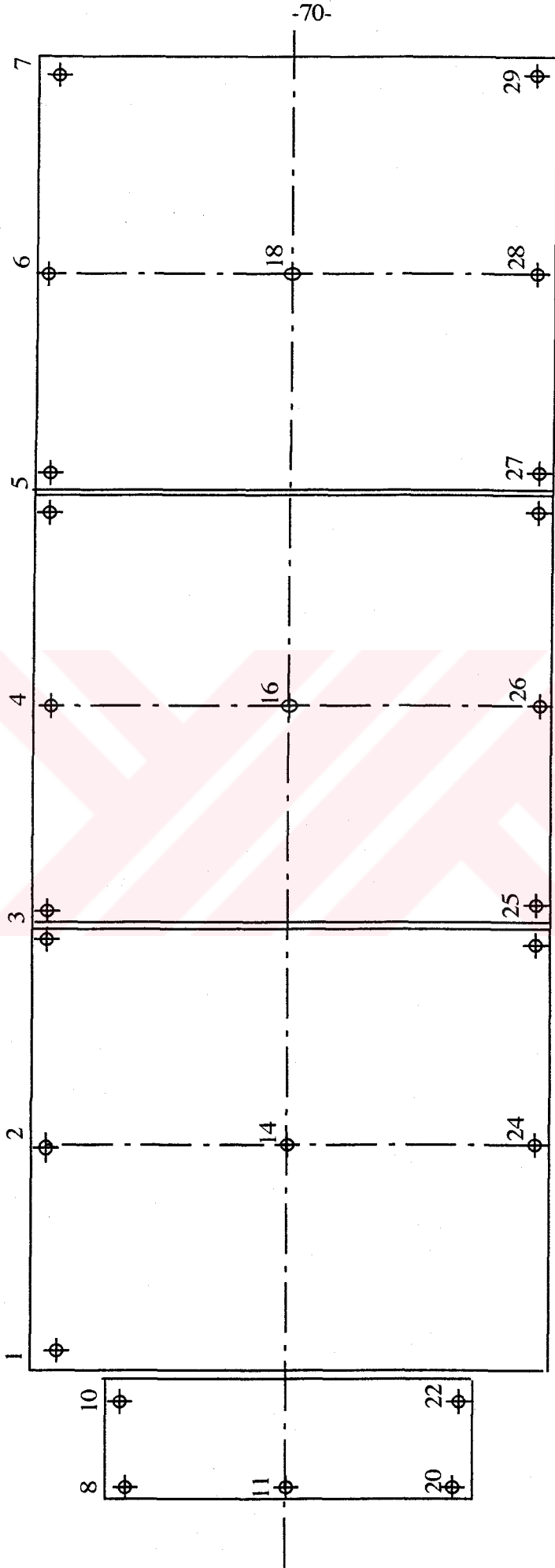
Derinlik (m)	N vuruş sayıları		
	A	B	C
1	-	-	-
2	33	24	22
3	22	25	18
4	19	37	23
5	18	19	14
6	34	13	17
7	19	22	16
8	19	21	17
9	16	12	15
10	21	14	12
11	14	12	9

2.1.4 Ölçülen Oturmalar

Silo ve kulenin inşasına 1977 yılı başlarında başlanmış olup, 1978 yılı sonlarında bitirilmiştir. İnşaatı, 'Pilsbury Holdings (Canada) Ltd.' yürütmüş olup, oturma ölçümleri, 'Joint Venture, Dykerhoff and Widermann-Kettaneh Freres' tarafından yapılmıştır. Radye temellerin inşasından hemen sonra, Şekil 35'te belirtilen yerlerde ölçüm noktaları meydana getirilmiştir. Silonun gerek inşaatı, gerekse doldurulması sırasında sürekli oturma ölçümleri yapılmıştır. Oturma ölçümleri ile ilgili bilgi, Hanna [108] ve Cheney [109] da bulunabilir. Ölçüm noktalarının toplam oturmaları (radyelerin inşasından hemen sonra başlamak üzere siloların doldurulmalarına kadar olan oturmalar), Tablo 7'de verilmektedir.

Tablo 7. Ölçülen Oturmalar

Nokta No	Oturmalar, ΔH (mm)	Nokta No	Oturmalar, ΔH (mm)
1	84.4	16	135.1
2	114.0	17	-
3	112.0 110.5	18	110.4
4	109.5	19	-
5	95.4 99.8	20	43.2
6	96.3	21	-
7	78.1	22	59.0
8	51.8	23	72.7
9	-	24	110.8
10	62.0	25	106.4 111.9
11	68.5	26	116.8
12	-	27	110.9 108.5
13	-	28	107.6
14	137.8	29	84.8
15	-		



⊕ Ölçüm yapılan noktalar

Şekil 35. Silo Altında Ölçüm Yapılan Yerler

2.1.5 Arazi Deneylerine Dayanan Yöntemler İle Oturmaların Hesabı

Perloff [110], bir radyenin ne tam esnek, ne de tam rijit olduğunu belirtmektedir. Golder [111], temel mühendislerinin tam esnek temeller için oturmaları veya tam rijit temeller için ortalama oturmayı tahmin edebildiklerini, bu sınırlar arasında hiç bir şeyin söylenemeyeceğini not etmektedir. Brown [112] ve Hooper [113], bir radyenin rijitliğini (K_r) aşağıdaki gibi tanımlamaktadır:

$$K_r = \frac{E_r(1 - \nu_s)}{E_s} \left(\frac{t}{a} \right)^3 \quad (85)$$

K_r : radyenin rijitliği

E_r : radyenin elastisite modülü

E_s : zeminin elastisite modülü

ν_s : zeminin Poisson oranı

t : radyenin kalınlığı

a : radyenin çapı veya genişliğinin yarısı

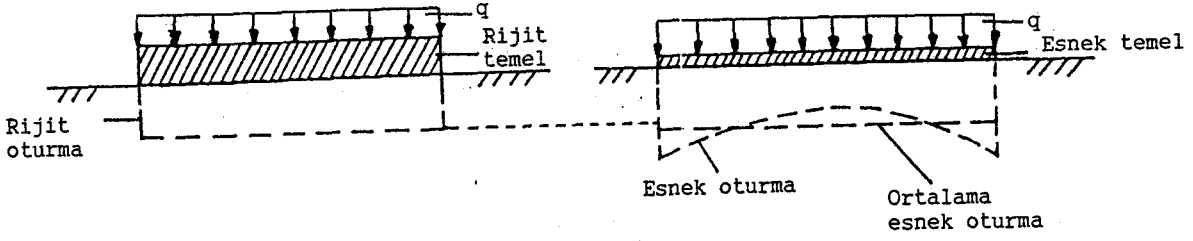
Eğer, $K_r < 0.08$ ise, pratik amaçlar için radye esnek, $K_r > 5.0$ ise, radye rijit olarak kabul edilir [112, 113].

Şekil 34'te görülen silo ve kule radyeleri, radye kalınlığının temel genişliği yanında çok küçük kaldığı düşüncesiyle esnek kabul edildi.

Şekil 34'te görülen esnek silo radyesinin oturmaları, arazi deney sonuçlarına dayanan çeşitli oturma tahmin yöntemleri ile hesaplandı. Arazi deneylerine dayanan oturma tahmin yöntemleri (Menard yöntemi hariç), rijit bir temelin oturmasını vermektedirler. Simons ve Menzies [6], rijit bir temelin oturması ile esnek bir temelin ortalama esnek oturması arasında, aşağıdaki bağıntıyı verdiler.

$$\Delta H_{(\text{esnek}) \text{ ortalama}} \approx 1.1 \Delta H_{(\text{rijit})} \quad (86)$$

Rijit temelin oturması, esnek temelin oturması ve esnek temelin ortalama oturması kavramları Şekil 36'da şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 36. Rijit, Esnek Ve Ortalama Esnek Oturma Kavramları

Arazi deney sonuçlarına dayanarak yapılan oturma hesaplarında kullanılan yöntemlerden bazıları (Menard yöntemi ve Buisman De Beer yöntemi), uygulanan temel taban basıncından dolayı meydana gelen gerilme artışlarının derinlikle bilinmesini gerektirmektedir.

Zeminde, yüzeydeki bir üniform yayılı yükten meydana gelen gerilme dağılımını bulmak için, sıkışabilir tabakanın sonsuz derinlikte veya sonlu derinlikte olması durumlarında, Elastisite Teorisine dayanan yöntemler vardır. Burland, Broms ve De Mello [8], zeminde yüzey yüklerinden meydana gelen gerilme artışlarını veren yöntemleri; lineer, homojen ve izotrop olmamayı da kapsayacak şekilde literatürü tarayarak özetlediler ve pratik amaçlar için bir çok zemin koşullarında, Boussinesq denkleminin makul doğrulukla gerilme artışlarını verdiğini belirttiler. Boussinesq [114], lineer, elastik, homojen, izotrop yarım sonsuz bir ortamda üniform yüklü dikdörtgen bir alanın bir köşesi altında meydana gelen gerilme artışı için, aşağıdaki bağıntıyı verdi.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \left(\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} \right) + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1} \right] \quad (87)$$

q : üniform yükün şiddeti

m=B/z ve n=L/z (veya n=B/z, m=L/z) olup,

B :dikdörtgen alanın genişliği

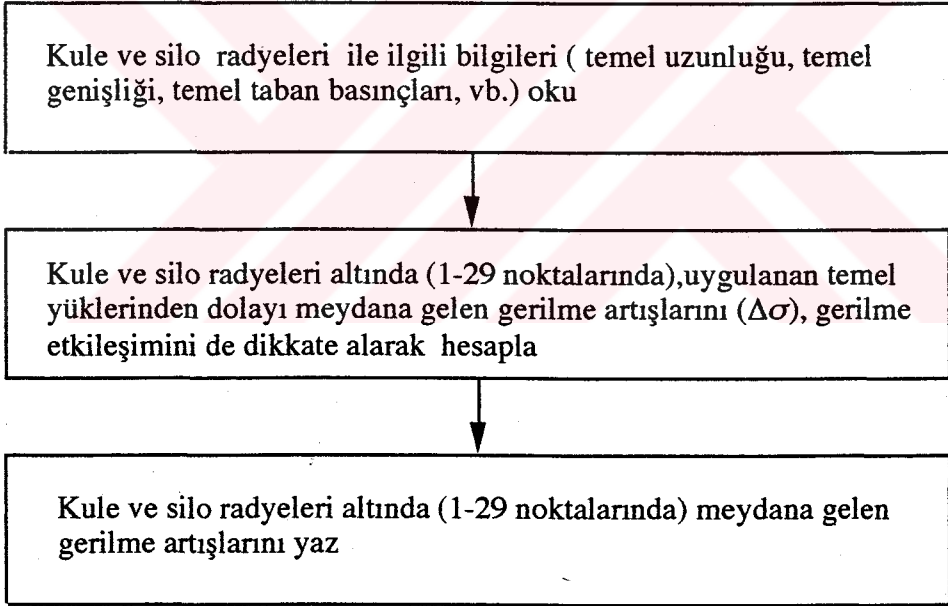
L :dikdörtgen alanın uzunluğu

z :derinlik

Eğer, Bağıntı (87)'nin ikinci terimi negatif (-) çıkarsa, \tan^{-1} ifadesine π eklenmelidir [28].

Üniform yüklü bir alanın içinde veya dışındaki bir nokta altında oluşan gerilme, süperpozisyon kuralı uygulanarak, Bağıntı (87) ile hesaplanır.

Silo altında sıkışan kum zemin, sonlu kalınlıkta olup, rijit sayılabilecek kalker tabakası ile sınırlı ise de, hesaplarda kolaylık ve sadelik sağladığı için Boussinesq gerilme artışı denklemi kullanıldı. 30 t/m²'lik üniform yükü kule ve 43 t/m²'lik üniform yüklü silo radyesinde, 1-29 noktaları altında, 1'er m aralıklarla meydana gelen gerilme artışları, gerilme etkileşimi de dikkate alınarak hesaplandı. Geliştirilen bilgisayar programının (Ek 1) akış şeması Şekil 37'de görülmektedir. Esnek silo radyesi (Şekil 34) simetrik olup, 1-19 noktaları altında hesaplanan gerilme artışları Tablo 8'de verilmektedir.



Şekil 37. Düşey Gerilme Artışlarının Hesabına Ait Akış Şeması

Tablo 8. Silo ve Kule Altında, 1-19 Noktalarında (Şekil 34), Uygulanan Temel Yüklerinden Dolayı Meydana Gelen Gerilme Artışları

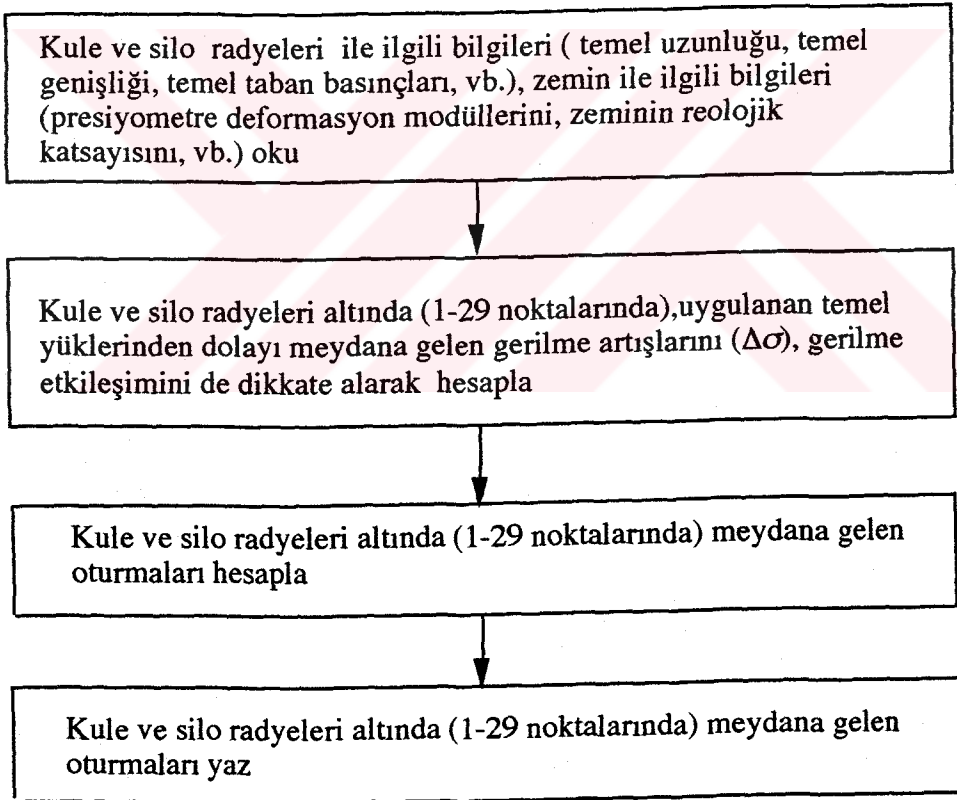
Derinlik (m)	Düşey gerilme artışları, $\Delta\sigma$, (t/m^2)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	10.76	21.50	21.50	21.50	21.50	21.50	10.75	7.50	15.02	28.99
2	10.80	21.50	21.50	21.50	21.50	21.49	10.75	7.53	15.12	28.90
3	10.89	21.49	21.50	21.50	21.50	21.48	10.75	7.60	15.31	28.68
4	11.04	21.47	21.49	21.49	21.49	21.46	10.75	7.72	15.54	28.31
5	11.23	21.43	21.48	21.48	21.48	21.41	10.74	7.89	15.77	27.81
6	11.44	21.39	21.47	21.47	21.46	21.36	10.74	8.09	15.95	27.22
7	11.65	21.33	21.45	21.46	21.44	21.28	10.73	8.32	16.07	26.56
8	11.85	21.25	21.42	21.44	21.42	21.18	10.73	8.56	16.12	25.87
9	12.03	21.16	21.39	21.41	21.38	21.07	10.71	8.80	16.12	25.16
10	12.18	21.06	21.35	21.38	21.34	20.94	10.70	9.03	16.07	24.47
11	12.31	20.94	21.31	21.34	21.29	20.78	10.69	9.25	15.98	23.79
12	12.40	20.81	21.25	21.29	21.23	20.62	10.67	9.44	15.86	23.13
13	12.47	20.66	21.19	21.24	21.16	20.44	10.65	9.61	15.72	22.50

Tablo 8 in devamı

Derinlik (m)	Düşey gerilme artışları, $\Delta\sigma$, (t/m^2)								
	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	15.00	29.97	36.49	43.00	43.00	43.00	43.00	43.00	21.50
2	15.01	29.79	36.44	42.98	42.99	42.99	42.99	42.98	21.49
3	15.02	29.41	36.29	42.94	42.96	42.96	42.96	42.93	21.48
4	15.05	28.87	36.04	42.87	42.90	42.90	42.90	42.84	21.45
5	15.09	28.25	35.67	42.74	42.80	42.81	42.80	42.69	21.41
6	15.12	27.58	35.19	42.57	42.67	42.67	42.66	42.47	21.34
7	15.15	26.90	34.61	42.33	42.48	42.50	42.48	42.19	21.25
8	15.18	26.23	33.96	42.03	42.25	42.27	42.24	41.84	21.14
9	15.17	25.58	33.24	41.67	41.97	42.00	41.96	41.42	21.01
10	15.15	24.94	32.48	41.25	41.64	41.68	41.62	40.93	20.85
11	15.11	24.33	31.69	40.77	41.27	41.31	41.24	40.38	20.68
12	15.05	23.73	30.88	40.24	40.84	40.90	40.80	39.77	20.48
13	14.98	23.16	30.07	39.66	40.38	40.44	40.33	39.11	20.26

1) Menard Yöntemine Göre Oturmaların Hesaplanması

Şekil 34'te, esnek silo radyesinin 1-29 noktalarındaki oturmaları Bağıntı (50) ile hesaplandı. Sonuçlar Tablo 9'da görülmektedir. Noktaların oturmaları hesaplanırken, söz konusu noktaya en yakın presiometre deformasyon modülleri kullanıldı. β , güvenlik sayısına bağlı olup, Bağıntı (51)'den, $\beta=1$ olarak belirlendi. Kendi ağırlığı altında normal konsolide olmuş bir kum tabakası, dinamik konsolidasyona tabi tutularak ıslah edilmiş olması nedeniyle aşırı konsolide olmuş gibi düşünülerek, reolojik katsayı, $\alpha=1/2$ olarak alındı (Tablo 2). Esnek silo radyesinde 1-29 noktaları altında oturmaların hesabı için geliştirilen bilgisayar programının (Ek 2) akış şeması Şekil 38'de görülmektedir.



Şekil 38. Menard Yöntemine Göre Oturmaların Hesabına Ait Akış Şeması

Tablo 9. Silo Altında, 1-29 Noktalarının (Şekil 34) Menard Yöntemine Göre Hesaplanan Oturmaları

Derinlik (m)	Esnek silo radyesinin oturmalarının hesaplandığı noktalar									
	1			2			3			
	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	
1	10.76	2000	0.005	21.50	4000	0.005	21.50	4000	0.005	
2	10.80	2600	0.004	21.50	1500	0.014	21.50	1500	0.014	
3	10.89	1600	0.007	21.49	1500	0.014	21.50	1500	0.014	
4	11.04	3500	0.003	21.47	1700	0.013	21.49	1700	0.013	
5	11.23	1200	0.009	21.43	650	0.033	21.48	650	0.033	
6	11.44	1000	0.011	21.39	1100	0.019	21.47	1100	0.020	
7	11.65	1500	0.008	21.33	1050	0.020	21.45	1050	0.020	
8	11.85	1100	0.011	21.25	1150	0.018	21.42	1150	0.019	
9	12.03	1000	0.012	21.16	1500	0.014	21.39	1500	0.014	
10	12.18	750	0.016	21.06	1000	0.021	21.35	1000	0.021	
11	12.31	650	0.019	20.94	1700	0.012	21.31	1700	0.013	
12	12.40	400	0.031	20.81	1900	0.011	21.25	1900	0.011	
13	12.47	700	0.018	20.66	800	0.026	21.19	800	0.026	
Σ			0.155				0.222			
ΔH (mm)			77.4				111.1			

Derinlik (m)	Esnek silo radyesinin oturmalarının hesaplandığı noktalar									
	4			5			6			
	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	
1	21.50	4800	0.004	21.50	2000	0.011	21.50	2300	0.009	
2	21.50	3200	0.007	21.50	2300	0.009	21.49	2000	0.011	
3	21.50	2000	0.011	21.50	2000	0.011	21.48	2000	0.011	
4	21.49	2000	0.011	21.49	2000	0.011	21.46	2000	0.011	
5	21.48	1200	0.018	21.48	2000	0.011	21.41	650	0.033	
6	21.47	1100	0.020	21.46	650	0.033	21.36	650	0.033	
7	21.46	750	0.029	21.44	1000	0.021	21.28	900	0.024	
8	21.44	400	0.054	21.42	700	0.031	21.18	900	0.024	
9	21.41	600	0.036	21.38	800	0.027	21.07	700	0.030	
10	21.38	600	0.036	21.34	900	0.024	20.94	500	0.042	
11	21.34	650	0.033	21.29	850	0.025	20.78	550	0.038	
12	21.29	550	0.039	21.23	1200	0.018				
13										
Σ			0.295				0.231			
ΔH (mm)			147.6				115.3			

Tablo 9 un devamı

Derinlik (m)	Esnek silo radyesinin oturmalarının hesaplandığı noktalar								
	7			8			9		
	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p
1	10.75	2300	0.005	7.50	2000	0.004	15.02	2000	0.008
2	10.75	2000	0.005	7.53	2600	0.003	15.12	2600	0.006
3	10.75	2000	0.005	7.60	1600	0.005	15.31	1600	0.010
4	10.75	2000	0.005	7.72	3500	0.002	15.54	3500	0.004
5	10.74	650	0.017	7.89	1200	0.007	15.77	1200	0.013
6	10.74	650	0.017	8.09	1000	0.008	15.95	1000	0.016
7	10.73	900	0.012	8.32	1500	0.006	16.07	1500	0.011
8	10.73	900	0.012	8.56	1100	0.008	16.12	1100	0.015
9	10.71	700	0.015	8.80	1000	0.009	16.12	1000	0.016
10	10.70	500	0.021	9.03	750	0.012	16.07	750	0.021
11	10.69	550	0.019	9.25	650	0.014	15.98	650	0.025
12				9.44	400	0.024	15.86	400	0.040
13				9.61	700	0.014	15.72	700	0.022
			Σ 0.134			0.114			0.206
		ΔH (mm)	66.9			57.0			103

Derinlik (m)	Esnek silo radyesinin oturmalarının hesaplandığı noktalar								
	10			11			12		
	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p
1	28.99	2000	0.014	15.00	5200	0.003	29.97	5200	0.006
2	28.90	2600	0.011	15.01	1300	0.012	29.79	1300	0.023
3	28.68	1600	0.018	15.02	2400	0.006	29.41	2400	0.012
4	28.31	3500	0.008	15.05	2000	0.008	28.87	2000	0.014
5	27.81	1200	0.023	15.09	700	0.022	28.25	700	0.040
6	27.22	1000	0.027	15.12	400	0.038	27.58	400	0.069
7	26.56	1500	0.018	15.15	1350	0.011	26.90	1350	0.020
8	25.87	1100	0.024	15.18	1400	0.011	26.23	1400	0.019
9	25.16	1000	0.025	15.17	1600	0.009	25.58	1600	0.016
10	24.47	750	0.033						
11	23.79	650	0.037						
12	23.13	400	0.058						
13	22.50	700	0.032						
			Σ 0.328			0.119			0.219
		ΔH (mm)	163.8			59.6			109.7

Tablo 9 un devamı

Derinlik (m)	Esnek silo radyesinin oturmalarının hesaplandığı noktalar								
	13			14			15		
	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p
1	36.49	5200	0.007	43.00	4900	0.009	43.00	4900	0.009
2	36.44	1300	0.028	42.98	2000	0.021	42.99	2000	0.021
3	36.29	2400	0.015	42.94	2000	0.021	42.96	2000	0.021
4	36.04	2000	0.018	42.87	2800	0.015	42.90	2800	0.015
5	35.67	700	0.051	42.74	500	0.085	42.80	500	0.086
6	35.19	400	0.088	42.57	550	0.077	42.67	550	0.078
7	34.61	1350	0.026	42.33	500	0.085	42.48	500	0.085
8	33.96	1400	0.024	42.03	400	0.105	42.25	400	0.106
9	33.24	1600	0.021	41.67	400	0.104	41.97	400	0.105
10				41.25	500	0.083	41.64	500	0.083
11				40.77	550	0.074	41.27	550	0.075
12									
13									
			Σ 0.278			0.680			0.684
			ΔH (mm) 138.9			340.2			342.1

Derinlik (m)	Esnek silo radyesinin oturmalarının hesaplandığı noktalar								
	16			17			18		
	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p
1	43.00	2000	0.022	43.00	3300	0.013	43.00	2000	0.022
2	42.99	5900	0.007	42.99	2000	0.021	42.98	2000	0.021
3	42.96	4500	0.010	42.96	2300	0.019	42.93	2000	0.021
4	42.90	2300	0.019	42.90	1000	0.043	42.84	2300	0.019
5	42.81	750	0.057	42.80	1000	0.043	42.69	1000	0.043
6	42.67	950	0.045	42.66	900	0.047	42.47	1000	0.042
7	42.50	900	0.047	42.48	750	0.057	42.19	700	0.060
8	42.27	800	0.053	42.24	650	0.065	41.84	1000	0.042
9	42.00	750	0.056	41.96	650	0.065	41.42	700	0.059
10	41.68	850	0.049	41.62	500	0.083	40.93	1250	0.033
11	41.31	600	0.069				40.38	850	0.048
12									
13									
			Σ 0.433			0.456			0.410
			ΔH (mm) 216.5			227.9			204.9

Tablo 9 un devamı

Derinlik (m)	Esnek silo radyesinin oturmalarnın hesaplandığı noktalar								
	19			20			21		
	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p
1	21.50	2000	0.011	7.50	4100	0.002	15.02	4100	0.004
2	21.49	2000	0.011	7.53	4200	0.002	15.12	4200	0.004
3	21.48	2000	0.011	7.60	4400	0.002	15.31	4400	0.003
4	21.45	2300	0.009	7.72	4600	0.002	15.54	4600	0.003
5	21.41	1000	0.021	7.89	1350	0.006	15.77	1350	0.012
6	21.34	1000	0.021	8.09	550	0.015	15.95	550	0.029
7	21.25	700	0.030	8.32	950	0.009	16.07	950	0.017
8	21.14	1000	0.021	8.56	1650	0.005	16.12	1650	0.010
9	21.01	700	0.030	8.80	1000	0.009	16.12	1000	0.016
10	20.85	1250	0.017						
11	20.68	850	0.024						
12									
13									
		Σ	0.207			0.050			0.098
		ΔH (mm)	103.4			25.2			48.8

Derinlik (m)	Esnek silo radyesinin oturmalarnın hesaplandığı noktalar								
	22			23			24		
	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p
1	28.99	4100	0.007	10.76	4100	0.003	21.50	4000	0.005
2	28.90	4200	0.007	10.80	4200	0.003	21.50	2600	0.008
3	28.68	4400	0.007	10.89	4400	0.002	21.49	2700	0.008
4	28.31	4600	0.006	11.04	4600	0.002	21.47	2000	0.011
5	27.81	1350	0.021	11.23	1350	0.008	21.43	2000	0.011
6	27.22	550	0.049	11.44	550	0.021	21.39	550	0.039
7	26.56	950	0.028	11.65	950	0.012	21.33	850	0.025
8	25.87	1650	0.016	11.85	1650	0.007	21.25	700	0.030
9	25.16	1000	0.025	12.03	1000	0.012	21.16	500	0.042
10							21.06	800	0.026
11									
12									
13									
		Σ	0.166			0.071			0.206
		ΔH (mm)	82.8			35.3			103.0

Tablo 9 un devamı

Derinlik (m)	Esnek silo radyesinin oturmalarının hesaplandığı noktalar								
	25			26			27		
	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p
1	21.50	4000	0.005	21.50	3600	0.006	21.50	3100	0.007
2	21.50	2600	0.008	21.50	2000	0.011	21.50	3000	0.007
3	21.50	2700	0.008	21.50	2900	0.007	21.50	3250	0.007
4	21.49	2000	0.011	21.49	2000	0.011	21.49	2700	0.008
5	21.48	2000	0.011	21.48	1400	0.015	21.48	750	0.029
6	21.47	550	0.039	21.47	1100	0.020	21.46	1700	0.013
7	21.45	850	0.025	21.46	500	0.043	21.44	750	0.029
8	21.42	700	0.031	21.44	500	0.043	21.42	550	0.039
9	21.39	500	0.043	21.41	350	0.061	21.38	500	0.043
10	21.35	800	0.027	21.38	550	0.039	21.34	1300	0.016
11							21.29	650	0.033
12									
13									
		Σ	0.207			0.256			0.229
		ΔH (mm)	103.7			127.8			114.7

Derinlik (m)	Esnek silo radyesinin oturmalarının hesaplandığı noktalar					
	28			29		
	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p	σ_z (t/m ²)	E_p (t/m ²)	σ_z/E_p
1	21.50	2900	0.007	10.75	2900	0.004
2	21.49	1600	0.013	10.75	1600	0.007
3	21.48	2600	0.008	10.75	2600	0.004
4	21.46	1000	0.021	10.75	1000	0.011
5	21.41	900	0.024	10.74	900	0.012
6	21.36	700	0.031	10.74	700	0.015
7	21.28	600	0.035	10.73	600	0.018
8	21.18	800	0.026	10.73	800	0.013
9	21.07	600	0.035	10.71	600	0.018
10	20.94	600	0.035	10.70	600	0.018
11	20.78	600	0.035	10.69	600	0.018
12						
13						
		Σ	0.271			0.137
		ΔH (mm)	135.7			68.7

2) Buisman-De Beer Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Bu yöntemle oturmaları hesaplamak için, koni uç direncinin (q_c) bilinmesi gerekir. Koni penetrasyon deney sonuçları elde olmadığından, koni uç direnci (q_c), standart penetrasyon deney sonuçlarından hesaplandı. Meyerhof [50] tarafından verilen $q_c=4N$ ilişkisinden yararlanılarak, koni uç direnci hesaplandı. Burada, Tablo 6'da verilen standart penetrasyon sayılarının ortalaması alınarak, her derinlik için ortalama SPT-N sayısı belirlendi. Esnek silo radyesinin orta noktası altında (Şekil 34'te nokta 16) meydana gelen oturma, Bağntı (36)'dan $\Delta H=120.9$ mm olarak hesaplandı. Gerilme artışı için, Boussinesq denklemi kullanıldı. Sonuçlar Tablo 10'da verilmektedir. Hesaplarda, zeminin suya doygun birim hacim ağırlığı 2 t/m^3 olarak alındı.

Tablo 10. Buisman-De Beer Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Derinlik (m)	N	q_c (t/m^2)	σ'_0 (t/m^2)	$C = \frac{1.5q_c}{\sigma'_0}$	$\Delta\sigma'$ (t/m^2)	$\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$	$\ln \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$	$\frac{1}{C} \Delta z \ln \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$ (mm)
1	26.3	1052	2	789.0	43.00	22.50	3.114	3.9
1	21.6	864	3	432.0	42.99	15.33	2.730	6.3
1	26.3	1052	4	394.5	42.96	11.74	2.463	6.3
1	17	680	5	204.0	42.90	9.58	2.260	11.1
1	21.3	852	6	213.0	42.81	8.14	2.097	9.8
1	19	760	7	162.9	42.67	7.10	1.960	12.0
1	22.1	884	8	165.8	42.50	6.31	1.842	11.1
1	14.3	572	9	95.3	42.27	5.70	1.740	18.3
1	15.7	628	10	94.2	42.00	5.20	1.649	17.5
1	11.7	468	11	63.8	41.68	4.79	1.567	24.6
								$\Sigma 120.9$

3) Değiştirilmiş Buisman-De Beer Yöntemine Göre Oturma Hesabı

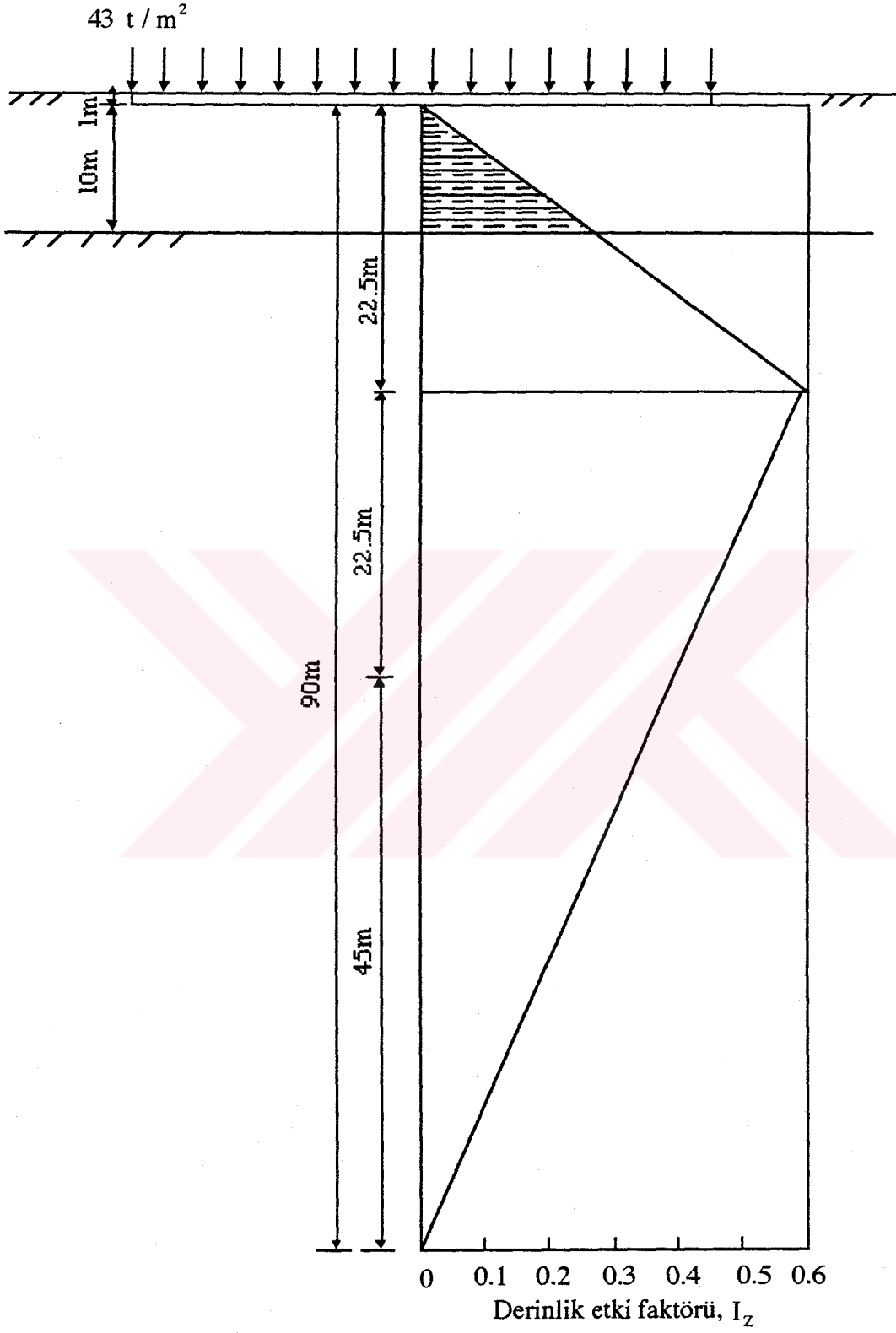
Bu yöntemde, Buisman-De Beer bağıntısındaki $C = 1.5q_c / \sigma'_0$ yerine, $C = 1.9q_c / \sigma'_0$ kullanılmış olup, oturma hesapları Tablo 11'de verilmektedir. Esnek silo radyesinin orta noktası altında (Şekil 34'te nokta 16), oturma, Bağntı (38)'den, $\Delta H=95.4$ mm olarak hesaplandı.

Tablo 11. Değiştirilmiş Buisman-De Beer Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Δz (m)	N	q_c (t / m ²)	σ'_0 (t / m ²)	$C = \frac{1.9q_c}{\sigma'_0}$	$\Delta\sigma'$ (t / m ²)	$\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$	$\ln \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$	$\frac{1}{C} \Delta z \ln \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$ (mm)
1	26.3	1052	2	999.4	43.00	22.50	3.114	3.1
1	21.6	864	3	547.2	42.99	15.33	2.730	5.0
1	26.3	1052	4	499.7	42.96	11.74	2.463	4.9
1	17	680	5	258.4	42.90	9.58	2.260	8.7
1	21.3	852	6	269.8	42.81	8.14	2.097	7.8
1	19	760	7	206.3	42.67	7.10	1.960	9.5
1	22.1	884	8	209.9	42.50	6.31	1.842	8.8
1	14.3	572	9	120.8	42.27	5.70	1.740	14.4
1	15.7	628	10	119.3	42.00	5.20	1.649	13.8
1	11.7	468	11	80.8	41.68	4.79	1.567	19.4
								Σ 95.4

4) Schmertmann [53] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Bu yöntemde de, oturma hesabında gerekli olan koni uç direnci, Meyerhof [50] tarafından verilen $q_c = 4N$ ilişkisinden hesaplandı. Silo orta noktasının altında (Şekil 34'te 16 noktası), oturma, Bağntı (40) kullanılarak hesaplandı. Şekil 39 da görüldüğü gibi zemin tabakası 1 m kalınlığında tabakalara ayrılarak, her tabaka için I_z deformasyon etki faktörü belirlendi. Schmertmann [53]'e göre oturma hesabı Tablo 12'de verilmektedir. Silonun doldurulması sonunda, $t=0$ yıl olduğu için Bağntı (42) ile krip (akma) için düzeltme faktörü $C_2=1$ olarak bulunur. Bağntı (41) ile derinlik için düzeltme faktörü $C_1=0.97$ olarak bulundu. Zeminin suya doymun birim hacim ağırlığı 2 t/m^3 olup, net taban basıncı, 41 t/m^2 olarak hesaplandı. Esnek silo radyesinin orta noktası (Şekil 34 de nokta 16) için oturma, Bağntı (40)'tan $\Delta H=39.9 \text{ mm}$ olarak hesaplandı.



Şekil 39. Schmertmann [53] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Tablo 12. Schmertmann [53] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Tabaka No	Δz (m)	q_c (t / m ²)	$E = 2q_c$ (t / m ²)	I_z	$10^3 \frac{I_z \Delta z}{E}$ (m ³ / t)
1	1	1052	2104	0.01	0.004752
2	1	864	1728	0.05	0.028935
3	1	1052	2104	0.07	0.033269
4	1	680	1360	0.10	0.073529
5	1	852	1704	0.12	0.070423
6	1	760	1520	0.14	0.092105
7	1	884	1768	0.17	0.096154
8	1	572	1144	0.20	0.174825
9	1	628	1356	0.22	0.162241
10	1	468	936	0.25	0.267094
					Σ 1.003327

5) Terzaghi ve Peck [17] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Terzaghi ve Peck [17] korelasyonunda (Şekil 12) kullanılan standart penetrasyon sayısı (N), temel altında, temel genişliğine eşit bir derinlik boyunca ortalama N değeridir. Burada, temel genişliği 45 m , sıkışabilir tabaka kalınlığı 10 m olduğu için; Terzaghi ve Peck korelasyonunda kullanılacak N değeri olarak, sıkışabilir tabaka derinliği boyunca $N(\text{ortalama})=19.2$ alındı. Şekil 12'den, $B=45$ m, $N=19.2$ ve $\Delta H=25$ mm için izin verilebilir taşıma basıncı 18 t/m^2 olarak belirlendi. Yeraltı suyu temel taban düzeyinde olduğu için, izin verilebilir taşıma basıncı 9 t/m^2 olarak alındı. Net taban basıncı, $43-2 \times 1=41 \text{ t/m}^2$ olarak hesaplandı. 9 t/m^2 , 25 mm lik oturma için karşılığı olursa, 41 t/m^2 lik net taban basıncı için oturma, Bağntı (12)'den, $\Delta H=113.9$ mm olarak hesaplandı.

6) Meyerhof [41] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Bu yöntemde, $N(\text{ortalama})=19.2$ olup, Bağntı (15)'ten izin verilebilir taşıma basıncı, 16 t/m^2 olarak hesaplandı. Buradan 41 t/m^2 'lik net taban basıncı için oturma, Bağntı (16) dan $\Delta H=65.1$ mm bulundu.

7) Meyerhof [41] Tarafından Yapılan Değişiklik Önerilerini Kullanarak Terzaghi ve Peck [17] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

$N(\text{ortalama})=19.2$, $B=45$ m ve $\Delta H=25$ mm için, Şekil 12'den izin verilebilir taşıma basıncı 18 t/m^2 olarak bulunur. Meyerhof [41]'in önerileri ile, yeraltı su düzeyi için bir azaltma yapmayarak, üstelik 18 t/m^2 'yi % 50 artırarak izin verilebilir taban basıncı 27 t/m^2 olarak bulunur. Buradan, 41 t/m^2 'lik net taban basıncı için oturma, Bağıntı (12)'den, $\Delta H=38.0$ mm olarak bulunur.

8) Tomlinson [32] Tarafından Önerilen Düzeltme Faktörü Kullanılarak Terzaghi ve Peck [17] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Tomlinson [32] tarafından önerilen düzeltme faktörü (Şekil 11) için, temel altında, temel genişliğinin yarısına eşit derinlikteki efektif derinlik basıncı dikkate alınmaktadır. Burada ise, sıkışabilir tabaka ortasındaki efektif derinlik basıncı dikkate alınmaktadır. Silo orta noktası altında 5 m derinlikteki efektif derinlik basıncının değeri, $\sigma'_v=7 \text{ t/m}^2$ olarak bulunur. Şekil 11'de, $\sigma'_v=7 \text{ t/m}^2$ için Tomlinson tarafından önerilen düzeltme faktörü 2.2 olarak bulunur. Buradan, $N(\text{düzeltilmiş})=19.2 \times 2.2=42.2$ olarak belirlenir. Şekil 12'de $B=45$ m, $N=42.2$ ve $\Delta H=25$ mm için izin verilebilir taşıma basıncı 43 t/m^2 olarak bulunur. Buradan, 41 t/m^2 'lik net taban basıncı için oturma, Bağıntı (12)'den, $\Delta H=23.8$ mm olarak bulunur.

9) Peck ve Bazaraa [42] Tarafından Önerilen Düzeltmeleri Kullanarak Terzaghi ve Peck [17] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Efektif derinlik basıncı $\sigma'_v=7 \text{ t/m}^2$ olup, buna karşılık gelen düzeltme faktörü, Şekil 11 den 1 olarak bulunur. Yeraltı su düzeyi için düzeltme faktörü, $k=6 \times 2 / (2 \times 1 + 5 \times 1)=1.7$ olarak bulunur. $B=45$ m, $N(\text{düzeltilmiş})=19.2$ ve $\Delta H=25$ mm için izin verilebilir taşıma basıncı, Şekil 12'den 18 t/m^2 olarak belirlenir. Ayrıca, 18 t/m^2 % 50 artırılarak 27 t/m^2 'lik izin verilebilir taşıma basıncı bulunur. 27 t/m^2 'lik izin verilebilir taşıma basıncına karşılık gelen oturma, $\Delta H=1.7 \times 25=42.5$ m olarak bulunur. 41 t/m^2 'lik net taban basıncı için oturma, Bağıntı (12)'den, $\Delta H=64.5$ mm olarak bulunur.

10) Peck, Hanson ve Thornburn [33] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Efektif derinlik basıncı $\sigma'_v=7 \text{ t/m}^2$ için Şekil 11'den, düzeltme faktörü 1.2 alınır. Yeraltı suyu için düzeltme faktörü $C_w=0.51$ olarak Bağntı (17) ile bulunur. Böylece, $N(\text{düzeltilmiş})=19.2 \times 0.51 \times 1.2=11.7$ olarak bulunur. Şekil 13'te, $B=45 \text{ m}$, $N=11.7$, $\Delta H=25 \text{ mm}$ ve $D_f/B = 0.02$ için izin verilebilir taşıma basıncı, 17 t/m^2 olarak bulunur. 41 t/m^2 'lik net taban basıncı için oturma, Bağntı (12)'den, $\Delta H=60.3 \text{ mm}$ olarak bulunur.

11) Parry [43] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Derinlik faktörü (C_D), Şekil 14-b'den, $D/B=1/45$ için 1 olarak alınır. Yeraltı su düzeyi faktörü (C_w), 1.028 olarak Bağntı (21a)'dan bulunur. Kazı faktörü (C_T), $T/B=10/45$ için, Şekil 14-c'den 0.2 olarak alınır. Bağntı (19)'dan oturma, $\Delta H=41.4 \text{ mm}$ olarak bulunur.

12) Parry [44] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Bir önceki yöntemde göre bulunan oturma, % 50 artırılırsa, $\Delta H=62.1 \text{ mm}$ olarak bulunur.

13) Burland, Broms ve De Mello [8] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Şekil 15'te verilen oturma/basınç ve temel genişliği ilişkisinden yararlanarak, $B=45 \text{ m}$ için $\Delta H/q=0.2$ bulunur. 43 t/m^2 uygulanan taban basıncı için oturma, $\Delta H=86.0 \text{ mm}$ olarak bulunur.

14) Menard ve Rousseau [64] Yöntemine Göre Oturma Hesabı

Bu yöntemde, sıkışabilir tabaka kalınlığı temel genişliğinin yarısından küçük olup, oturmalar temelin hemen altında küresel (spherical) bölgede meydana geldiğinden, Bağntı (48)'in 2. terimi kullanıldı. Burada, Lukas [115], sıkışabilir tabaka kalınlığının, temel genişliğinin yarısından küçük olması durumunda, temel genişliğinin, tabaka kalınlığının iki katı olarak alınmasını önerdi.

Homojen zeminlerde, ortalama presiyometre deformasyon modülü, tabaka içerisinde, presiyometre deney sonuçlarından elde edilen presiyometre deformasyon modüllerinin (E_1, E_2, \dots, E_n) harmonik ortalaması olarak, aşağıdaki gibi belirlenir [58]:

$$\frac{n}{E_p} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} + \dots + \frac{1}{E_n} \quad (88)$$

Her bir presiyometre deney noktası altındaki zeminin ortalama presiyometre deformasyon modülleri, presiyometre deformasyon modüllerinin (Tablo 5) harmonik ortalaması alınarak, Bağntı (88) ile belirlendi. Bağntı (88) ile bulunan ortalama presiyometre deformasyon modüllerinin de ağırlıklı aritmetik ortalaması alınarak, esnek silo radyesi altındaki kum tabakasının presiyometre deformasyon modülü $E_p=992.25 \text{ t/m}^2$ olarak hesaplandı. Kum tabakası için, reolojik faktör, $\alpha = 1/2$ alındı (Bkz. s. 75). $L/B=2.76$ için $\lambda_s=1.30$ olarak Şekil 23'ten bulundu. $H=10 \text{ m}$ ve $B/2=22.5 \text{ m}$ olup, Bağntı (48)'in 2. teriminden oturma, $\Delta H=59.6 \text{ mm}$ olarak hesaplandı. Temel derinliği temel genişliğinden küçük olduğundan, $D_f/B=0.022 \approx 0$ alındı ve Şekil 24'ten yüzey etkisi için oturma faktörü % 20 olarak bulundu. Oturma % 20 artırılarak, $\Delta H=59.6 \times 1.20=71.6 \text{ mm}$ bulundu.

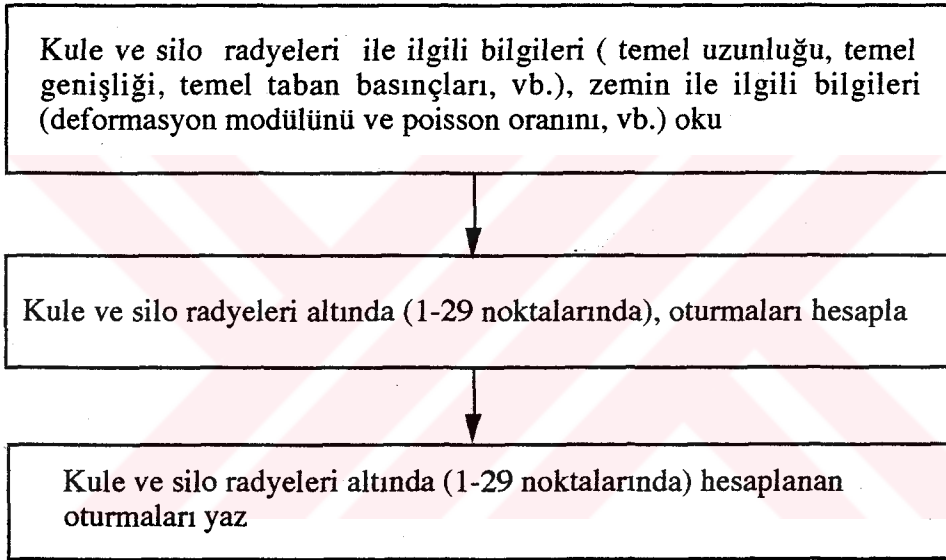
2.1.6 Elastisite Teorisine Göre Oturmaların Hesabı

30 t/m^2 'lik üniform yükü taşıyan kule ve 43 t/m^2 'lik üniform yükü taşıyan silo radyesinde 1-29 noktaları altında meydana gelen oturmalar, süperpozisyon kuralı uygulanarak, Bağntı (60) ile hesaplandı. Temel derinliği 1 m olup, temel derinliği etki faktörü, 1 olarak alındı.

Esnek silo radyesi altında, zeminin ortalama presiyometre deformasyon modülü, presiyometre deformasyon deney sonuçlarından elde edilen presiyometre deformasyon modüllerinin ağırlıklı aritmetik ortalaması alınarak, aşağıdaki gibi belirlenir [28].

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n H_i E_i}{H} = \frac{H_1 E_1 + H_2 E_2 + \dots + H_n E_n}{H_1 + H_2 + \dots + H_n} \quad (89)$$

Ortalama presiyometre deformasyon modülü, Bağintı (89) kullanılarak, $E=1470 \text{ t/m}^2$ olarak bulundu. Ortalama presiyometre deformasyon modülü, zeminin yatay doğrultudaki deformasyon modülüdür. Zeminin düşey doğrultudaki deformasyon modülü, yatay doğrultudaki deformasyon modülünün reolojik katsayıya oranıdır (E_p / α). Kum tabakası için reolojik katsayı, $\alpha=1/2$ alındı (Bkz. s. 75). Poisson oranı, suya doymun kum için, $\nu=0.4$ alındı. Geliştirilen bilgisayar programı kullanılarak, esnek silo radyesinde, 1-29 noktaları altında hesaplanan oturmalar, Tablo 13'te verilmektedir. Geliştirilen bilgisayar programının (Ek 3) akış şeması Şekil 40'ta görülmektedir.



Şekil 40. Elastisite Teorisine Göre Oturmaların Hesabına Ait Akış Şeması

Tablo 13. Elastisite Teorisine Göre Hesaplanan Oturmalar

Nokta No	Oturmalar, ΔH (mm)	Nokta No	Oturmalar, ΔH (mm)
1	12.2	16	64.0
2	29.7	17	64.6
3	28.1	18	67.6
4	27.8	19	31.4
5	28.3	20	6.6
6	30.4	21	21.1
7	13.4	22	46.9
8	6.6	23	12.2
9	21.1	24	29.7
10	46.9	25	28.1
11	20.3	26	27.8
12	47.8	27	28.3
13	60.1	28	30.4
14	66.5	29	13.4
15	64.4		

2.1.7 Yatak Katsayısı Ve Sonlu Farklar Yöntemine Göre Oturmaların Hesabı

Yatak katsayısı ve sonlu farklar yöntemi ile radye temellerin hesabında en önemli problem yatak katsayısının belirlenmesidir. Yatak katsayısı, çeşitli araştırmacılar tarafından verilen bağıntılarla hesaplanabilir [28, 65, 97, 98].

Menard [65], presiyometre deney sonuçlarından yararlanılarak geliştirilen yarı amprik oturma bağıntısını kullanarak, yatak katsayısını aşağıdaki gibi ifade etti:

$$\frac{1}{k_s} = \frac{2}{9E_d} B_o \left[\lambda_d \frac{B}{B_o} \right]^\alpha + \frac{\alpha}{9E_s} \lambda_s B \quad (90)$$

B : temel genişliği (m)

B₀ : temel referans genişliği (B₀=0.60 m)

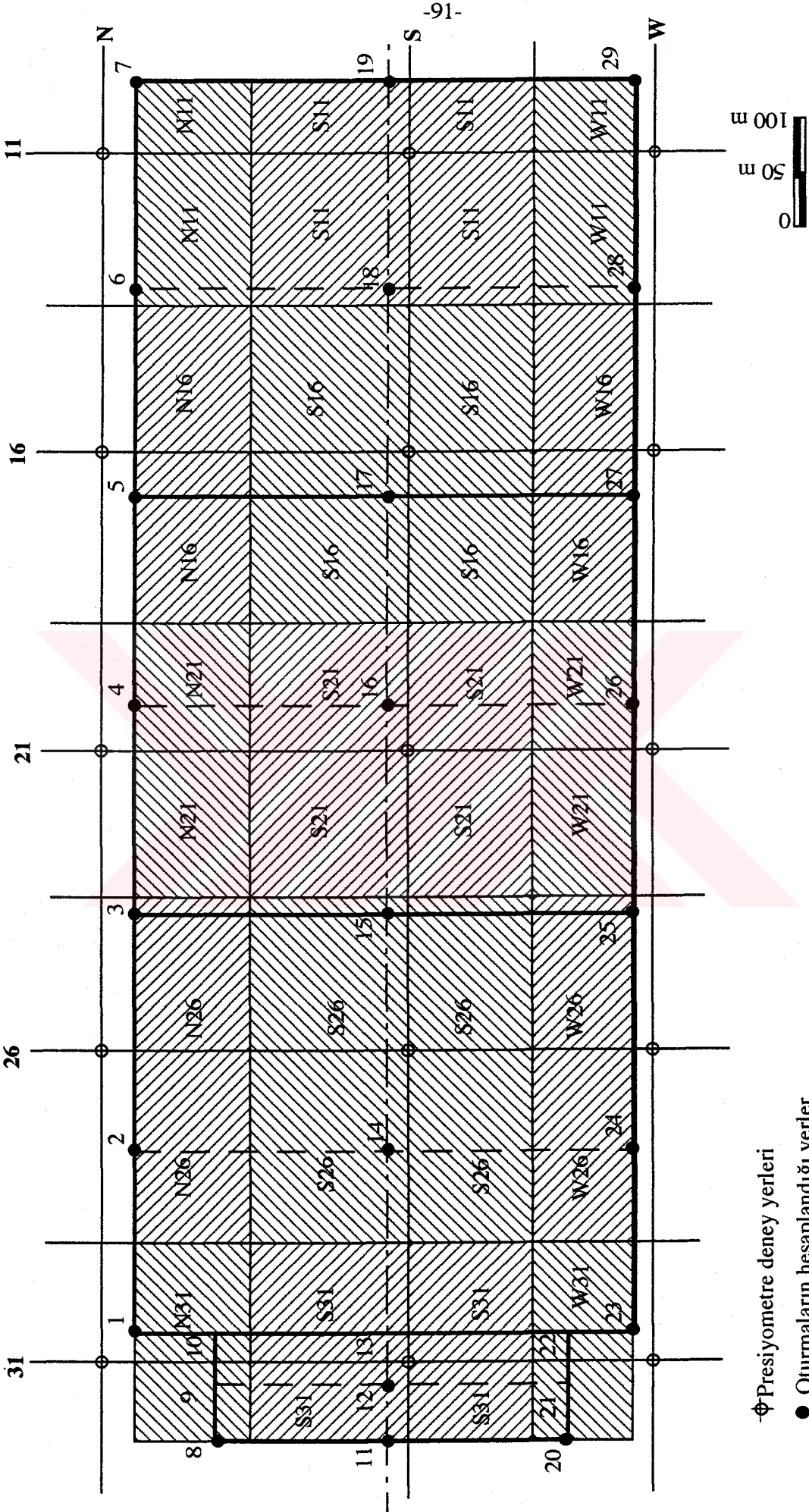
E_d, E_s : deviatorik ve küresel bölgenin presiyometre deformasyon modülleri (t/m^2)

λ_d, λ_s : biçim katsayıları (Şekil 23)

α : reolojik katsayı (Tablo 2)

Esnek silo radyesinin oturmalarının hesabında, zeminin homojen olmadığı, dolayısıyla yatak katsayısının sabit olamayacağı düşünülerek, esnek silo radyesinin oturduğu zeminin yatak katsayısı, planda, değişken olarak hesaplandı. Her bir presiyometre deney noktası altındaki zeminin yatak katsayısı, sıkışabilir zemin tabakasının kalınlığı (ortalama olarak 10 m alındı.), esnek silo radyesinin genişliğinin yarısından küçük ($H < B/2$) olduğundan, Bağintı (90)'ın 2. kısmı ile hesaplandı. Her bir presiyometre deney noktası altındaki zeminin ortalama presiyometre deformasyon modülü, presiyometre deformasyon modüllerinin (Tablo 5) harmonik ortalaması alınarak, Bağintı (88) ile belirlendi. Tablo 14'te, esnek silo radyesi altında hesaplanan ortalama presiyometre deformasyon modülleri ve yatak katsayısı değerleri verilmektedir. Şekil 41'de, esnek silo radyesi altında ortalama presiyometre deformasyon modüllerinin ve yatak katsayılarının değişim sınırları görülmektedir. Kum için reolojik faktör, $\alpha=1/2$ (Bkz. s. 75) ve $L/B=2.76$ için $\lambda_c=1.30$ (Şekil 23) olarak alındı.

Esnek silo radyesinde, kule altında $30t/m^2$, silo altında $43t/m^2$ taban basıncı uygulanmaktadır. Temel derinliği 1m ve zeminin doygun birim hacim ağırlığı $2t/m^3$ tür. Buradan, net taban basıncı, kule altında $28 t/m^2$, silo altında $41t/m^2$ olarak hesaplandı. Sonlu farklar yönteminin esnek silo radyesine uygulanabilmesi için alanın dikdörtgen olması gerekir (Şekil 34). Bu nedenden dolayı, esnek silo radyesi dikdörtgene tamamlanıp, var olduğu kabul edilen alanlarda net taban basıncı sıfır alındı. Esnek silo radyesinin kalınlığı, 1.15 m, radye betonunun elastisite modülü, $E_c=2240873 t/m^2$ ve Poisson oranı, $\nu=0.150$ olarak alındı.



Şekil 41. Presiyometre Deformasyon Modülünün Değişim Sınırları

Tablo 14. Esnek Silo Radyesi Altında Hesaplanan Ortalama Presiyometre Deformasyon Modülleri ve Yatak Katsayısı Değerleri

Yatay eksen	Düşey eksen	Presiyometre deformasyon modülleri, E_p (t / m^2)	Yatak katsayısı, k_s (t/m^3)
N	11	881.36	508.48
	16	1113.92	642.65
	21	870.41	502.16
	26	1241.37	716.18
	31	999.63	576.71
S	11	1126.08	649.66
	16	929.44	536.22
	21	1073.17	619.04
	26	679.11	391.79
	31	1141.15	658.36
W	11	858.65	495.38
	16	1026.62	592.28
	21	865.23	483.94
	26	1033.25	596.11
	31	1464.78	845.07

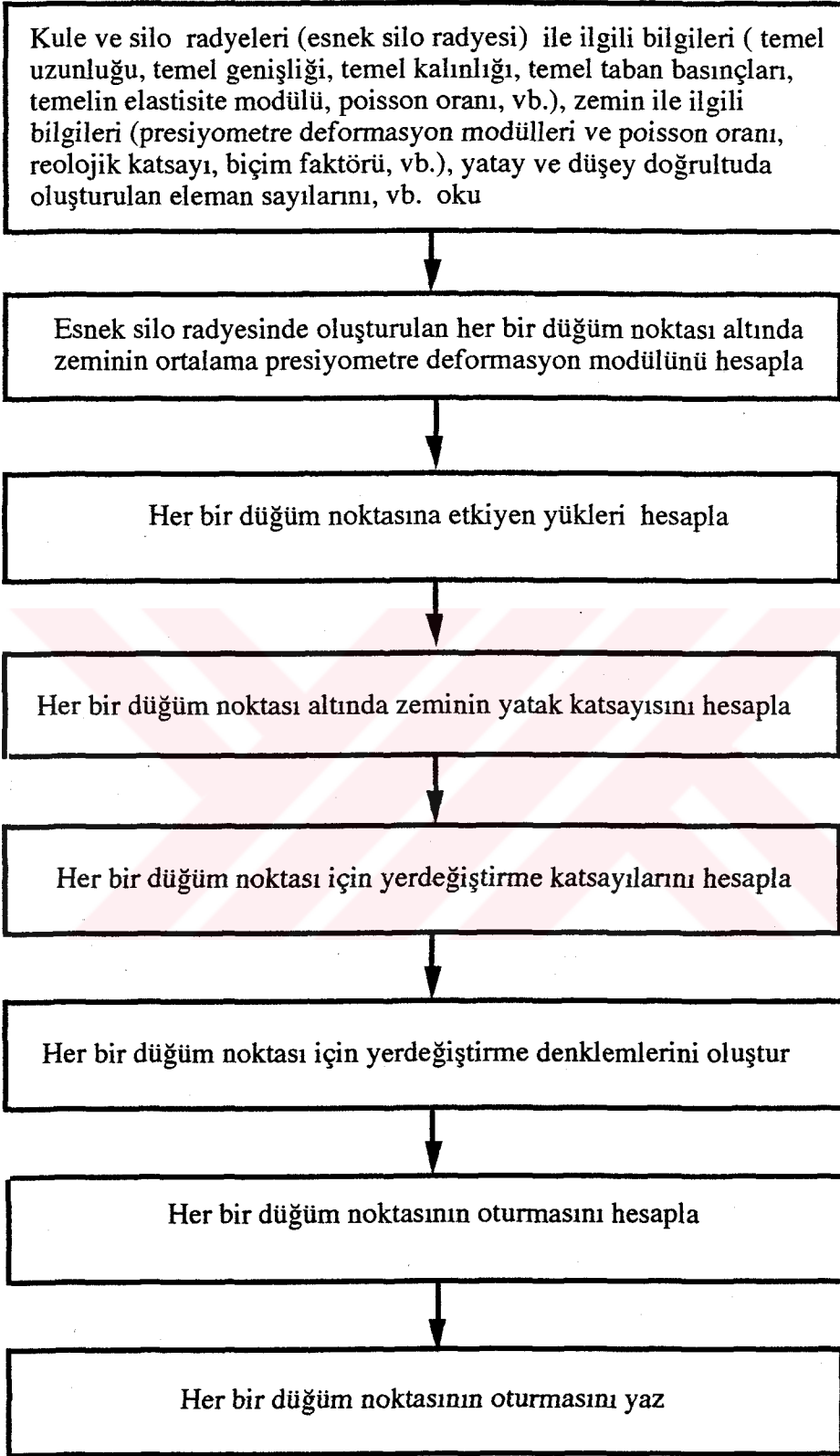
Şekil 34'te verilen 45 m x 124 m boyutlarındaki esnek silo radyesi için, hesaplanan oturmaların pratik olarak artık değişmediği durumda, düşey yöndeki düğüm noktası sayısı, $n=17$, yatay yöndeki düğüm noktası sayısı, $m=45$ olarak seçilerek, toplam düğüm noktası sayısı, $n \times m=17 \times 45=765$ ve band genişliği, $2m+1=91$ olarak belirlendi. Böylece, esnek silo radyesi üzerinde $\Delta x=2.818$ m ve $\Delta y=2.813$ m uzunluğunda dikdörtgen alanlar oluşturuldu. Her bir düğüm noktasının yatak katsayısı, Bağıntı (90)'ın 2.yarısı ile belirlendi.

Her bir düğüm noktası için Şekil 32 ve Tablo 4'ten yararlanarak, oturma denklemleri elde edildi. Bu denklem takımı çözülerek, her bir düğüm noktasının oturması elde edildi. Geliştirilen bilgisayar programına (Ek 4) ait akış şeması Şekil 42'de görülmektedir.

Temel derinliğinin temel genişliğine oranı ≤ 0.02 olup, oturmalar % 20 artırıldı (Şekil 24). Sonlu farklar yöntemine göre, esnek silo radyesinde 1-29 noktaları altında meydana gelen oturmalar, Tablo 15'te verilmektedir.

Tablo 15. Sonlu Farklar Yöntemine Göre Hesaplanan Oturmalar

Nokta No	Oturmalar, ΔH (mm)	Nokta No	Oturmalar, ΔH (mm)
1	35.9	16	70.6
2	57.1	17	81.6
3	69.9	18	71.7
4	85.9	19	65.5
5	66.9	20	14.0
6	80.1	21	24.1
7	89.9	22	37.8
8	17.8	23	21.2
9	31.9	24	68.0
10	48.8	25	78.0
11	43.4	26	89.8
12	50.2	27	73.9
13	59.2	28	84.4
14	108.8	29	92.5
15	93.3		



Şekil 42. Sonlu Farklar Yöntemi İle Oturmaların Hesabına Ait Akış Şeması

3. İRDELEMELER

Bu kısımda, esnek silo radyesinin (Şekil 34), arazi deneylerine dayanan çeşitli oturma tahmin yöntemleri (Yöntem 1-13) ile hesaplanan rijit mutlak oturmaları ve esnek oturmaların dağılımını veren yöntemler (sonlu farklar yöntemi, Menard Yöntemi ve Elastisite Teorisi) ile hesaplanan mutlak oturmaları karşılaştırılmak üzere ele alınmaktadır (Tablo 16).

a) Esnek Silo Radyesinin; Sonlu Farklar Yöntemine, Menard Yöntemine ve Elastisite Teorisine Göre Hesaplanan Oturmalarının, Ölçülen Oturmalarla Karşılaştırılması

Esnek silo radyesi altında, çok sayıdaki noktada, oturmalar hesaplandı, ölçüldü. Hesaplanan ve ölçülen oturmaları karşılaştırmada, radye ortasındaki, uzunluk boyunca olan eksen ile, buna paralel uzun kenarların kullanılmasının yeterli olacağı düşünüldü (Şekil 43).

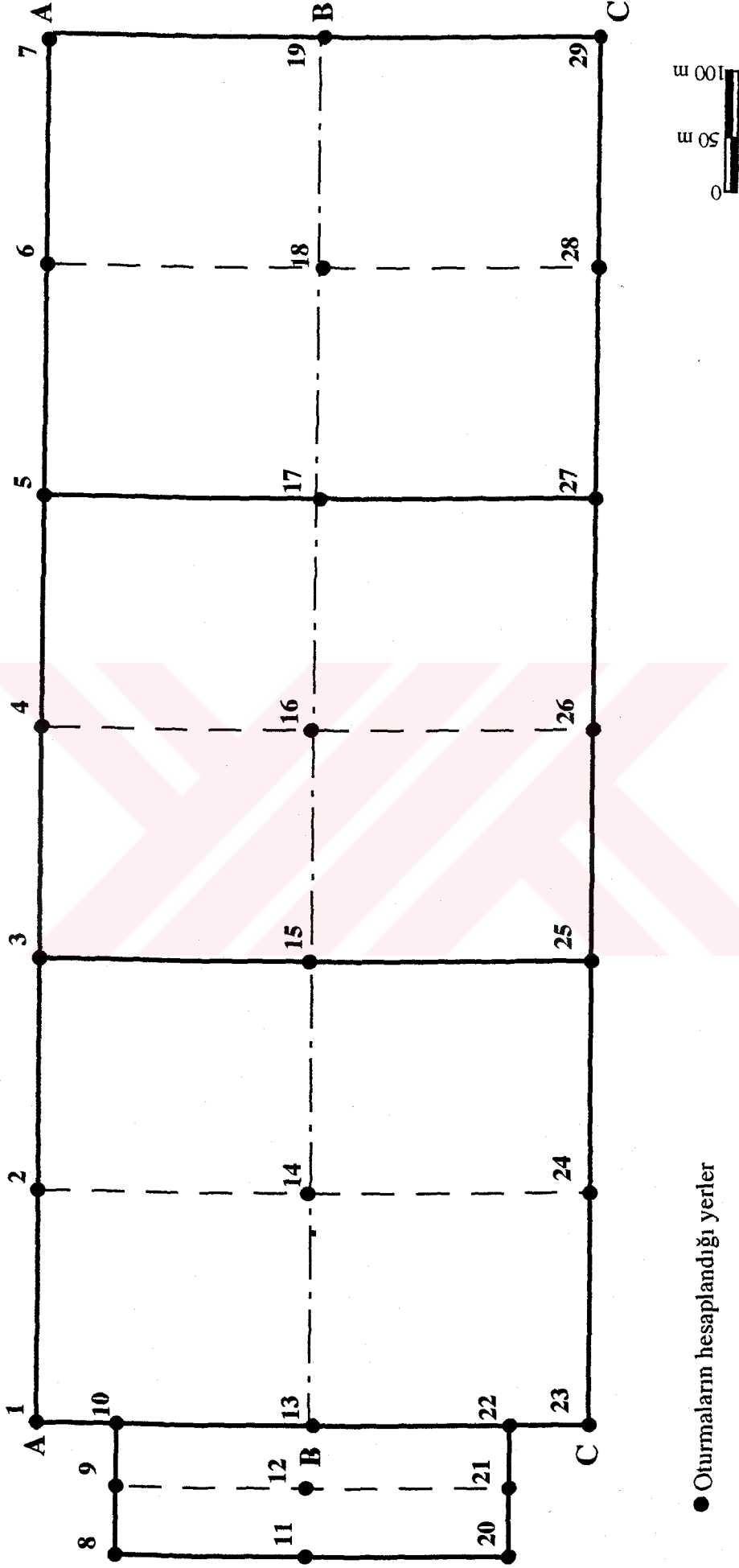
Şekil 44a'da (A-A orta eksenini boyunca), Elastisite Teorisine göre hesaplanan oturmalar, ölçülen oturmalarla epeyce küçük olup; ölçülen oturmaların %25-30'u civarında olduğu görülüyor. Bu durum, diğer eksenlerde de (Şekil 44b, Şekil 44c) benzer şekilde devam etmektedir. Sonlu farklar yöntemine göre hesaplanan oturmalar, ölçülen oturmalarla biraz küçük olup; ölçülen oturmaların %50-80'nini oluşturmaktadırlar. Menard yöntemine göre oturmaların, kenarlarda ölçülen oturmalarla çok yakın, orta kısımlarda biraz büyük olduğu görülmektedir.

Şekil 44b'de (B-B uzun kenar boyunca), sonlu farklar yöntemi ile hesaplanan oturmalar, ölçülen oturmalarla biraz küçük olup; ölçülen oturmaların %50-80'nini oluşturmaktadırlar. Menard yöntemine göre hesaplanan oturmalar ise, ölçülen oturmalarla oldukça büyüktür.

Şekil 44c'de (C-C uzun kenar boyunca), sonlu farklar yöntemi ile hesaplanan oturmalar, ölçülen oturmalarla biraz küçük olup; ölçülen oturmaların %70-80'i kadardır. Menard yöntemi ile hesaplanan oturmalar ise, kenarlarda ölçülen oturmalarla biraz küçük, orta kısımda biraz büyüktür.

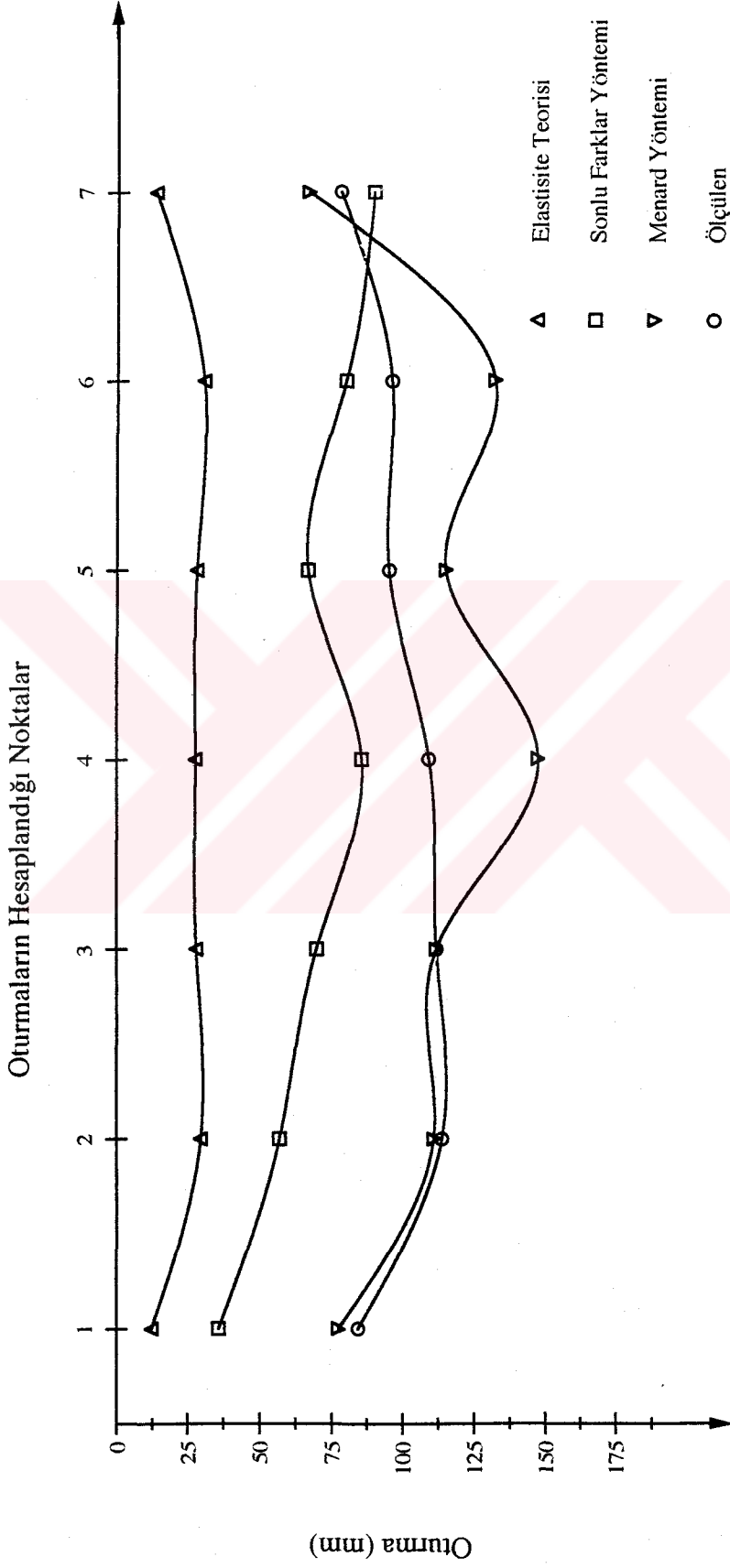
Tablo 16. Sonlu Farklar Yöntemine, Menard Yöntemine ve Elastisite Teorisine Göre Hesaplanan Oturmalar İle Ölçülen Oturmaların Karşılaştırılması

Nokta No	Sonlu Farklar Yöntemine Göre Oturmalar, ΔH (mm)	Menard Yöntemine Göre Oturmalar, ΔH (mm)	Elastisite Teorisine Göre Oturmalar, ΔH (mm)	Ölçülen Oturmalar (mm)
1	35.9	77.4	12.2	84.4
2	57.1	111.1	29.7	114.0
3	69.9	112.1	28.1	112.0
				110.5
4	85.9	147.6	27.8	109.5
5	66.9	115.3	28.3	95.4
				99.8
6	80.1	132.2	30.4	96.3
7	89.9	66.9	13.4	78.1
8	17.8	57.0	6.6	51.8
9	31.9	103.0	21.1	-
10	48.8	163.8	46.9	62.0
11	43.4	59.6	20.3	68.5
12	50.2	109.7	47.8	-
13	59.2	138.9	60.1	-
14	108.8	340.2	66.5	137.8
15	93.3	342.1	64.4	-
16	70.6	216.5	64.0	135.1
17	81.6	227.9	64.6	-
18	71.7	204.9	67.6	110.4
19	65.5	103.4	31.4	-
20	14.0	25.2	6.6	43.2
21	24.1	48.8	21.1	-
22	37.8	82.8	46.9	59.0
23	21.2	35.3	12.2	72.7
24	68.0	103.0	29.7	110.8
25	78.0	103.7	28.1	106.4
				111.9
26	89.8	127.8	27.8	116.8
27	73.9	114.7	28.3	110.9
				108.5
28	84.4	135.7	30.4	107.6
29	92.5	68.7	13.4	84.8

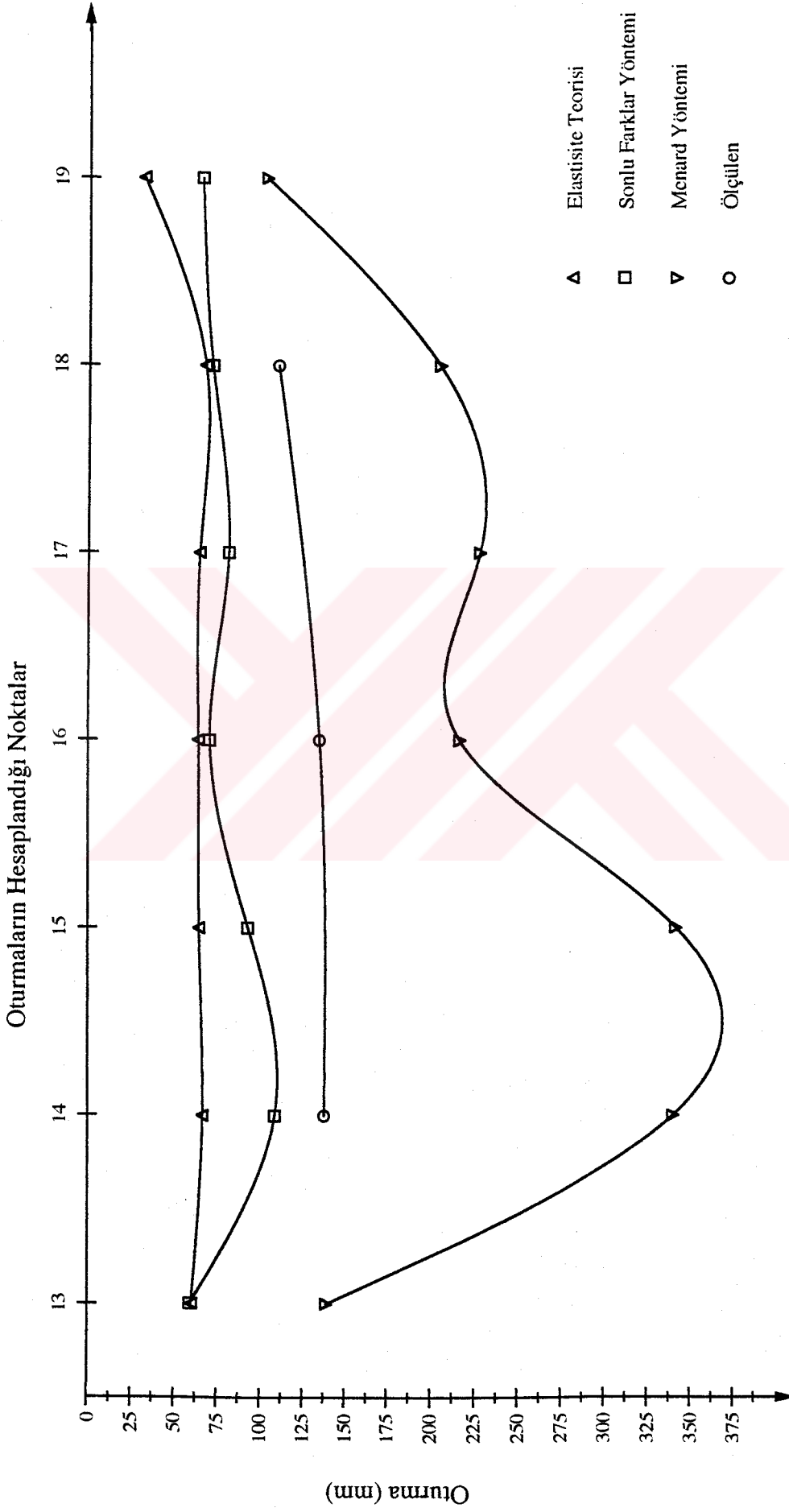


● Oturumların hesaplandığı yerler

Şekil 43. Hesaplanan Esnek Oturmaların, Ölçülen Oturmalarla Karşılaştırıldığı Eksenler

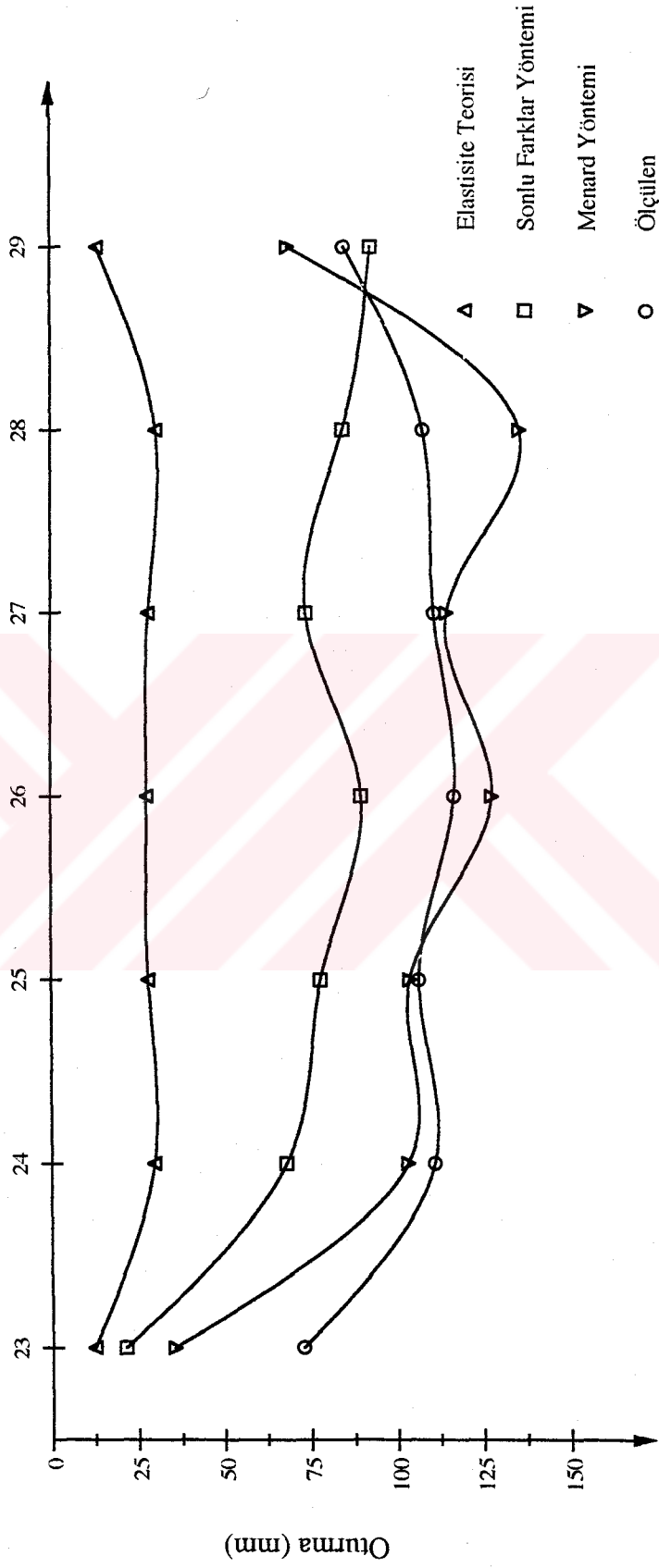


Şekil 44a. 1-7 (A-A Ekseni) Noktalarında Hesaplanan ve Ölçülen Oturmalar



Şekil 44b. 13-19 (B-B Eksenli) Noktalarında Hesaplanan ve Ölçülen Oturmalar

Oturmaların Hesaplandığı Noktalar



Şekil 44c. 23-29 (C-C Eksenli) Noktalarında Hesaplanan ve Ölçülen Oturmalar

Genel olarak, Elastisite Teorisi ile hesaplanan oturmalar, ölçülen oturmalara göre oldukça küçüktür. Bu durum, Elastisite teorisindeki kabullerin (elastik-lineer davranış, homojenlik, vb.) zemin için uygun olmaması ile açıklanabilir.

Her üç eksenin birlikte değerlendirilmesinden, sonlu farklar yöntemi ile hesaplanan oturmalar, ölçülen oturmalarından biraz küçük olmakla birlikte, Menard yöntemine göre hesaplanan oturmalara göre, ölçülen oturmalarla daha iyi bir uyum içinde olduğu söylenebilir. Böylece; presiyometre deneyinin ortaya çıkması ile, bu deney sonuçlarından oturma hesaplanması için konulan tek yöntem (Menard Yöntemi) karşı daha gerçekçi bir yöntem getirilmektedir. Sonlu farklar yönteminin, ölçülenlere göre bir miktar küçük oturmalar tahmin etmesi, α reolojik katsayısından kaynaklanmış olabilir. Zira, reolojik katsayısının belirlenmesinin zor olduğu açıktır. Reolojik katsayısının belirlenmesi, amprik yaklaşımlarla yapılmaktadır.

b) Esnek Silo Radyesinin; Çeşitli Yöntemlere Göre Hesaplanan Ortalama Oturmasının, Ölçülen Oturmalarından Hesaplanan Ortalama Oturma İle Karşılaştırılması

Arazi deney sonuçlarından yararlanılarak geliştirilen oturma tahmin yöntemleri (Yöntem 1-13), rijit bir temelin ortalama oturmasını; sonlu farklar yöntemi, Menard yöntemi ve Elastisite Teorisi ise, esnek bir temelin esnek oturmalarının dağılışını vermektedirler. Tüm yöntemleri kapsayacak şekilde, hesaplanan oturmaları ölçülen oturmalar ile karşılaştırmada (Bkz. Şekil 36), ortalama esnek oturma değerleri kullanıldı. Esnek silo radyesinin çeşitli oturma tahmin yöntemleri ile hesaplanan rijit oturmalarına karşılık gelen ortalama esnek oturmaları, Bağıntı (86) ile hesaplandı. Her bir yöntemle göre hesaplanan ortalama esnek oturmalar Tablo 17'de verilmektedir. Tablo 17'nin incelenmesinden, Yöntem 1 ve 4'ün ortalama esnek oturmayı, ölçülen oturmaların ortalamasından büyük tahmin ettikleri; Yöntem 2 ve 12'nin ölçülen değere yakın tahminler verdikleri ve geri kalan diğer yöntemlerin esnek oturmayı küçük tahmin ettikleri söylenebilir.

Bu çalışmada kullanılan örnek, 1) büyük temel genişliği ($B=45$ m), 2) göreceli olarak sınırlı derinlikte sıkışabilir tabaka kalınlığı ($H=9-13$ m), 3) yetersiz sayıda standart penetrasyon deneyi, 4) Koni penetrasyon deneyi sonuçlarının elde olmayışı ve bu deney sonuçlarının standart penetrasyon deney sonuçlarından amprik bir ilişki ile türetilmesi, vb. gibi nedenlerle tüm yöntemleri yargılayacak genel bir örnek olmayabilir.

Tablo 17. Arazi Deneilerine Dayanan Çeşitli Oturma Tahmin Yöntemlerine Göre Esnek Silo Radyesinin Ortalama Esnek Oturmalarının Karşılaştırılması

Oturma Tahmin Yöntemleri	Arazi Deneysi	Hesaplanan Oturmalar, ΔH (mm)	Ölçülen Oturmalar (mm)	Hesaplanan
				Ölçülen
(1) Buisman-De Beer	CPT	133.0	96.0	1.39
(2) Değiştirilmiş Buisman-De Beer	CPT	104.9	96.0	1.09
(3) Schmertmann [53]	CPT	43.9	96.0	0.46
(4) Terzaghi ve Peck [17]	SPT	125.3	96.0	1.31
(5) Meyerhof [41]	SPT	71.6	96.0	0.75
(6) Terzaghi ve Peck [17] (Meyerhof [41]' in önerileri ile)	SPT	41.8	96.0	0.44
(7) Terzaghi ve Peck [17] (Tomlinson [37] önerileri ile)	SPT	26.2	96.0	0.27
(8) Terzaghi ve Peck [17] (Peck ve Bazaraa [42])	SPT	71.0	96.0	0.74
(9) Peck, Hanson ve Thourburn [38]	SPT	66.3	96.0	0.69
(10) Parry [43]	SPT	45.5	96.0	0.47
(11) Parry [44]	SPT	62.1	96.0	0.65
(12) Burland De Mello [8]	SPT	94.6	96.0	0.99
(13) Menard ve Rousseau [64]	PMT	78.8	96.0	0.82
(14) Menard Yöntemi	PMT	126.7	96.0	1.32
(15) Sonlu farklar yöntemi	PMT	62.5	96.0	0.65
(16) Elastisite Teorisi	PMT	33.7	96.0	0.35

CPT: Koni penetrasyon deneyi
SPT: Standart penetrasyon deneyi
PMT: Presiyometre deneyi

Literatürde yayınlanmış ölçülen ve hesaplanan oturmalar incelendiğinde, aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir: Kumlarda oturmaya tahmin etmek için laboratuvar ve arazi deneilerine dayanan çeşitli yöntemlerden bazılarının diğerlerine göre daha doğru tahminde bulunmaları bir yana, hiç birinin tüm durumlar için her zaman daha büyük veya gerçeğe yakın tahminler yaptığı söylenemez.

4. SONUÇLAR

Yöntem 1-13, (Bkz. Tablo 17) bir temelin rijit oturmasını vermekte olup, temel altında oturma dağılışını vermemektedir. Bu yöntemler, tekil temeller, vb. rijit temeller için uygun olup; ince, geniş (esnek) radyeler için uygun değildirler. Çünkü, temel altında oturma dağılışını vermemektedirler. Oysa, izin verilebilir oturma ölçütleri olarak, daha çok, farklı oturma veya açısız distorsiyon kullanılmaktadır.

Bu örnekte, ortalama esnek oturmalar açısından, çeşitli oturma tahmin yöntemleri ile hesaplanan oturmaların ölçülen oturmalarla karşılaştırılmasından, Yöntem 2 ve 12'nin oturmaları en iyi tahmin ettikleri anlaşılmaktadır. Ancak, çok sayıda örnek ele alınmadığından, bunun genel sonuç olup olmadığı tartışmalıdır. Zira, literatürde diğer bazı örneklerde, her yöntem sahibi, kendi yöntemini en iyi olarak değerlendirmektedir.

Esnek bir radye için bu çalışmada geliştirilen; presiyometre deformasyon modüllerinden elde edilen ve planda değişkenlik gösteren yatak katsayıları kullanılarak, sonlu farklar yöntemi ile hesaplanan oturmalar; Menard yöntemine göre, hem miktar olarak, hem de dağılış biçimi olarak, ölçülen oturmalarla daha iyi uyum içindedir. Ancak, genelde, sonlu farklar yöntemi ile hesaplanan oturmaların, ölçülen oturmalara göre bir miktar küçük olduğu bulunmuştur. Bunun da, α reolojik katsayısının belirlenmesi ile ilgili olduğu sanılmaktadır. Nitekim, presiyometre deneyine yönelik en önemli eleştiri; yatay yönde ölçülen bir deformasyon modülünden, düşey yöndeki deformasyon modülüne güvenli olarak geçmenin zorluğudur.

Elastisite Teorisindeki kabullerin muhtemelen zemine uygun olmamasından dolayı, Elastisite Teorisinin oturmaların tahmininde uygun olmadığı (bu örnekte, çok küçük) anlaşılmaktadır.

5. ÖNERİLER

Winkler Teorisie göre, zemin ortamda, her bir nokta birbirinden bağımsız olarak oturur. Oturan noktaların, birbirinden bağımsız olarak oturması yerine; oturan noktanın, civarını da etkilediği bir değişik yaklaşım benimsenip, kullanılabilir.

Oturma hesaplarında sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak, özellikle de lineer olmayan hesaplamalar yapılabilir.

6. KAYNAKLAR

- [1] Golder, H. Q., The Allowable Settlement of Structures, Proc. 4th Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1971, Puerto Rico, Vol.1, 171-187.
- [2] Lambe, T. W. ve Whitman, R. V., Soil Mechanics, John Wiley and Sons, 1969.
- [3] Meyerhof, G. G., Some Recent Foundation Research and its Application to Design, Structural Engineering, Vol.33, (1953), 151-167.
- [4] Terzaghi, K. ve Peck, R. B., Soil Mechanics in Foundation Engineering Practice, Wiley, New York, 1967.
- [5] Osterberg, J. O., Settlements of Structures Due to External Causes, Seminar on Settlements of Structures, ASCE, (1973), 1-17.
- [6] Simons, N. E. ve Menzies, B. K., A Short Course in Foundation Engineering, IPC Science and Tech. Press., 1975.
- [7] Burland, J. B. ve Wroth, C. D., Settlements of Buildings and Associated Damage, State of Art Review, Proc. Conf. on Settlement of Structures, 1974, London, 611-654.
- [8] Burland, J. B., Broms, B. B. ve De Mello, V. F. B., The Behaviour of Foundations and Structures, Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (SMFE), 1977, Japan, Vol.2, 495-646.
- [9] Skempton, A. W. ve MacDonald, D. C., Allowable Settlement of Buildings, Proc. Institute for Civil Engineers, Part 3, Vol. 5, (1956), 727-768.
- [10] Moorhouse, D. C., Shallow Foundations, State of Art Paper, Proc. Special Conf. on Performance of Earth-Supported Structures, 1972, Purdue, Vol 2, 71-109.
- [11] Uzuner, B. A., Yapılarda Zemin İncelemesinin (Etüdünün) Önemi, Türkiye'de İnşaat Mühendisliği Alanındaki Gelişmeler Kongresi, İTÜ, 1984, İstanbul, 71-74.

- [12] Uzuner, B. A., Yapılarda Oturma, III. Mühendislik Haftası, 1985, Isparta, 11-23.
- [13] Barata, F. A., The Allowable Settlement and the Design of Foundations, Proc. 4 th Panamerican Conf. on SMFE, 1971, Puerto Rico, Vol.3, 197-201.
- [14] Majid, K. I. ve Cunell, M. D., A Theoretical and Experimental Investigation into Soil-Structure Investigation, Geotechnique, No. 2, (1976), 332-350.
- [15] Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York, 1943.
- [16] Skempton, A. W. ve Bjerrum, L. A., A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay, Geotechnique, No. 4, (1957), 168-178.
- [17] Terzaghi, K. ve Peck, R. B., Soil Mechanics in Foundation Engineering Practice, Wiley, New York, 1948.
- [18] Uzuner, B. A., Taneli Zeminlere Oturan Sığ Temellerin Oturmaları, Doçentlik Tezi, KTÜ, Müh. Mim. Fak., Trabzon, 1980.
- [19] Singh, A. ve Punmia, B. C., Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mehta Printers, Delhi, 1970.
- [20] Bjerrum, L. ve Eggestad, A., Interpretation of Loading Tests on Sand, European Conf. on SMFE, 1963, Wiesbaden, Vol.1, 199-204.
- [21] D'Appolonia, D. J., D'Appolonia, E. ve Brisette, R. F., Settlements of Spread Footings on Sand, Journal of SMFE Division, ASCE, SM3, May 1968, 735-760.
- [22] Uzuner, B. A., Plaka Yükleme Deneyi Üzerine, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi Bülteni, (1991), 51-62.
- [23] Janbu, N. ve Senneset, K., Field Compresometer Principals and Applications, Proc. 8 th Int. Conf. on SMFE, 1973, Moscow, Vol.1, 191-198.
- [24] Garga, V. K. ve Quin, J. T., An Investigation on Settlements of Direct Foundations on Sand, Proc. Conf. on Settlement of Structures, 1974, London, 22-36.

- [25] Mitchell, J. K. ve Gardner, W.S., In-Situ Measurement of Volume Change Characteristics, State of Art Paper, ASCE Special Conf. on In-Situ Measurement of Soil Properties, 1975, Raleigh, Vol. 2, 279-345.
- [26] De Mello, V. F. B., The Standart Penetration Test, State of Art Paper, Proc. Int. Conf. on SMFE, 1971, Mexico, Special Volume, 49-136.
- [27] Schmertmann, J. H., In-Situ Measurement of Shear Strenght, State of Art Paper, ASCE Special Conf. on In-Situ Measurement of Soil Proporties, 1975, Raleigh, 57-138.
- [28] Bowles, J. E., Foundation Analysis and Design, 4 th Edition, McGraw-Hill Book Co. Singapore, 1988.
- [29] Craigh, R. F., Soil Mechanics, 5 th Edition, Chapman and Hall, Great Britain, 1992.
- [30] Gibbs, H. J. ve Holtz, W. G., Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing, Proc. 4 th. Int. Conf. on SMFE, 1957, London, Vol. 1, 35-39.
- [31] Bazaraa, A. R., Use of the Standart Penetration Tests for Estimating Settlements of Shallow foundation in Sand, Ph.D. Thesis, University of Illiniois, Urbana, Illiniois, USA, 1967.
- [32] Tomlinson, M.J., Foundation Design and Construction, 2nd Edition, Pitman, London, 1969.
- [33] Peck, R. B., Hanson, W. E. ve Thornburn, T. H., Foundation Engineering, 2nd Edition, Wiley, New York, 1974.
- [34] Seed, H. B., Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 105, No. 2, Feb 1979, 201-255.
- [35] Liao, S. S. C. ve Whitman, R. V., Overburden Correction Factors for SPT in Sand, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 112, No. 3, March 1986, 373-377.

- [36] Kovacs, W. D. ve Salomone, L. A., SPT Hammer Energy Measurement, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, GT 4, April 1982, 599-620.
- [37] Riggs, C. O., Reproducible SPT Hammer System, Geotech. Testing Journal, ASTM, Vol. 6, No. 4, Dec. 1983, 201-209.
- [38] Skempton, A. W., Standart Penetration Test Procedures, Geotechnique, Vol. 36, No. 3, 1984, 425-447.
- [39] Robertson, P. K. ve Campanella, R. G., Interpretation of Cone Penetration Tests, Part I: Sand, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, No. 4, 1983, 718-733.
- [40] Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. ve Chung, R. M., Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 111, No. 12, Dec. 1985, 1425-1445.
- [41] Meyerhof, G. G., Shallow Foundations, Journal of SMFE Division, ASCE, Vol. 92, SM2, 1965, 21-31.
- [42] Peck, R. B. ve Bazaraa, A. R., Discussion of Paper by D'Appolonia, D. J., D'Appolonia, E. and Brisette, R. F. (1968), Journal of SMFE Division, ASCE, Vol. 95, SM3, 1969, 305-309.
- [43] Parry, R. H. G., A Direct Method of Estimating Settlements in Sands from Standart Penetration Tests, Proc. Symp. on Interaction of Structure and Foundations, Midland Soil Mechanics and Foundation Engineering Society, 1971, Birmingham, 29-37.
- [44] Parry, R. H. G., Estimating Foundation Settlements in Sand From Plate Bearing Tests, Geotechnique, Vol. 28, No. 1, 1978, 107-118.
- [45] Burland, J. B. ve Burbidge, M., Settlement of Foundations on Sand and Gravel, Proc. Institution of Civil Engineerings, Part. 1, No. 78, Dec 1985, 1325-1381.
- [46] De Ruiter, J., Electric Penetrometer for Site Investigation, Journal of SMFE Division, ASCE, Vol. 97, SM2, 1971, 457-472.
- [47] Sanglerat, G., The Penetrometer and Soil Exploration, Elsevier Publication Co., Amsterdam, 1972.

- [48] Alperstain, R. ve Leifer, S. A., Site Investigation with Static Cone Penetrometer, J. Geotech. Eng. Division, ASCE, GT5, May 1976, 539-555.
- [49] Larriere, A., Static and Dinamic Penetration Tests, Foundation Engineering, Presses Pont et Chaussees, 1982, Paris, Vol. 1, 55-64.
- [50] Meyerhof, G. G., Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Journal of SMFE Division , ASCE, January 1956, 1-9.
- [51] Buismann, A. S. K., Grandmechanica, Waltman, Delft, 1940.
- [52] De Beer, E. E., Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Proc. Symp. on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, 1965, North Carolina, USA, 15-33.
- [53] Schmertmann, J. H., Static Cone to Compute Static Settlement over Sand, Journal of SMFE Division , ASCE, Vol. 96, SM3, 1970, 1011-1043.
- [54] Schmertmann, J. H., Hartman, J. P. ve Brown, P.R., Improved Strain Factor Influence Diagrams, J. Geotech. Eng. Div, ASCE, Vol. 104, 1978, 1131-1135.
- [55] Das, B. M., Advanced Soil Mechanics, 1st Edition, McGraw-Hill Book Co., NewYork, 1983
- [56] Kogler, F., Baugrundprüfung im Bohrloch, Der Bauingenieur, Berlin, Heft, 1933, 19-20.
- [57] Menard, L., An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place, M. Sc. Thesis, University of Illinois, Urbana, USA, 1956.
- [58] Baguelin, F., Jezequel, J. F. ve Shields, D. H., Pressuremeter and Foundation Engineering, 1st Edition, Trans. Tech., Switzerland, 1978.
- [59] Briaud, J. L., The Pressuremeter, 1st Edition, A. A. Balkema, Rotterdam, 1992.
- [60] Mori, H. ve Tajima, S., The Application of Pressuremeter Method to Design of Deep Foundations, Soils and Foundations, Vol. 4, No. 2, Feb 1974, 35-44.

- [61] Timoshenko, S. ve Goodier, J. N., Theory of Elasticity, 2nd Edition, McGraw-Hill Book Co., New York, 1951.
- [62] Gibbson, R. E. ve Anderson, W. F., Insitu Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter, Civil Eng. and Public Works Review, London, Vol. 56, May 1961, 3-5.
- [63] Menard, L., Rules for Calculation and Design of Foundation Elements on the Basis of the Pressuremeter Investigation, Proc. 6th Int. Conf. on SMFE, 1965, Montreal, Vol. 2, 295-299.
- [64] Menard, L. ve Rousseau, J. L., L'Evaluation des Tassements-Tendances Nouvelles, Sols-Soils, Vol. 1, No. 1, June 1962.
- [65] Menard, L., Interpretation and Application of Pressuremeter Test Result, Sols-Soils, Vol. 26, 1975, 1-43.
- [66] Marchetti, S., A New In-Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability, Proc. ASCE Specialty Conf. on In-Situ Measurement of Soil Properties, 1975, Raleigh, N. C., Vol 2., 255-259.
- [67] Marchetti, S., In-Situ Tests by Flat Dilatometer, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 1980, Vol. 106, GT3, 299-321.
- [68] Schmertmann, J. H., A Method for Determining the Friction Angle in Sands from The Marchetti Dilatometer Test, Proc. European Symposium on Penetration Testing II, 1981, Amsterdam, Vol. 2, 853-861.
- [69] Schmertmann, J. H., The New In-Situ The Marchetti Dilatometer Test, Geotech. News, 1984, Vol. 2, No. 3, 34-35.
- [70] Schmertmann, J. H., Dilatometer to Compute Foundation Settlement, Proc. ASCE, Specialty Conf. on In-Situ Tests in Geotechnical Engineering, 1986, Blacksburg, 303-321.
- [71] Leonards, G. A., Discussion of Session I-Granular Materials, Proc. Conf. on Settlement of Structures, 1975, New York, 669.

- [72] Rowe, P. W., Discussion of Session I-Granular Materials, Proc. Conf. on Settlement of Structures, 1975, New York, 670.
- [73] Lambrechts, J. R. ve Leonards, G. A., Effects of Stress History on Deformation of Sand, Journal of Geotechnical Engineering, 1988, Vol. 104, No. 11, 1371-1378.
- [74] Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. ve Lancelotta, R., New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils, Theme Lecture No. 2, Proc. XI Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1985, San Francisco, Vol. 1, 57-153.
- [75] Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. ve Manfredini, G., Deformation Characteristics of Soils from In-Situ Tests, Proc. ASCE Specialty Conf. Use In-Situ Test in Geotechnical Engineering, 1986, Blacksburg, 47-73.
- [76] Leonards, G. A. ve Frost, J. D., Settlement of Shallow Foundations on Granular Soils, Journal of Geotechnical Engineering, 1988, Vol. 114, No. 7, 791-809.
- [77] Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S. ve Pasqualini, E., Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers, ASCE Specialty Conf. Use In-Situ Test in Geotechnical Engineering, 1986, Blacksburg, 431-446.
- [78] Head, K. H. Manual of Soil Laboratory Testing, Pentech Press, 1986.
- [79] Baldi, G., Hight, D. W. ve Thomas, G. E., A Reevaluation of Conventional Triaxial Testing of Soil and Rock, 1988, ASTM, STP 1977, 219-263.
- [80] Martins, J.B., Furtado, R. J. ve Da Silva, J. F., Settlements of a Ten Storeyed Buildings, Proc. 4th European Conf. on SMFE, 1963, Wiesbaden, Vol. 1, 313-317.
- [81] Langfelder, J. ve Johnston, D.W., Settlements of Two Tanks on Loose Cohesionless Soil, Proc. 4th Panamerican Conf. on SMFE, ASCE, 1971, Vol. 2, 15-25.
- [82] Kerisel, J. ve Quatre, M., Settlement Under Foundations, Civil Engineering and Public Works Review, 1968.
- [83] Eggestad, A., Deformation Measurements Bellow A Model Footing on the Surface of Dry Sand, Proc. 4th European Conf. on SMFE, 1963, Wiesbaden, Vol. 1, 233-237.

- [84] Lambe, T.W., Methods of Estimating Settlements , Journal of SMFE Division, ASCE, Vol.90, SM5, 1964, 43-64.
- [85] Lambe, T.W., The Stress Path Method , Journal of SMFE Division, ASCE, Vol.93, SM6, 1967, 309-331.
- [86] Bowles, J. E., Elastic Foundation Settlements on Sand Deposits, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 8, 1987, 846-860.
- [87] Steinbrenner, W., Tafeln zur Setzungsberechnung, Die Strasse, Vol. 1, 1934, 121-124.
- [88] Fox, E. N., The Mean Elastic Settlement of Uniformly Loaded Area at a Depth Below the Ground Surface, 2d Int. Conf. SMFE, 1948, Vol. 1, 129-132.
- [89] Janbu, N., Bjerrum, L. ve Kjaernsli, B., Norwegian Geotech. Inst. Pub. No. 16, 1956, Oslo, Norway.
- [90] Giroud, J. P., Settlement of Rectangular Foundation on Soil Layer, Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering Division, ASCE, Vol. 98, SM1, 1972, 149-154.
- [91] Christian, J. T., Carrier, W. D., Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's Chart Interpreted, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 1, 1978, 123-128.
- [92] Taylor, B. B. ve Matyas, E. L., Influence Factors for Settlement Estimates of Footings on Finite Layers, Canadian Geotechnical Journal , Vol. 20, 1983, 832-835.
- [93] Zienkiewicz, O. C. The Finite Element Method in Engineering Science , Second Edition, Mc Graw-Hill, London, 1971
- [94] Uzuner, B. A., Temel Mühendisliğine Giriş, Derya Kitabevi, Trabzon, 1995.
- [95] Winterkorn, H. F. ve Fang, H., Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Comp., New York, 1975.
- [96] Winckler, E., Die Lehre von Elastizität und Festigkeit (On Elasticity and Fixity) Praque, 1867, 182.

- [97] Terzaghi, K., Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction, Geotechnique, Vol. 5, No. 4, Dec. 1955, 297-326.
- [98] Vesic, A. S., Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 87, April 1961, 35-51.
- [99] Yong, R. N. Y., A Study of Settlement Characteristics of Model Footings on Silt, Proc. 1st Pan-American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1960, Mexico, 492-513.
- [100] Deryck, N. ve Severn, R. T., Stress in Foundation Rafts, Proc. Inst. Civ. Eng., 1961, London, Vol 20, 293-304.
- [101] Severn, R. T., The Solution of Foundation Mat Problems by Finite Element Methods, Structure Engineering, Vol. 44, No. 6, June 1966, 223-238.
- [102] Bowles, J. E., Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering, McGraw-Hill Book Co., New York, 1974.
- [103] Bowles, J. E., Mat Design, ACI Journal, Vol. 83, No. 6, Nov.-Dec., 1986, 1010-1017.
- [104] Timoshenko, S. ve Woinowsky-Krieger, Theory of Plates and Shells, 2nd Edition, McGraw-Hill Book Co., New York, 1959.
- [105] West, J. M. ve Slocombe, B. C., Dynamic Consolidation an Alternative Foundation, Ground Engineering, November, 1973, 1-4.
- [106] Menard, L. ve Broise, Y., Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation, Geotechnique, March, 1975, 3-17.
- [107] Herbert, A. ve Downie, A., Low-cost Land Improvement, Middle East Construction, September, 1977, 82-86.
- [108] Hanna, T. H., Foundation Instrumentation, Trans Tech Publication, 1973.
- [109] Cheney, J. E., Techniques and Equipment Using the Surveyors Level for Accurate Measurement of Building Movement, Proc. Symp. on Field Instrumentation, 1973, Butterworths, London, 85-99.

- [110] Perloff, W. H., Pressure Distribution and Settlement, Chapter 4 of 'Foundation Engineering Handbook' by Winterkon, H. F. and Fang, H., Von Nostrand Reinhold Co., New York, 1975.
- [111] Golder, H. Q., Panel Discussion, Proc. 7th Int. Conf. on SMFE, Vol 3, 1969, Mexico, 227-230.
- [112] Brown, D. T., Influence of Soil Inhomogeneity on Raft Behaviour, Soil Foundations, 14, 1974, 61-70.
- [113] Hooper, J. A., Elastic Settlement of a Circular Raft in Adhesive Contact With Transversely Isotropic Medium, Geotechnique, Vol. 25, No. 4, 1975, 691-711.
- [114] Boussinesq, M. J., Application des Potentials à L'Etude de L'Equilibre et du Movement des Solides Elastiques, Gauthier-Willars, Paris, 1885.
- [115] Lukas, R. G., Settlement Prediction Using the Pressuremeter, The Pressuremeter and its Applications, Second International Symposium, American Society for Testing and Materials (ASTM), 1986, 406-422.

7. EKLER

Ek-1: Düşey Gerilme Artışlarının Hesabına Ait Program Listesi

```

C   ESNEK SİLO RADYESİ ALTINDA, 1-29 NOKTALARINDA MEYDANA
C   GELEN DÜŞEY GERİLME ARTIŞLARININ HESAPLANMASI
C
C   BA:DÜŞEY GERİLME ARTIŞLARININ HESAPLANACAĞI
C   NOKTALAR (1-29) ARASINDAKİ DÜŞEY UZAKLIK (M)
C   LA:DÜŞEY GERİLME ARTIŞLARININ HESAPLANACAĞI
C   NOKTALAR (1-29) ARASINDAKİ YATAY UZAKLIK (M)
C   BY:SİLO RADYESİNİN GENİŞLİĞİ (M)
C   LX:KULE VE SİLO RADYELERİNİN TOPLAM UZUNLUĞU (M)
C   Q1:KULE RADYESİ ALTINDA TEMEL TABAN BASINCI (T/M**2)
C   Q2:SİLO RADYESİ ALTINDA TEMEL TABAN BASINCI (T/M**2)
C
REAL L(8),B(4),BA(4),LA(8),M(3,9),N(3,9)
REAL N1(3,9),M1(3,9),M2(3,9),N2(3,9),MK(3,9)
REAL NK(3,9),NN(3,9),MM(3,9),MM1(3,9),NN1(3,9)
REAL G1(3,9),G2(3,9),G3(3,9),G4(3,9),G5(3,9),G6(3,9)
REAL G7(3,9),GA(3,9),GA1(3,9),GA2(3,9),G(13,29)
REAL G11(3,9),G22(3,9),G33(3,9),G44(3,9)
REAL S(3,9),R(3,9),ACI(3,9),W(29),SIG(3,9)
INTEGER Z
OPEN(UNIT=5,STATUS='OLD',FILE='GER.VER')
OPEN(UNIT=6,STATUS='NEW',FILE='GER.SON')
READ(5,*)(BA(I),I=1,4)
READ(5,*)(LA(J),J=1,8)
READ(5,*) LX,BY,Q1,Q2
C
C   KULE VE SİLO RADYESİ ALTINDA, 1-29 NOKTALARINDA
C   UYGULANAN TEMEL YÜKLERİNDEN DOLAYI MEYDANA GELEN
C   GERİLME ARTIŞLARININ HESAPLANMASI
C
DO 5 J=1,8
IF(J.EQ.1)THEN
L(J)=LA(J)
ELSE
K=J-1
L(J)=L(K)+LA(J)
ENDIF
5 CONTINUE
DO 10 I=1,4
IF(I.EQ.1)THEN
B(I)=BA(I)
ELSE
K=I-1

```

```

      B(I)=B(K)+BA(I)
      ENDIF
10 CONTINUE
      DO 100 IJ=1,13
      Z=IJ
      DO 15 J=1,3
      I=2
      K=1
      IF(J.EQ.2)THEN
      M(I,J)=L(J)/(2*Z)
      N(I,J)=(BY-B(K)*2)/Z
      ELSE
      M(I,J)=L(I)/Z
      N(I,J)=(BY-B(K)*2)/Z
      ENDIF
15 CONTINUE
      DO 20 J=1,3
      I=3
      K=1
      KK=2
      IF(J.EQ.2)THEN
      M(I,J)=L(J)/(2*Z)
      N(I,J)=(BY-B(K)*2)/(2*Z)
      ELSE
      M(I,J)=L(KK)/Z
      N(I,J)=(BY-B(K)*2)/(2*Z)
      ENDIF
20 CONTINUE
      CALL SIGMA(M,N,Q1,G1,R,S,ACI,2,3,1,3)
      DO 25 J=3,9
      I=1
      K=J-1
      M(I,J)=L(K)/Z
      N(I,J)=(BY-B(I))/Z
      N1(I,J)=B(I)/Z
25 CONTINUE
      CALL SIGMA(M,N,Q1,G2,R,S,ACI,1,1,3,9)
      DO 30 J=4,9
      I=1
      K=J-1
      KK=2
      M1(I,J)=(L(K)-L(KK))/Z
30 CONTINUE
      CALL SIGMA(M1,N,Q1,G3,R,S,ACI,1,1,4,9)
      DO 35 J=3,9
      I=1
      K=J-1
      KK=2
      K1=1

```

```

M(I,J)=L(K)/Z
M1(I,J)=(L(K)-L(KK))/Z
N2(I,J)=(BY-B(K1)*2)/(2*Z)
35 CONTINUE
DO 36 J=4,9
I=3
K=J-1
KK=1
KKK=2
M(I,J)=L(K)/Z
N2(I,J)=(BY-B(KK)*2)/(2*Z)
M1(I,J)=(L(K)-L(KKK))/Z
36 CONTINUE
CALL SIGMA(M,N1,Q1,G4,R,S,ACI,1,1,3,9)
CALL SIGMA(M1,N1,Q1,G5,R,S,ACI,1,1,4,9)
CALL SIGMA(M,N2,Q1,G6,R,S,ACI,3,3,4,9)
CALL SIGMA(M1,N2,Q1,G7,R,S,ACI,3,3,4,9)
DO 45 I=1,3
DO 45 J=1,9
IF(I.EQ.1.AND.J.GE.4)THEN
GA1(I,J)=G2(I,J)-G3(I,J)-G4(I,J)+G5(I,J)
ELSEIF(I.EQ.1.AND.J.EQ.3)THEN
GA1(I,J)=G2(I,J)-G4(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.2)THEN
GA1(I,J)=2*G1(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.2.AND.J.EQ.3)THEN
GA1(I,J)=G1(I,J)
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.GE.4)THEN
GA1(I,J)=2*(G6(I,J)-G7(I,J))
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.3.AND.J.EQ.3)THEN
GA1(I,J)=G1(I,J)*2
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.2)THEN
GA1(I,J)=4*G1(I,J)
ENDIF
45 CONTINUE
DO 50 J=3,9
I=1
IF(J.EQ.3.OR.J.EQ.9) THEN
K=2
MM(I,J)=(LX-L(K))/Z
NN(I,J)=BY/Z
ELSE
KK=J-1
MM(I,J)=(L(KK)-L(K))/Z
NN(I,J)=BY/Z
MM1(I,J)=(LX-L(KK))/Z
ENDIF
50 CONTINUE
DO 55 J=3,9

```



```

I=3
IF(J.EQ.3.OR.J.EQ.9) THEN
K=2
MM(I,J)=(LX-L(K))/Z
NN(I,J)=BY/(2*Z)
ELSE
KK=J-1
MM(I,J)=(L(KK)-L(K))/Z
NN(I,J)=BY/(2*Z)
MM1(I,J)=(LX-L(KK))/Z
ENDIF
55 CONTINUE
CALL SIGMA(MM,NN,Q2,G11,R,S,ACI,1,1,3,9)
CALL SIGMA(MM1,NN,Q2,G22,R,S,ACI,1,1,4,8)
CALL SIGMA(MM,NN,Q2,G11,R,S,ACI,3,3,3,9)
CALL SIGMA(MM1,NN,Q2,G22,R,S,ACI,3,3,4,8)
DO 60 I=2,3
DO 60 J=1,3
IF(I.EQ.2.AND.J.EQ.1)THEN
NN(I,J)=(BY-B(J))/Z
NN1(I,J)=B(J)/Z
MM(I,J)=LX/Z
MM1(I,J)=L(I)/Z
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.2)THEN
K=J-1
MM(I,J)=(LX-L(K))/Z
NN(I,J)=(BY-B(K))/Z
NN1(I,J)=B(K)/Z
MM1(I,J)=(L(J)-L(K))/Z
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.3)THEN
K=I-1
MM(I,J)=(LX-L(I))/Z
NN(I,J)=(BY-B(K))/Z
NN1(I,J)=B(K)/Z
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.1)THEN
K=2
NN(I,J)=BY/(2*Z)
MM1(I,J)=L(K)/Z
MM(I,J)=LX/Z
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.2)THEN
KK=1
NN(I,J)=BY/(2*Z)
MM1(I,J)=(L(J)-L(KK))/Z
MM(I,J)=(LX-L(KK))/Z
ENDIF
60 CONTINUE
CALL SIGMA(MM,NN,Q2,G11,R,S,ACI,2,3,1,3)
CALL SIGMA(MM1,NN,Q2,G22,R,S,ACI,2,3,1,3)
CALL SIGMA(MM,NN1,Q2,G22,R,S,ACI,2,2,3,3)

```

```

CALL SIGMA(MM,NN1,Q2,G33,R,S,ACI,2,2,1,2)
CALL SIGMA(MM1,NN1,Q2,G44,R,S,ACI,2,2,1,2)
DO 65 I=1,3
DO 65 J=1,9
IF(I.EQ.1.AND.J.EQ.3.OR.I.EQ.1.AND.J.EQ.9)THEN
GA2(I,J)=G11(I,J)
ELSEIF(I.EQ.1.AND.J.GE.4.AND.J.LT.9)THEN
GA2(I,J)=G11(I,J)+G22(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.2.AND.J.EQ.2)THEN
GA2(I,J)=G11(I,J)-G22(I,J)+G33(I,J)-G44(I,J)
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.3.AND.J.EQ.2)THEN
GA2(I,J)=(G11(I,J)-G22(I,J))*2
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.GE.3)THEN
GA2(I,J)=(G11(I,J)+G22(I,J))*2
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.3)THEN
GA2(I,J)=G11(I,J)+G22(I,J)
ENDIF
65 CONTINUE
K=0
DO 70 I=1,3
DO 70 J=1,9
IF(I.EQ.1.AND.J.GE.3)THEN
GA(I,J)=GA1(I,J)+GA2(I,J)
K=K+1
G(IJ,K)=GA(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.LE.3)THEN
GA(I,J)=GA1(I,J)+GA2(I,J)
K=K+1
G(IJ,K)=GA(I,J)
ELSEIF(I.EQ.3)THEN
GA(I,J)=GA1(I,J)+GA2(I,J)
K=K+1
G(IJ,K)=GA(I,J)
ENDIF
70 CONTINUE
100 CONTINUE
DO 101 IJ=1,13
K=19
DO 105 I=8,10
K=K+1
G(IJ,K)=G(IJ,I)
105 CONTINUE
K=22
DO 106 I=1,7
K=K+1
G(IJ,K)=G(IJ,I)
106 CONTINUE
101 CONTINUE
WRITE(6,*)'DÜŞEY GERİLME ARTIŞLARI'

```

```

WRITE(6,2)((G(I,J),J=1,15),I=1,13)
2 FORMAT(15F8.4)
WRITE(6,*)'*****'
WRITE(6,21)((G(I,J),J=16,29),I=1,13)
21 FORMAT(14F8.4)
CLOSE(UNIT=5)
CLOSE(UNIT=6)
STOP
END

```

C

```

SUBROUTINE SIGMA(MK,NK,Q,SIG,R,S,ACI,I1,I2,J1,J2)
REAL SIG(3,9),S(3,9),R(3,9),ACI(3,9),MK(3,9),NK(3,9)
DO 40 I=I1,I2
DO 40 J=J1,J2
S(I,J)=MK(I,J)*NK(I,J)
R(I,J)=MK(I,J)**2+NK(I,J)**2+1
ACI(I,J)=ATAN(2*S(I,J)*R(I,J)**0.5/(R(I,J)-S(I,J)**2))
IF(ACI(I,J).LT.0) ACI(I,J)=ACI(I,J)+3.14
SIG(I,J)=Q*(2*S(I,J)*R(I,J)**0.5*(R(I,J)+1)/((R(I,J)+
*S(I,J)**2)*R(I,J))+ACI(I,J))/(4*3.14)
40 CONTINUE
RETURN
END

```

Ek-2: Menard Yöntemine Göre Oturmaların Hesabına Ait Program Listesi

```

C   ESNEK SİLO RADYESİ ALTINDA, 1-29 NOKTALARINDA MEYDANA
C   GELEN OTURMALARIN MENARD YÖNTEMİNE GÖRE HESAPLANMASI
C
C   EP: PRESİYOMETRE DEFORMASYON MODÜLLERİ (T/M**2)
C   BA: DÜŞEY GERİLME ARTIŞLARININ HESAPLANACAĞI
C   NOKTALAR (1-29) ARASINDAKİ DÜŞEY UZAKLIK (M)
C   LA: DÜŞEY GERİLME ARTIŞLARININ HESAPLANACAĞI
C   NOKTALAR (1-29) ARASINDAKİ YATAY UZAKLIK (M)
C   BY: SİLO RADYESİNİN GENİŞLİĞİ (M)
C   LX: KULE VE SİLO RADYELERİNİN TOPLAM UZUNLUĞU (M)
C   Q1: KULE RADYESİ ALTINDA TEMEL TABAN BASINCI (T/M**2)
C   Q2: SİLO RADYESİ ALTINDA TEMEL TABAN BASINCI (T/M**2)
C   RF: REOLOJİK KATSAYI
C

```

```

REAL L(8),B(4),BA(4),LA(8),M(3,9),N(3,9)
REAL N1(3,9),M1(3,9),M2(3,9),N2(3,9),MK(3,9)
REAL NK(3,9),NN(3,9),MM(3,9),MM1(3,9),NN1(3,9)
REAL G1(3,9),G2(3,9),G3(3,9),G4(3,9),G5(3,9),G6(3,9)
REAL G7(3,9),GA(3,9),GA1(3,9),GA2(3,9),G(13,29)
REAL G11(3,9),G22(3,9),G33(3,9),G44(3,9)
REAL S(3,9),R(3,9),ACI(3,9),W(29),SIG(3,9)
INTEGER Z,EP(13,29)
OPEN(UNIT=5,STATUS='OLD',FILE='MEN.VER')
OPEN(UNIT=6,STATUS='NEW',FILE='MEN.SON')
READ(5,*)(BA(I),I=1,4)
READ(5,*)(LA(J),J=1,8)
READ(5,*) LX,BY,Q1,Q2,RF
READ(5,63)((EP(I,J),J=1,29),I=1,13)

```

```

C
C   KULE VE SİLO RADYESİ ALTINDA, 1-29 NOKTALARINDA
C   UYGULANAN TEMEL YÜKLERİNDEN DOLAYI MEYDANA GELEN
C   GERİLME ARTIŞLARININ HESAPLANMASI
C

```

```

DO 5 J=1,8
IF(J.EQ.1)THEN
L(J)=LA(J)
ELSE
K=J-1
L(J)=L(K)+LA(J)
ENDIF
5 CONTINUE
DO 10 I=1,4
IF(I.EQ.1)THEN
B(I)=BA(I)
ELSE
K=I-1

```

```

    B(I)=B(K)+BA(I)
    ENDIF
10 CONTINUE
    DO 100 IJ=1,13
    Z=IJ
    DO 15 J=1,3
    I=2
    K=1
    IF(J.EQ.2)THEN
    M(I,J)=L(J)/(2*Z)
    N(I,J)=(BY-B(K)*2)/Z
    ELSE
    M(I,J)=L(I)/Z
    N(I,J)=(BY-B(K)*2)/Z
    ENDIF
15 CONTINUE
    DO 20 J=1,3
    I=3
    K=1
    KK=2
    IF(J.EQ.2)THEN
    M(I,J)=L(J)/(2*Z)
    N(I,J)=(BY-B(K)*2)/(2*Z)
    ELSE
    M(I,J)=L(KK)/Z
    N(I,J)=(BY-B(K)*2)/(2*Z)
    ENDIF
20 CONTINUE
    CALL SIGMA(M,N,Q1,G1,R,S,ACI,2,3,1,3)
    DO 25 J=3,9
    I=1
    K=J-1
    M(I,J)=L(K)/Z
    N(I,J)=(BY-B(I))/Z
    N1(I,J)=B(I)/Z
25 CONTINUE
    CALL SIGMA(M,N,Q1,G2,R,S,ACI,1,1,3,9)
    DO 30 J=4,9
    I=1
    K=J-1
    KK=2
    M1(I,J)=(L(K)-L(KK))/Z
30 CONTINUE
    CALL SIGMA(M1,N,Q1,G3,R,S,ACI,1,1,4,9)
    DO 35 J=3,9
    I=1
    K=J-1
    KK=2
    K1=1

```

```

M(I,J)=L(K)/Z
M1(I,J)=(L(K)-L(KK))/Z
N2(I,J)=(BY-B(K1)*2)/(2*Z)
35 CONTINUE
DO 36 J=4,9
I=3
K=J-1
KK=1
KKK=2
M(I,J)=L(K)/Z
N2(I,J)=(BY-B(KK)*2)/(2*Z)
M1(I,J)=(L(K)-L(KKK))/Z
36 CONTINUE
CALL SIGMA(M,N1,Q1,G4,R,S,ACI,1,1,3,9)
CALL SIGMA(M1,N1,Q1,G5,R,S,ACI,1,1,4,9)
CALL SIGMA(M,N2,Q1,G6,R,S,ACI,3,3,4,9)
CALL SIGMA(M1,N2,Q1,G7,R,S,ACI,3,3,4,9)
DO 45 I=1,3
DO 45 J=1,9
IF(I.EQ.1.AND.J.GE.4)THEN
GA1(I,J)=G2(I,J)-G3(I,J)-G4(I,J)+G5(I,J)
ELSEIF(I.EQ.1.AND.J.EQ.3)THEN
GA1(I,J)=G2(I,J)-G4(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.2)THEN
GA1(I,J)=2*G1(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.2.AND.J.EQ.3)THEN
GA1(I,J)=G1(I,J)
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.GE.4)THEN
GA1(I,J)=2*(G6(I,J)-G7(I,J))
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.3.AND.J.EQ.3)THEN
GA1(I,J)=G1(I,J)*2
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.2)THEN
GA1(I,J)=4*G1(I,J)
ENDIF
45 CONTINUE
DO 50 J=3,9
I=1
IF(J.EQ.3.OR.J.EQ.9) THEN
K=2
MM(I,J)=(LX-L(K))/Z
NN(I,J)=BY/Z
ELSE
KK=J-1
MM(I,J)=(L(KK)-L(K))/Z
NN(I,J)=BY/Z
MM1(I,J)=(LX-L(KK))/Z
ENDIF
50 CONTINUE
DO 55 J=3,9

```

```

I=3
IF(J.EQ.3.OR.J.EQ.9) THEN
K=2
MM(I,J)=(LX-L(K))/Z
NN(I,J)=BY/(2*Z)
ELSE
KK=J-1
MM(I,J)=(L(KK)-L(K))/Z
NN(I,J)=BY/(2*Z)
MM1(I,J)=(LX-L(KK))/Z
ENDIF
55 CONTINUE
CALL SIGMA(MM,NN,Q2,G11,R,S,ACI,1,1,3,9)
CALL SIGMA(MM1,NN,Q2,G22,R,S,ACI,1,1,4,8)
CALL SIGMA(MM,NN,Q2,G11,R,S,ACI,3,3,3,9)
CALL SIGMA(MM1,NN,Q2,G22,R,S,ACI,3,3,4,8)
DO 60 I=2,3
DO 60 J=1,3
IF(I.EQ.2.AND.J.EQ.1)THEN
NN(I,J)=(BY-B(J))/Z
NN1(I,J)=B(J)/Z
MM(I,J)=LX/Z
MM1(I,J)=L(I)/Z
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.2)THEN
K=J-1
MM(I,J)=(LX-L(K))/Z
NN(I,J)=(BY-B(K))/Z
NN1(I,J)=B(K)/Z
MM1(I,J)=(L(J)-L(K))/Z
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.3)THEN
K=I-1
MM(I,J)=(LX-L(I))/Z
NN(I,J)=(BY-B(K))/Z
NN1(I,J)=B(K)/Z
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.1)THEN
K=2
NN(I,J)=BY/(2*Z)
MM1(I,J)=L(K)/Z
MM(I,J)=LX/Z
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.2)THEN
KK=1
NN(I,J)=BY/(2*Z)
MM1(I,J)=(L(J)-L(KK))/Z
MM(I,J)=(LX-L(KK))/Z
ENDIF
60 CONTINUE
CALL SIGMA(MM,NN,Q2,G11,R,S,ACI,2,3,1,3)
CALL SIGMA(MM1,NN,Q2,G22,R,S,ACI,2,3,1,3)
CALL SIGMA(MM,NN1,Q2,G22,R,S,ACI,2,2,3,3)

```

```

CALL SIGMA(MM,NN1,Q2,G33,R,S,ACI,2,2,1,2)
CALL SIGMA(MM1,NN1,Q2,G44,R,S,ACI,2,2,1,2)
DO 65 I=1,3
DO 65 J=1,9
IF(I.EQ.1.AND.J.EQ.3.OR.I.EQ.1.AND.J.EQ.9)THEN
GA2(I,J)=G11(I,J)
ELSEIF(I.EQ.1.AND.J.GE.4.AND.J.LT.9)THEN
GA2(I,J)=G11(I,J)+G22(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.2.AND.J.EQ.2)THEN
GA2(I,J)=G11(I,J)-G22(I,J)+G33(I,J)-G44(I,J)
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.3.AND.J.EQ.2)THEN
GA2(I,J)=(G11(I,J)-G22(I,J))*2
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.GE.3)THEN
GA2(I,J)=(G11(I,J)+G22(I,J))*2
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.3)THEN
GA2(I,J)=G11(I,J)+G22(I,J)
ENDIF
65 CONTINUE
K=0
DO 70 I=1,3
DO 70 J=1,9
IF(I.EQ.1.AND.J.GE.3)THEN
GA(I,J)=GA1(I,J)+GA2(I,J)
K=K+1
G(IJ,K)=GA(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.LE.3)THEN
GA(I,J)=GA1(I,J)+GA2(I,J)
K=K+1
G(IJ,K)=GA(I,J)
ELSEIF(I.EQ.3)THEN
GA(I,J)=GA1(I,J)+GA2(I,J)
K=K+1
G(IJ,K)=GA(I,J)
ENDIF
70 CONTINUE
100 CONTINUE
DO 101 IJ=1,13
K=19
DO 105 I=8,10
K=K+1
G(IJ,K)=G(IJ,I)
105 CONTINUE
K=22
DO 106 I=1,7
K=K+1
G(IJ,K)=G(IJ,I)
106 CONTINUE
101 CONTINUE
WRITE(6,*)'DÜŞEY GERİLME ARTIŞLARI'

```



```

WRITE(6,2)((G(I,J),J=1,15),I=1,13)
2 FORMAT(15F8.4)
WRITE(6,*)'*****'
WRITE(6,21)((G(I,J),J=16,29),I=1,13)
21 FORMAT(14F8.4)
WRITE(6,*)'OTURMALAR'
63 FORMAT(29I4)

```

C

C KULE VE SİLO RADYESİ ALTINDA, 1-29 NOKTALARINDA

C MEYDANA GELEN OTURMALARIN HESAPLANMASI

C

```

DO 90 J=1,29
DO 90 I=1,13
IF(EP(I,J).EQ.0) GOTO 64
IF(I.EQ.1)THEN
W(J)=RF*G(I,J)/EP(I,J)
ELSE
W(J)=W(J)+(RF*G(I,J)/EP(I,J))
ENDIF
64 W(J)=W(J)
90 CONTINUE
DO 95 I=1,29
WRITE(6,91)I,W(I)
91 FORMAT(10X,I3,5X,F7.3)
95 CONTINUE
CLOSE(UNIT=5)
CLOSE(UNIT=6)
STOP
END

```

C

```

SUBROUTINE SIGMA(MK,NK,Q,SIG,R,S,ACI,I1,I2,J1,J2)
REAL SIG(3,9),S(3,9),R(3,9),ACI(3,9),MK(3,9),NK(3,9)
DO 40 I=I1,I2
DO 40 J=J1,J2
S(I,J)=MK(I,J)*NK(I,J)
R(I,J)=MK(I,J)**2+NK(I,J)**2+1
ACI(I,J)=ATAN(2*S(I,J)*R(I,J)**0.5/(R(I,J)-S(I,J)**2))
IF(ACI(I,J).LT.0) ACI(I,J)=ACI(I,J)+3.14
SIG(I,J)=Q*(2*S(I,J)*R(I,J)**0.5*(R(I,J)+1)/((R(I,J)+
*S(I,J)**2)*R(I,J))+ACI(I,J))/(4*3.14)
40 CONTINUE
RETURN
END

```

Ek-3: Elastisite Teorisine Göre Oturmaların Hesabına Ait Program Listesi

```

C   ESNEK SİLO RADYESİ ALTINDA, (1-29) NOKTALARINDA MEYDANA
C   GELEN OTURMALARIN ELASTİSİTE TEORİSİNE GÖRE
    HESAPLANMASI
C
C   EP:ORTALAMA PRESİYOMETRE DEFORMASYON MODÜLÜ (T/M**2)
C   RF:REOLOJİK KATSAYILARI
C   V :ZEMİNİN POISSON ORANI
C   H :ZEMİN TABAKASI KALINLIĞI (M)
C   BA:OTURMALARIN HESAPLANACAĞI NOKTALAR (1-29)
C     ARASINDAKİ DÜŞEY UZAKLIK (M)
C   LA:OTURMALARIN HESAPLANACAĞI NOKTALAR (1-29)
C     ARASINDAKİ YATAY UZAKLIK (M)
C   LX:KULE VE SİLO RADYELERİNİN TOPLAM UZUNLUĞU (M)
C   BY:SİLO RADYESİNİN GENİŞLİĞİ (M)
C   Q1:KULE RADYESİ ALTINDA TEMEL TABAN BASINCI (T/M**2)
C   Q2:SİLO RADYESİ ALTINDA TEMEL TABAN BASINCI (T/M**2)
C   F :FOX ETKİ FAKTÖRÜ
C

```

```

REAL L(8),B(4),BA(4),LA(8),L1(3,9),B1(3,9),LM(3,9)
REAL BN(3,9),B1N(3,9),L1M(3,9),LM1(3,9),BN1(3,9),BNA(3,9)
REAL LM2(3,9),BN2(3,9),LM3(3,9),BN3(3,9),LM4(3,9),BN4(3,9)
REAL LMR(3,9),LML(3,9),BNN(3,9),L2M(3,9),L3M(3,9),BNU(3,9)
REAL BN5(3,9),LM5(3,9),BN6(3,9),LM6(3,9),BN7(3,9),LM7(3,9)
REAL BN8(3,9),LM8(3,9),BN9(3,9),LM9(3,9),BN10(3,9),LM10(3,9)
REAL W51(3,9),W53(3,9),W61(3,9),W63(3,9),W72(3,9),W73(3,9)
REAL W82(3,9),W83(3,9),W92(3,9),W93(3,9),W12(3,9),W13(3,9)
REAL WA(3,9),WA1(3,9),WA2(3,9),W(3,9)
REAL W1(3,9),W2(3,9),W3(3,9),W4(3,9),W5(3,9),W6(3,9),W7(3,9)
REAL M(3,9),N(3,9),M1(3,9),M2(3,9),M3(3,9),M4(3,9)
REAL I11(3,9),I12(3,9),LL(3,9),BB(3,9)
OPEN(UNIT=5,STATUS='OLD',FILE='ET.VER')
OPEN(UNIT=6,STATUS='NEW',FILE='ET.SON')
READ(5,*) (BA(I),I=1,4)
READ(5,*) (LA(J),J=1,8)
READ(5,*) LX,BY,Q1,Q2,EP,V,H,F,RF

```

```

C   KULE VE SİLO RADYESİ ALTINDA, 1-29 NOKTALARINDA
C   MEYDANA GELEN OTURMALAR

```

```

E=EP/RF
DO 6 J=1,8
IF(J.EQ.1)THEN
L(J)=LA(J)
ELSE
K=J-1
L(J)=L(K)+LA(J)
ENDIF

```

```
6 CONTINUE
  DO 7 I=1,4
    IF(I.EQ.1)THEN
      B(I)=BA(I)
    ELSE
      K=I-1
      B(I)=B(K)+BA(I)
    ENDIF
7 CONTINUE
  DO 10 J=1,3
    I=2
    K=1
    IF(J.EQ.2)THEN
      LM(I,J)=L(J)/2
      BN(I,J)=(BY/2-B(K))*2
    ELSE
      LM(I,J)=L(I)
      BN(I,J)=(BY/2-B(K))*2
    ENDIF
10 CONTINUE
  DO 15 J=1,3
    I=3
    K=1
    KK=2
    IF(J.EQ.2)THEN
      LM(I,J)=L(J)/2
      BN(I,J)=BY/2-B(K)
    ELSE
      LM(I,J)=L(KK)
      BN(I,J)=BY/2-B(K)
    ENDIF
15 CONTINUE
  DO 20 J=3,9
    I=1
    K=J-1
    LM(I,J)=L(K)
    BN(I,J)=BY-B(I)
    B1N(I,J)=B(I)
20 CONTINUE
  DO 25 J=4,9
    I=1
    K=J-1
    KK=2
    L1M(I,J)=L(K)-L(KK)
25 CONTINUE
  DO 30 J=4,9
    I=3
    K=J-1
    KK=2
    K1=1
```

```
LM(I,J)=L(K)
BN(I,J)=BY/2-B(K1)
L1M(I,J)=L(K)-L(KK)
30 CONTINUE
DO 35 I=1,3
DO 35 J=1,9
IF(LM(I,J).LE.BN(I,J))THEN
LM1(I,J)=BN(I,J)
BN1(I,J)=LM(I,J)
ELSE
LM1(I,J)=LM(I,J)
BN1(I,J)=BN(I,J)
ENDIF
35 CONTINUE
DO 40 I=1,3
DO 40 J=1,9
IF(L1M(I,J).LE.BN(I,J))THEN
LM2(I,J)=BN(I,J)
BN2(I,J)=L1M(I,J)
ELSE
LM2(I,J)=L1M(I,J)
BN2(I,J)=BN(I,J)
ENDIF
40 CONTINUE
DO 45 I=1,3
DO 45 J=1,9
IF(LM(I,J).LE.B1N(I,J))THEN
LM3(I,J)=B1N(I,J)
BN3(I,J)=LM(I,J)
ELSE
LM3(I,J)=LM(I,J)
BN3(I,J)=B1N(I,J)
ENDIF
45 CONTINUE
DO 50 I=1,3
DO 50 J=1,9
IF(L1M(I,J).LE.B1N(I,J))THEN
LM4(I,J)=B1N(I,J)
BN4(I,J)=L1M(I,J)
ELSE
LM4(I,J)=L1M(I,J)
BN4(I,J)=B1N(I,J)
ENDIF
50 CONTINUE
CALL SET(LM1,BN1,Q1,W1,E,V,H,F,2,3,1,3)
CALL SET(LM1,BN1,Q1,W2,E,V,H,F,1,1,3,9)
CALL SET(LM2,BN2,Q1,W3,E,V,H,F,1,1,4,9)
CALL SET(LM3,BN3,Q1,W4,E,V,H,F,1,1,3,9)
CALL SET(LM4,BN4,Q1,W5,E,V,H,F,1,1,4,9)
CALL SET(LM1,BN1,Q1,W6,E,V,H,F,3,3,4,9)
```

```

CALL SET(LM2,BN2,Q1,W7,E,V,H,F,3,3,4,9)
DO 51 I=1,3
DO 51 J=1,9
IF(I.EQ.1.AND.J.GE.4)THEN
WA1(I,J)=W2(I,J)-W3(I,J)-W4(I,J)+W5(I,J)
ELSEIF(I.EQ.1.AND.J.EQ.3)THEN
WA1(I,J)=W2(I,J)-W4(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.2)THEN
WA1(I,J)=2*W1(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.2.AND.J.EQ.3)THEN
WA1(I,J)=W1(I,J)
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.GE.4)THEN
WA1(I,J)=2*(W6(I,J)-W7(I,J))
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.3.AND.J.EQ.3)THEN
WA1(I,J)=2*W1(I,J)
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.2)THEN
WA1(I,J)=4*W1(I,J)
ENDIF
51 CONTINUE
DO 55 J=3,9
I=1
K=J-1
KK=2
LMR(I,J)=LX-L(K)
BNN(I,J)=BY
LML(I,J)=L(K)-L(KK)
55 CONTINUE
DO 60 J=3,9
I=3
K=J-1
KK=2
LMR(I,J)=LX-L(K)
BNN(I,J)=BY/2
LML(I,J)=L(K)-L(KK)
60 CONTINUE
DO 65 I=2,3
DO 65 J=1,3
IF(I.EQ.2.AND.J.EQ.1)THEN
BNA(I,J)=BY-B(J)
BNU(I,J)=B(J)
L2M(I,J)=LX
L3M(I,J)=L(I)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.2)THEN
K=J-1
L2M(I,J)=LX-L(K)
L3M(I,J)=L(I)-L(K)
BNA(I,J)=BY-B(K)
BNU(I,J)=B(K)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.3)THEN
K=I-1

```

```

L2M(I,J)=LX-L(I)
L3M(I,J)=L(I)
BNA(I,J)=BY-B(K)
BNU(I,J)=B(K)
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.1)THEN
KK=I-1
BNA(I,J)=BY/2
BNU(I,J)=BY/2
L2M(I,J)=LX
L3M(I,J)=L(KK)
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.2)THEN
BNU(I,J)=BY/2
BNA(I,J)=BY/2
L2M(I,J)=LX-L(J-1)
L3M(I,J)=L(J)-L(J-1)
ENDIF
65 CONTINUE
DO 70 I=1,3
DO 70 J=1,9
IF(LMR(I,J).LE.BNN(I,J))THEN
LM5(I,J)=BNN(I,J)
BN5(I,J)=LMR(I,J)
ELSE
LM5(I,J)=LMR(I,J)
BN5(I,J)=BNN(I,J)
ENDIF
70 CONTINUE
DO 75 I=1,3
DO 75 J=1,9
IF(LML(I,J).LE.BNN(I,J))THEN
LM6(I,J)=BNN(I,J)
BN6(I,J)=LML(I,J)
ELSE
LM6(I,J)=LML(I,J)
BN6(I,J)=BNN(I,J)
ENDIF
75 CONTINUE
DO 80 I=1,3
DO 80 J=1,9
IF(L2M(I,J).LE.BNU(I,J))THEN
LM7(I,J)=BNU(I,J)
BN7(I,J)=L2M(I,J)
ELSE
LM7(I,J)=L2M(I,J)
BN7(I,J)=BNU(I,J)
ENDIF
80 CONTINUE
DO 85 I=1,3
DO 85 J=1,9
IF(L2M(I,J).LE.BNA(I,J))THEN

```

```

LM8(I,J)=BNA(I,J)
BN8(I,J)=L2M(I,J)
ELSE
LM8(I,J)=L2M(I,J)
BN8(I,J)=BNA(I,J)
ENDIF
85 CONTINUE
DO 90 I=1,3
DO 90 J=1,9
IF(L3M(I,J).LE.BNU(I,J))THEN
LM9(I,J)=BNU(I,J)
BN9(I,J)=L3M(I,J)
ELSE
LM9(I,J)=L3M(I,J)
BN9(I,J)=BNU(I,J)
ENDIF
90 CONTINUE
DO 95 I=1,3
DO 95 J=1,9
IF(L3M(I,J).LE.BNA(I,J))THEN
LM10(I,J)=BNA(I,J)
BN10(I,J)=L3M(I,J)
ELSE
LM10(I,J)=L3M(I,J)
BN10(I,J)=BNA(I,J)
ENDIF
95 CONTINUE
CALL SET(LM5,BN5,Q2,W51,E,V,H,F,1,1,3,8)
CALL SET(LM5,BN5,Q2,W53,E,V,H,F,3,3,3,8)
CALL SET(LM6,BN6,Q2,W61,E,V,H,F,1,1,4,9)
CALL SET(LM6,BN6,Q2,W63,E,V,H,F,3,3,4,9)
CALL SET(LM7,BN7,Q2,W72,E,V,H,F,2,2,1,3)
CALL SET(LM7,BN7,Q2,W73,E,V,H,F,3,3,1,2)
CALL SET(LM8,BN8,Q2,W82,E,V,H,F,2,2,1,3)
CALL SET(LM8,BN8,Q2,W83,E,V,H,F,3,3,1,2)
CALL SET(LM9,BN9,Q2,W92,E,V,H,F,2,2,1,3)
CALL SET(LM9,BN9,Q2,W93,E,V,H,F,3,3,1,2)
CALL SET(LM10,BN10,Q2,W12,E,V,H,F,2,2,1,3)
CALL SET(LM10,BN10,Q2,W13,E,V,H,F,3,3,1,2)
DO 81 I=1,3
DO 81 J=1,9
IF(I.EQ.1.AND.J.EQ.3)THEN
WA2(I,J)=W51(I,J)
ELSEIF(I.EQ.1.AND.J.EQ.9)THEN
WA2(I,J)=W61(I,J)
ELSEIF(I.EQ.1.AND.J.GE.4.AND.J.LT.9)THEN
WA2(I,J)=W51(I,J)+W61(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.2.AND.J.EQ.2)THEN
WA2(I,J)=W72(I,J)+W82(I,J)-W92(I,J)-W12(I,J)
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.EQ.1.OR.I.EQ.3.AND.J.EQ.2)THEN

```

```

WA2(I,J)=2*(W73(I,J)-W93(I,J))
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.GE.3)THEN
WA2(I,J)=2*(W53(I,J)+W63(I,J))
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.EQ.3)THEN
WA2(I,J)=W72(I,J)+W82(I,J)
ENDIF
81 CONTINUE
DO 91 I=1,3
DO 91 J=1,9
IF(I.EQ.1.AND.J.GE.3)THEN
WA(I,J)=WA1(I,J)+WA2(I,J)
ELSEIF(I.EQ.2.AND.J.LE.3)THEN
WA(I,J)=WA1(I,J)+WA2(I,J)
ELSEIF(I.EQ.3.AND.J.GE.1)THEN
WA(I,J)=WA1(I,J)+WA2(I,J)
ENDIF
91 CONTINUE
WRITE(6,*) OTURMALAR
WRITE(6,88)((WA(I,J),J=1,9),I=1,3)
88 FORMAT(9F7.4)
CLOSE(UNIT=5)
CLOSE(UNIT=6)
STOP
END
C
SUBROUTINE SET(LL,BB,Q,W,E,V,H,F,I1,I2,J1,J2)
REAL M(3,9),N(3,9),LL(3,9),BB(3,9),M3(3,9),M4(3,9)
REAL M1(3,9),M2(3,9),I1(3,9),I2(3,9),W(3,9)
DO 100 I=I1,I2
DO 100 J=J1,J2
M(I,J)=LL(I,J)/BB(I,J)
N(I,J)=H/BB(I,J)
M1(I,J)=(M(I,J)**2+1)**0.5
M2(I,J)=(M(I,J)**2+N(I,J)**2)**0.5
M3(I,J)=(M(I,J)**2+N(I,J)**2+1)**0.5
M4(I,J)=(N(I,J)**2+1)**0.5
I1(I,J)=(M(I,J)*ALOG((M1(I,J)+1)*M2(I,J)/(M(I,J)*(1+M3(I,J))))+
*ALOG((M(I,J)+M1(I,J))*M4(I,J)/(M(I,J)+M3(I,J))))/3.14
I2(I,J)=N(I,J)*ATAN(M(I,J)/(N(I,J)*M3(I,J)))/(2*3.14)
W(I,J)=(Q*BB(I,J)*(1-V**2)/E)*(I1(I,J)+((1-2*V)/(1-V))*
*I2(I,J))*F
100 CONTINUE
RETURN
END

```


Ek-4: Sonlu Farklar Yöntemine Göre Oturmaların Hesabına Ait Program Listesi

- C ESNEK SİLO RADYESİNİN SONLU FARKLAR YÖNTEMİ İLE
C OTURMALARININ HESAPLANMASI
- C N:DÜŞEY DOĞRULTUDA OLUŞTURULAN ELEMAN SAYISI
C M:YATAY DOĞRULTUDA OLUŞTURULAN ELEMAN SAYISI
C MBAND:BAND GENİŞLİĞİ
C MO:PRESİYOMETRE DENEY YERLERİ SAYISI
C MH:1 METRE ARALIKLARLA OLUŞTURULAN TABAKALARIN SAYISI
C NI,MJ:PRESİYOMETRE MODÜLÜNÜN DÜŞEY VE YATAY
DOĞRULTUDA
C DEĞİŞTİĞİ BÖLGE SINIRLARI
C HY:DÜŞEY DOĞRULTUDA ELEMAN BOYUTLARI(M)
C HX:YATAY DOĞRULTUDA ELEMAN BOYUTLARI (M)
C XMU:POISSON ORANI
C UWT:RADYENİN BİRİM HACİM AĞIRLIĞI (T/M**3)
C T:RADYENİN KALINLIĞI (M)
C B:RADYENİN GENİŞLİĞİ (M)
C L:RADYENİN UZUNLUĞU (M)
C E:RADYENİN ELASTİSİTE MODÜLÜ (T/M**2)
C PQ1:KULE RADYESİ ALTINDA NET TABAN BASINCI (T/M**2)
C PQ2:SİLO RADYESİ ALTINDA NET TABAN BASINCI (T/M**2)
C EP:PRESİYOMETRE DEFORMASYON MODÜLÜ (T/M**2)
C RF:REOLOJİK KATSAYI
C KS:YATAK KATSAYISI (T/M**3)
C HT:ZEMİN TABAKASI KALINLIĞI (M)
C BFC:BIÇİM FAKTÖRÜ
C PI1,PI2,PJ1,PJ2:NET TABAN BASINCININ SIFIR OLDUĞU ALAN
SINIRLARI

PARAMETER(N=17,M=45,N1=765,M1=765,M4=17,N2=91)
PARAMETER(NI=3,MJ=5,NS=30,NII=3,MJJ=10,MO=15,MH=13)
DIMENSION ML(M4),MR(M4),X(N,M),NB(NII,MJJ),MB(NII,MJJ),NB1(NS)
DIMENSION MB1(NS),W(N,M),W1(N1,M1),XY(N1),DH(N,M),W3(N1,N2)
DIMENSION PW(N,M),P(N,M),WQ(N,M),Q(N,M),QZ(N1)
DIMENSION QI(N,M),QT(N,M),YD(N,M),KSA(N,M),KS(N,M),X24(N,M)
DIMENSION EP(MH,MO),EV(NI,MJ),EPV(NI,MJ),HH(MO),E1(NI,MJ)
DIMENSION X25(N,M),X26(N,M),EPS(N,M)
INTEGER X,PI1,PI2,PJ1,PJ2
DOUBLE PRECISION W,W1,XY,DH,W3,Q,QZ,PW,P,WQ,KSA,KS
DOUBLE PRECISION X24,X25,X26,EPS,EP,D,DD,V,R,HY,HX,L
OPEN(UNIT=5,STATUS='OLD',FILE='SFY.VER')
OPEN(UNIT=6,STATUS='NEW',FILE='SFY.SON')

- C
C PRESİYOMETRE DEFORMASYON MODÜLÜ
READ(5,*) ((EP(I,J),J=1,MO),I=1,MH)
READ(5,*) (HH(I),I=1,MO)

```

C   PRESİYOMETRE DEFORMASYON MODÜLÜ DEĞİŞEN BÖLGE
    SINIRLARI
    READ(5,*) ((NB(I,J),J=1,MJJ),I=1,NII)
    READ(5,*) ((MB(I,J),J=1,MJJ),I=1,NII)
C   ZEMİN VE RADYE TEMEL İLE İLGİLİ BAZI DEĞERLER
    READ(5,*) XMU,T,E,UWT,B,L,BFC,PQ2,HT
    READ(5,*) PQ1,PI1,PI2,PJ1,PJ2,RF
C
    HY=B/(N-1)
    HX=L/(M-1)
    R=HX/HY
    WRITE(6,*) R
C   PRESİYOMETRE DEFORMASYON MODÜLÜNÜN HARMONİK
    ORTALAMA HESABI
    EVO=0
    DO 10 K=1,NI
    DO 10 I=1,MJ
    DO 10 J=1,MH
    II=(K-1)*MJ+I
    IF(EP(J,II).EQ.0)THEN
    E1(K,I)=0
    ELSE
    E1(K,I)=1/EP(J,II)
    ENDIF
    EV(K,I)=EVO+E1(K,I)
    EVO=EV(K,I)
    IF(J.EQ.MH)THEN
    EVO=0
    ENDIF
10 CONTINUE
    DO 20 K=1,NI
    DO 20 I=1,MJ
    II=(K-1)*MJ+I
    EPV(K,I)=HH(II)/EV(K,I)
20 CONTINUE
C   PRESİYOMETRE DEFORMASYON MODÜLÜ MATRİSİNİN
    OLUŞTURULMASI
    DO 35 I=1,NII
    DO 35 J=1,MJJ
    LL=(I-1)*MJJ+J
    NB1(LL)=NB(I,J)
    MB1(LL)=MB(I,J)
35 CONTINUE
    K=0
    L=0
    DO 31 I=1,NI
    DO 31 J=1,MJ
    K=K+1
    L=L+1

```

```

DO 32 I1=NB1(K),NB1(K+1)
DO 32 J1=MB1(L),MB1(L+1)
EPS(I1,J1)=EPV(I,J)
32 CONTINUE
  K=K+1
  L=L+1
31 CONTINUE
C X KATSAYILARININ HESABI
  XMU1=1-XMU
  XMU2=1-XMU**2
  R2=R**2
  R4=R**4
  D=E*T**3/(12*XMU2)
  DD=HY**2/(D*R)
  WRITE(6,*) ' RIJİTLİK KATSAYISI '
  WRITE(6,28) D
  WRITE(6,27) DD
27 FORMAT(F20.13)
28 FORMAT(F15.3)
  X1=(0.5*XMU2)/R4
  X2=(-1*XMU2-2*XMU1*R2)/R4
  X3=(0.5*XMU2+2*XMU1*R2+0.5*XMU2*R4)/R4
  X4=(2*XMU1*R2)/R4
  X5=(-2*XMU1*R2-XMU2*R4)/R4
  X6=(0.5*XMU2*R4)/R4
  X7=(-2*XMU2-2*XMU1*R2)/R4
  X8=(2.5*XMU2+4*XMU1*R2+R4)/R4
  X9=((2-XMU)*R2)/R4
  X10=R4/R4
  X11=(3*XMU2+4*XMU1*R2+R4)/R4
  X12=(-2*(2-XMU)*R2-2*R4)/R4
  X13=(-2-2*(2-XMU)*R2)/R4
  X14=(1+4*XMU1*R2+2.5*XMU2*R4)/R4
  X15=(-4*R2-4*R4)/R4
  X16=(-4-4*R2)/R4
  X17=(6+8*R2+5*R4)/R4
  X18=(2*R2)/R4
  X19=(-2*XMU1*R2-2*XMU2*R4)/R4
  X20=(5+8*R2+6*R4)/R4
  X21=(5+8*R2+5*R4)/R4
  X22=(6+8*R2+6*R4)/R4
  X23=(1+4*XMU1*R2+3*XMU2*R4)/R4
  X27=1/R4
C YATAK KATSAYISININ HESABI
DO 14 I=1,N
DO 14 J=1,M
IF(HT.LT.B*0.5) B=2*HT
KSA(I,J)=1.20*(1./2.)*BFC*B/(9*EPS(I,J))
KS(I,J)=1/KSA(I,J)

```

14 CONTINUE

```
DO 29 I=1,N
DO 29 J=1,M
X24(I,J)=(HY**4*KS(I,J))/D
X25(I,J)=X24(I,J)/2
X26(I,J)=X24(I,J)/4
```

29 CONTINUE

C X KATSAYILAR MATRİSİNİN OLUŞTURULMASI

```
DO 3 I=1,N
DO 3 J=1,M
IF((I.EQ.1.AND.J.EQ.1).OR.(I.EQ.1.AND.J.EQ.M)) X(I,J)=3
IF((I.EQ.N.AND.J.EQ.1).OR.(I.EQ.N.AND.J.EQ.M)) X(I,J)=3
IF((I.EQ.1.AND.J.EQ.2).OR.(I.EQ.1.AND.J.EQ.M-1)) X(I,J)=8
IF((I.EQ.N.AND.J.EQ.2).OR.(I.EQ.N.AND.J.EQ.M-1)) X(I,J)=8
IF(I.EQ.1.AND.J.GE.3.AND.J.LE.M-2) X(I,J)=11
IF(I.EQ.N.AND.J.GE.3.AND.J.LE.M-2) X(I,J)=11
IF((I.EQ.2.AND.J.EQ.1).OR.(I.EQ.2.AND.J.EQ.M)) X(I,J)=14
IF((I.EQ.N-1.AND.J.EQ.1).OR.(I.EQ.N-1.AND.J.EQ.M)) X(I,J)=14
IF((I.EQ.2.AND.J.EQ.2).OR.(I.EQ.2.AND.J.EQ.M-1)) X(I,J)=21
IF((I.EQ.N-1.AND.J.EQ.2).OR.(I.EQ.N-1.AND.J.EQ.M-1))X(I,J)=21
IF(I.EQ.2.AND.J.GE.3.AND.J.LE.M-2) X(I,J)=17
IF(I.EQ.N-1.AND.J.GE.3.AND.J.LE.M-2) X(I,J)=17
IF(I.GE.3.AND.I.LE.N-2.AND.J.EQ.1) X(I,J)=23
IF(I.GE.3.AND.I.LE.N-2.AND.J.EQ.M) X(I,J)=23
IF(I.GE.3.AND.I.LE.N-2.AND.J.EQ.2) X(I,J)=20
IF(I.GE.3.AND.I.LE.N-2.AND.J.EQ.M-1) X(I,J)=20
IF(I.GE.3.AND.I.LE.N-2.AND.J.GE.3.AND.J.LE.M-2) X(I,J)=22
```

3 CONTINUE

C HER DÜĞÜM NOKTASINDAKİ YÜKLERİN BULUNMASI

```
WT=T*UWT*(HY**2)*R
DO 13 I=1,N
DO 13 J=1,M
PQ11=PQ1*HY**2*R
PQ12=PQ2*HY**2*R
P(I,J)=PQ12
IF(I.GT.PI1.AND.I.LT.PI2.AND.J.GE.PJ1.AND.J.LE.PJ2) P(I,J)=PQ11
WQ(I,J)=WT
PW(I,J)=P(I,J)+WQ(I,J)
Q(I,J)=PW(I,J)
IF((I.NE.1.AND.J.EQ.1).OR.(I.NE.1.AND.J.EQ.M)) Q(I,J)=0.5*PW(I,J)
IF((I.EQ.N.AND.J.NE.M).OR.(I.EQ.1.AND.J.NE.M)) Q(I,J)=0.5*PW(I,J)
IF((I.EQ.1.AND.J.EQ.1).OR.(I.EQ.1.AND.J.EQ.M)) Q(I,J)=0.25*PW(I,J)
IF((I.EQ.N.AND.J.EQ.1).OR.(I.EQ.N.AND.J.EQ.M)) Q(I,J)=0.25*PW(I,J)
Q(I,J)=Q(I,J)*DD
```

13 CONTINUE

```
DO 121 I=1,N
DO 121 J=1,PJ2
IF(I.LE.PI1) Q(I,J)=0
IF(I.GE.PI2) Q(I,J)=0
```

```

121 CONTINUE
  DO 15 I=1,N
  DO 15 J=1,M
  LL=(I-1)*M+J
  QZ(LL)=Q(I,J)
  XY(LL)=QZ(LL)
5 CONTINUE
C W YERDEĞİŞTİRME KATSAYILARININ BULUNMASI
  DO 6 I=1,N
  DO 6 J=1,M
  IF(X(I,J).EQ.3)THEN
  CALL MATSIF(W,N,M)
  CALL KIJ(I,J,KI,KJ,N,M,ML,MR,M4)
  W(I,J)=X3+X26(I,J)
  W(I,J+KJ)=X2
  W(I,J+2*KJ)=X1
  W(I+KI,J)=X5
  W(I+2*KI,J)=X6
  W(I+KI,J+KJ)=X4
  K=(I-1)*M+J
  CALL SETT(W,N,M,W1,N1,M1,K)
  ELSE IF(X(I,J).EQ.8)THEN
  CALL MATSIF(W,N,M)
  CALL KIJ(I,J,KI,KJ,N,M,ML,MR,M4)
  W(I,J)=X8+X25(I,J)
  W(I,J+2*KJ)=X1
  W(I,J+KJ)=X7
  W(I,J-KJ)=X2
  W(I+KI,J)=X12
  W(I+KI,J+1)=X9
  W(I+KI,J-1)=X9
  W(I+2*KI,J)=X10
  K=(I-1)*M+J
  CALL SETT(W,N,M,W1,N1,M1,K)
  ELSE IF(X(I,J).EQ.11)THEN
  CALL MATSIF(W,N,M)
  CALL KIJ(I,J,KI,KJ,N,M,ML,MR,M4)
  W(I,J)=X11+X25(I,J)
  W(I,J-1)=X7
  W(I,J+1)=X7
  W(I,J-2)=X1
  W(I,J+2)=X1
  W(I+KI,J)=X12
  W(I+KI,J-1)=X9
  W(I+KI,J+1)=X9
  W(I+2*KI,J)=X10
  K=(I-1)*M+J
  CALL SETT(W,N,M,W1,N1,M1,K)
  ELSE IF(X(I,J).EQ.14)THEN

```

```

CALL MATSIF(W,N,M)
CALL KIJ(I,J,KI,KJ,N,M,ML,MR,M4)
W(I,J)=X14+X25(I,J)
W(I-KI,J)=X5
W(I+KI,J)=X19
W(I+2*KI,J)=X6
W(I,J+KJ)=X13
W(I-1,J+KJ)=X9
W(I+1,J+KJ)=X9
W(I,J+2*KJ)=X27
K=(I-1)*M+J
CALL SETT(W,N,M,W1,N1,M1,K)
ELSE IF(X(I,J).EQ.21)THEN
CALL MATSIF(W,N,M)
CALL KIJ(I,J,KI,KJ,N,M,ML,MR,M4)
W(I,J)=X21+X24(I,J)
W(I,J+KJ)=X16
W(I,J+2*KJ)=X27
W(I,J-KJ)=X13
W(I-KI,J)=X12
W(I-KI,J+KJ)=X9
W(I+KI,J-KJ)=X9
W(I-KI,J-KJ)=X4
W(I+KI,J)=X15
W(I+KI,J+KJ)=X18
W(I+2*KI,J)=X10
K=(I-1)*M+J
CALL SETT(W,N,M,W1,N1,M1,K)
ELSE IF(X(I,J).EQ.17)THEN
CALL MATSIF(W,N,M)
CALL KIJ(I,J,KI,KJ,N,M,ML,MR,M4)
W(I,J)=X17+X24(I,J)
W(I,J-1)=X16
W(I,J+1)=X16
W(I,J-2)=X27
W(I,J+2)=X27
W(I-KI,J)=X12
W(I-KI,J+1)=X9
W(I-KI,J-1)=X9
W(I+KI,J+1)=X18
W(I+KI,J-1)=X18
W(I+2*KI,J)=X10
W(I+KI,J)=X15
K=(I-1)*M+J
CALL SETT(W,N,M,W1,N1,M1,K)
ELSE IF(X(I,J).EQ.23)THEN
CALL MATSIF(W,N,M)
CALL KIJ(I,J,KI,KJ,N,M,ML,MR,M4)
W(I,J)=X23+X25(I,J)

```

```

W(I,J+KJ)=X13
W(I,J+2*KJ)=X27
W(I-1,J)=X19
W(I+1,J)=X19
W(I-1,J+KJ)=X9
W(I+1,J+KJ)=X9
W(I-2,J)=X6
W(I+2,J)=X6
K=(I-1)*M+J
CALL SETT(W,N,M,W1,N1,M1,K)
ELSE IF(X(I,J).EQ.20)THEN
CALL MATSIF(W,N,M)
CALL KIJ(I,J,KI,KJ,N,M,ML,MR,M4)
W(I,J)=X20+X24(I,J)
W(I,J+KJ)=X16
W(I,J+2*KJ)=X27
W(I,J-KJ)=X13
W(I-1,J+KJ)=X18
W(I+1,J+KJ)=X18
W(I+1,J)=X15
W(I-1,J)=X15
W(I-2,J)=X10
W(I+2,J)=X10
W(I-1,J-KJ)=X9
W(I+1,J-KJ)=X9
K=(I-1)*M+J
CALL SETT(W,N,M,W1,N1,M1,K)
ELSE IF(X(I,J).EQ.22)THEN
CALL MATSIF(W,N,M)
CALL KIJ(I,J,KI,KJ,N,M,ML,MR,M4)
W(I,J)=X22+X24(I,J)
W(I,J-1)=X16
W(I,J+1)=X16
W(I,J+2)=X27
W(I,J-2)=X27
W(I+1,J-1)=X18
W(I-1,J-1)=X18
W(I-1,J+1)=X18
W(I+1,J+1)=X18
W(I-2,J)=X10
W(I+2,J)=X10
W(I-1,J)=X15
W(I+1,J)=X15
K=(I-1)*M+J
CALL SETT(W,N,M,W1,N1,M1,K)
ENDIF
6 CONTINUE
C BAND GENİŞLİĞİ
MBAND=2*M+1

```

```

CALL MATSIF(W3,N1,N2)
CALL BMAT(W1,N1,M1,W3,MBAND)
CALL CHOL(W3,N1,MBAND)
CALL SOL(W3,XY,N1,MBAND)
DO 65 I=1,N
DO 65 J=1,M
LL=(I-1)*M+J
DH(I,J)=XY(LL)
65 CONTINUE
WRITE(6,*) ' OTURMALAR '
WRITE (6,66) ((DH(I,J),J=1,15),I=1,N)
WRITE(6,*) '*****'
WRITE (6,66) ((DH(I,J),J=16,30),I=1,N)
WRITE(6,*) '*****'
WRITE (6,66) ((DH(I,J),J=31,45),I=1,N)
66 FORMAT(15F8.4)
CLOSE(UNIT=5)
CLOSE(UNIT=6)
STOP
END

```

```

SUBROUTINE SETT(W,N,M,W1,N1,M1,K)
DIMENSION W(N,M),W1(N1,M1)
DOUBLE PRECISION W,W1
DO 16 I1=1,N
DO 16 J1=1,M
L=(I1-1)*M+J1
W1(K,L)=W(I1,J1)
16 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE MATSIF(W,N,M)
DIMENSION W(N,M)
DOUBLE PRECISION W
DO 20 II=1,N
DO 20 JJ=1,M
W(II,JJ)=0.0
20 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE KIJ(I,J,KI,KJ,N,M,ML,MR,M4)
DIMENSION ML(M4),MR(M4)
KI=1
KJ=1
LL=(I-1)*M+J
KD=((N-1)/2)*M+(M+1)
KU=N*M

```



```

DO 99 IJ=1,N
IF(IJ.EQ.1)THEN
ML(IJ)=(M-1)/2+2
MR(IJ)=IJ*M
ELSE
ML(IJ)=ML(IJ-1)+M
MR(IJ)=IJ*M
ENDIF
99 CONTINUE
IF(LL.GE.KD.AND.LL.LE.KU) KI=-1
IF(LL.GE.ML(I).AND.LL.LE.MR(I)) KJ=-1
RETURN
END

SUBROUTINE BMAT(W1,N1,M1,W3,MBAND)
DIMENSION W1(N1,M1),W3(N1,MBAND)
DOUBLE PRECISION W1,W3
DO 77 I=1,N1
DO 78 J=1,M1
L1=MBAND+I-1
IF(J.LT.I)THEN
GO TO 78
ELSE IF(J.EQ.L1+1)THEN
GO TO 77
ELSE IF(I.EQ.J)THEN
W3(I,1)=W1(I,J)
ELSE IF(I.EQ.1.AND.J.NE.1)THEN
W3(I,J)=W1(I,J)
ELSE
K=J-I+1
W3(I,K)=W1(I,J)
ENDIF
78 CONTINUE
77 CONTINUE
RETURN
END

SUBROUTINE CHOL(W3,N1,MBAND)
DIMENSION W3(N1,MBAND)
DOUBLE PRECISION W3
DO 10 N=1,N1
IF(W3(N,1).NE.0.)THEN
DO 20 LLL=2,MBAND
IF(W3(N,LLL).NE.0.)THEN
C=W3(N,LLL)/W3(N,1)
I=N+LLL-1
J=0
DO 30 LL=LLL,MBAND
J=J+1

```

```

    W3(I,J)=W3(I,J)-C*W3(N,LL)
30 CONTINUE
    W3(N,LLL)=C
    ENDIF
20 CONTINUE
    ENDIF
10 CONTINUE
    RETURN
    END

```

```

SUBROUTINE SOL(W3,XY,N1,MBAND)
DIMENSION W3(N1,MBAND),XY(N1)
DOUBLE PRECISION W3,XY
DO 10 N=1,N1
IF(W3(N,1).NE.0.) THEN
DO 20 LLL=2,MBAND
IF(W3(N,LLL).NE.0.)THEN
I=N+LLL-1
XY(I)=XY(I)-W3(N,LLL)*XY(N)
ENDIF
20 CONTINUE
XY(N)=XY(N)/W3(N,1)
ENDIF
10 CONTINUE
DO 30 JJ=1,N1
N=N1+1-JJ
IF(W3(N,1).NE.0.) THEN
DO 40 LLL=2,MBAND
IF(W3(N,LLL).NE.0.) THEN
KK=N+LLL-1
XY(N)=XY(N)-W3(N,LLL)*XY(KK)
ENDIF
40 CONTINUE
ELSE
XY(N)=0.0
ENDIF
30 CONTINUE
RETURN
END

```

8. ÖZGEÇMİŞ

1964 yılında Akçaabat' ta doğdu. İlk ve orta öğrenimini Trabzon' da tamamladıktan sonra, 1982 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Lisans öğrenimine başladı. 1986 yılında İnşaat Mühendisi ünvanı ile mezun oldu ve aynı yıl yüksek lisans öğrenimine başladı. 1988 yılından beri KTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalında Araştırma Görevlisi olarak görev yapmaktadır.

T.C. TÜRKİYE
T.C. TÜRKİYE
DOKÜMANTASYON