

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**DONATILI KUMA OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ MODEL SİĞ ŞERİT
TEMELİN TAŞIMA GÜCÜ**

DOKTORA TEZİ

İnş. Müh. Erol ŞADOĞLU

**HAZİRAN 2009
TRABZON**

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

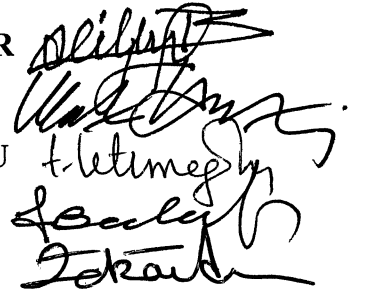
**DONATILI KUMA OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ MODEL SIĞ ŞERİT
TEMELİN TAŞIMA GÜCÜ**

İnş. Müh. Erol ŞADOĞLU

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde
"Doktor (İnşaat Mühendisliği)"
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 01.06.2009
Tezin Savunma Tarihi : 25.06.2009**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Mustafa AYTEKİN
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Temel YETİMOĞLU
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Fikri BULUT
Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Zekai ANGIN**



Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Salih TERZİOĞLU

Trabzon 2009

ÖNSÖZ

Donatılı kuma oturan model sıg şerit temelin taşıma gücünün araştırılması konulu bu çalışma, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Doktora tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Bu tez çalışması esnasında bana yardımcı olan danışmanım Sayın Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER'e teşekkür ederim.

İnşaat Mühendisliği Bölümünde görev yapmakta olan ve çalışmalarımın değişik aşamalarında yardımlarını esirgemeyen Sayın Öğretim Üyelerine ve Araştırma Görevlilerine teşekkürlerimi sunarım.

Bu çalışmayı, yurt içi doktora bursu kapsamında maddi olarak destekleyen TÜBİTAK'a teşekkür ederim.

Eğitim hayatımın her aşamasında sağladıkları maddi ve manevi destekten dolayı değerli aileme sonsuz teşekkürlerimi sunar, bu çalışmanın bilim ve uygulama alanlarına faydalı olmasını dilerim.

Erol ŞADOĞLU
Trabzon 2009

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET.....	VI
SUMMARY	VII
ŞEKİLLER DİZİNİ	VIII
TABLolar DİZİNİ.....	XII
SEMBOLLER DİZİNİ	XIV
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Temellerin Sınıflandırılması.....	2
1.3. Temellerin Sağlaması Gereken Koşullar.....	3
1.3.1. Taşıma Gücü Koşulu	4
1.3.2. Oturma Koşulu	6
1.3.3. Ekonomik Olma Koşulu.....	7
1.4. Taşıma Gücü.....	7
1.4.1. Taşıma Gücü Teorileri.....	8
1.4.1.1. Prandtl Çözümü	8
1.4.1.2. Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi	11
1.4.1.3. Meyerhof Taşıma Gücü Teorisi.....	17
1.4.1.4. Genel Taşıma Gücü Denklemi	27
1.4.1.5. Balla Taşıma Gücü Teorisi.....	29
1.4.1.6. Sokolovskii Yöntemi	40
1.4.2. Arazi Deneyleri	41
1.4.3. Tablolar.....	41
1.5. Eksantrik Yüklü Temellerin Taşıma Gücü.....	41
1.5.1. Geleneksel Yöntem	43
1.5.2. Azaltılmış Genişlik Yöntemi	43
1.5.3. Azaltma Katsayıları Yöntemi	44
1.5.4. Prakash ve Saran Teorisi	44
1.6. Donatılı Zemine Oturan Temellerin Taşıma Gücü.....	50

1.6.1.	Donatılı Zemin Tabakalarının Taşıma Gücü Analizi	51
1.6.2.	Derin Temel ve Geniş Döşeme Mekanizması	61
1.7.	Oturma.....	63
1.7.1.	Oturmanın Nedenleri	64
1.7.2.	Oturma Terimleri.....	64
1.7.3.	Oturma Hasarları	65
1.7.4.	Yapılarda Oturma Tipleri	66
1.7.5.	Zemin Cinslerine Göre Oturmalar	67
1.7.6.	Oturma Ölçütleri.....	68
1.7.7.	Oturmaların Hesaplanması	69
1.8.	Geosentetik Malzemeler	69
1.8.1.	Geotekstilller	70
1.8.2.	Geogridler.....	70
1.8.3.	Geonetler	71
1.8.4.	Geomembranlar	71
1.8.5.	Geokompozitler	72
1.9.	Literatür İncelemesi.....	72
1.9.1.	Donatısız Zeminde Yapılan Deneysel Çalışmalar.....	73
1.9.2.	Donatılı Zeminde Yapılan Deneysel Çalışmalar	76
2.	DENEYSEL ÇALIŞMA	84
2.1.	Giriş.....	84
2.2.	Deney Düzeni	85
2.2.1.	Deney Tankı	85
2.2.2.	Model Şerit Temel.....	86
2.2.3.	Deneylerde Kullanılan Kumun Özellikleri.....	87
2.2.4.	Örgülü Geotekstil	89
2.2.5.	Yükleme Düzeni	90
2.3.	Düzlem Şekil Değişirme Koşulları.....	91
2.4.	İçsel Sürtünme Açısı.....	93
2.5.	Donatısız Zeminde Tipik Bir Deneyin Yapılışı	93
2.6.	Donatılı Zeminde Tipik Bir Deneyin Yapılışı.....	97
3.	BULGULAR VE TARTIŞMALAR.....	99
3.1.	Yapılan Deneyler.....	99
3.1.1.	Donatısız Zeminde Yapılan Deneyler	99

3.1.1.1.	Merkezi Yüklü Model Sığ Şerit Temelle Donatısız Zeminde Yapılan Deneyler.....	100
3.1.1.2.	Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatısız Zeminde Yapılan Deneyler	102
3.1.1.3.	Eksantrisitenin Çekirdek Üzerinde Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatısız Zeminde Yapılan Deneyler	104
3.1.1.4.	Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatısız Zeminde Yapılan Deneyler	105
3.1.2.	Donatılı Zeminde Yapılan Deneyler	107
3.1.2.1.	Merkezi Yüklü Model Sığ Şerit Temelle Donatılı Zeminde Yapılan Deneyler	107
3.1.2.2.	Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatılı Zeminde Yapılan Deneyler	109
3.1.2.3.	Eksantrisitenin Çekirdek Üzerinde Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatılı Zeminde Yapılan Deneyler	110
3.1.2.4.	Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatılı Zeminde Yapılan Deneyler	111
3.2.	Donatı Kullanılmasının Yük-Oturma Davranışına Etkisi	112
3.3.	Donatılı ve Donatısız Deneylerde Eksantrisite ile Taşıma Gücü İlişkisi ...	114
3.5.	Taşıma Gücünde Eksantrisite ile Olan Azalmanın Başlıca Teorilerle Karşılaştırılması	116
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	121
5.	KAYNAKLAR.....	123
6.	EKLER.....	131
ÖZGEÇMİŞ		

ÖZET

Temeller, üzerlerine etkiyen yükleri güvenli ve ekonomik olarak zemin ortamına aktaran elemanlardır. Güvenli olma koşulu, taşıma gücü ve oturma koşullarının aynı anda sağlanmasını ifade eder. Zemin ortamının taşıma gücünü arttırmak ve oturmaları azaltmak için sıkça geosentetikler kullanılır. Temeller, yapılara etkiyen yanal yüklerin etkisinde momente de maruz kalırlar ve böylece eksantrik olarak yüklenmiş olurlar. Donatılı zemine oturan merkezi yüklü temeller için oldukça fazla araştırma yapılmış olmasına rağmen, eksantrik yüklü temellerle ilgili çalışmalar azdır.

Bu çalışmada, donatılı kuma oturan eksantrik yüklü model sığ şerit temelin sınır yükleri ve yük-oturma ilişkileri deneysel olarak araştırılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan tankın iç boyutları 0.9 m x 0.65 m x 0.1 m olup, model şerit temelin genişliği 80 mm'dir. Deneylerde kullanılan kumun rölatif sıklığı (D_r) % 74 (sıkı) tür. Bu deneylerde model sığ temel ($D_f=20$ mm, $D_f/B=0.25$), donatılı ve donatısız zeminde, merkezi ($e=0$) ve çeşitli eksantrisiteelerde (çekirdek içi, $e=1/12$; çekirdek üzeri, $e=1/6$; çekirdek dışı, $e=1/3$) yüklenmiştir. Donatılı deneylerde, bir örgülü geotekstil şerit temel tabanından itibaren, temel genişliğinin yarısı kadar (40 mm) bir derinliğe yatay olarak yerleştirilmiştir. Sonuçların güvenilirliğini sağlamak amacıyla, her deney iki kez tekrarlanmıştır. Şerit temel için, düzlem şekil değiştirme koşulları büyük oranda sağlanmıştır.

Deney sonuçlarından, donatı kullanılması, donatısız deneylerle karşılaştırıldığında sınır yükte artışa sebep olmuştur. Bu artış, eksantrisiteye bağlı olarak % 26-% 59 arasında değişmekte olup; artan eksantrisite ile azalmaktadır. Donatılı deneylerde artan eksantrisite ile birlikte sınır yüklerdeki azalmalar, genel olarak Geleneksel Yöntemle uyum içindedir. Aynı eksantrisiteelerde, belli bir oturma değeri için, donatılı deneyler daha büyük yük değeri vermiştir. Diğer bir deyişle donatı, temelin sadece sınır yükünü artırmaz; aynı zamanda yük-oturma ilişkisini de oturma koşulu açısından iyileştirir. Donatısız ve donatılı durumlarda, eksantrisite arttıkça, yük-oturma eğrisinde göçmeye varmak için gerekli olan düşey hareket miktarı azalmaktadır. Genel olarak göçmeye varmak için gerekli düşey hareket değeri, donatılı durumlarda daha büyüktür.

Anahtar Kelimeler: Donatılı Zemin, Taşıma Gücü, Eksantrik Yüklü Şerit Temel

SUMMARY

The Bearing Capacity of The Eccentrically Loaded Model Shallow Strip Footing on Reinforced Sand

Foundations are the elements that transfer the loads acting on them to the soil medium safely and economically. Safety condition expresses satisfaction of bearing capacity and settlement criteria at the same time. Geosynthetics are used frequently to increase bearing capacity of soil medium and to reduce settlement. Footings are also subjected to moments under the effect of lateral loads acting on structures, thus they are loaded eccentrically. Although many studies have been done about centrally loaded footing on reinforced soil, studies about eccentrically loaded footings on reinforced soil are few.

In this study, the ultimate loads and load-settlement behaviors of the eccentrically loaded model shallow strip footing on reinforced sand were investigated experimentally. The internal dimensions of the tank used in the experimental study were 0.9 m x 0.1 m x 0.65 m and the width of the model strip footing was 80 mm. The relative density (D_r) of the sand used in the tests was 74% (dense). The model strip footing ($D_f=20$ mm, $D_f/B=0.25$) on reinforced or unreinforced soil was loaded centrally ($e=0$) and with various eccentricities (in the kern, $e=1/12$; on the kern, $e=1/6$; outside of the kern, $e=1/3$) in the tests. A woven geotextile strip (900 mm x 100 mm) was placed horizontally at a depth measuring half of the width of the footing from the footing base in the reinforced tests. Each test was repeated twice to ensure reliability of the results. Plane strain conditions were largely provided for strip footing.

From the test results, the usage of reinforcement caused an increase in ultimate loads compared with unreinforced tests. The increase varies between 26% - 59% depending on eccentricity and, decreases with increasing eccentricity. The decreases in ultimate loads with increasing eccentricities in the reinforced tests are generally in agreement with customary analysis. The reinforced tests gave larger loads than the unreinforced tests for a settlement value at the same eccentricity. In other words, reinforcement not only increases ultimate loads but also improves load-settlement behavior. The vertical displacements at failure decrease with increasing eccentricities either in the unreinforced or in the reinforced tests. In general, Vertical displacements at failure are larger in reinforced cases.

Key Word: Reinforced Soil, Bearing Capacity, Eccentrically Loaded Strip Footing

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1	Genel kayma kırılması (Vesic, 1973)..... 4
Şekil 1.2.	Yerel (bölgesel) kayma kırılması (Vesic, 1973)..... 5
Şekil 1.3.	Zımbalama kayma kırılması (Vesic, 1973) 5
Şekil 1.4.	Zeminde meydana gelen kırılma tipleri (Vesic, 1973)..... 6
Şekil 1.5.	Emin (güvenli) taşıma gücünün belirlenme yöntemleri (Uzuner, 2006)..... 8
Şekil 1.6.	Prandtl'in şeması (Verruijt, 2001)..... 9
Şekil 1.7.	I. Bölgedeki gerilmeler (Verruijt, 2001)..... 10
Şekil 1.8.	III. Bölgedeki gerilmeler (Verruijt, 2001)..... 11
Şekil 1.9.	Terzaghi (1943) tarafından rijit tam sürtümlü şerit temelde kabul edilen kırılma yüzeyleri (Das, 1999)..... 12
Şekil 1.10.	ABC kamasının BC yüzündeki pasif kuvvetler (Das, 1999)..... 13
Şekil 1.11.	P_{pq} 'nin elde edilmesi (Das, 1999)..... 13
Şekil 1.12.	P_{pc} 'nin elde edilmesi (Das, 1999)..... 15
Şekil 1.13.	P_{py} 'nin elde edilmesi (Das, 1999)..... 16
Şekil 1.14.	Kırılma yüzeyleri (Das, 1999)..... 18
Şekil 1.15.	N_c ve N_q katsayılarının belirlenmesi (Das, 1999) 19
Şekil 1.16.	BCD bölgesi serbest cisim diyagramı (Das, 1999) 20
Şekil 1.17.	ABC bölgesi serbest cisim diyagramı (Das, 1999) 20
Şekil 1.18.	N_c katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)..... 22
Şekil 1.19.	N_q katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)..... 23
Şekil 1.20.	N_γ katsayılarının belirlenmesi (Das, 1999) 24
Şekil 1.21.	N_γ katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)..... 26
Şekil 1.22.	Kırılma mekanizması ile ilgili bazı tanımlamalar (Balla, 1962) 30
Şekil 1.23.	Sonsuz küçük parçanın dengesi (Balla, 1962)..... 34
Şekil 1.24.	Kayan zemin kütesinin ağırlığı (Balla, 1962) 36
Şekil 1.25.	Kayan zemin kütesinin etkiyen kuvvetlerin dengesi (Balla, 1962)..... 37
Şekil 1.26.	ρ değerleri (Balla, 1962)..... 39
Şekil 1.27.	Taşıma gücü katsayıları (Balla, 1962)..... 39
Şekil 1.28.	Şerit temel için eksantrisitenin tanımı 42
Şekil 1.29.	Merkezi ve eksantrik yüklü temelerde kırılma yüzeyleri 42

Şekil 1.30.	Eksantrik yüklü şerit temel.....	43
Şekil 1.31.	Meyerhof Azaltılmış Genişlik Yöntemi.....	44
Şekil 1.32.	Şerit temelin altındaki zeminin kırılmasından sonra plastik denge bölgesinin sınırları ve elastik kamaya etkiyen kuvvetler (Prakash ve Saran, 1971).....	45
Şekil 1.33.	BHDE kütesine etkiyen kuvvetler (Prakash ve Saran, 1971).....	48
Şekil 1.34.	N_γ katsayısının ϕ ve e/B ile değişimi (Prakash ve Saran, 1971).....	50
Şekil 1.35.	N_q katsayısının ϕ ve e/B ile değişimi (Prakash ve Saran, 1971).	50
Şekil 1.36.	N_c katsayısının ϕ ve e/B ile değişimi (Prakash ve Saran, 1971).	50
Şekil 1.37.	Donatılı zeminlerde taşıma gücü mekanizması.....	51
Şekil 1.38.	Donatılı zemine oturan şerit temelle ilgili bazı tanımlamalar.....	52
Şekil 1.39.	Kırılma türleri (Binquet ve Lee, 1975b).....	53
Şekil 1.40.	Kabul edilen kırılma yüzeyleri ve Şerit temel altında oluşan gerilme dağılımları (Binquet ve Lee, 1975b).....	54
Şekil 1.41.	Donatılı zemin tabakasının Taşıma Gücü Teorisinde Etkiyen Kuvvetler (Binquet ve Lee, 1975b).....	55
Şekil 1.42.	Boyutsuz X_o/B ve L_o/B değerlerinin z/B ile değişimi (Binquet ve Lee, 1975b).....	58
Şekil 1.43.	M' 'nin z/B ile değişimi (Binquet ve Lee, 1975b).....	60
Şekil 1.44.	Schlosser vd. (1983) tarafından donatılı zeminler için önerilen kırılma mekanizması.....	62
Şekil 1.45.	Oturma.....	63
Şekil 1.46.	Oturma terimleri.....	65
Şekil 1.47.	Yapılarda başlıca oturma tipleri.	66
Şekil 1.48.	Kohezyonsuz zeminlerde, oturma-zaman ilişkisi.....	68
Şekil 1.49.	Kohezyonlu zeminlerde oturma-zaman ilişkisi.....	68
Şekil 2.1.	Deney tankı.....	85
Şekil 2.2.	Model şerit temel.....	87
Şekil 2.3.	Kumun granülometri eğrisi.....	88
Şekil 2.4.	Deneylerde kullanılan 0.90 m x 0.10 m boyutlarında kesilmiş örgülü geotekstil.....	89
Şekil 2.5.	Yükleme düzeninin genel şeması.....	91
Şekil 2.6.	Kum yüzeyi düzeltme aleti.....	94
Şekil 2.7.	Merkezi yüklü model sığ şerit temelle donatısız zeminde yapılan bir deneyde yüklemenin başlangıç hali.....	96
Şekil 2.8.	Merkezi yüklü model sığ şerit temelle donatısız zeminde yapılan bir deneyde yüklemenin bitiş hali.....	96

Şekil 2.9.	Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu model sıg şerit temelle donatılı zeminde yapılan bir deneyde yüklemenin başlangıç hali	97
Şekil 2.10.	Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu model sıg şerit temelle donatılı zeminde yapılan bir deneyde yüklemenin bitiş hali	98
Şekil 3.1.	Merkezi yüklü (1a-0 No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.1) model sıg şerit temelle donatısız zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri.....	101
Şekil 3.2.	Merkezi yüklü model sıg şerit temelle donatısız zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri.....	101
Şekil 3.3.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu (2a-0 No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.1) model sıg şerit temelle donatısız zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri.....	102
Şekil 3.4.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu model sıg şerit temelle donatısız zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri	103
Şekil 3.5.	Eksantrik yüklü temellerde farklı birincil kırılma yüzeyleri	104
Şekil 3.6.	Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu (3a-0 No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.1) model sıg şerit temelle donatısız zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri.....	105
Şekil 3.7.	Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu model sıg şerit temelle donatısız zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri	105
Şekil 3.8.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu (4a-0 No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.1) model sıg şerit temelle donatısız zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri	106
Şekil 3.9.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu model sıg şerit temelle donatısız zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri	106
Şekil 3.10.	Merkezi yüklü (1a-d No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.2) model sıg şerit temelle donatılı zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri.....	108
Şekil 3.11.	Merkezi yüklü model sıg şerit temelle donatılı zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri	108
Şekil 3.12.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu (2a-d No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.2) model sıg şerit temelle donatılı zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri.....	109
Şekil 3.13.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu model sıg şerit temelle donatılı zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri	109
Şekil 3.14.	Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu (3a-d No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.2) model sıg şerit temelle donatılı zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri.....	110
Şekil 3.15.	Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu model sıg şerit temelle donatılı zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen oturma-yük eğrileri	111
Şekil 3.16.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu (4a-d No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.2) model sıg şerit temelle donatılı zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri.....	111

Şekil 3.17.	Eksantrisenin çekirdek dışında olduğu model sığ şerit temelle donatılı zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri	112
Şekil 3.18.	1a-0 ve 1a-d deneylerinden elde edilen yük-oturma ilişkisi.....	112
Şekil 3.19.	2a-0 ve 2a-d deneylerinden elde edilen yük-oturma ilişkisi.....	113
Şekil 3.20.	3a-0 ve 3a-d deneylerinden elde edilen yük-oturma ilişkisi.....	113
Şekil 3.21.	4a-0 ve 4a-d deneylerinden elde edilen yük-oturma ilişkisi.....	114
Şekil 3.22.	Donatısız deneylerden elde edilen yük-oturma grafikleri	115
Şekil 3.23.	Donatılı deneylerden elde edilen yük-oturma grafikleri	116
Şekil 3.24.	Donatılı ve donatısız deneylerde sınır yük ve e/B arasındaki deneysel ilişki.....	118
Şekil 3.25.	Donatılı ve donatısız deneylerde Q_e/Q_m oranı ile e/B arasındaki deneysel ilişki.....	118
Şekil 3.26.	Donatısız zemindeki deney sonuçları ile Meyerhof Yöntemi ve Geleneksel Yöntemin karşılaştırılması.....	119
Şekil 3.27.	Donatılı zemindeki deney sonuçları ile Geleneksel Yöntemin karşılaştırılması.....	120

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. Terzaghi taşıma gücü katsayıları (Das, 1999)	17
Tablo 1.2. Meyerhof taşıma gücü katsayıları (Das, 1999).....	27
Tablo 1.3. Hansen'in temel şekil katsayıları.....	28
Tablo 1.4. Hansen'in temel derinlik katsayıları.....	28
Tablo 1.5. Hansen'in yük eğim katsayıları	28
Tablo 1.6. Hansen taşıma gücü katsayıları.	29
Tablo 1.7. Betonarme binalar için izin verilebilir oturmalar.	69
Tablo 2.1. Deney kumunun bazı özellikleri.....	88
Tablo 2.2. Kohezyonsuz zeminlerde sıklık tablosu	89
Tablo 2.3. Örgülü geotekstilin bazı özellikleri	90
Tablo 3.1. Donatısız zemine oturan model sığ şerit temelle yapılan deneylerle ilgili bilgiler	100
Tablo 3.2. Donatılı zemine oturan model sığ temelle yapılan deneylerle ilgili bilgiler	107
Tablo 3.3. Bazı deneyler için göçme (kırılma) anında düşey oturma.....	115
Tablo 3.4. Deney sonuçlarının özeti	117
Ek Tablo 1.1. Donatısız zemine oturan merkezi yüklü model sığ şerit temelle 1a-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri.....	131
Ek Tablo 1.2. Donatısız zemine oturan merkezi yüklü model sığ şerit temelle 1b-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri.....	131
Ek Tablo 1.3. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/12$) model sığ şerit temelle 2a-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	132
Ek Tablo 1.4. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/12$) model sığ şerit temelle 2b-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	133
Ek Tablo 1.5. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/6$) model sığ şerit temelle 3a-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	133
Ek Tablo 1.6. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/6$) model sığ şerit temelle 3b-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	134
Ek Tablo 1.7. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/3$) model sığ şerit temelle 4a-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	134
Ek Tablo 1.8. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/3$) model sığ şerit temelle 4b-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	135
Ek Tablo 2.1. Donatılı zemine oturan merkezi yüklü model sığ şerit temelle 1a-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	136

Ek Tablo 2.2. Donatılı zemine oturan merkezi yüklü model sığ şerit temelle 1b-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	137
Ek Tablo 2.3. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/12$) model sığ şerit temelle 2a-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	138
Ek Tablo 2.4. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/12$) model sığ şerit temelle 2b-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	139
Ek Tablo 2.5. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/6$) model sığ şerit temelle 3a-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	140
Ek Tablo 2.6. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/6$) model sığ şerit temelle 3b-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	141
Ek Tablo 2.7. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/3$) model sığ şerit temelle 4a-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	141
Ek Tablo 2.8. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/3$) model sığ şerit temelle 4b-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri	142

SEMBOLLER DİZİNİ

B	Temel genişliği
c	Kohezyon
d	Temel derinliği katsayısı
e	Eksantrisite
F	Kırılma yüzeyinde oluşan sürtünme direnç kuvveti
h	Donatı tabakaları arası mesafe
i	Yük eğim katsayısı
q	Derinlik basıncı, sürşarj
S	Temel şekil katsayısı
s	Zemin dayanımı
L	Donatı uzunluğu
m	Mobilizasyon derecesi
N	Donatı tabakası sayısı
u	İlk donatı tabakası derinliği
B'	Azaltılmış genişlik, yararlı genişlik
B*	Eşdeğer genişlik
C _a	Adhezyon kuvveti
C _r	Eğrilik katsayısı
C _u	Üniformluluk katsayısı
D ₁₀	Efektif çap
D _f	Temel derinliği
D _R	Temel tabanından itibaren donatılı zemin tabakası kalınlığı
D _r	Rölatif sıkılık
FS _y	Akma veya kopma mukavemeti güvenlik katsayısı
FS _f	Donatı sıyrılması için güvenlik katsayısı
G _s	Güvenlik sayısı
K _p	Rankine pasif toprak basıncı katsayısı
L _t	Temel uzunluğu
N _c , N _q , N _γ	Taşıma gücü katsayıları
Q _e	Eksantrik yüklü sınır yükü
Q _m	Merkezi yüklü sınır yükü

p_o	Eşdeğer serbest yüzeydeki normal gerilme
P_p	Pasit kuvvet
$P_{pq}, P_{pc}, P_{p\gamma}$	Derinlik basıncı, kohezyon ve birim ağırlıktan oluşan pasif kuvvetler
Q'_m	Azaltılmış boyutlu temelin merkezi sınır yükü
q_{emin}	Emin taşıma gücü
q_{max}	Maksimum taban basıncı
$q_{sınır}$	Sınır taşıma gücü
$q_{sınır(1)}$	Birincil kırılma yükü
q_t	Temel taban basıncı
s_o	Eşdeğer serbest yüzeydeki kayma gerilmesi
X_o	En büyük kayma gerilmesinin olduğu yatay mesafe
x_1	Temas genişliği katsayısı
W_m	Deney düzeneği genişliği
α_a	Azaltma katsayısı
α	Yük yayılma açısı
α_1, α_2	Elastik zemin kaması açıları
β	Açısal çarpılma, distorsiyon
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ϕ_f	Zemin-şerit sürtünme açısı
γ	Zemin birim (hacim) ağırlığı
γ_k	Kuru birim ağırlık
γ_{kmax}	Maksimum kuru birim ağırlık
γ_{kmin}	Minimum kuru birim ağırlık
δ	Farklı oturma
ΔB	Temel genişliğindeki artış
ΔH	Mutlak (toplam) oturma
ΔH_f	Göçmeye varmak için gerekli düşey hareket
σ'	Efektif normal gerilme
ΔM_o	Momentlerin cebirsel toplamı
$\sigma_{xx}, \sigma_{xy}, \sigma_{yy}, \sigma_{yx}$	Kartezyen koordinatlarda gerilme bileşenleri
$\sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{r\theta}, \sigma_{\theta r}$	Kartezyen koordinatlarda gerilme bileşenleri
ε_y	Şerit temel boyunda doğrultudaki şekil değiştirme

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Yapılar, teknolojinin ilerlemesiyle birlikte daha geniş ve daha ağır inşa edilmeye başlanmıştır. Bu artan yükleri zemine aktarma problemi ile karşılaşan inşaat mühendisleri, üç farklı çözüm yöntemi geliştirmişlerdir. Birinci çözüm yöntemi, söz konusu zemini kaldırıp yerine ihtiyacı karşılayan bir zemin kullanmaktır. İkinci çözüm yöntemi, yükleri daha geniş ve/veya daha derindeki uygun tabakalara aktarmaktır. Üçüncü yöntem ise, zeminin özelliklerini iyileştirmektir. Zemin özelliklerini iyileştirmede amaç; taşıma gücünü artırmak, oturmaları azaltmak, geçirimsizliği azaltmak vb.'dir.

Zemin özelliklerini iyileştirmeye genel olarak stabilizasyon da denilmektedir. Stabilizasyon yöntemleri, yüzeysel stabilizasyon yöntemleri ve derin stabilizasyon yöntemleri olarak iki ana grupta toplanır. Yüzeysel stabilizasyon yöntemleri; kompaksiyon, drenaj, granülometri değiştirme veya bazı katkı maddeleri (kireç, çimento, bitüm vb.) ekleme şeklinde yapılır. Elverişsiz zemin tabakasının kalınlığının büyük olması durumunda ise, derin stabilizasyon yöntemleri uygulanır. Derin stabilizasyon yöntemleri kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için farklıdır. Kohezyonsuz zeminler için, tanelerin daha sıkı bir dizilişini sağlayarak (derin kompaksiyon, derin vibrasyon, kompaksiyon kazıkları, patlayıcılarla stabilizasyon vb.) veya zemine bazı maddeler enjekte ederek yapılır. Kohezyonlu zeminlerde ise zeminde daha sıkı diziliş; ön yükleme, düşey kum drenleri, elektro-ozmoz yöntemi, ısı stabilizasyon vb. ile sağlanır.

Zeminlerin özelliklerini iyileştirmede, yukarıdaki yöntemlere ek olarak çeşitli polimerlerden imal edilen sentetik malzemeler de kullanılmaktadır. İnşaat Mühendisliğinde, genel olarak geosentetikler olarak adlandırılan polimer ürünleri (geotekstil, geomembran, geonet, geogrid, geosentetik kil tabaka, geokompozit vb.) giderek artan bir şekilde kullanılmaktadır. Geosentetikler zeminin taşıma gücü, geçirimsizlik, drenaj, filtrasyon vb. özellikleri iyileştirmede kullanılırlar.

Temeller, yapıların zeminle temas eden kısmında bulunup, yapı yüklerini zemine aktaran elemanlardır. Temeller düşey yükler, yatay yükler ve eğilme momentlerinin etkisinde kalırlar. Bu yüklemeler altında temelin taşıma gücünün belirlenmesiyle ilgili çok

sayıda teorik ve deneysel çalışma yapılmıştır. Geosentetik donatılı zeminlerin tasarım ve malzeme parametrelerinin çok olmasıyla birlikte, bu tür zeminlerin taşıma gücünün belirlenmesi konusunda birçok araştırma yapılmıştır. Geosentetik kullanımının zeminin taşıma gücünü arttırdığı, birçok çalışma ile gösterilmiştir (Kurian vd., 1997; Otani vd., 1998; Moroğlu vd., 2005; Chung ve Cascante 2007; Sharma vd., 2009; Sadoglu vd., 2009). Yapılan çalışmalar, genellikle donatılı zemine oturan düşey merkezi yük altındaki yüzey temellerin taşıma gücü ile sınırlıdır. Temellerin sadece düşey yüklerle yüklü olması ise özel bir durumdur. Genel olarak temeller düşey yükler, yatay yükler ve momentler etkisi altında bulunurlar. Dolayısıyla bu çalışmada, düşey yüklerle birlikte eğilme momentinin etkisi altındaki donatılı kum zeminlerin taşıma gücü incelenmeye çalışılmıştır.

1.2. Temellerin Sınıflandırılması

Üzerindeki yapıdan etkiyen yükleri, kendi ağırlığı ile birlikte güvenlikle taşıyan ve bu yükleri yapıya zarar vermeyecek ölçüde oturmalarla temel zeminine aktaran yapı bölümlerinin tümü temeller adı altında toplanır (Köseoğlu, 1974). Yapıya etkiyen yükler; düşey, yatay; sabit, hareketli; statik, dinamik vb. türde sınıflandırılabilir (Uzuner, 2006). Temeller, sığ ve derin temeller diye iki ana sınıfa ayrılırlar.

Sığ temeller, yapı yüklerini yapının altındaki zemin yüzüne yakın tabakalara aktaran temellerdir (Lambe ve Whitman, 1969). Sığ temellerde temel derinliğinin temel genişliğine oranı 2'ye eşit veya 2'den küçüktür (Terzaghi, 1943). Bu temellerde sürşarj (temel derinliği) tabakasının kayma direncinin, sınır (nihai) taşıma gücüne olan katkısı ihmal edilebilir (DeBeer, 1965).

Derin temeller, uygulanan yüklerin bir kısmını veya tümünü zemin yüzünden oldukça aşağıdaki zeminlere aktaran temellerdir (Coduto, 2001). Başka bir anlatımla, temel derinliği temel genişliğinin iki katından oldukça büyük olan temellerdir (Terzaghi, 1943).

Temeller aşağıdaki gibi sınıflandırılabilirler (Bowles, 1968):

A. Sığ (Yüzeysel) Temeller:

1) Tekil (münferit) temeller

- Dikdörtgen taban alanlı tekil temeller
- Kare taban alanlı tekil temeller
- Yamuk taban alanlı tekil temeller

- Dolu daire taban alanlı tekil temeller
- 2) Şerit (mütemadi, sürekli) temeller
- Duvaraltı şerit temeller
 - Taşduvar altı şerit temeller
 - Beton duvaraltı şerit temeller
 - Betonarme duvaraltı şerit temeller
 - Kolonaltı şerit temeller
 - Tek yönde şerit temeller
 - İki yönde (ızgara) şerit temeller
- 3) Bileşik temeller
- Ortak taban alanlı bileşik temeller
 - Dikdörtgen ortak taban alanlı bileşik temeller
 - Yamuk ortak taban alanlı bileşik temeller
 - Bağ kirişli bileşik temeller
- 4) Radye temeller (Radye jeneral, plak temel)
- Düz (plak) radye temeller
 - Kirişli radye temeller
 - Hücreli (derin) radye temeller

B. Derin Temeller

1) Kazıklı temeller

- Ahşap kazıklı temeller
- Çelik kazıklı temeller
- Betonarme kazıklı temeller

2) Keson temeller

3) Ayak (şaft, kuyu) temeller

1.3. Temellerin Sağlaması Gereken Koşullar

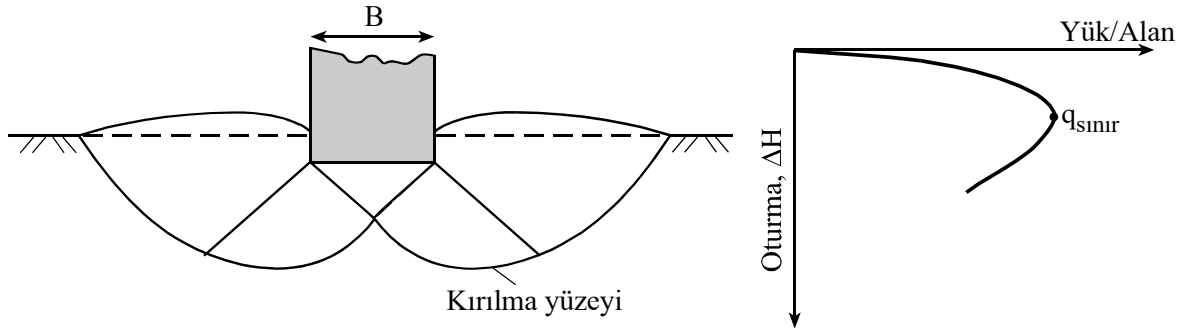
Temeller, üzerlerindeki yapıları güvenle taşıyabilmeleri için aynı anda, taşıma gücü ve oturma koşullarını sağlamaları gerekir. Buna ilave olarak, günümüz şartlarında bu koşullar sağlanırken en ekonomik olan çözümler tercih edilmelidir. Bunu da ekonomik olma koşulu olarak isimlendirmek mümkündür.

1.3.1. Taşıma Gücü Koşulu

Temel zemini, aktarılan yükleri güvenle taşımalı, diğer bir deyişle zeminde kırılma (göçme) meydana gelmemeli ve de kırılmaya karşı belli bir güvenlik olmalıdır.

Zeminin cinsine, sıklığına ve sertliğine (kıvamına) bağlı olarak; genel kayma kırılması, yerel kayma kırılması ve zımbalama kayma kırılması olmak üzere temel zemininde üç türlü kırılma oluşur (Vesic, 1973).

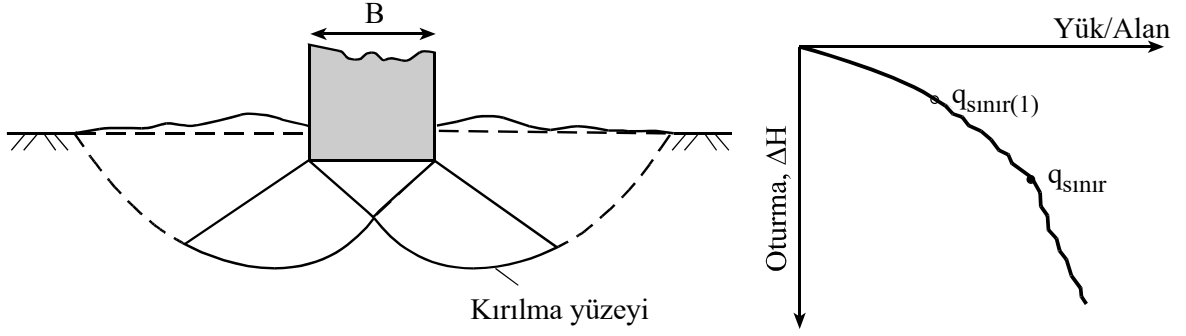
Şekil 1.1’de görüldüğü gibi sıkı kum veya sert kohezyonlu zemin yüzüne veya içine oturan B genişliğindeki temel göz önüne alınır, yükün kademeli olarak arttırılmasıyla, oturma da kademeli olarak artacaktır. Temel tabanının birim alanına gelen yük (q_t) ile oturma değişimi Şekil 1.1’de görülmektedir. Kırılma yüzeyinin zemin yüzüne ulaştığı anda, temeli destekleyen zeminde ani kırılma oluşur. Bu kırılma anında birim alana etkiyen yük değerine temelin sınır taşıma gücü ($q_{sınır}$) denir (Das, 1999). Zeminde bu şekilde bir ani kırılma oluşuyorsa, buna genel kayma kırılması denir. Rölatif sıklığın (D_r), % 70’den büyük ve içsel sürtünme açısının (ϕ) 35° ’den büyük olduğu durumlarda genel kayma kırılması oluşur (Uzuner, 2006).



Şekil 1.1 Genel kayma kırılması (Vesic, 1973)

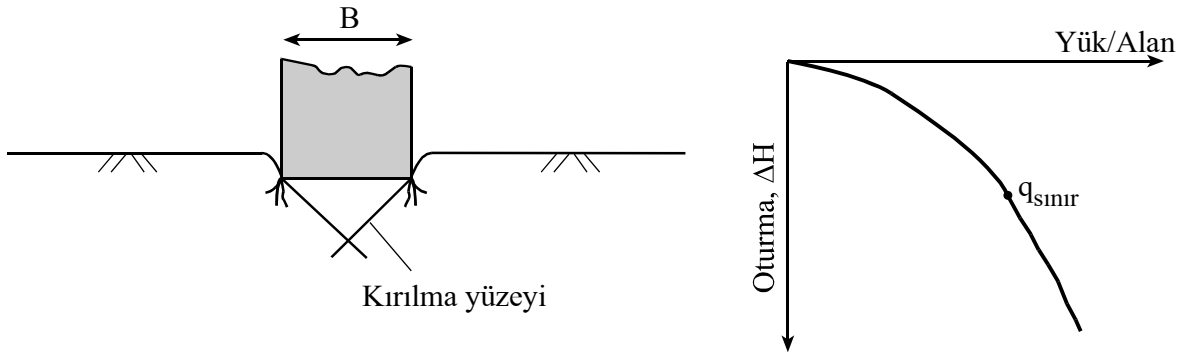
Eğer söz konusu temel orta sıkı kum veya orta sert kil zemine oturuyorsa, yükteki bir artışa, oturmalarındaki bir artış eşlik edecektir. Ayrıca zemindeki kırılma yüzeyleri Şekil 1.2’de sürekli çizgilerle gösterildiği gibi temelden dışarıya doğru uzanır. Birim alana gelen yük $q_{sınır(1)}$ ’e eşit olduğunda temel düşey hareketine ani oturmalar eşlik eder (Şekil 1.2). Zemindeki kırılma yüzeylerinin zemin yüzüne ulaşması için temelin oldukça büyük bir oturma yapmasına ihtiyaç vardır. Bu durumda, birim alana gelen düşey yük değeri sınır taşıma gücüne ($q_{sınır}$) eşit olur. Bundan sonra yükteki artış, temel oturmasında çok büyük

bir artışla birlikte olur. Birim alana gelen $q_{sınırl(1)}$ yüküne birinci kırılma yükü denir (Das, 1999). Bu şekilde birim alana gelen yükün bir pik değere ulaşmadığı kırılma türüne yerel kayma kırılması denir.



Şekil 1.2. Yerel (bölgesel) kayma kırılması (Vesic, 1973)

Eğer temel, oldukça gevşek bir zemine oturuyorsa, yük-oturma eğrisi Şekil 1.3'teki gibi olacaktır. Bu durumda zemindeki kırılma yüzeyleri zemin yüzüne ulaşmayacaktır. Yük, sınır taşıma gücüne ($q_{sınırl}$) ulaştıktan sonra yük-oturma eğrisi daha dik ve pratik olarak lineer olacaktır. Zeminde oluşan bu tür kırılmaya ise zımbalama kayma kırılması denir.

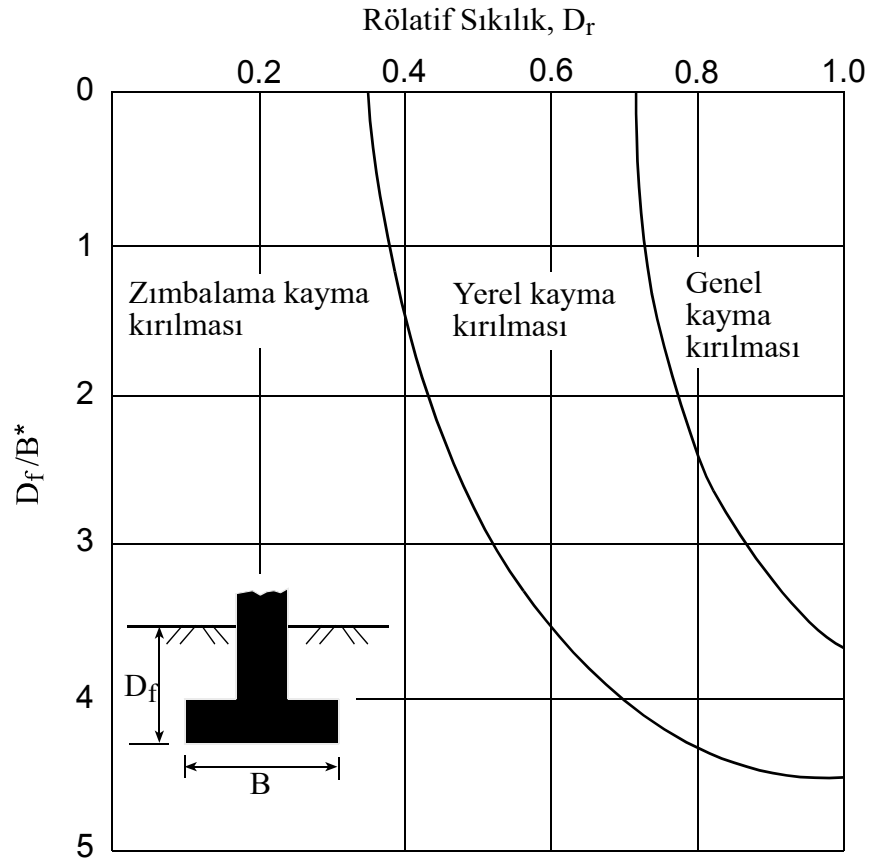


Şekil 1.3. Zımbalama kayma kırılması (Vesic, 1973)

Vesic (1973), kuma oturan temel zeminin kırılma türü için bir yöntem önermiştir. Bu yöntemde kullanılan grafik Şekil 1.4'te görülmektedir. Bu grafikte kullanılan B^* değeri aşağıdaki bağıntı ile tanımlanmaktadır. Burada, B : temel genişliği, D_r : rölatif sıklık, L_t : temelin uzunluğudur.

$$B^* = \frac{2BL_t}{B+L_t} \quad (1.1)$$

Şekil 1.4'teki grafik kullanılarak, rölatif sıkılık, temel derinliği, temel uzunluğu ve temel genişliğine bağlı olarak ne tür bir kayma kırılmasının oluşacağı (genel, yerel ve zımbalama) belirlenebilir.



Şekil 1.4. Zeminde meydana gelen kırılma tipleri (Vesic, 1973)

1.3.2. Oturma Koşulu

Yapıya etkiyen yükler altında, temelin veya temellerin oturmaları, izin verilebilir oturma değerlerinden küçük olmalıdır.

Üst yapı kusurunun olmadığı yapı hasarlarının en önemli nedeni temel oturmaları, özellikle de farklı oturmalarıdır. Bu açıdan temellerin oturmaları temel tasarımında dikkate

alınmalıdır. Temellerin oturmaları hesaplanmalı ve hesaplanmış oturmaların izin verilebilir değerleri aşmadığı gösterilmelidir. Taşıma gücü ve oturma koşulunu aynı anda sağlayan temel yüküne izin verilebilir taşıma basıncı denir.

1.3.3. Ekonomik Olma Koşulu

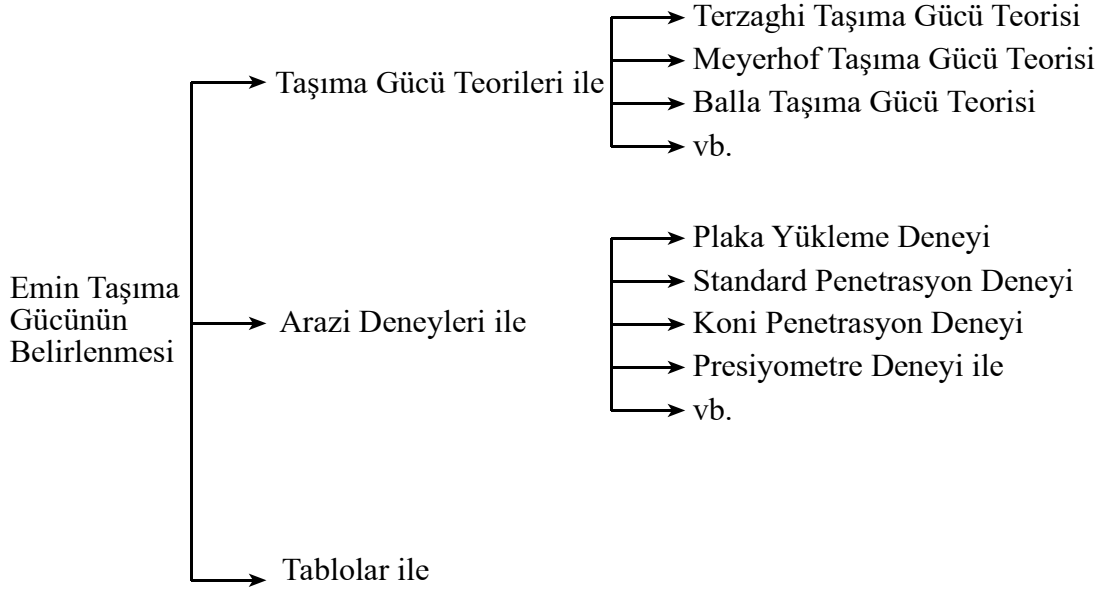
Temel sistemi, üzerine etkiyen yükleri güvenli bir şekilde taşımalı ve aynı zamanda da ekonomik olmalıdır. Zira temellerle ilgili yapılan harcamaların toplamı, yapının toplam maliyetinin % 20'lerine kadar varabilmektedir. Bu koşul, bir yapı için yeterli zemin incelemesinin yapılması, uygun temel sisteminin seçilmesi ve temel sisteminin doğru hesaplanması ile sağlanır (Uzuner, 2006).

1.4. Taşıma Gücü

Temel zemininde göçme olması istenmez ve bu olaya karşı belli bir güvenlik olması gerekir. Emin taşıma gücü (q_{emin}), zeminde kırılma meydana gelmeden, temel zemininin güvenli olarak taşıyabileceği basınç değeridir. Emin taşıma gücü, sınır taşıma gücünün bir güvenlik sayısına bölünmesiyle elde edilir (Bağıntı 1.2). Güvenlik sayısı (G_s), koşullara göre 2 ile 5 arasında bir sayıdır.

$$q_{emin} = \frac{q_{sınır}}{G_s} \quad (1.2)$$

Emin taşıma gücü, çeşitli yöntemlerle belirlenmektedir. Emin taşıma gücünün belirlenmesinde kullanılan yöntemler Şekil 1.5'te görülmektedir.



Şekil 1.5. Emin (güvenli) taşıma gücünün belirlenme yöntemleri (Uzuner, 2006)

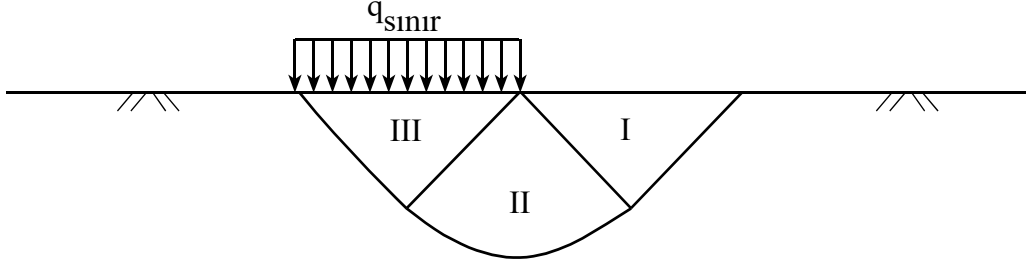
1.4.1. Taşıma Gücü Teorileri

Zeminin taşıma gücünü belirlenmek için birçok taşıma gücü teorisi vardır (Prandtl, 1920; Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951; Balla, 1962). Günümüzde, taşıma gücüyle ilgili temel prensiplerin çoğu Prandtl Taşıma Gücü Teorisini başlangıç olarak kabul etmektedir (Cernica, 1995). Teoriler birbirine benzemekle birlikte genellikle Prandtl'in (1920) çalışmasındaki eksiklikler düzeltilerek geliştirilmiştir. Bu bölümde taşıma gücü teorilerinden, önemli ve genel kabul görmüş olanları tarihsel gelişimlerine de uygun olarak anlatılmıştır. Bunların dışında zemin ortamın kritik dengesini göz önüne alarak sınır yük değerini elde eden çalışmalar da mevcuttur (Sokolovskii, 1965).

1.4.1.1. Prandtl Çözümü

Prandtl (1920), teorisinde sert cisimlerin çok daha yumuşak bir ortama batmasını incelemiştir. Prandtl'in kabul ettiği koşullar çerçevesinde, bu teori temel mühendisliğinde rijit kabul edilebilen temelin, çok daha yumuşak olan zemine batmasında kullanılır. Prandtl çözümünde, zemin ortamının homojen ve izotropik olduğu, temel tabanının sürtünmesiz ve temel boyutlarının sonsuz uzunlukta olduğu kabul edilmiştir.

Prandtl'in (1920) üzerinde şerit yük taşıyan yarım düzlemin kırılma yükünün belirlenmesi probleminin çözümündeki temel prensibi, yük altındaki bölgenin üç ayrı bölgeye (iki üçgen ve bir daire parçası) ayrılmasıdır (Şekil 1.6). Bu bölgelerin her birinde gerilme durumunun kritik olduğu kabul edilmektedir. Sınır taşıma gücü, denge durumu göz önüne alınarak elde edilir (Verruijt, 2001).



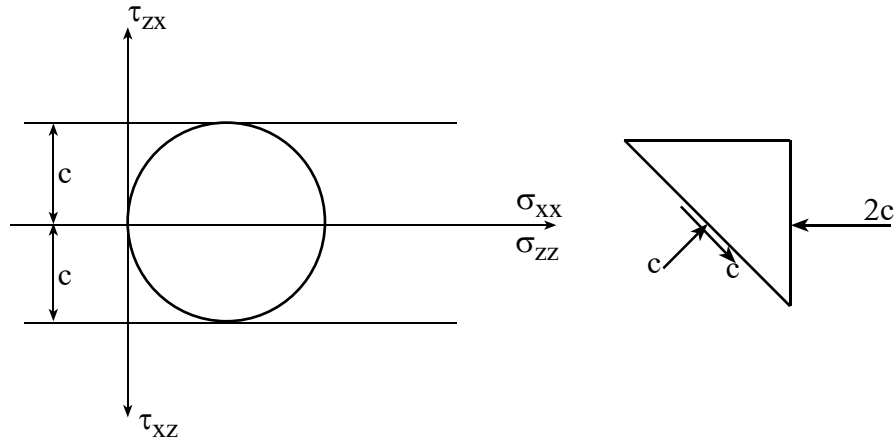
Şekil 1.6. Prandtl'in şeması (Verruijt, 2001)

I. Bölge için kabul edilen gerilmeler Bağıntı 1.3'te verilmiştir. Bu gerilme durumu, denge koşulunu ve üst yüzeydeki sınır koşullarını sağlamakta; bölge içindeki hiçbir noktada kırılma koşulunu ihlal etmemektedir. Daha açık bir ifade ile bölge içindeki her noktada kırılma durumuna henüz ulaşılmıştır. Yatayla 45°'lik açı yapan bir düzlemdeki gerilmeler Şekil 1.7'de görülmektedir.

$$\sigma_{xx} = 2c, \sigma_{zz} = 0, \tau_{xz} = 0 \quad (1.3)$$

II. Bölgenin (kama) tamamındaki gerilmeler Bağıntı 1.4'te verilmiştir. Bu bölgenin tamamında Mohr dairesinin kırılma zarfına teğet olduğu kabul edilmektedir. Bu bölge için silindirik koordinatların kullanılması işlemleri kolaylaştırmaktadır.

$$\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} \text{ ve } \tau_{\theta r} = \tau_{r\theta} = -c \quad (1.4)$$



Şekil 1.7. I. Bölgedeki gerilmeler (Verruijt, 2001)

Silindirik koordinatlardaki denge denklemleri ve Bağntı 1.4 göz önüne alınarak aşağıdaki ifadeler elde edilir.

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} = 0 \quad \text{ve} \quad \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} = 2c \quad (1.5)$$

I. Bölge ile II. Bölge arasında $\sigma_{\theta\theta}$ 'nin sürekli olduğu göz önüne alınarak Bağntı 1.5'in integrali alınırsa Bağntı 1.6 elde edilir.

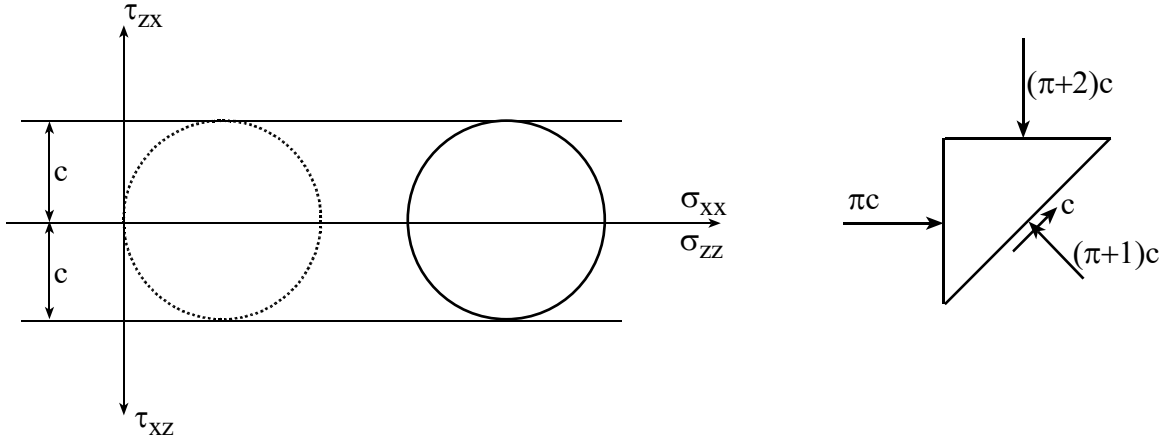
$$\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} = c + 2c\left(\theta - \frac{1}{4}\pi\right), \quad \tau_{\theta r} = \tau_{r\theta} = -c \quad (1.6)$$

$$\theta = \frac{3}{4}\pi \Rightarrow \sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} = c(1 + \pi), \quad \tau_{\theta r} = \tau_{r\theta} = -c$$

III. Bölgede, I. Bölgede olduğu gibi gerilmelerin bölge boyunca sabit olduğu kabul edilmiştir. Bu gerilmeler Bağntı 1.7'de verilmiştir.

$$\sigma_{xx} = \pi c, \quad \sigma_{zz} = (\pi + 2)c, \quad \tau_{xz} = 0 \quad (1.7)$$

Bu bölge için $q_{\text{sınır}} = (\pi + 2)c$ olması durumunda denge denklemleri sağlanmaktadır (Şekil 1.8). Böylece Prandtl çözümü (içsel sürtünme açısının sıfır olduğu durum için) ile zemin ortamını kritik denge durumuna getiren sınır taşıma gücü değeri elde edilmiş olur.



Şekil 1.8. III. Bölgedeki gerilmeler (Verruijt, 2001)

1.4.1.2. Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi

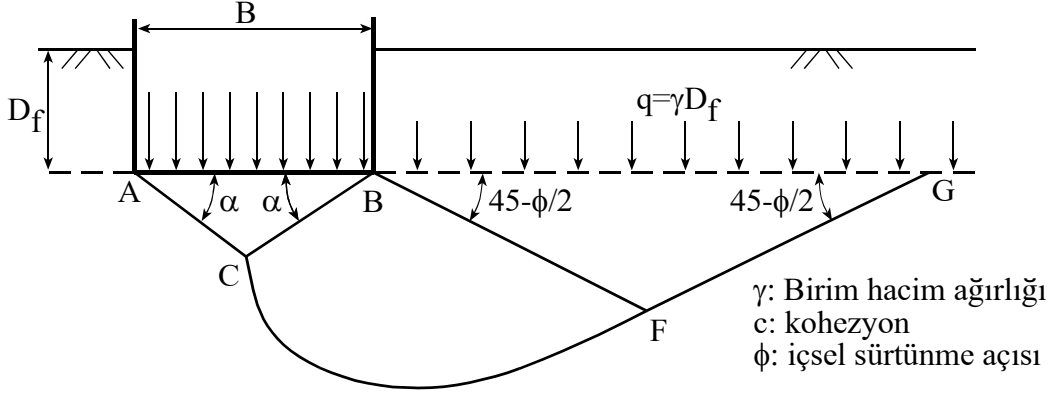
Terzaghi (1943), büyük derinliklere uzanan homojen zemin tabakalarına oturan rijit sığ şerit temellerin taşıma gücünü belirlemek için bir teori geliştirmiştir. Terzaghi tarafından sınır taşıma gücünün hesaplanması için kabul edilen kırılma yüzeyleri Şekil 1.9'da görülmektedir. Temel altındaki kırılma bölgesi üç büyük alana ayrılabilir (Das, 1999). Bunlar:

1. ABC alanı, temelin hemen altındaki üçgen elastik bölgedir. Bu alanın AB ve AC kenarlarının yatayla yaptığı açı ($\alpha=\phi$) içsel sürtünme açısına eşittir.
2. BCF alanı, radyal kayma bölgesidir.
3. BFG alanı, Rankine pasif bölgesidir. Bu alandaki kayma çizgileri yatayla $\pm(45-\phi/2)$ açısını yapmaktadır.

Radyal kayma bölgesi ve Rankine pasif bölgesi, elastik üçgen bölgenin diğer tarafında da simetrik bir şekilde bulunmaktadır.

CF eğrisi bir logaritmik spiral yayı olup Bağıntı 1.8 ile tanımlanmıştır. BF ve FG eğrileri düz çizgilerdir. FG eğrisi gerçekte zemin yüzeyine kadar uzatılmalıdır. Fakat Terzaghi (1943), temel taban seviyesi üzerindeki zeminin bir derinlik basıncı ($q=\gamma D_f$) ile değiştirilmesini kabul etmiştir.

$$r=r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (1.8)$$



Şekil 1.9. Terzaghi (1943) tarafından rijit tam sürtülmeli şerit temelde kabul edilen kırılma yüzeyleri (Das, 1999)

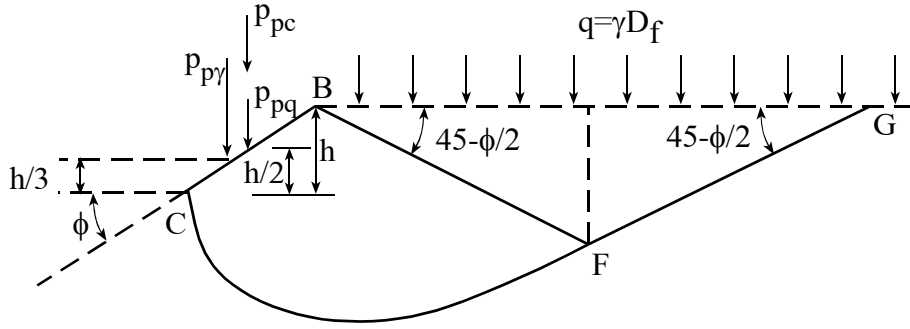
Zeminin kayma dayanımı (s) aşağıdaki gibi tanımlanabilir. Burada, σ' : efektif normal gerilmeyi ve c : kohezyonu ifade etmektedir.

$$s = \sigma' \tan \phi + c \quad (1.9)$$

Sınır taşıma gücü ($q_{sınır}$), ABC üçgen kamasının AC ve BC kenarları göz önüne alınarak; her iki kenarda kırılmanın oluşması için ihtiyaç duyulan pasif durumun elde edilmesiyle belirlenir. Burada pasif kuvvetin (P_p), derinlik basıncı ($q = \gamma D_f$), kohezyon (c), zemin birim ağırlığı (γ) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) bir fonksiyonu olacağına dikkat edilmesi gerekir. Bundan dolayı, Şekil 1.10'te görüldüğü gibi birim uzunluktaki temelin BC yüzeyindeki P_p pasif kuvvet,

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma} \quad (1.10)$$

şeklinde tanımlanır. Burada P_{pq} , P_{pc} ve $P_{p\gamma}$ kuvvetleri, sırasıyla derinlik basıncı, kohezyon ve zemin birim ağırlığından dolayı oluşmaktadır. BC kenarı yatayla ϕ açısı yaptığı için P_{pq} , P_{pc} ve $P_{p\gamma}$ kuvvetleri düşey yönde oluşmakta ve bu kuvvetler BC yüzeyinin normali ile ϕ açısı yapmaktadır. P_{pq} , P_{pc} ve $P_{p\gamma}$ kuvvetlerini elde etmek için superpozisyon prensibi kullanılabilir. Ancak bu şekilde tam doğru bir sonuç elde edilmez.

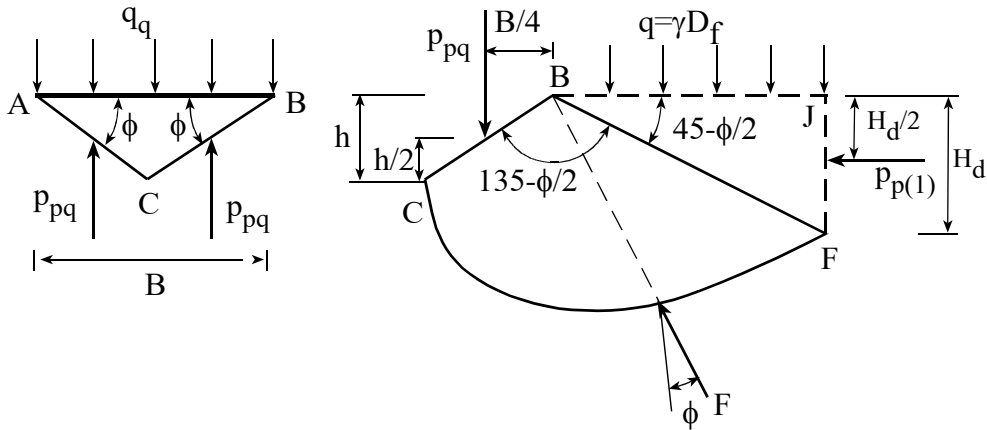


Şekil 1.10. ABC kamasının BC yüzündeki pasif kuvvetler (Das, 1999)

P_{pq} 'nin elde edilmesi ($\phi \neq 0$, $\gamma=0$, $q \neq 0$, $c=0$):

Şekil 1.11'de gösterilen BCFJ zemin kamasının serbest cisim diyagramını göz önüne alırsak, CF logaritmik spiralinin merkezi B noktası olacaktır. BCFJ kamasının birim uzunluğuna sadece derinlik basıncından (q) dolayı gelen yükler:

1. Pasif kuvvet (P_{pq})
2. Derinlik basıncı (q)
3. Rankine pasif kuvveti ($P_{p(1)}$)
4. CF eğrisi boyunca oluşan sürtünme direnç kuvvetidir (F).



Şekil 1.11. P_{pq} 'nin elde edilmesi (Das, 1999)

Rankine pasif kuvveti ($P_{p(1)}$), Bağıntı 1.11 ile ifade edilir.

$$P_{p(1)} = qK_p H_d = qH_d \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.11)$$

Burada, $H_d=FJ$ ve K_p : Rankine pasif toprak basıncı katsayısıdır.

Yukardaki $r=r_0 e^{\theta \tan \phi}$ eşitliği ile tanımlanan logaritmik spiral eğrisinin herhangi bir noktasındaki çapı normalle ϕ açısı yapmaktadır. Bu sebeple logaritmik spiral eğrisinde oluşan sürtünme kuvvetinin (F) etkiye noktası, logaritmik spiralin merkezinden (B noktasından) geçmektedir. B noktası için moment denklemi yazılıp gerekli sadeleştirmeler yapılırsa aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$P_{pq} = \frac{qB e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{4 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (1.12)$$

Şekil 1.11'de gösterilen temelin altındaki ABC elastik kamasının dengesi düşünülürse Bağıntı 1.13 elde edilir.

$$q_q \times (B \times 1) = 2P_{pq} \quad \text{ve} \quad q_q = q \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right] = qN_q \quad (1.13)$$

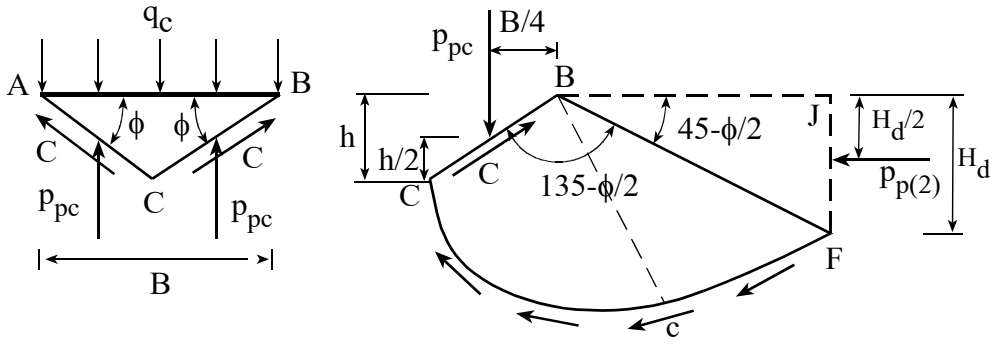
P_{pc} 'nin elde edilmesi ($\phi \neq 0$, $\gamma=0$, $q=0$, $c \neq 0$):

Şekil 1.12'de BCFJ kamasının serbest cisim diyagramı görülmektedir. Kohezyondan dolayı oluşan kuvvetler, benzer şekilde tanımlanabilir. Bunlar:

1. Pasif kuvvet (P_{pc})
2. Kohezyondan oluşan kuvvet ($C=c(BC \times 1)$)
3. Kohezyondan dolayı oluşan Rankine pasif kuvveti (Bağıntı 1.14)

$$P_{p(2)} = 2c\sqrt{K_p} H_d = 2cH_d \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.14)$$

4. CF yayı boyunca birim alana etkiyen kohezyon kuvvetidir (c) .



Şekil 1.12. P_{pc} 'nin elde edilmesi (Das, 1999)

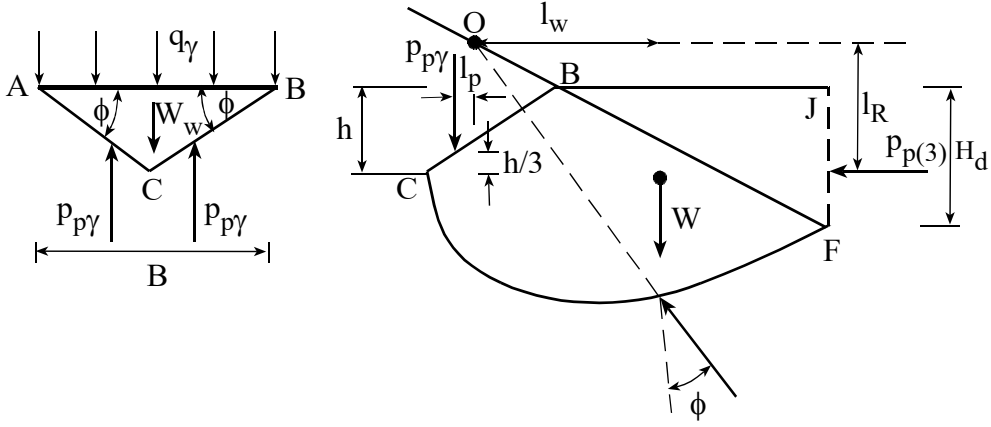
Tüm kuvvetlerin B noktasına göre momenti alınır ve gerekli sadeleştirmeler yapılırsa Bağıntı 1.15 elde edilir.

$$q_c = c \cot \phi \left[\frac{e^{\frac{2(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) \tan \phi}}{2 \cos^2(45 + \frac{\phi}{2})}} - 1 \right] = cN_c \quad (1.15)$$

P_{py} 'nin elde edilmesi ($\phi \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c=0$):

Şekil 1.13'te BCFJ kamasının serbest cisim diyagramı görülmektedir. Burada Şekil 1.11 ve 1.12'den farklı olarak logaritmik spiral eğrisinin merkezi B noktasında olmayıp BF çizgisi boyunca bir noktada bulunmaktadır. Bu sebeple P_{py} 'nin minimum değerini bulmak için birkaç deneme yapılmalıdır. Şekil 1.13'teki O noktası sadece bir deneme noktasıdır. Kamanın birim genişliğindeki kuvvetler:

1. Pasif kuvvet (P_{py})
2. BCFJ kamasının ağırlığı (W)
3. CF eğrisi boyunca etkiyen sürtünme kuvvetinin bileşkesi (F)
4. Rankine pasif kuvvetidir $P_{p(3)}$.



Şekil 1.13. $P_{p\gamma}$ 'nin elde edilmesi (Das, 1999)

Rankine pasif kuvveti aşağıdaki bağıntı ile tanımlanabilir.

$$P_{p(3)} = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.16)$$

Burada F kuvvetinin doğrultusunun O noktasından geçmektedir. Böylece O noktasına göre moment alınmasıyla,

$$P_{p\gamma} l_p = W l_w + P_{p(3)} l_R \quad (1.17)$$

elde edilir. Bu şekilde logaritmik spiral eğrisinin merkezini değiştirerek birkaç deneme yapılmasıyla $P_{p\gamma}$ değeri belirlenmiş olur. Şekil 1.13'teki kamanın dengesinden aşağıdaki bağıntı yazılabilir. Burada, $K_{p\gamma}$: pasif toprak basıncı katsayısıdır.

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{4} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2 \phi - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \phi \right) = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \phi - \frac{\tan \phi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.18)$$

Sınır Taşıma Gücü:

Şerit temelin birim alanına gelen sınır yük (sınır taşıma gücü, $q_{sınır}$), kohezyonu, ağırlığı ve sürtünmesi olan zemin için aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$q_{\text{snir}} = q_q + q_c + q_\gamma = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (1.19)$$

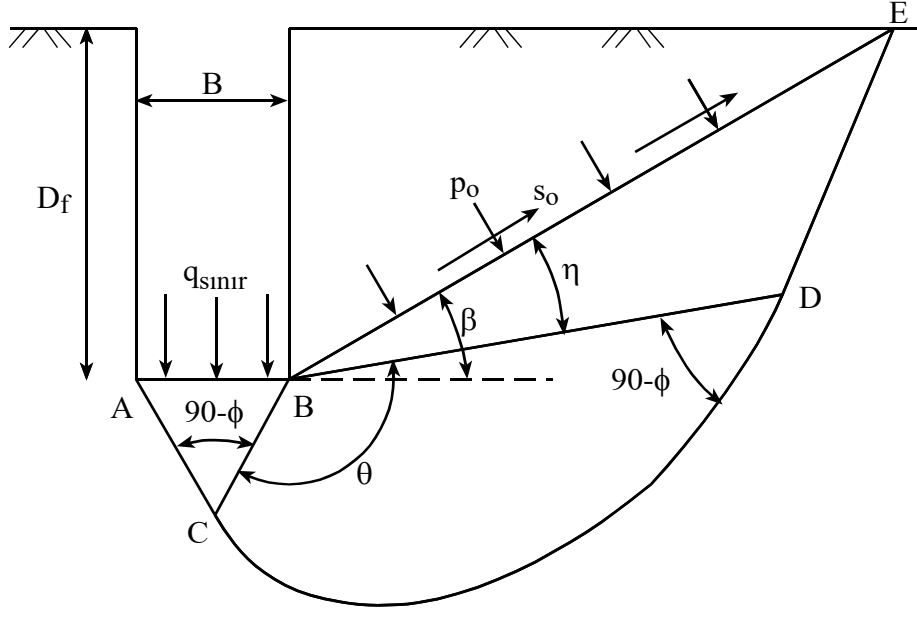
Burada, N_c , N_q ve N_γ taşıma gücü katsayıları olarak adlandırılır. Tablo 1.1'de taşıma gücü katsayılarının içsel sürtünme açısı ile değişimi verilmiştir.

Tablo 1.1. Terzaghi taşıma gücü katsayıları (Das, 1999)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.7	1	0	17	14.6	5.45	2.18	34	52.64	36.5	38.04
1	6	1.1	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.3	1.22	0.04	19	16.57	6.7	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.8	65.27
4	6.97	1.49	0.1	21	18.92	8.26	4.31	38	77.5	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.2	23	21.75	10.23	6	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2	0.27	24	23.36	11.4	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.6	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.5	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.9	11.6	44	151.95	147.74	261.6
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.7	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.8	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.5	415.14	1072.8

1.4.1.3. Meyerhof Taşıma Gücü Teorisi

Meyerhof (1951), sığ ve derin temellere uygulanabilen bir taşıma gücü teorisi geliştirmiştir. Sınır taşıma gücünün etkideği sığ şerit temelde, Meyerhof tarafından kabul edilen kırılma yüzeyleri Şekil 1.14'te görülmektedir. Temelin altında; elastik üçgen kama, CD bir logaritmik eğri olmakla birlikte BCD radyal kayma bölgesi ve BDE karışık kayma bölgeleri oluşmaktadır (Das, 1999).



Şekil 1.14. Kırılma yüzeyleri (Das, 1999)

Karışık kayma bölgesindeki kırılma, radyal sınırlardan düzlem sınırlara temelin pürüzlülüğüne ve derinliğine bağlı olarak geçiş yapar. BE yüzeyi eşdeğer serbest yüzey olarak adlandırılır. Bu yüzeydeki normal ve kayma gerilmeleri sırasıyla p_o ve s_o olarak tanımlanır. Süperpozisyon yöntemi kullanılarak kohezyon (c), içsel sürtünme açısı (ϕ), zemin birim ağırlığı (γ) ve normal gerilmenin (p_o) şerit temelin sınır taşıma gücüne sağladığı katkılar belirlenir ve aşağıdaki bağıntı ile ifade edilir.

$$q_{\text{sınır}} = cN_c + p_o N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.20)$$

N_c ve N_q 'nin türetilmesi ($\phi \neq 0$, $\gamma = 0$, $p_o \neq 0$, $c \neq 0$):

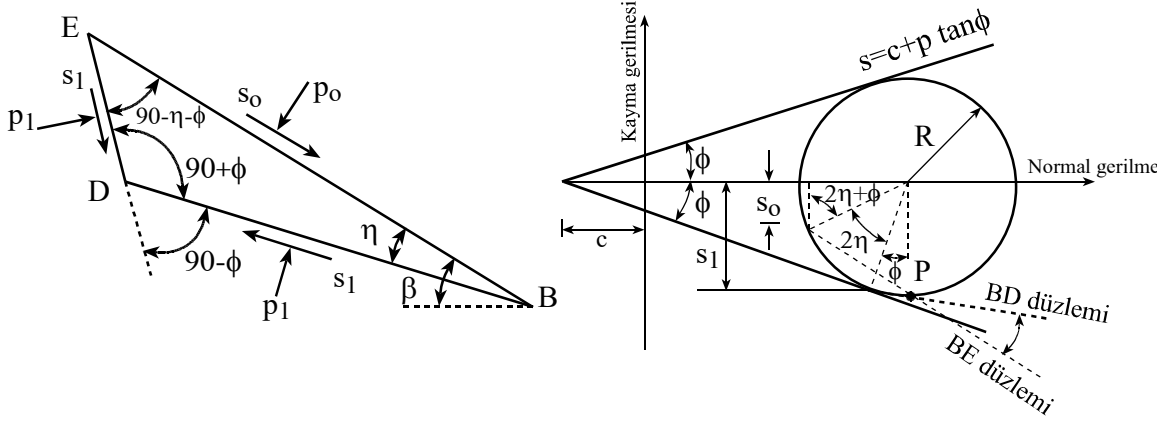
Bu durum için logaritmik spiral eğrisinin merkezi B noktası olarak alınmaktadır. Dahası BE boyunca,

$$s_o = m(c + p_o \tan \phi) \quad (1.21)$$

bağıntısı yazılabilir. Burada, m : kayma mukavemeti mobilizasyon derecesidir ($0 \leq m \leq 1$).

BDE lineer bölgesini ele alırsak, normal gerilme (p_1) altında oluşacak kayma mukavemetinin (s_1) tamamen mobilize ($m=1$) olması, plastik dengeğin bir şartıdır. Bu durum, Bağıntı 1.22 ile aşağıdaki şekilde ifade edilir.

$$s_1 = c + p_1 \tan \phi \quad (1.22)$$



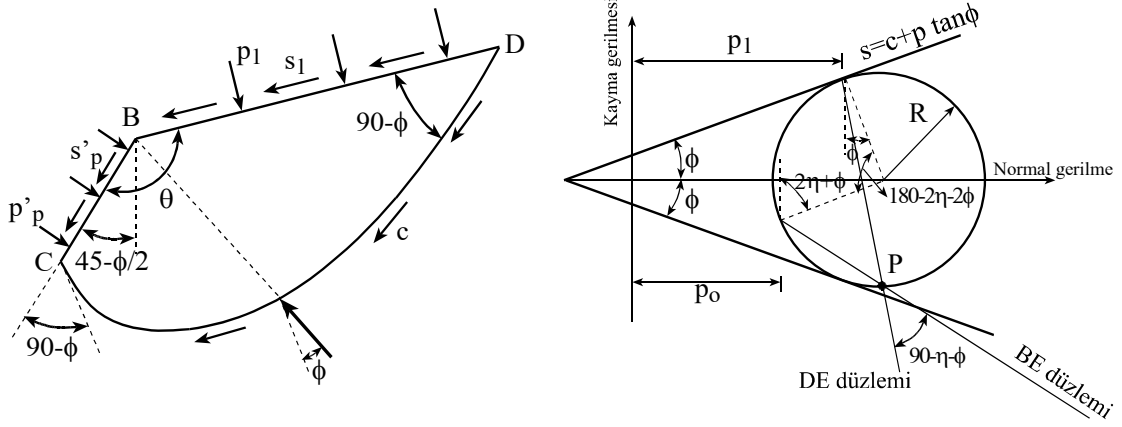
Şekil 1.15. N_c ve N_q katsayılarının belirlenmesi (Das, 1999)

Şekil 1.15'te BDE bölgesindeki gerilme durumlarını gösteren Mohr dairesi görülmektedir. BD ve BE düzlemlerinin izleri de aynı şekilde gösterilmiştir. Mohr dairesinin geometrik özellikleri kullanılarak Bağıntı 1.23 elde edilir.

$$p_1 = R [\sin(2\eta + \phi) - \sin \phi] + p_0 = \frac{c + p_1 \tan \phi}{\cos \phi} [\sin(2\eta + \phi) - \sin \phi] + p_0 \quad (1.23)$$

Şekil 1.16'da BCD bölgesinin serbest cisim diyagramı gösterilmektedir. BC yüzündeki normal ve kayma gerilmeleri p'_p ve s'_p arasında aşağıdaki bağıntı yazılabilir.

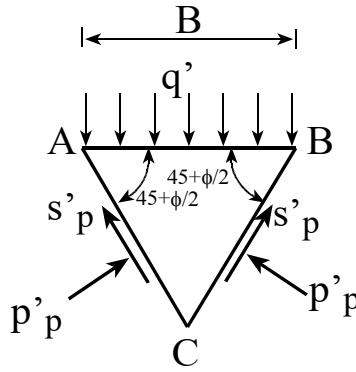
$$s'_p = c + p'_p \tan \phi \Rightarrow p'_p = (s'_p - c) \cot \phi \quad (1.24)$$



Şekil 1.16. BCD bölgesi serbest cisim diyagramı (Das, 1999)

B noktasına göre moment alınıp gerekli sadeleştirmeleri yapılırsa Bağntı 1.25 elde edilir.

$$s'_p = (c + p_1 \tan \phi) e^{2\theta \tan \phi} \quad (1.25)$$



Şekil 1.17. ABC bölgesi serbest cisim diyagramı (Das, 1999)

Şekil 1.17'de ABC kamasının serbest cisim diyagramı görülmektedir. Bu kamanın düşey dengesinden aşağıdaki eşitlik elde edilir.

$$2P'_p \left[\frac{\frac{B}{2}}{\cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right] \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2s'_p \left[\frac{\frac{B}{2}}{\cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right] \sin\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = q'B \quad (1.26)$$

Burada q' zeminin birim alanına gelen yük olarak tanımlanır. Gerekli sadeleştirmeler yapılırsa aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$q' = P'_p + s'_p \cot\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.27)$$

Bağıntı 1.23, 1.24 ve 1.25'nin Bağıntı 1.27 ifadesinde yerine konulmasıyla aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$q' = c \left\{ \cot \phi \left[\frac{(1 + \sin \phi) e^{2\theta \tan \phi}}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)} \right] \right\} + p_o \left[\frac{(1 + \sin \phi) e^{2\theta \tan \phi}}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)} \right] = cN_c + p_o N_q \quad (1.28)$$

Böylece, N_c ve N_q taşıma gücü katsayıları tanımlanır. Taşıma gücü katsayıları eşdeğer serbest yüzey mobilizasyon derecesi bağlıdır. Burada, mobilizasyon derecesi η açısı tarafından kontrol edilmektedir. Bu durum Bağıntı 1.29'da görülmektedir.

$$\cos(2\eta + \phi) = \frac{s_o \cos \phi}{c + p_1 \tan \phi} = \frac{m(c + p_o \tan \phi) \cos \phi}{c + p_1 \tan \phi} \quad (1.29)$$

- $m=0$ olması durumunda $\cos(2\eta + \phi) = 0$ ise $\eta = 45 - \frac{\phi}{2}$ olur.
- $m=1$ için, $\cos(2\eta + \phi) = \cos \phi$ ise $\eta = 0$ olur.

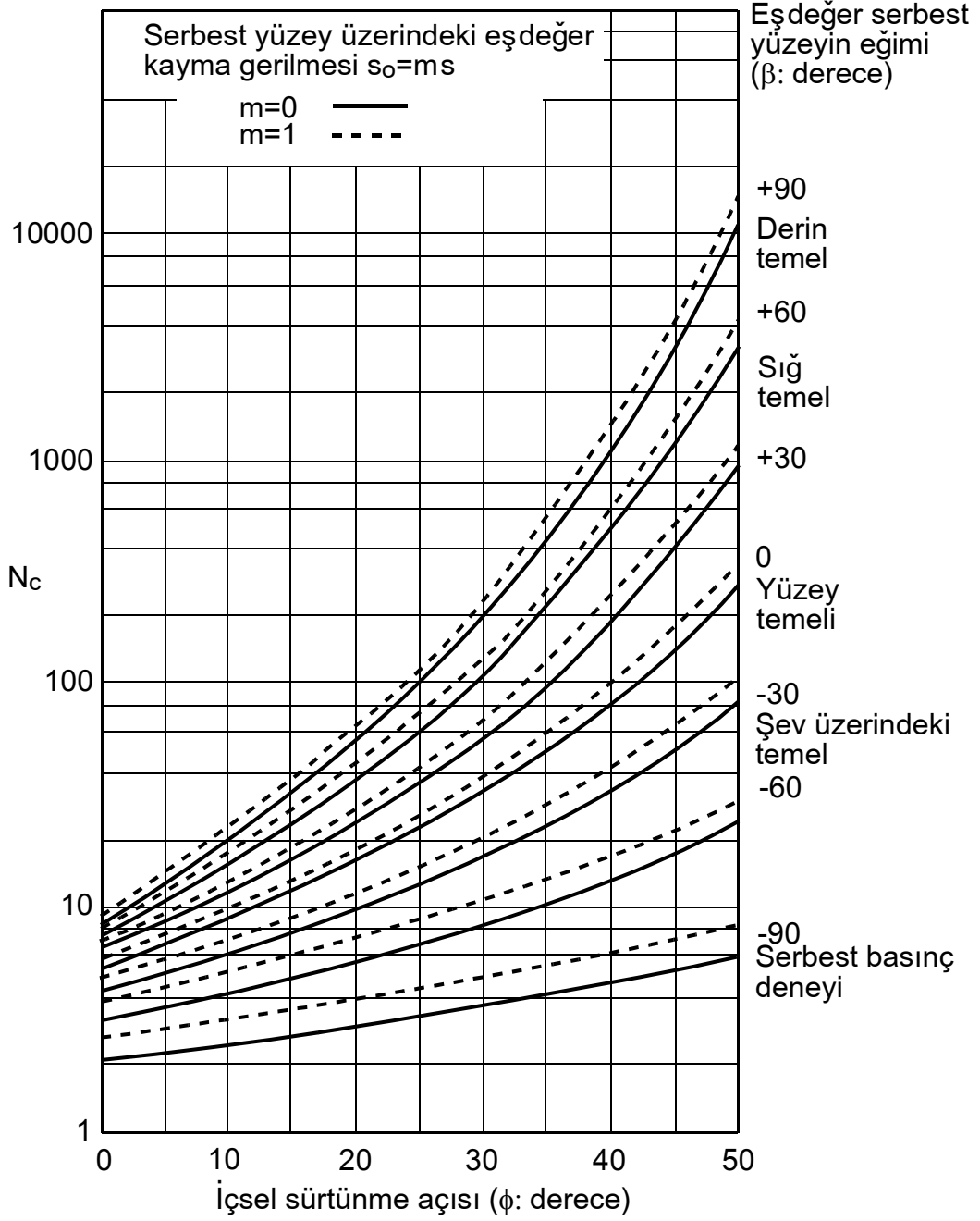
Dahası, N_c ve N_q katsayıları da eşdeğer serbest yüzeyin eğim açısından (β) etkilenir. Şekil 1.14'ten aşağıdaki bağıntılar elde edilir.

$$\theta = 135 + \beta - \eta - \frac{\phi}{2} \quad (1.30)$$

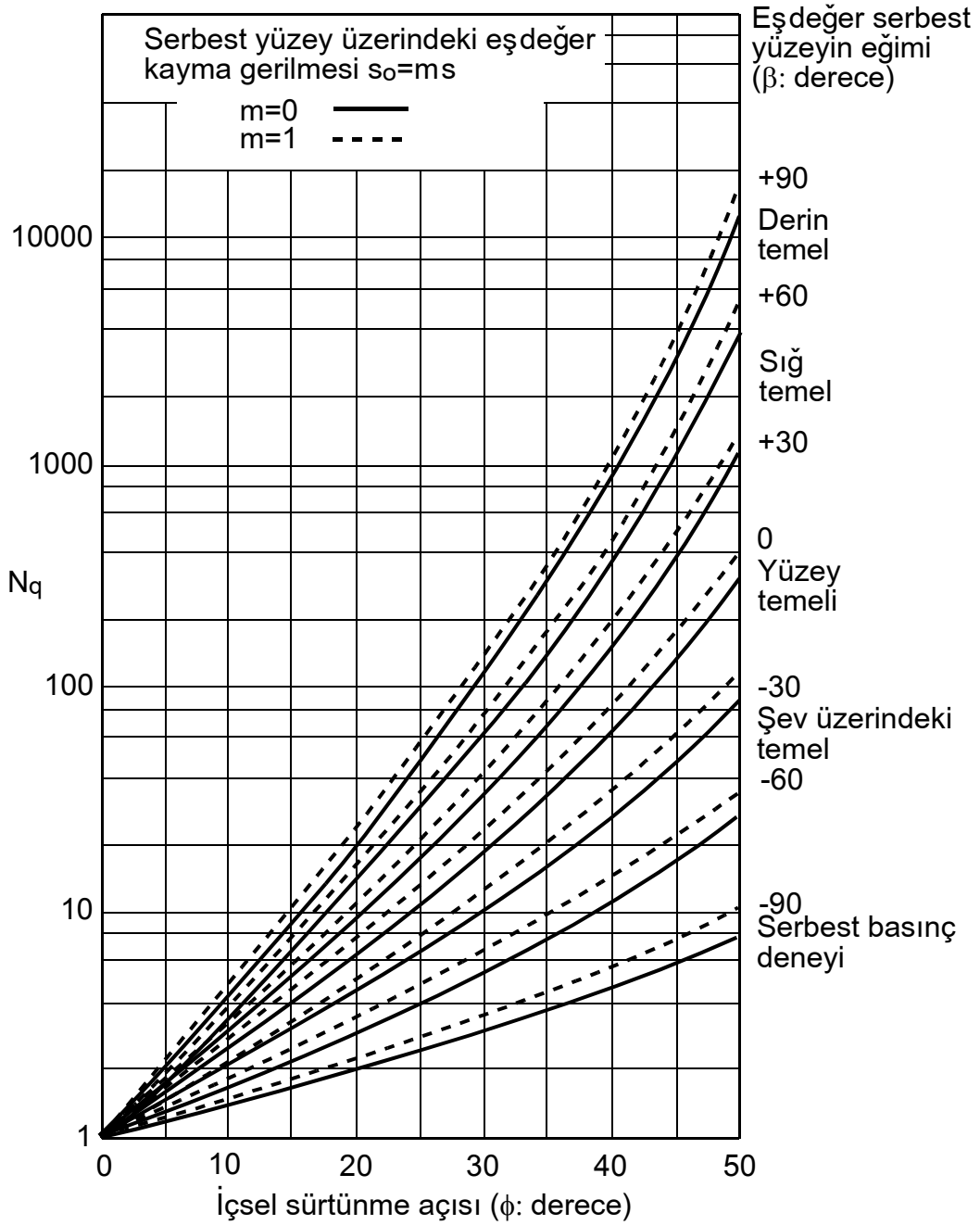
$$\theta = 90 + \beta \quad (m=1 \text{ için}) \quad (1.31)$$

$$\theta = 135 + \beta - \frac{\phi}{2} \quad (m=0 \text{ için}) \quad (1.32)$$

Şekil 1.18 ve 1.19’da N_c ve N_q katsayılarının ϕ , β ve m ile değişimi verilmiştir.



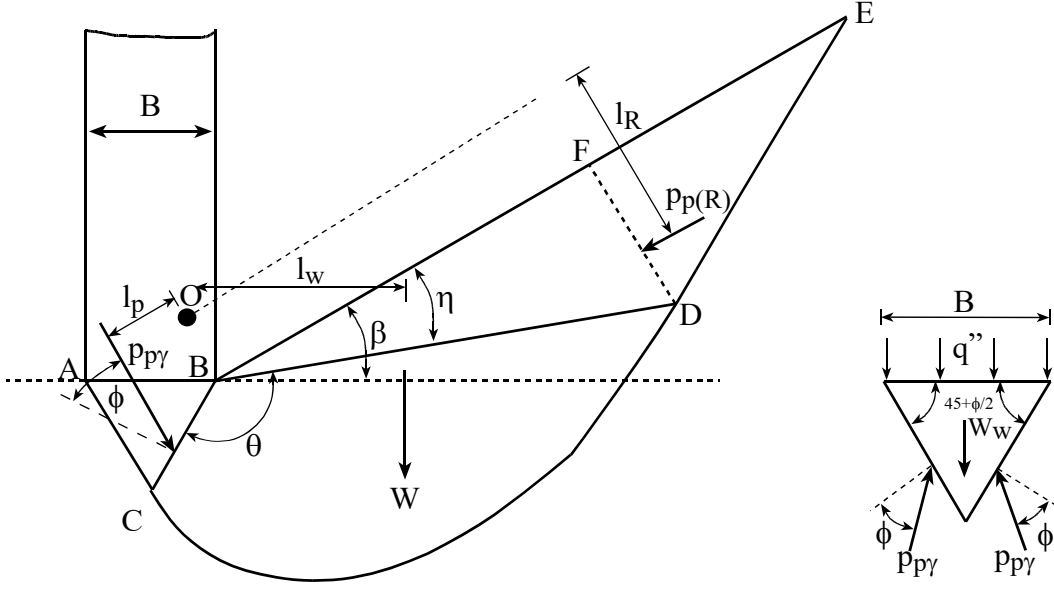
Şekil 1.18. N_c katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)



Şekil 1.19. N_q katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)

N_γ 'nin türetilmesi ($\phi \neq 0$, $\gamma \neq 0$, $p_0 = 0$, $c = 0$):

Bu teoride, Terzaghi Taşıma Gücü Teorisinde olduğu gibi N_γ katsayısı deneme yanılma yöntemi ile elde edilir. Aşağıdaki adımları takip ederek N_γ katsayısı elde edilir (Şekil 1.20).



Şekil 1.20. N_γ katsayılarının belirlenmesi (Das, 1999)

1. ϕ ve β açıları seçilir ($+30^\circ$, $+40^\circ$, -30° , vb.).
2. Bir m değeri seçilir ($m=0$ ya da $m=1$).
3. Bağıntı 1.31 veya 1.32 göz önüne alarak θ açısını belirlenir.
4. Bilinen β ve θ değerleri için BD ve BE doğruları çizilir.
5. Bir deneme merkezi (O) seçilir. C ve D noktalarını birleştiren bir logaritmik spiral eğrisi çizilir.
6. DE doğrusu çizilir. BDE lineer alanındaki sınırlamalardan dolayı BD ve DE doğruları $90-\phi$ açısını yapmaktadır.
7. BCDF kamasının göz önüne alınmasıyla, birim genişlik için a) BCDF kamasının ağırlığı (W_w), b) DF yüzünde Rankine pasif kuvveti $P_{p(R)}$ belirlenir.
8. Logaritmik spiralin merkezine (O) göre moment alınır.

$$P_{p\gamma} = \frac{Wl_w + P_{p(R)}l_R}{l_p} \quad (1.33)$$

Buradaki $P_{p\gamma}$ sadece γ ve ϕ 'den dolayı oluşan pasif kuvvettir. Ayrıca bu kuvvetin etkiye noktası B noktasından itibaren $2/3$ BC uzunluğuna tekabül etmektedir.

9. Verilen β , ϕ ve m değerleri için değişik logaritmik spiral eğrisi merkezleri (O) alınarak, minimum P_{py} değerini bulmak için 5, 6, 7 ve 8. adımlar tekrarlanır.
10. Şekil 1.20'deki üçgen kamanın düşey dengesinden aşağıdaki bağıntı elde edilir.

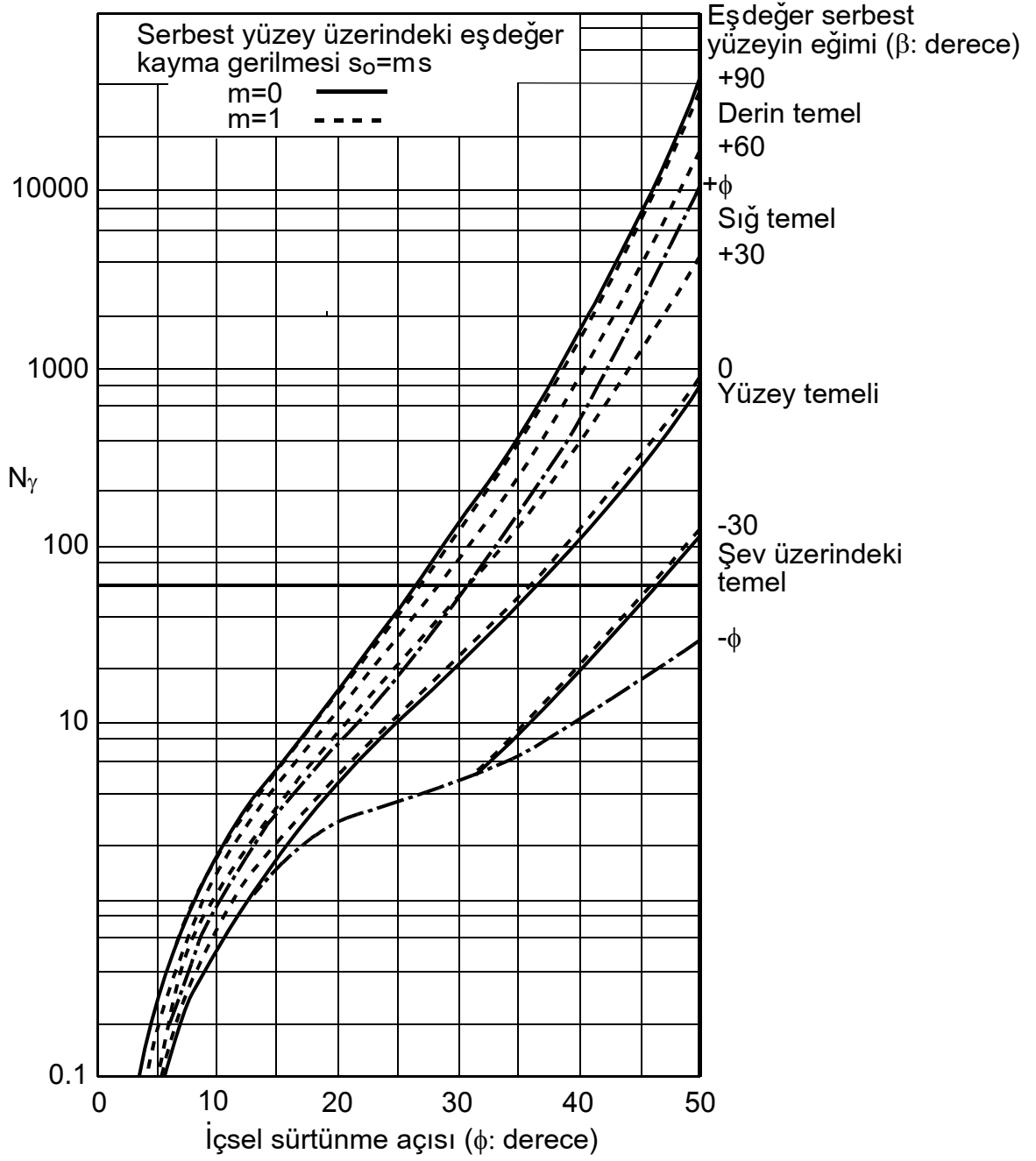
$$q'' = \frac{\gamma B}{2} \left[\frac{4P_{py} \sin\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}{\gamma B^2} - \frac{1}{2} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right] = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.34)$$

Burada, q'' : temelin birim alanına gelen yayılı yük, N_γ : taşıma gücü katsayısını ifade etmektedir. ABC kamasının ağırlığı (W_w) Şekil 1.20'de görülmektedir. N_γ taşıma gücü katsayısının β , ϕ ve m ile değişimi Şekil 1.21'de verilmiştir.

En genel durumda Sınır taşıma gücü için ($\phi \neq 0$, $\gamma \neq 0$, $c \neq 0$) aşağıdaki bağıntı verilir.

$$q_{\text{sınır}} = q' + q'' = cN_c + p_o N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.35)$$

Tablo 1.2'de taşıma gücü katsayılarının içsel sürtünme açısı ile değişimi yüzey temeli için verilmiştir.



Şekil 1.21. N_γ katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)

Tablo 1.2. Meyerhof taşıma gücü katsayıları (Das, 1999)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	0	0	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	0.09	0.002	18	13.1	5.26	2	35	46.12	33.3	37.15
2	5.63	0.2	0.01	19	13.93	5.8	2.4	36	50.59	37.75	44.43
3	5.9	0.31	0.02	20	14.83	6.4	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	0.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	0.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	0.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.2	93.69
7	7.16	0.88	0.15	24	19.32	9.6	5.72	41	83.86	73.9	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.2	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.8	2.71	0.47	28	25.8	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.6	29	27.86	16.44	13.24	46	152.1	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.4	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

1.4.1.4. Genel Taşıma Gücü Denklemi

Hansen (1961), Genel Taşıma Gücü Denklemi olarak bilinen aşağıdaki bağıntıyı türetmiştir. Bu bağıntı ile taşıma gücü teorilerinden elde edilen sınır taşıma gücü bağıntısını; temel derinliği, temel tabanına gelen yükün eğimi ve temel şeklinin etkileri kapsayacak şekilde geliştirilmiştir.

$$q_{\text{sınır}} = cN_c S_c d_c i_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (1.36)$$

Burada, S: temel şekil katsayısı (Tablo 1.3), d: temel derinlik katsayısı (Tablo 1.4), i: yük eğim katsayısı (Tablo 1.5) ve taşıma gücü katsayılarının (N_c , N_q ve N_γ) değerleri Tablo 1.6'da görülmektedir.

N_c , N_q taşıma gücü katsayıları için, ilk defa Prandtl (1920) tarafından elde edilmiş olan ($\phi \neq 0$, $c \neq 0$ olan zemin için) Bağıntı 1.37 ve 1.38 ile tanımlanmış ifadeler önerilmiş; N_γ için ise Hansen (1961), aşağıda tanımlanan ampirik bağıntıyı önermiştir.

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi} \quad (1.37)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (1.38)$$

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \phi \quad (1.39)$$

Tablo 1.3. Hansen'in temel şekil katsayıları

Temel Şekli	S_c	S_q	S_γ
Şerit	1.0	1.0	1.0
Dikdörtgen	$1+0.2B/L$	$1+0.2B/L$	$1-0.4B/L$
Kare	1.3	1.2	0.8
Daire	1.3	1.2	0.6

Tablo 1.4. Hansen'in temel derinlik katsayıları

d_c	d_q	d_γ
$1+0.35D_f/B$	$1+0.35D_f/B$	1.0
$\phi = 0 \Rightarrow d_q = d_c$ $\phi > 0 \Rightarrow d_q = 10$		

Tablo 1.5. Hansen'in yük eğim katsayıları

i_c	i_q	i_γ
$1-H/(2cBL)$	$1-0.5H/V$	i_q^2
Limit : $H \leq \tan \delta + cBL$ H: Toplam yükün yatay bileşeni V: Toplam yükün düşey bileşeni		

Tablo 1.6. Hansen taşıma gücü katsayıları

ϕ	Nc	Nq	N γ	ϕ	Nc	Nq	N γ
0	5.142	1	0	20	14.835	6.399	3.93
1	5.379	1.094	0.003	21	15.815	7.071	4.661
2	5.632	1.197	0.014	22	16.833	7.821	5.512
3	5.9	1.309	0.032	23	18.049	8.661	6.504
4	6.185	1.433	0.06	24	19.324	9.603	7.661
5	6.489	1.568	0.099	25	20.721	10.662	9.011
6	6.813	1.716	0.151	26	22.254	11.854	10.558
7	7.158	1.879	0.216	27	23.942	13.199	12.432
8	7.527	2.058	0.297	28	25.803	14.72	14.59
9	7.922	2.255	0.397	29	27.86	16.443	17.121
10	8.345	2.471	0.519	30	30.14	18.401	20.093
11	8.798	2.71	0.665	31	32.671	20.631	23.591
12	9.285	2.974	0.839	32	35.49	23.177	27.715
13	9.807	3.264	1.045	33	38.638	26.092	32.59
14	10.37	3.586	1.289	34	42.164	29.44	38.366
15	10.977	3.941	1.576	35	46.124	33.296	45.228
16	11.631	4.335	1.913	36	50.586	37.753	53.404
17	12.338	4.772	2.307	37	55.63	42.92	63.178
18	13.104	5.258	2.767	38	61.352	48.933	74.899
19	13.934	5.798	3.304	39	67.867	55.957	89.007
20	14.835	6.399	3.93	40	75.313	64.195	106.054

Hansen (1970), Genel Taşıma Gücü Denklemi zemin yüzeyi eğimi ve temel tabanı eğimini içerecek şekilde genişletmiştir.

1.4.1.5. Balla Taşıma Gücü Teorisi

Balla (1962), arazide yapılmış taşıma gücü deneyleri ile elde edilen sınır taşıma gücü değerlerinin, taşıma gücü teorilerinden elde edilen değerlerden daha büyük olduğunu tespit etmiştir. Bu sebeple arazi deneyleri sonuçları ile daha uyumlu bir taşıma gücü teorisi geliştirmiştir. Bu teoriye göre kayma yüzeyleri dairesel silindir ve düzlem parçalardan oluşur (Şekil 1.22). Bu dairesel silindir ve düzlem parçalar, simetri eksenini ve zemin yüzeyini statik koşullarına uygun açılarda keserler. Böyle bir kayma yüzeyi kinematik olarak da uygundur. Kayma yüzeyine etkiyen gerilmelerin dağılışı Kötter (1888) Denklemi

yönlendirilmiş yer değiştirmeler oluşur. Zemindeki yer değiştirmeler öyle bir dereceye ulaşır ki, zemindeki kayma gerilmeleri erişilmiş olur ve kırılma gerçekleşir.

Kırılma yüzeyi, kayma yüzeyi olarak isimlendirilen yüzeydir. Kinematik olarak sadece düzlem ve dairesel silindir şekilli kayma yüzeyleri mümkündür. Bu sebeple kırılma yüzeyleri, dairesel silindir ve düzlem şekillerinin birleştirilmiş hali kabul edilmiştir. Bu yüzeylerin düşey düzlem ile arakesiti sırasıyla daire parçası ve doğru parçasından oluşmaktadır.

İncelenen durum için pasif gerilme durumu kırılma yüzeyi boyunca ortaya çıkar. Kamanın zemin içine batan köşesi, temel ve yükün simetri eksenini üzerinde bulunmaktadır. Kırılma yüzeyi, daha önce tanımlanan kamanın köşesinden başlar; Sonuç olarak bu A noktasında τ_{zx} sıfıra eşit olmalıdır (Şekil 1.22). Bununla birlikte zemin yüzeyinde herhangi bir yükleme olmadığı için kırılma yüzeyi ile zemin yüzeyinin kesiştiği yerde (E noktası) τ_{zx} gerilmesi sıfır olmalıdır. Kırılma yüzeyinin teğeti ile yatay düzlem arasındaki açı α ile gösterilmektedir (Şekil 1.22). τ_{zx} gerilmesi aşağıdaki bağıntıdan elde edilir.

$$\tau_{zx} = \tau \frac{\cos(2\alpha + \phi)}{\cos \phi} \quad (1.40)$$

Bu τ_{zx} gerilmesi ancak aşağıdaki şart sağlandığında sıfıra eşit olur.

$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \text{ ya da } \alpha = -\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.41)$$

Sonuç olarak, kırılma yüzeyinin A noktasındaki teğeti yukarıdaki açılardan birine eşit eğim açısına sahip olmalıdır. E noktasında teğet açısının eğimi de aşağıdaki değere eşit olur.

$$\alpha_A = -\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \text{ ve } \alpha_E = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.42)$$

Şimdilik dairesel silindirin yarıçapı (R) bilinmediği için sonsuz sayıda kırılma yüzeyi bulunabilir.

Sonsuz küçük parçanın dengesi, tek bir kırılma yüzeyi için de geçerli olup yazılabilir (Kötter, 1888). Şekil 1.23'te tanımlanan notasyon pasif gerilme durumu için kullanılırsa aşağıdaki sonuç elde edilir.

$$\frac{\partial \tau}{\partial s} + \frac{\partial \alpha}{\partial s} 2 \tan \phi \tau - \gamma \sin \phi \sin(\alpha + \phi) = 0 \quad (1.43)$$

Burada, s: eğri parçasının uzunluğudur. Kayma yüzeyinin sırasıyla dairesel silindir ve düzlem parçaları üzerinde, Bağıntı 1.43 ile tanımlanan diferansiyel denklemin çözümünden Bağıntı 1.44 ve 1.45 elde edilir.

$$\tau = \tau_2 \exp(-\alpha 2 \tan \phi) - R\gamma \frac{\sin \phi}{1 + 4 \tan^2 \phi} [2 \tan \phi \sin(\alpha + \phi) - \cos(\alpha + \phi)] \quad (1.44)$$

$$\tau = s\gamma \sin \phi \sin(\alpha + \phi) + \tau_1 = z\gamma \sin \phi \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin \alpha} + \tau_1 \quad (1.45)$$

Burada z derinliği göstermektedir. Kayma yüzeyinin düzlem parçasının yatayla olan eğim açısı,

$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \quad (1.46)$$

değerine eşit olur. Bununla uyumlu olarak,

$$\tau = z\gamma \sin \phi \sin(\alpha + \phi) \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + \tau_1 \quad (1.47)$$

E noktasında (zemin yüzeyi seviyesinde), gerilme durumu göz önüne alındığında kayma gerilmesi için aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$\tau_E = \tau_1 = c(1 + \sin \phi) \quad (1.48)$$

Bu sınır koşulu kullanılarak, kayma yüzeyinin düzlem bölgesi için Bağntı 1.49 elde edilir.

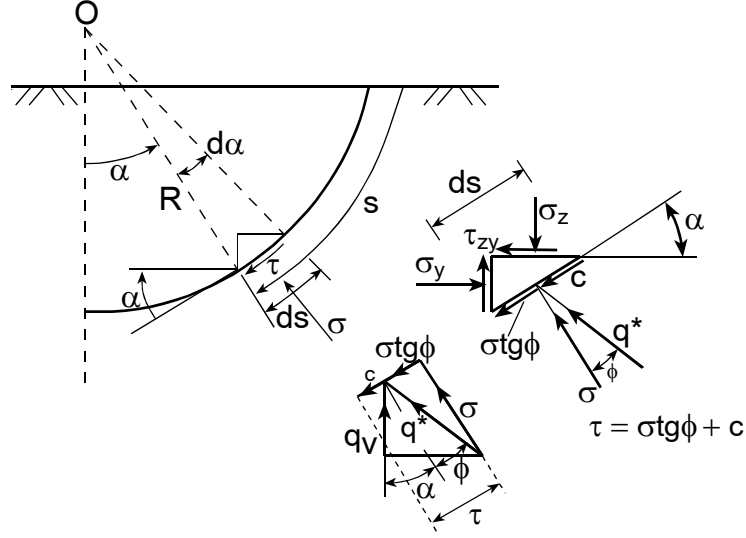
$$\tau = z\gamma \sin \phi \sin(\alpha + \phi) \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \tau + c(1 + \sin \phi) \quad (1.49)$$

Düz çizgi ile daire yayının kesişme noktasında (B), τ gerilmesi Bağntı 1.49 ve 1.44 kullanılarak iki şekilde hesaplanabilir. Bu değerlerin eşit olmasından yararlanarak dairesel kısım için diferansiyel denklemin sınır koşulu elde edilir. Burada, b : temel derinliğinin yarısını göstermektedir.

$$\begin{aligned} \tau_2 = \exp\left[\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)2 \tan \phi\right] & \left\{ R \gamma \frac{\sin \phi}{1 + 4 \tan^2 \phi} \left[2 \tan \phi \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + \right. \right. \\ & \left. \left. \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)(1 + 4 \tan^2 \phi) \left(\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right) \right] \right. \\ & \left. + b\gamma \left[\frac{D_f}{b} + \tan \phi \right] \sin \phi \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + c(1 + \sin \phi) \right\} \quad (1.50) \end{aligned}$$

Elde edilen bu denklem oldukça karmaşıktır. Bu sebeple içsel sürtünme açısına bağlı olan her uzun ifade, denklemdeki sırasına bağlı olarak $F_i(\phi)=F_i$ şeklindeki bir ifade ile kısaltılır. Buna göre Bağntı 1.50 aşağıdaki şekilde yazılır.

$$\tau_2 = \exp\left[\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)2 \tan \phi\right] \left\{ R\gamma \sin \phi F_1 + b\gamma \left[\frac{D_f}{b} + \tan \phi \right] \sin \phi \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + c(1 + \sin \phi) \right\} \quad (1.51)$$



Şekil 1.23. Sonsuz küçük parçanın dengesi (Balla, 1962)

Şimdiye kadar sonsuz küçük parçanın dengesi incelendi. Kayan zemin kütesine etkiyen kuvvetlerin de dengede olması gerektiği aşikârdır. Düşey eksene göre bu problem simetriktir; şöyle ki her iki taraftan etkiyen yatay kuvvetler birbirini dengelemektedir. Şimdi ise bu kuvvetlerin düşey bileşenlerinin dengesi incelenecektir. Şekil 1.23'de görüldüğü gibi,

$$q^* = \frac{\tau - c}{\sin \phi} \quad (1.52)$$

olur. Bu durumda düşey bileşen,

$$q_v^* = \frac{\tau - c}{\sin \phi} \cos(\alpha + \phi) \quad (1.53)$$

bağıntısı ile elde edilir. Çok küçük eğri parçasına etkiyen kuvvetin düşey bileşeni de Bağıntı 1.54 ile elde edilir.

$$dQ_v = \frac{\tau - c}{\sin \phi} \cos(\alpha + \phi) R d\alpha \quad (1.54)$$

Kırılma yüzeyinin düzlem kısmına etkiyen bileşke kuvvet için, düzlem boyunca yapılan integral işlemi ile,

$$Q_{v1} = \left\{ D_f + b \tan \phi + R \left[\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \right\}^2 \frac{1}{2} \gamma \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + c \left\{ D_f + b \tan \phi + R \left[\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \right\} \quad (1.55)$$

ifadesi elde edilir. Benzer işlemler kayma yüzeyinin dairesel silindir şeklinde olan parçasına uygulanırsa bu yüzeye etkiyen bileşke kuvvetin düşey bileşkesi de aşağıdaki ifade ile elde edilir.

$$Q_{v2} = R^2 \gamma [F_1 + F_2 + F_3] + R b \gamma \left[\frac{D_f}{b} + \tan \gamma \right] F_2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + c R \frac{1}{\sin \phi} \left[F_2 (1 + \sin \phi) - \sqrt{2} \cos \frac{\phi}{2} \right] \quad (1.56)$$

Kohezyon kuvvetinin düşey bileşeni ise aşağıda gösterilmektedir. Burada, D_f : temel derinliğini göstermektedir.

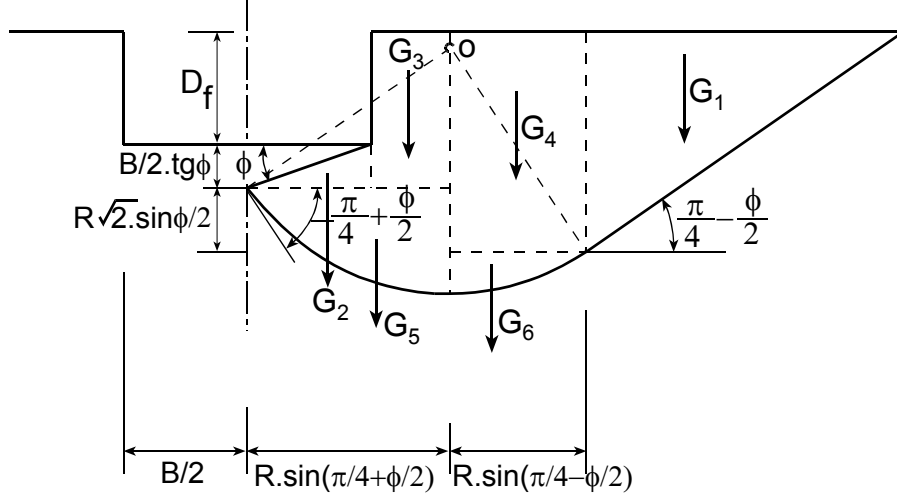
$$K_v = c [D_f + b \tan \phi] \quad (1.57)$$

Kayan zemin kitesinin ağırlığı, altı parçaya ayrılarak belirlenir (Şekil 1.24).

$$G_1 = \left[D_f + b \tan \phi + R \sqrt{2} \sin \frac{\phi}{2} \right]^2 \frac{1}{2} \gamma \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.58)$$

$$G_2 = \frac{1}{2} b^2 \gamma \tan(\phi) \quad (1.59)$$

$$G_3 = [D_f + b \tan \phi] \left[R \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - b \right] \gamma \quad (1.60)$$



Şekil 1.24. Kayan zemin kütesinin ağırlığı (Balla, 1962)

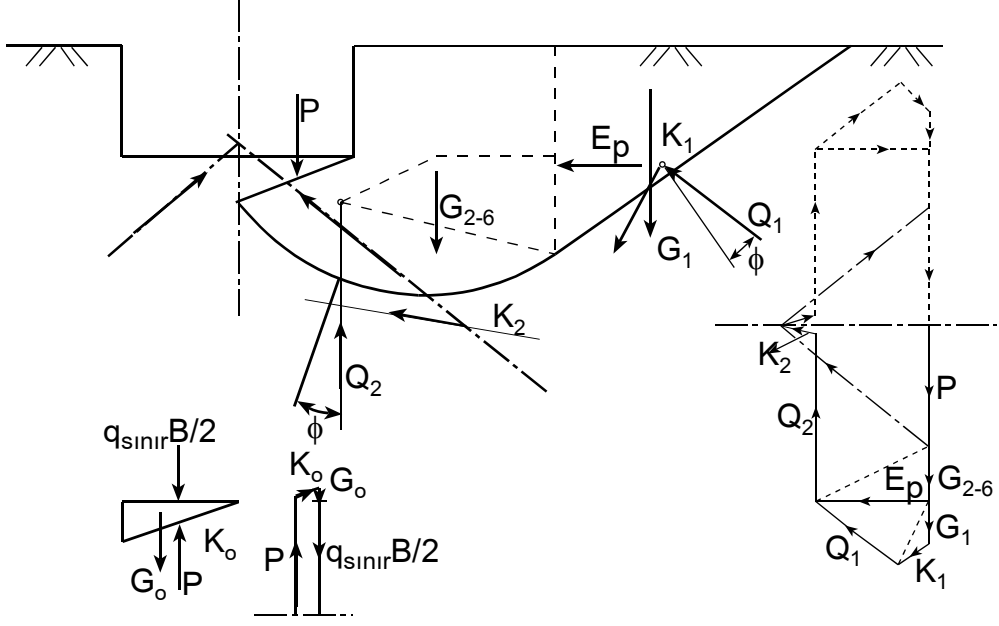
$$G_4 = \left[D_f + b \tan \phi + R\sqrt{2} \sin \frac{\phi}{2} \right] R\gamma \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.61)$$

$$G_5 = R^2\gamma \frac{1}{2} \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (1.62)$$

$$G_6 = R^2\gamma \frac{1}{2} \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} - \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (1.63)$$

Böylece toplam ağırlık, Bağntı 1.64 ile elde edilir.

$$G = R^2\gamma \frac{1}{2} \left[\frac{\pi}{2} - 1 + \sin \phi \right] + Rb\gamma \left[\frac{D_f}{b} + \tan \phi \right] \sqrt{2} \cos \left(\frac{\phi}{2} \right) - \frac{1}{2} b^2\gamma \tan \phi - D_f b\gamma + G_1 \quad (1.64)$$



Şekil 1.25. Kayan zemin kütlelerinin etkiyen kuvvetlerin dengesi (Balla, 1962)

Temelin altındaki elastik zemin kamasından, kayan zemin kitlesine P kuvveti etkir. Şekil 1.25'te hareket eden zemin kitlesine etkiyen tüm kuvvetler görülmektedir. Denge dolayısıyla aşağıdaki eşitliğin sağlanması gerekir.

$$G + K_v - Q_{v1} - Q_{v2} + P = 0 \quad (1.65)$$

Daha önce türetilen ifadeler yerlerine konulup gerekli sadeleştirmeler yapılırsa P için Bağıntı 1.66 elde edilir.

$$\begin{aligned}
 P = R^2 \gamma \left[F_1 F_2 + F_3 - \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} (1 - \sin \phi) \right] + R b \gamma \left[\frac{D_f}{b} + \tan \phi \right] \left[F_2 \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \sqrt{2 \cos \frac{\phi}{2}} \right] + \\
 c R \frac{1}{\sin \phi} \left[F_2 (1 + \sin \phi) - \sqrt{2} \cos \frac{\phi}{2} \cos \phi \right] + D_f b \gamma + \frac{1}{2} b^2 \gamma \tan \phi \quad (1.66) \\
 F_1 = \frac{1}{1 + 4 \tan^2 \phi} \frac{1}{\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \frac{1}{2} \left[3 \sin \phi - 1 + (1 + 4 \tan^2 \phi) (1 + \sin \phi - \cos \phi) \right] \\
 F_2 = \frac{1}{1 + 4 \tan^2 \phi} \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \left[\exp(\pi \tan \phi) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - 2 \tan \phi \right] \\
 F_3 = \frac{1}{1 + 4 \tan^2 \phi} \left[\frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \cos \phi - \sin \phi \tan \phi \right]
 \end{aligned}$$

Temel altında oluşan kenarları yatayla içsel sürtünme açısı yapan elastik zemin kamasının dengesinden,

$$P = q_{\text{sınır}} b + \frac{1}{2} b^2 \gamma \tan \phi - cb \tan \phi \quad (1.67)$$

elde edilir. P için elde edilen ifade yukarıda yerine konulur daha önce bahsedildiği gibi bazı kısaltmalar yapılırsa aşağıdaki bağıntı elde edilir. Burada, ρ : bir katsayıdır ($R = \rho b$).

$$\begin{aligned} q_{\text{sınır}} &= b\gamma\rho[\rho F_4 + F_5 \tan \phi] + D_f \gamma [1 + \rho F_5] + c[\tan \phi + \rho F_6] \\ F_4 &= F_1 F_2 + F_3 - \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2}(1 - \sin \phi) \\ F_5 &= F_2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \sqrt{2} \cos \frac{\phi}{2} \\ F_6 &= \frac{1}{\sin \phi} \left[F_2(1 + \sin \phi) - \sqrt{2} \cos \phi \cos \frac{\phi}{2} \right] \end{aligned} \quad (1.68)$$

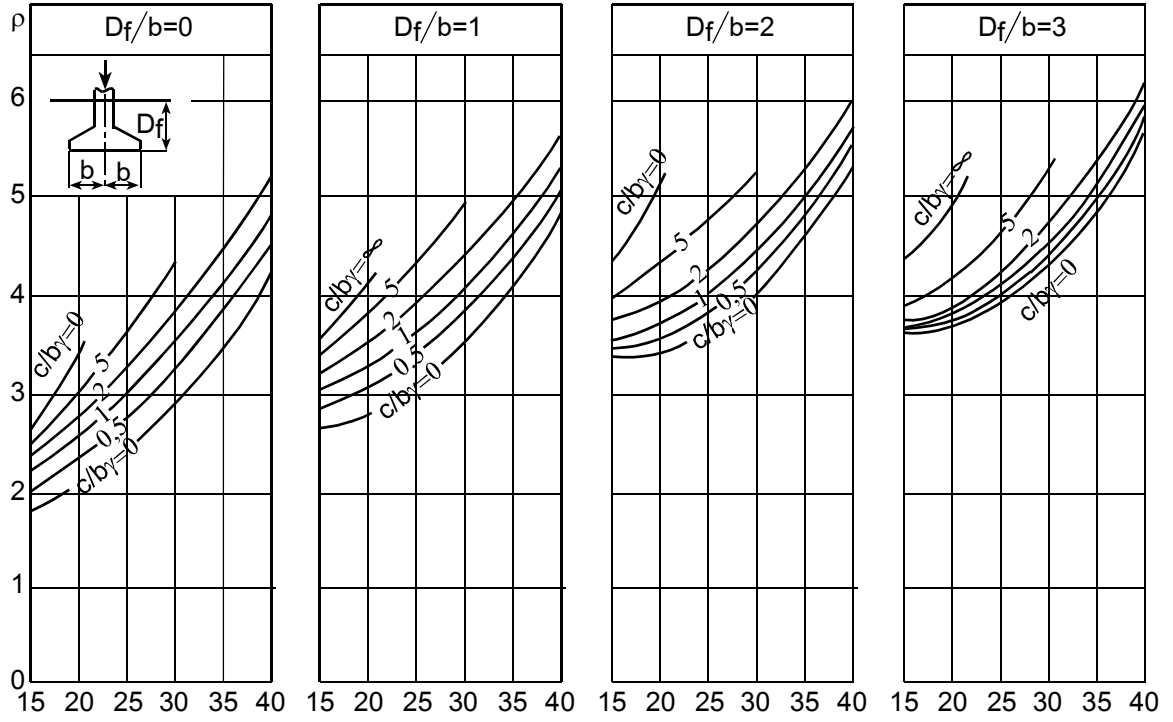
Genel formda yazılırsa,

$$q_{\text{sınır}} = b\gamma N_\gamma + D_f \gamma N_q + cN_c \quad (1.69)$$

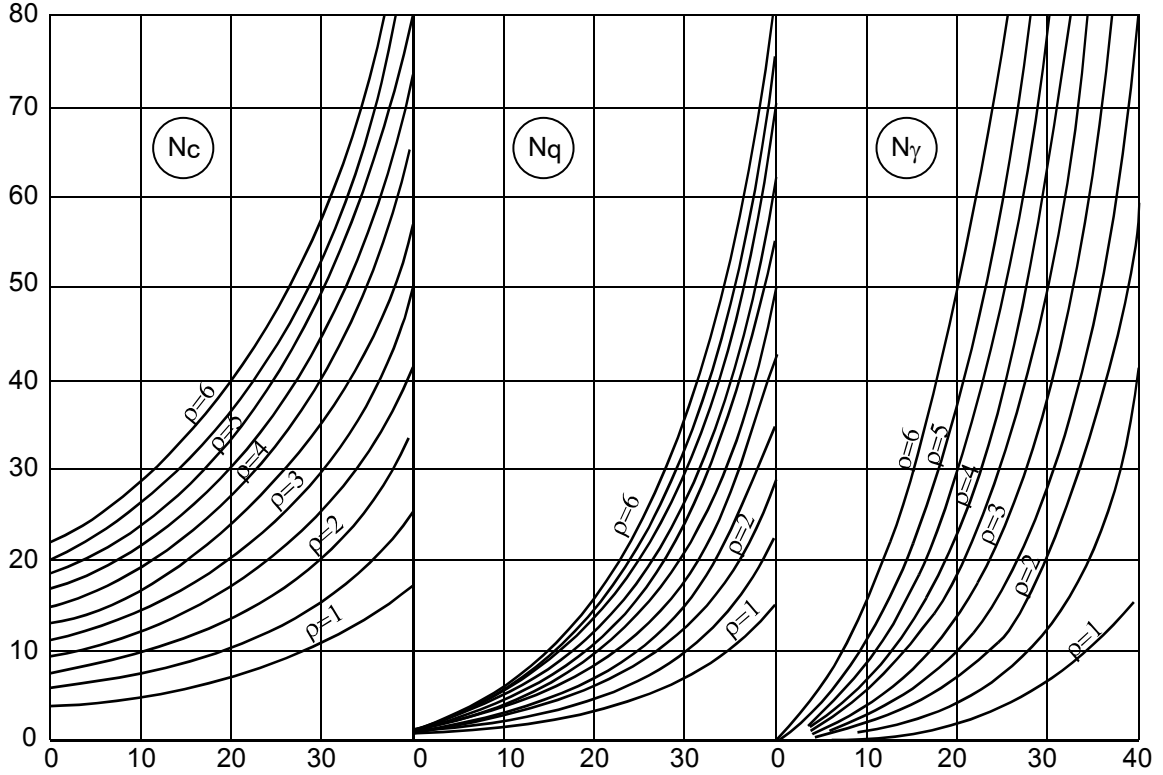
ifadesi elde edilir. Bu ifadede N_γ , N_q ve N_c taşıma gücü katsayılarıdır. Sonuç olarak sınır taşıma gücü için tanıdık formda bir bağıntı türetilmiştir. Burada elde edilen taşıma gücü katsayıları yalnız içsel sürtünme açısının bir fonksiyonu değil aynı zamanda ρ katsayısının da bir fonksiyonudur.

Burada ρ katsayısı doğru bir şekilde belirlenerek, Bağıntı 1.69 ile sınır taşıma gücü değeri elde edilir. Bunun için hareket eden zemin kitlesine ve zemin kamasına etkileyen tüm kuvvetler için kırılma yüzeyinin dairesel kısmının merkezine göre moment denklemi yazılır (Şekil 1.25). Bu denklemin çözümünden D_f/b ve $c/B\gamma$ ifadelerine bağlı olarak ρ katsayılarını elde etmek mümkündür (Şekil 1.26).

D_f/b ve $c/b\gamma$ değerlerine bağlı olarak ρ değeri belirlendikten sonra, bu ρ değeri ve ϕ içsel sürtünme açısı kullanılarak taşıma gücü katsayıları (N_c , N_q ve N_γ) belirlenir (Şekil 1.27). Bağıntı 1.69 yardımıyla da sınır taşıma gücü hesaplanır.



Şekil 1.26. ρ değerleri (Balla, 1962)



Şekil 1.27. Taşıma gücü katsayıları (Balla, 1962)

1.4.1.6. Sokolovskii Yöntemi

Mekanik problemlerinin çözümleri; denge, uygunluk ve malzeme özellikleri koşullarını sağlamalıdır. Zeminin malzeme özellikleri ile birlikte diğer iki koşulu sağlayan çözümleri; basit temel ve şev problemleri için dahi elde etmek oldukça zordur. Böylece denge veya uygunluk koşullarından birini ihmal ederek çözüme gitmeye çalışılır (Atkinson, 1993). Düzlem şekil değiştirme durumu için denge denklemleri aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= \gamma \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} &= 0\end{aligned}\tag{1.70}$$

Coulomb (1776) tarafından ortaya atılmış, Mohr (1900) tarafından geliştirilmiş olan Mohr-Columb Kırılma Teorisi aşağıdaki bağıntı ile yazılabilir. Bu bağıntı aynı zamanda zeminde Kritik Durumu tanımlamaktadır (Sokolovskii, 1965).

$$\tau_n = c + \sigma_n \tan \phi\tag{1.71}$$

Sokolovskii (1965) yönteminde uygun dönüştürme bağıntıları kullanılarak yukarıdaki eşitlik σ_{xx} , σ_{zz} ve τ_{xz} parametreleri cinsinden aşağıdaki şekilde ifade edilebilir.

$$\frac{1}{4}(\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + \tau_{xz}^2 = \frac{\sin^2 \phi}{4}(\sigma_{xx} + \sigma_{zz} + 2H)^2\tag{1.72}$$

Burada, σ_{xx} , σ_{zz} ve τ_{xz} : gerilme bileşenleri ve $H = c \cot \phi$ değerine eşittir. Bağıntı 1.72 kullanılarak bilinmeyen sayısı (σ_{xx} , σ_{zz} ve τ_{xz} yerine yeni değişkenler tanımlayarak) üçten ikiye indirilebilir. Böylece Bağıntı 1.70'teki diferansiyel denklemler iki bilinmeyenli olduklarından, başkaca bir bağıntıya gerek olmadan tanımlı sınır koşullarına bağlı olarak analitik veya nümerik olarak çözülebilir. Sınır koşulları karmaşıklaştıkça nümerik çözüm yöntemlerini kullanmak daha kolay olmaktadır.

1.4.2. Arazi Deneyleri

Zeminin taşıma gücü, arazi deneyleri ile de belirlenebilmektedir. Arazi deneyleri sonuçları ile, zeminin taşıma gücü veya taşıma gücünü belirlemede kullanılan parametreler arasındaki korelatif ilişkileri belirlemek için yapılmış çok sayıda çalışma vardır. Zeminin taşıma gücünün belirlenmesinde kullanılan arazi deneylerinden bazıları aşağıda sıralanmaktadır.

- Plaka Yükleme Deneyi (PLT)
- Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)
- Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)
- Presiyometre Deneyi (PMT)
- vb.

1.4.3. Tablolar

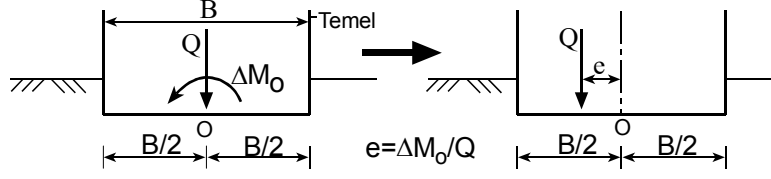
Zeminin emin taşıma gücü; zeminin cinsine, sıklığına veya sertliğine bağlı olarak hazırlanmış tablolardan belirlenmektedir. Hazır tablolarda; zeminin kayma direnci parametreleri (c , ϕ), temel derinliği, genişliği, şekli vb. özellikler dikkate alınmamaktadır. Bu nedenle bu tablolardan ortalama ve kaba bilgiler elde edilmektedir. Tablolar, sadece önemsiz yapılarda ve ön projelendirmede kullanılabilirler.

1.5. Eksantrik Yüklü Temellerin Taşıma Gücü

Temeller düşey yüklerin yanında, sıklıkla momentin de etkisinde kalırlar. Momentler yanal yüklerden (yanal zemin basınçları, deprem, su, rüzgâr vb.) kaynaklanır. Bir şerit temelde enine eksantrisite (e), momentin düşey yüke oranı olarak tanımlanır (Şekil 1.28).

$$e = \frac{\Delta M_o}{Q} \quad (1.73)$$

Burada, ΔM_o : Temel tabanı ortasına göre momentlerin cebirsel toplamı, Q : Temel tabanına gelen düşey yüklerin toplamıdır.

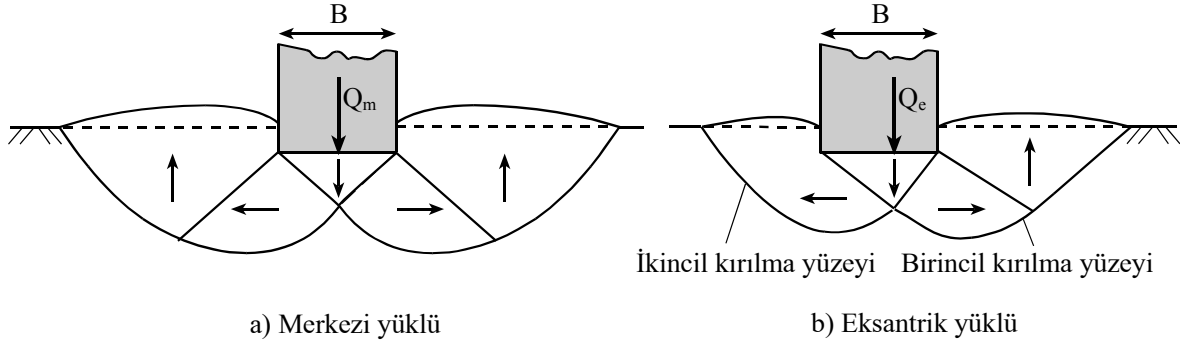


Şekil 1.28. Şerit temel için eksantrisitenin tanımı

Eksantrik yüklü temel, aynı koşullarda, merkezi yüklü temele göre daha az yük taşır. Eksantrik yüklü temelin sadece bir tarafında birincil kayma yüzeyi meydana gelmektedir (Prakash ve Saran 1971; Uzuner, 1975). Taşıma gücü, kabaca kırılma yüzeyleri boyunca zeminin kayma direncini yenme olarak düşünülürse, kırılma yüzeyleri daha az olan eksantrik yüklü temelin, daha az yük taşıdığı söylenebilir (Şekil 1.29) (Uzuner, 1980).

$$Q_e < Q_m \quad (1.74)$$

Burada, Q_e : eksantrik yüklü temelin sınır yükü, Q_m : merkezi yüklü temelin sınır yükü.



Şekil 1.29. Merkezi ve eksantrik yüklü temellerde kırılma yüzeyleri

Eksantrisite arttıkça, temelin sınır yükü azalır. Eksantrik yüklü temelin sınır yükünü belirlemek için birkaç yöntem vardır. Bunlar:

- Geleneksel Yöntem
- Azaltılmış Genişlik (Meyerhof) Yöntemi
- Azaltma Katsayıları Yöntemi
- Prakash ve Saran Yöntemi

1.5.1. Geleneksel Yöntem

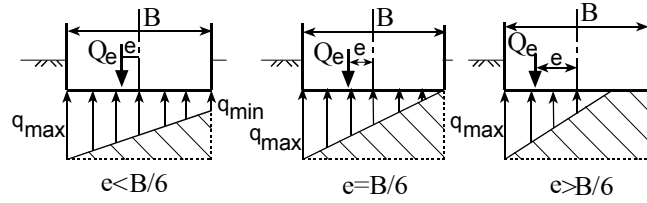
Geleneksel yöntemde, eksantrik yüklü rijit bir temel altındaki basınç dağılımlarını belirlemek için aşağıdaki kabuller yapılmaktadır.

- Taban basınç dağılımı doğrusaldır (lineer).
- Dağılımın bileşkesi eksantrik olarak etkiyen yüke eşittir.
- Dağılımın bileşkesi ile eksantrik yük, aynı düşey doğrultudadır.
- Zeminle temel arasında çekme gerilmesi oluşmaz. Çekme gerilmesi meydana gelen alanda temel ile zemin teması kaybolur.

Geleneksel yöntemin bu kabullerinin geçerliliği deneysel çalışmalarla gösterilmiştir (Uzuner, 1975).

Geleneksel yönteme göre, eksantrik yüklü temelin taşıyabileceği yük, Bağıntı 1.75 ile tanımlanan kabule göre belirlenir. Şöyleki, taban basınç değerinin maksimum değeri (q_{max}), zeminin emin taşıma gücünü (q_{emin}) aşmamalıdır (Şekil 1.30).

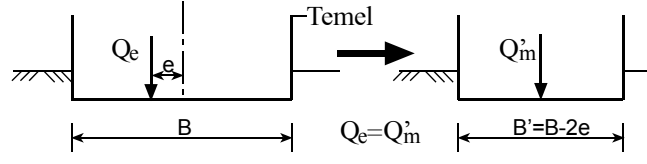
$$q_{max} \leq q_{emin} \quad (1.75)$$



Şekil 1.30. Eksantrik yüklü şerit temel

1.5.2. Azaltılmış Genişlik Yöntemi

Meyerhof (1953), eksantrik yüklü bir temelin taşıyabileceği yükün eksantrisitenin üzerinde yer aldığı boyutunun eksantrisitenin iki katı kadar azaltılması ile elde edilen azaltılmış boyutlu veya yararlı genişlikli (B') temelin merkezi yüklü olarak taşıyabileceği yüke eşit olduğunu ortaya atmıştır (Şekil 1.31). İki yönde eksantrisite varsa, azaltma iki yönde de yapılır.



Şekil 1.31. Meyerhof Azaltılmış Genişlik Yöntemi

1.5.3. Azaltma Katsayıları Yöntemi

Eksantrik yüklü bir temelin taşıyabileceği yükü belirlemek için; aynı temelin merkezi yüklenmesi durumunda taşıyabileceği sınır yük, bir azaltma katsayısı (α_a) ile çarpılır (Bağıntı 1.76). Purkayastha ve Char (1977) yaptıkları çalışmada, değişik gömme derinliğinin temel genişliği oranları (D_f/B) için azaltma katsayılarını belirlemişlerdir.

$$Q_e = \alpha_a Q_m \quad (1.76)$$

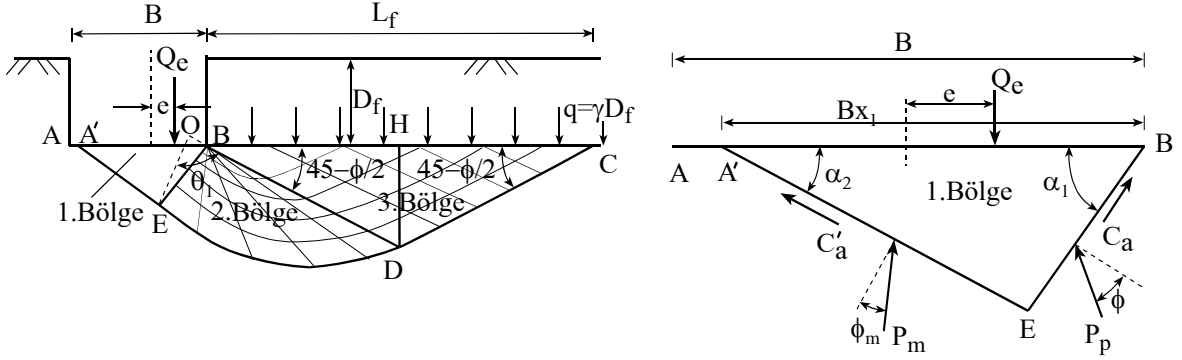
Azaltma katsayısı (α_a), zemin cinsi ve durumu ile eksantrisite (e) ve temel derinliğine (D_f) vb. parametrelere bağlı olarak deneylerle belirlenir.

1.5.4. Prakash ve Saran Teorisi

Prakash ve Saran (1971), eksantrik yükler etkisi altındaki tam sürtümlü sürekli temelin sınır taşıma gücü için bir teori geliştirmiştir. Bu çalışmaya, model temellerle yapılan taşıma gücü deneylerinin sonuçlarını da eklemiştir. Teorinin geliştirilmesinde aşağıdaki kabuller yapılmıştır.

- Tam sürtümlü tabana sahip sığ şerit temel göz önüne alınmış; temel taban seviyesi üzerindeki zemin üniform sürşarj yükü ile yer değiştirmiştir.
- Şekil 1.32'de görüldüğü gibi bir tarafta kırılma yüzeyi oluşur. Kırılma yüzeyinin sınırladığı alan üç bölgeden oluşmaktadır. 1.Bölge, α_1 ve α_2 açılarıyla tanımlanmış elastik bölgedir. 2. Bölge, radyal kayma bölgesi ve 3. Bölge'de Rankine Pasif bölgesidir. 2. ve 3. Bölgeler Terzaghi'nin merkezi yüklü temeller için yaptığı kabuldekilere benzerdir. Benzer kırılma yüzeyleri, aşırı eksantrisite olması durumunda temelle zemin temasının kaybolduğu durum içinde yapılmıştır.

- Eksantrisite arttıkça, temelin zeminle olan temas yüzeyi karakteristik bir şekilde azalmaktadır.
- A'C kırılma yüzeyinin solundaki zemin, mobilizasyon derecesinin (katsayısının) (m) tanımladığı bir kısmı katkı ile kırılmaya karşı direnir.
- Üç durum için ($c=q=0$, $c=\gamma=0$ ve $q=\gamma=0$; c : kohezyon, γ : zemin birim ağırlığı, q : derinlik basıncı) limit gerilmelerin süperpozisyonu geçerlidir.



Şekil 1.32. Şerit temelin altındaki zeminin kırılmasından sonra plastik denge bölgesinin sınırları ve elastik kamaya etkileyen kuvvetler (Prakash ve Saran, 1971)

Analitik çözüm, zeminin temelle teması kaybettiği genel durum için geliştirilmiştir. Temelin temas genişliğinin ($A'B$) Bx_1 'e eşit olduğu kabul edilmiştir. Tam taban teması durumunda bu değer temel genişliğine eşit olur (Şekil 1.32). Çözümler aşağıdaki gibi türetilmiştir.

Kırılma yüzeyinin geometrisi: Kırılma yüzeylerinin çeşitli boyutları, temel genişliği (B), içsel sürtünme açısı (ϕ), logaritmik spiral açısı (θ), kama açıları (α_1 ve α_2) ve temas genişliği katsayısı (x_1) cinsinden ifade edilebilir (Şekil 1.32). Logaritmik spiral eğrisinin denklemi Bağıntı 1.77'de verilmiştir.

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (1.77)$$

Burada, r : OE doğrultusundan itibaren saat ibresinin tersi yönde ölçülmüş herhangi bir açıya (θ) karşılık gelen logaritmik spiralın yarıçapı, r_0 : logaritmik spiralın başlangıç yarıçapı (OE).

Taşıma gücü bağıntısı: Elastik kamanın (A'BE) dengesi göz önüne alınarak elde edilir. Kamanın yüzlerine toprak basınçları (P_m ve P_p), adhezyon kuvvetleri (C_a ve C'_a) ve eksantrik yük (Q_e) etkir (Şekil 1.32). Kamanın kendi ağırlığı ihmal edilecek olursa, kamanın dengesinden aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$Q_e = P_p \cos(\alpha_1 - \phi) + P_m \cos(\alpha_2 - \phi_m) + C_a \sin \alpha_1 + C'_a \sin \alpha_2 \quad (1.78)$$

Eğer kohezyon göz önüne alınır, bu durumda C_a ve C'_a için aşağıdaki bağıntılar yazılabilir.

$$C_a = \frac{cBx_1 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \quad (1.79)$$

$$C'_a = \frac{mcBx_1 \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \quad (1.80)$$

Bağıntı 1.79 ve 1.80 Bağıntı 1.78'e yerleştirilerek aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$Q_e = P_p \cos(\alpha_1 - \phi) + P_m \cos(\alpha_2 - \phi_m) + \frac{(1+m)cBx_1 \sin \alpha_1 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \quad (1.81)$$

Kayma yüzeyi eğrisini (EDC) değerlendirerek, P_p pasif toprak basıncı üç kısma ($P_{p\gamma}$, P_{pq} ve P_{pc}) ayrılabilir. Burada, $P_{p\gamma}$ EDBC zemin kütesinin ağırlığından dolayı oluşan direnç kuvvetidir. Bu kuvvetin uygulama noktası BE uzunluğunun aşağıdaki 1/3'lük kısmıdır. P_{pq} ve P_{pc} kuvvetleri, sırasıyla sürşarj ve kohezyon sebebiyle oluşur. Her iki kuvvete sebep olan gerilmeler üniform yayılı olduklarından BE temas yüzeyinin orta noktası uygulama noktalarıdır. Benzer şekilde, P_m pasif toprak basıncı da mobilizasyon derecesi göz önüne alınarak, üç kısma ($P_{m\gamma}$, P_{mq} ve P_{mc}) ayrılır. Bunlarda sırasıyla zemin birim ağırlığı, sürşarj ve kohezyon sonucu oluşur. Bu ifadeleri kullanarak Bağıntı 1.81 tekrar düzenlenirse,

$$Q_e = (P_{py} + P_{pq} + P_{pc}) \cos(\alpha_1 - \phi) + (P_{my} + P_{mq} + P_{mc}) \cos(\alpha_2 - \phi_m) + \dots \\ \dots + \frac{(1+m)cBx_1 \sin \alpha_1 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \quad (1.82)$$

elde edilir. Derinlik basıncı daha öncede olduğu gibi Bağıntı 1.83'le tanımlanır.

$$q = \gamma D_f \quad (1.83)$$

Aşağıdaki tanımlamalar yapılarak Bağıntı 1.87 elde edilir. Burada, N_γ , N_q ve N_c taşıma gücü katsayıları olarak isimlendirilir. Bu katsayılar boyutsuzdur; yalnızca ϕ ve e/B 'ye bağlıdır.

$$N_\gamma = \frac{2[P_{py} \cos(\alpha_1 - \phi) + P_{my} \cos(\alpha_2 - \phi_m)]}{\gamma B^2} \quad (1.84)$$

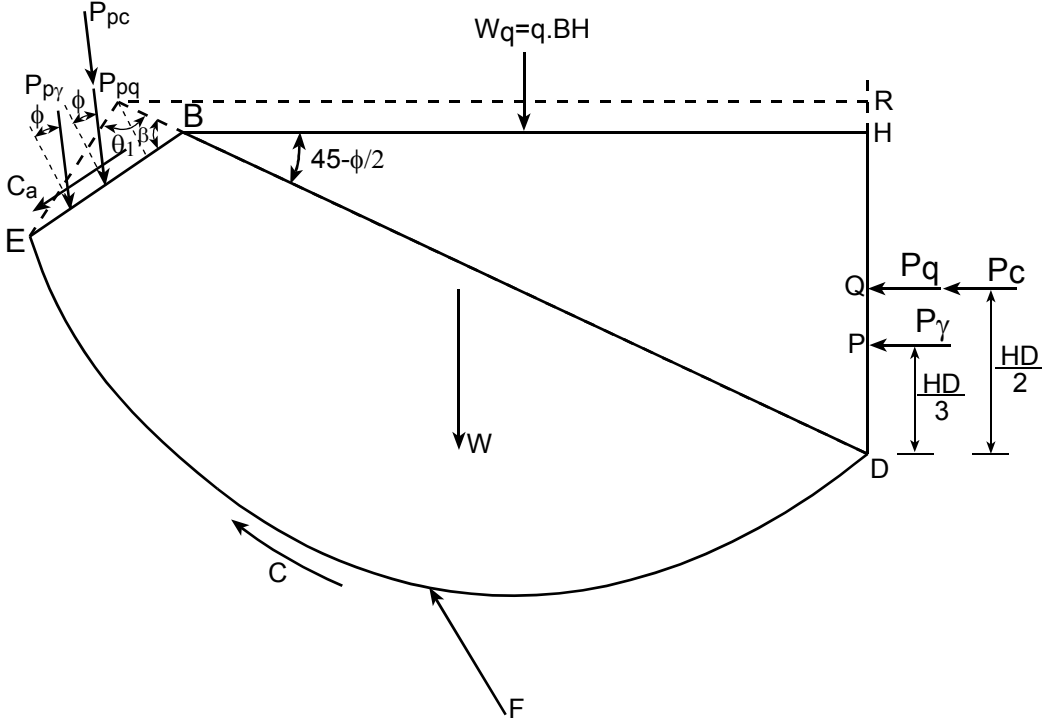
$$N_q = \frac{P_{pq} \cos(\alpha_1 - \phi) + P_{mq} \cos(\alpha_2 - \phi_m)}{\gamma D_f B} \quad (1.85)$$

$$N_c = \frac{P_{pc} \cos(\alpha_1 - \phi) + P_{mc} \cos(\alpha_2 - \phi_m)}{cB} + \frac{(1+m)x_1 \sin \alpha_1 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \quad (1.86)$$

$$Q_e = B \left(\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q + c N_c \right) \quad (1.87)$$

P_{py} , P_{pq} ve P_{pc} pasif basınçların hesaplanması:

Pasif toprak basınçlarının belirlenmesi için BHDE kütesinin dengesi düşünülmelidir. Şekil 1.33'de kütleyle etkileyen kuvvetler gösterilmiştir. Pasif toprak basınçları, tüm kuvvetlerin logaritmik spiral eğrisinin merkezine göre moment alınarak elde edilir. Bu moment ifadesinde F kuvvetinin etkisi elimine edilmiştir. Böylece elde edilen pasif basınçlar taşıma gücü katsayılarının hesaplanması için Bağıntı 1.84, 1.85 ve 1.86'da kullanılırlar.



Şekil 1.33. BHDE kütlesine etkiyen kuvvetler (Prakash ve Saran, 1971)

$P_{m\gamma}$, P_{mq} ve P_{mc} Pasif basınçların hesaplanması:

Bu pasif basınçların hesaplanmasında Bağıntı 1.88 ile tanımlanan bir içsel sürtünme açısı (ϕ_m) kullanılır. Bunun dışında sadece kama açılarının yer değiştirdiği (α_1 ve α_2) benzer ifadeler elde edilir.

$$\phi_m = \tan^{-1}(m \tan \phi) \quad (1.88)$$

Kama açıları (α_1 ve α_2) arasındaki ilişkiler:

A'BE kamasının moment dengesinden bu açıları arasındaki ilişkiler üç farklı durum ($c=q=0$, $c=\gamma=0$, $q=\gamma=0$) için elde edilir.

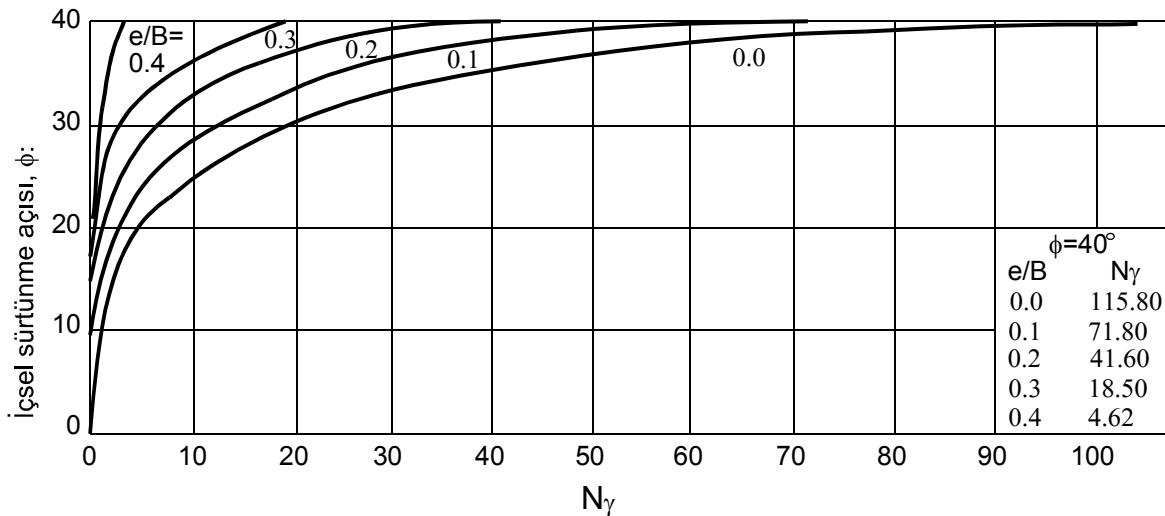
Sınır taşıma gücü, üç denge denkleminin sağlandığı ve mobilizasyon katsayısının (m) en büyük değeri edildiği değer olarak belirlenir.

Aşağıdaki adımlarda, verilen bir içsel sürtünme açısı ve e/B için yapılması gereken hesaplamalar sırasıyla gösterilmektedir.

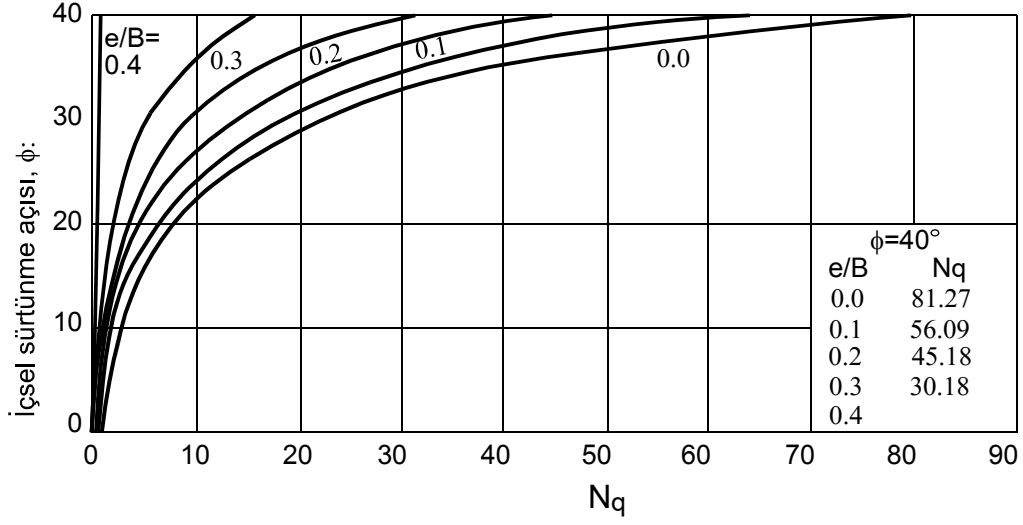
1. x_1 katsayısı için bir kabul yapılır. Bu değişim eksantrisite ile lineer, sabit vb. olabilir.

2. Bir mobilizasyon katsayısı (0-1) seçilir.
3. Kabul edilen α_1 kama açısı için daha önce türetilen açılar arasındaki bağıntılar yardımıyla α_2 kama açıları elde edilir.
4. Her takım kama açısı (α_1 ve α_2) için, $P_{p\gamma}/(\gamma B^2)$ ve $P_{m\gamma}/(\gamma B^2)$, $P_{pq}/(qB)$ ve $P_{mq}/(qB)$, $P_{pc}/(cB)$ ve $P_{mc}/(cB)$ pasif toprak basınçlarının minimum değerleri logaritmik spiral açısını (θ_1) değiştirerek belirlenir.
5. Böylece hesaplanan pasif basınç değerleri düşey denge ($\Sigma H=0$) ve moment dengesini ($\Sigma M=0$) sağlar. Burada düşey denge sınır taşıma gücünü belirlemede, moment dengesi de kama açıları arasındaki ilişkiyi belirlemede kullanılır. Sadece kamanın yatay denge denkleminin sağlanması şartı kalmıştır. 4. adımda hesaplanan toprak basıncı değerleri bu yatay denge denklemini sağlamalıdır. Eğer yatay denge denklemi sağlanırsa kabul edilen α_1 ve α_2 katsayılarının uygun olduğu anlaşılır.
6. 3., 4. ve 5. adım farklı mobilizasyon katsayıları (m) için tekrarlanır. Maksimum mobilizasyon katsayısına sahip ve denge denklemlerini sağlayan ($\Sigma H=0$, $\Sigma V=0$ ve $\Sigma M=0$) pasif basınç değerleri uygun değerler olarak kabul edilir.

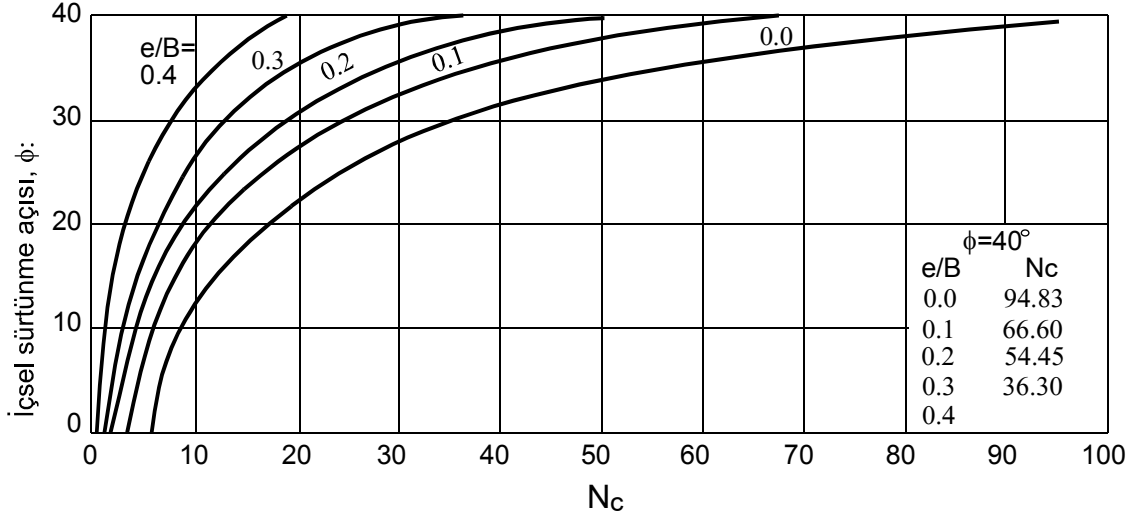
Mobilizasyon katsayısının maksimum değerinin seçilmesinin sebebi zeminin, stabilite ile uyumlu en büyük mümkün direnci ortaya çıkarma zorunluluğudur. Bu durumdaki taşıma gücü katsayıları en küçüktür. Şekil 1.34, Şekil 1.35 ve Şekil 1.36'da taşıma gücü katsayıları grafiksel olarak verilmiştir.



Şekil 1.34. N_γ katsayısının ϕ ve e/B ile değişimi (Prakash ve Saran, 1971)



Şekil 1.35. N_q katsayısının ϕ ve e/B ile değişimi (Prakash ve Saran, 1971).

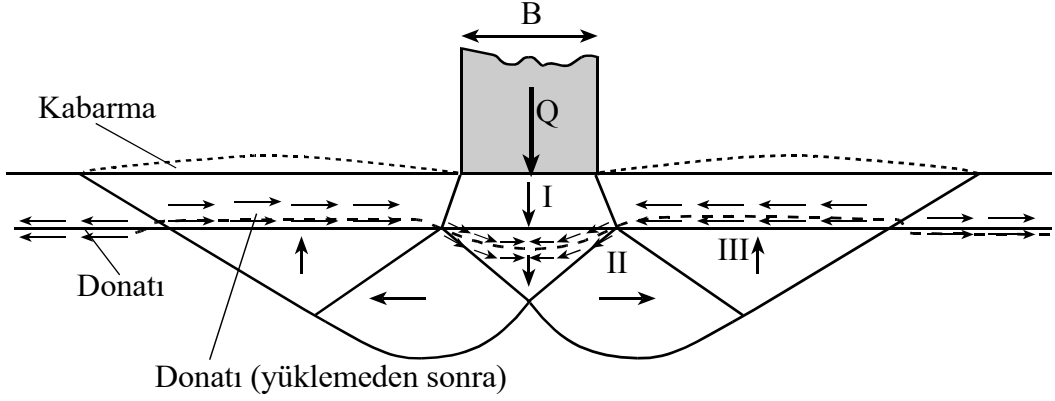


Şekil 1.36. N_c katsayısının ϕ ve e/B ile değişimi (Prakash ve Saran, 1971)

1.6. Donatılı Zemine Oturan Temellerin Taşıma Gücü

Yapılaşma için uygun inşaat sahalarının azalması, taşıma gücü düşük olan problemlerli zeminlerin kullanımının artmasına sebep olmuştur. Böyle zeminleri kullanmada yeni ortaya çıkan bir yöntem ise mevcut zayıf zemini sığ bir derinliğe kadar kaldırıp onun yerine yatay donatı tabakalarıyla güçlendirilmiş taneli zemin yerleştirmektir (Kumar ve Walia, 2006).

Donatılı zeminlerde oluşabilecek taşıma gücünün mekanizmalarından biri Şekil 1.37’de görülmektedir.



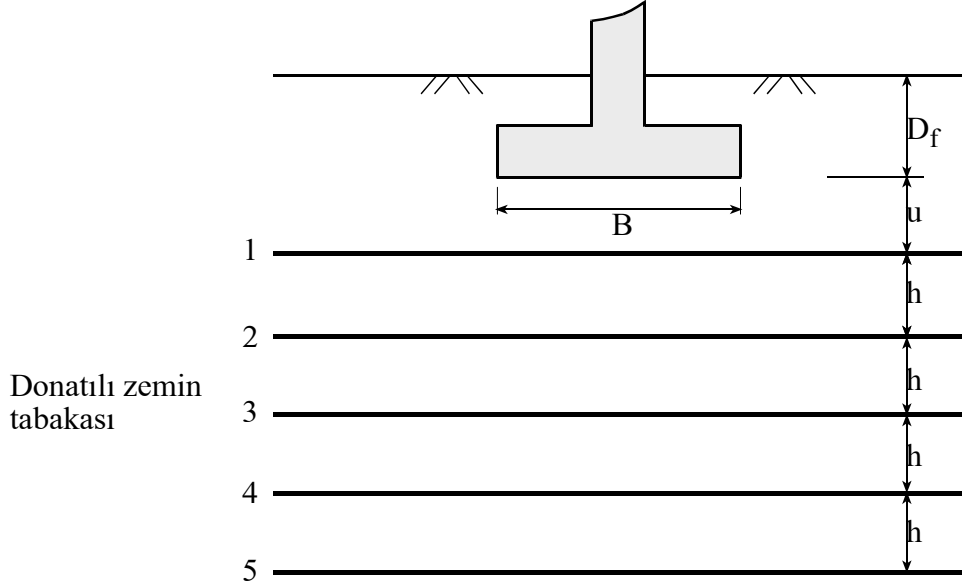
Şekil 1.37. Donatılı zeminlerde taşıma gücü mekanizması

Temel yüklendiğinde, temel tabanı altında bir ikizkenar yamuk bölge meydana gelmekte ve bu kama temelle birlikte aşağıya doğru hareket etmektedir. Bu kamanın altında donatısız zeminlerdeki benzer bir kama oluşmakta, kamanın yanlara ittiği zeminde (II. Bölge), III. Bölgede bulunan zemini yukarıya doğru itmektedir. Donatılı bu bölgede, donatı makaslamaya ve çekmeye maruz kalmaktadır. Donatı-zemin etkileşimi sebebiyle kırılma yüzeylerinin şekli değişmekte; bu yüzeyler daha derinlerde oluşabilmektedir. Buna ilave olarak kırılma yüzeyleri boyunca donatı makaslamaya uğramakta dolayısıyla kırılmaya karşı direnmektedir. Tüm bunların birleşik sonucu olarak, zeminin kırılması (kırılma yüzeyleri boyunca) zorlaşmaktadır. Bileşke sonuç ise, taşıma gücünün artmasıdır. Donatılı zeminlerin taşıma gücünü belirlemede birçok çalışma yapılmış olmakla beraber konu henüz geliştirme aşamasındadır (Moroğlu, 2001).

1.6.1. Donatılı Zemin Tabakalarının Taşıma Gücü Analizi

Binquet ve Lee (1975a) tarafından donatılı zemin tabakasına oturan model şerit temelle taşıma gücü deneyleri yapılmıştır. Deneylerde taneli zemin, metal şeritler kullanarak güçlendirilmiştir. Alüminyum folyolardan oluşan metal şeritler kullanılmıştır. Oturma koşuluna, donatı tabakası sayısına ve ilk donatı tabakası derinliğine bağlı olarak 1.5-4.0 arasında değişen taşıma gücü oranları (donatılı zeminin taşıma gücünün aynı koşullardaki donatısız zeminin taşıma gücüne oranı) bulunmuştur. Özet olarak; donatılı zeminden en fazla fayda sağlamak için, ilk donatı tabakası derinliğinin genişliğe oranının

(u/B) $2/3B$ 'den küçük olması ve donatı tabakası sayısının 4'ten fazla ve 6 veya 7'den fazla olmaması gerektiği sonucuna ulaşılmıştır. Şekil 1.38'de donatılı zemin tabakasının genel tasarım parametreleri tanımlanmıştır. Burada, u : birinci donatı tabakasının temel tabanından itibaren olan derinliği ve h : donatı tabakaları arasındaki mesafeyi ifade etmektedir.



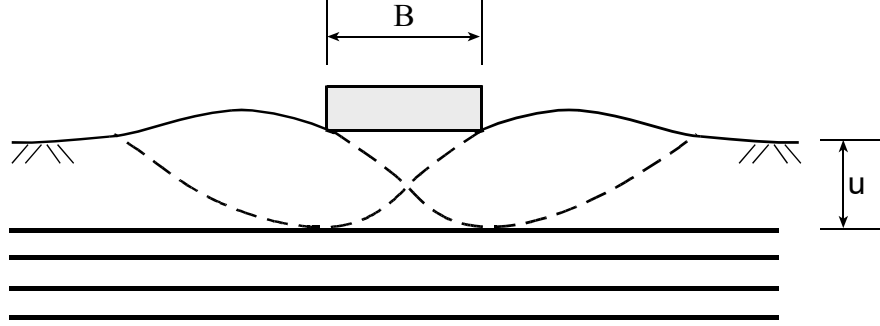
Şekil 1.38. Donatılı zemine oturan şerit temelle ilgili bazı tanımlamalar

Deneylerde, yapılan gözlemlere de uygun olarak üç farklı kırılma türü gözlemlenmiştir (Şekil 1.39).

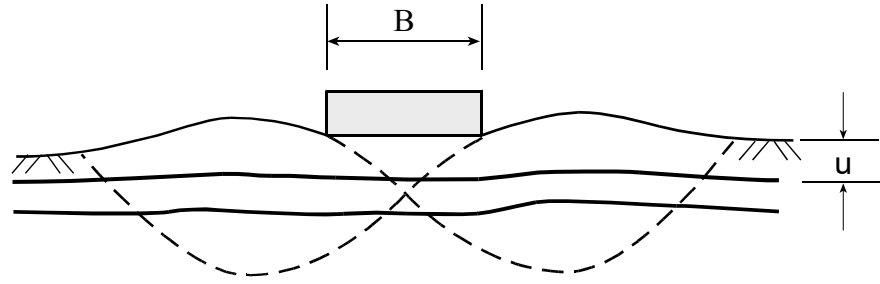
1. tür, kırılma yüzeylerinin en üst donatı tabakasının üzerinde olduğu durumdur. En üst donatı tabakasının temel tabanından itibaren derinliğinin (u) temel genişliğinin $2/3$ 'ünden daha büyük olduğu ve bu donatı tabakasının, kayma yüzeylerinin içine giremeyeceği kadar mukavim olduğu durumlarda oluşur. Bu tür taşıma gücü problemleri sağlam rijit tabaka üzerindeki sığ zeminlerin taşıma gücü problemi ile benzerlik göstermektedir. Bu durumda sınır taşıma gücüne donatının katkısı düşüktür.

2. tür, en üst donatı tabakasının derinliğinin temel genişliğinin $2/3$ 'ünden daha küçük, donatı tabakası sayısının üçten daha az olduğu ya da donatı uzunluğunun gerekli sürtünme direncini oluşturacak uzunluktan az olması durumunda oluşur.

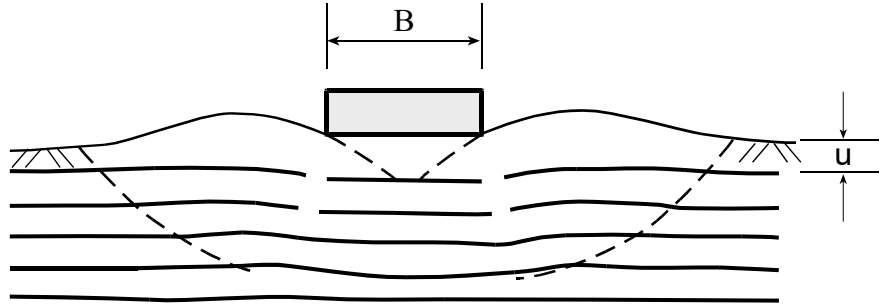
3. tür, en üst donatı tabakasının derinliğinin temel genişliğinin $2/3$ 'ünden daha küçük, donatı tabakası sayısının üçten veya dörtten daha fazla olduğu uzun ağır donatılı durumda ortaya çıkar.



a) $u/B > 2/3$ Donatıların seviyesi üzerinde kırılma



b) $u/B < 2/3$ ve $N < 2$ veya kısa şeritler: Şeritlerde sıyrılma

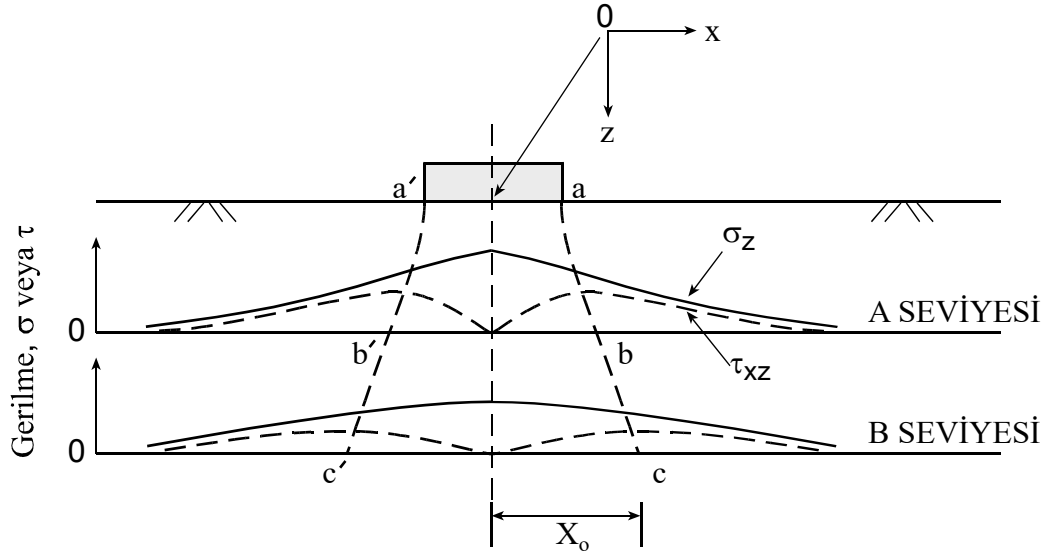


c) $u/B < 2/3$ Uzun Şeritler ve $N > 4$: Yukardaki şeritlerde kopma

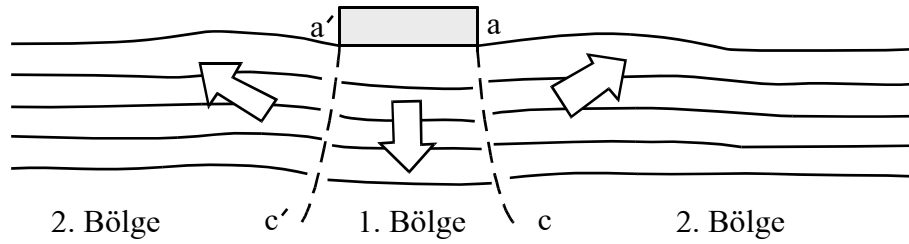
Şekil 1.39. Kırılma türleri (Binquet ve Lee, 1975b)

Binquet ve Lee (1975b) çok sayıda laboratuvar deneyi yapmış ve metal şeritlerle güçlendirilmiş sürekli temellerin tasarımı için bir teori ileri sürmüştür. Şekil 1.40'da donatılı zeminde kırılma yüzeylerinin oluşumu için idealize edilmiş durum gösterilmektedir. Burada iki farklı bölge bulunmaktadır. 1. Bölge hemen temelin altında bulunan ve yük uygulanırken temelle birlikte aşağıya doğru hareket eden bölgedir. 2.

Bölgede ise zemin yana ve yukarıya doğru itilir. Burada a, b, c,.....ve a', b', c',..... noktaları birinci ve ikinci bölgenin sınırlarını tanımlayan, belli bir derinlik için maksimum kayma gerilmesinin olduğu noktalarıdır. Bu çalışma kapsamında yapılan deneylerde, donatı kopmalarının maksimum kayma gerilmelerinin olduğu noktalarda olduğu gözlemlenmiştir.



a) Şerit temel altındaki gerilme dağılışı

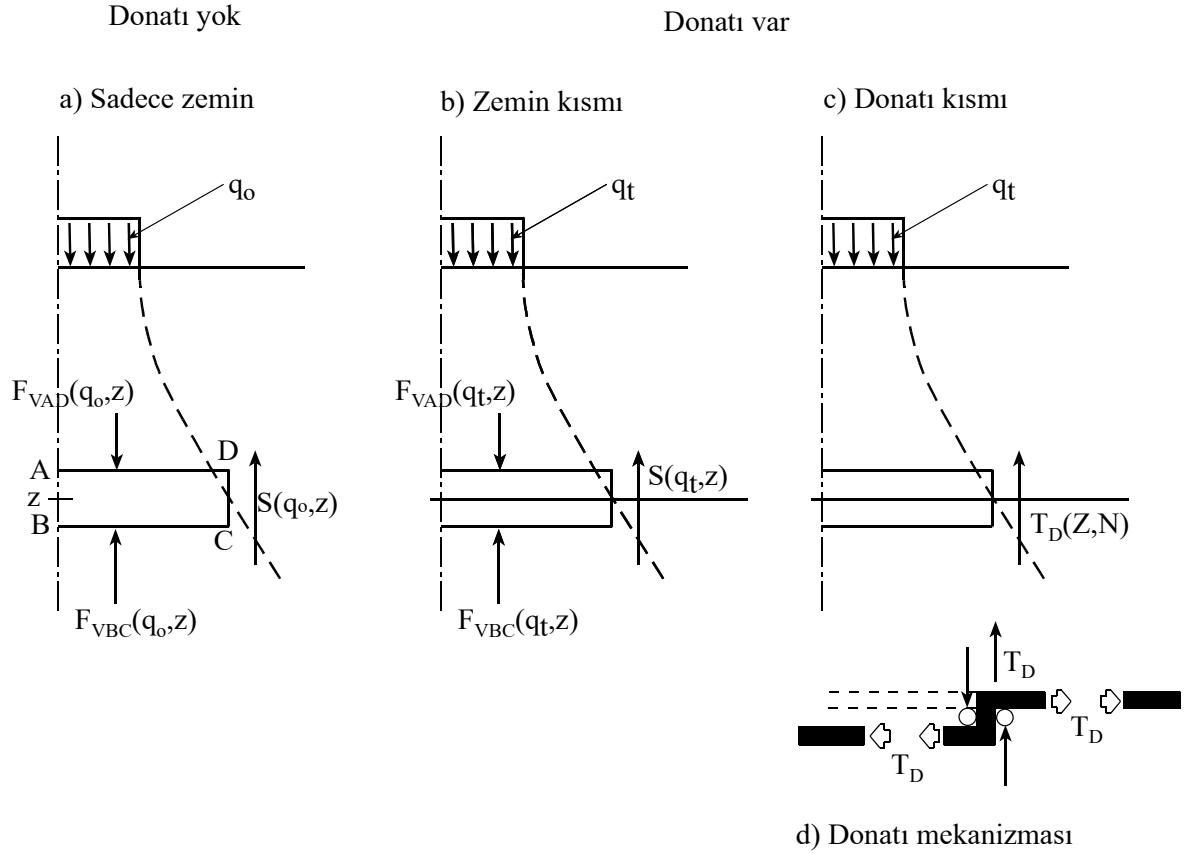


b) Kabul edilen kırılma mekanizması

Şekil 1.40. Kabul edilen kırılma yüzeyleri ve Şerit temel altında oluşan gerilme dağılışları (Binquet ve Lee, 1975b)

En büyük kayma gerilmelerinin olduğu temelin ekseninden itibaren mesafe (X_0) Elastisite teorisi yardımıyla derinliğin (z) fonksiyonu olarak tanımlanabilir. Benzer şekilde Elastisite teorisi kullanılarak, donatılı ve donatısız durumlar için zemin ortamının herhangi bir noktası için kayma ve normal gerilme değerleri hesaplanabilir (Şekil 1.40). Bu teoride

gerilmelerin, donatılı ve donatısız zemin durumlarında aynı olduğu kabul edilmiştir. Daha açık bir ifade ile aynı temel taban basıncı etkimesi durumunda zemin ortamının belli bir noktasında, donatılı ve donatısız durumda aynı gerilmeler oluşur. Donatılı ve donatısız durumda zemin ortamdaki bir ABCD elemanına etkiyen kuvvetler Şekil 1.41’de görülmektedir. Donatısız durumda, iki tane düşey normal kuvvet ($F_{VAD}(q_0,z)$ ve $F_{VBC}(q_0,z)$) ve bir tane düşey kesme kuvveti ($S(q_0,z)$) elemanın sınır yüzeylerine etkir. Bu kuvvetler temel taban basıncından (q_0) dolayı oluşan kesme gerilmeleri ve normal gerilmelerin bileşkeleridir. Bu kuvvetlerin değerleri ilgili durumda oluşan gerilmelerin etkidikleri alan üzerinde integre edilmesi ile elde edilir. Donatılı zemin durumunda, yukarıda bahsedilen kuvvetlere ek olarak donatı kuvveti $T_D(z,N)$ ortaya çıkar (Şekil 1.41).



Şekil 1.41. Donatılı zemin tabakasının Taşıma Gücü Teorisinde Etkiyen Kuvvetler (Binquet ve Lee, 1975b)

Binquet ve Lee (1975b) donatı şeritlerindeki kuvvetleri elde etmek için aşağıdaki kabulleri yapmıştır.

Temel tarafından taşıma gücü gerilmesi uygulandığında donatı şeritleri, Şekil 1.40'da gösterilen $b, b'; c, c'; \dots$ noktalarında Şekil 1.41'de gösterilen şekli alırlar. Şöyle ki şerit, 1.Bölge'nin etrafında iki tane sürtünmesiz makara vasıtasıyla iki tane 90° derecelik dönüş yapar.

Donatının kırılma yüzeyine denk gelen kısmındaki şerit kuvveti (T_D) düşey yönde bir çekme kuvvetidir. Bunun dışındaki yerlerde donatı kuvveti, donatı boyunca yatay yönde olup, zemin şerit sürtünmesiyle donatı kuvveti zemine aktarılır. Yeterince bilgi sahibi olunmadığından dolayı her bir tabakadaki şerit kuvveti tabaka sayısı (N) ile ters orantılı olarak değiştiği kabul edilmiştir. Böylece, bir şerit tabakasına gelen yük Bağıntı 1.89 ile elde edilir.

$$T_D(z, N) = \frac{T_D(z, N=1)}{N} \quad (1.89)$$

Donatısız ve donatılı durumlarda ABCD elemanlarına etkiyen kuvvetlerin dengesini Bağıntı 1.90 ve 1.91'deki gibi ifade etmek mümkündür (Şekil 1.41). Şerit temel durumunda birim uzunlukları kullanarak hesap yapmak daha uygun olacaktır.

$$F_{VAD}(q_0, z) - F_{VBC}(q_0, z) - S(q_0, z) = 0 \quad (1.90)$$

$$F_{VAD}(q_t, z) - F_{VBC}(q_t, z) - S(q_t, z) - T_D(z, N=1) = 0 \quad (1.91)$$

Analize, donatılı ve donatısız zemine oturan aynı boyutlu (B her iki durumda da eşit) ve aynı oturma değerine sahip bir temel olduğu kabulüyle devam edilirse, donatısız ve donatılı zeminde göz önüne alınan elemanlarda yukarıya doğru etkiyen kuvvetler her iki durumda aynıdır. Bu durum aşağıdaki şekilde, Bağıntı 1.92 ile ifade edilir.

$$F_{VBC}(q_0, z) = F_{VBC}(q_t, z) \quad (1.92)$$

Aynı oturmaya karşı gelen taban basınçları ($q_t > q_0$) farklı olacaktır. Bu farklılık BC seviyesi üzerindeki şerit kuvveti tarafından taşınacaktır. Bağıntı 1.90, 1.91 ve 1.92'nin birleştirilmesinden Bağıntı 1.93 elde edilir.

$$F_{VAD}(q_t, z) - F_{VAD}(q_0, z) = S(q_t, z) - S(q_0, z) + T_D(z, N = 1) \quad (1.93)$$

Bağıntı 1.93'te sadece $T_D(z, N = 1)$ terimi verilen q_0 , q_t ve z değerlerinden bağımsız olarak belirlenemeyebilir. Diğer terimleri aşağıdaki gibi doğrudan belirlemek mümkündür. Benzer ifadeleri, $F_{VAD}(q_0, z)$ ve $S(q_0, z)$ içinde yazılabilir.

$$F_{VAD}(q_t, z) = \int_0^{x_0} \sigma_z(q_t, x, z) dx \quad (1.94)$$

$$S(q_t, z) = \tau_{xz}(X_0, z) \Delta H \quad (1.95)$$

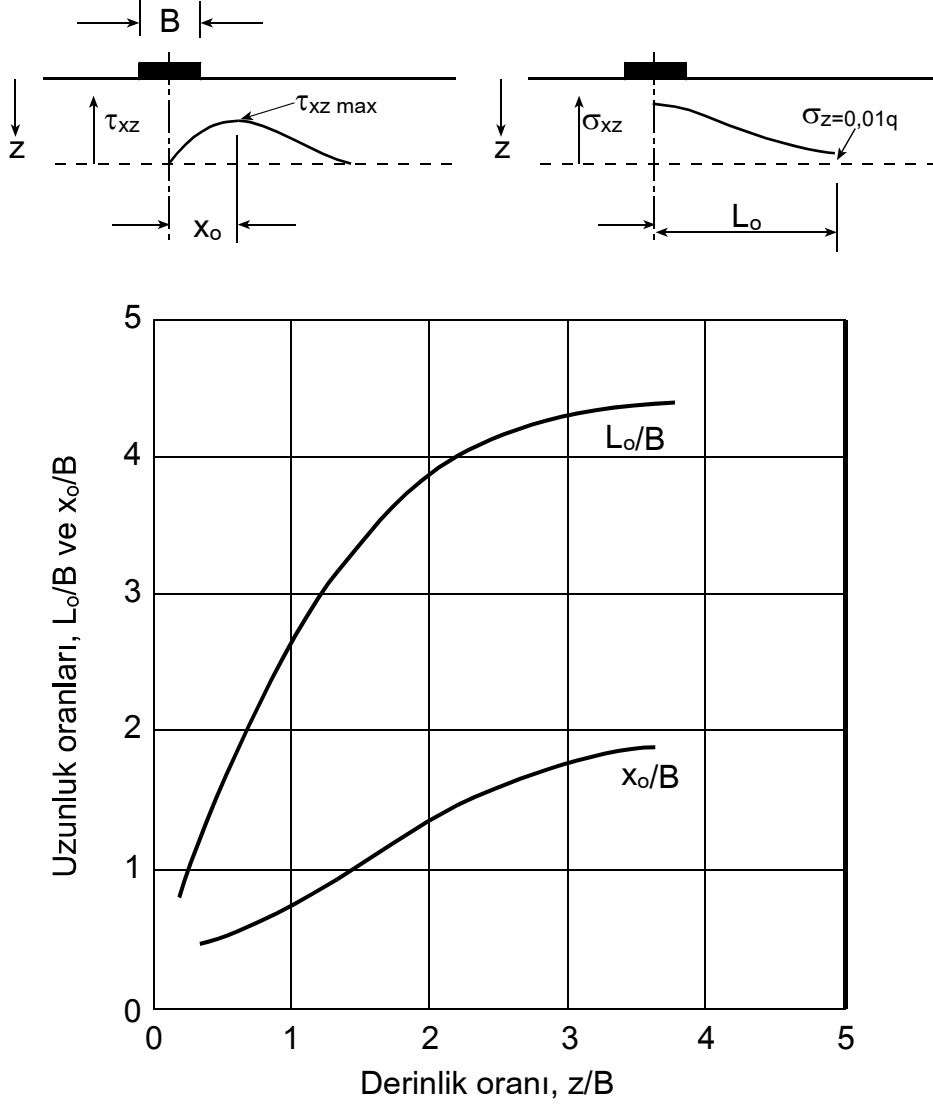
Şekil 1.40'da gösterildiği gibi X_0 noktası τ_{xz} 'nin herhangi bir derinlikte maksimum olduğu x değeridir. Homojen zemin üzerine oturan şerit temelde bu değer Boussinesq denklemleri vasıtasıyla kolayca elde edilebilir. Bu noktaların oluşturduğu eğri boyutsuz olarak Şekil 1.42'te görülmektedir. Benzer şekilde belli bir derinlikte düşey yükten dolayı oluşan normal düşey gerilmenin %1'ine eşit olduğu noktaların (L_0) oluşturduğu eğri, boyutsuz olarak Şekil 1.42'de gösterilmiştir.

Bağıntı 1.94 ve 1.95'i boyutsuz formda yazıp, sonuçları kolayca farklı boyutlar ve taşıma gücü durumları için uygulamak mümkün olur. Böylece,

$$F_{VAD}(q_t, z) = J\left(\frac{z}{B}\right) q_t B \Rightarrow J\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\int_0^{x_0} \sigma_z\left(\frac{z}{B}\right) dx}{q_t B} \quad (1.96)$$

$$S(q_t, z) = I\left(\frac{z}{B}\right) q_t \Delta H \Rightarrow I\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\tau_{xz \max}\left(\frac{z}{B}\right)}{q_t} \quad (1.97)$$

bağıntıları elde edilir.



Şekil 1.42. Boyutsuz X_o/B ve L_o/B değerlerinin z/B ile değişimi (Binquet ve Lee, 1975b)

Bağıntı 1.89, 1.96 ve 1.97'nin Bağıntı 1.93'e yerleştirilmesiyle temele uygulanan yükten dolayı herhangi bir derinlikteki şerit kuvveti için, taşıma gücü oranları cinsinden aşağıdaki bağıntı elde edilir. Burada q_t ve q_o , belirlenmiş oturma veya kırılma yükü gibi aynı performans koşuluna tekabül etmektedir.

$$T_D(z, N) = \frac{1}{N} \left[J\left(\frac{z}{B}\right)B - I\left(\frac{z}{B}\right)\Delta H \right] q_o \left(\frac{q_t}{q_o} - 1 \right) \quad (1.98)$$

Şerit Kopma veya Akma Direnci (R_y): Şeritlerin toplam izin verilebilir direnci Bağıntı 1.99 ile hesaplanabilir.

$$R_y = \frac{wN_R t f_y}{FS_y} \quad (1.99)$$

Burada, w : bir şeritin genişliği, t : bir şeritin kalınlığı, N_R : şerit temelin birim genişliğindeki şerit sayısı, f_y : şerit donatı malzemesinin akma veya kopma mukavemeti, FS_y : akma veya kopma mukavemeti güvenlik sayısı. Şerit kopmasına karşı tahkik şerit kopma direnci ile şerit kuvvetinin karşılaştırılması ile yapılır.

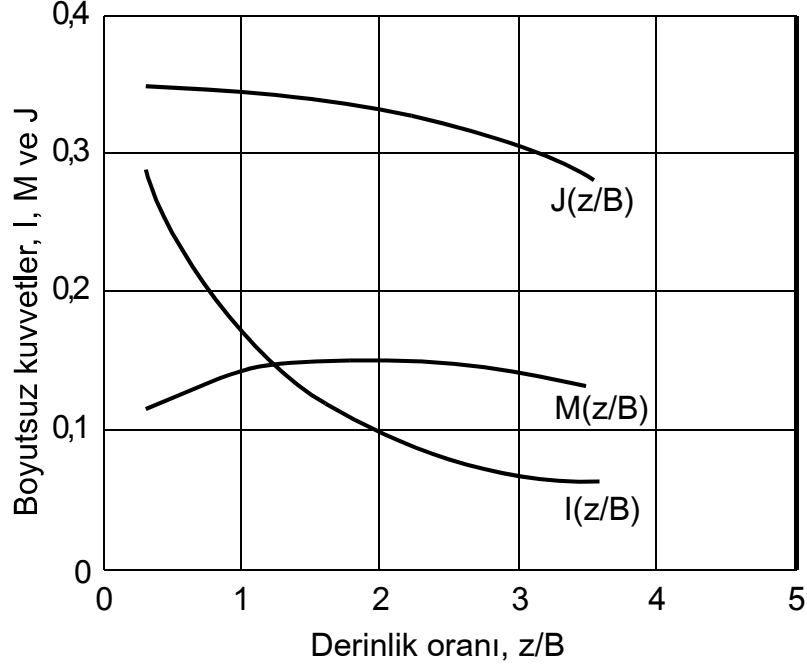
Şerit sıyrılma sürtünme direnci (T_R): şerit sıyrılma direncinin hesaplanması, kabul edilen kırılma yüzeyi (AC) dışındaki şerit uzunluğu (EF) boyunca toplam düşey kuvvetin hesaplanmasını gerektirir. Bu düşey kuvvet Bağıntı 1.100'deki gibi hesaplanabilir.

$$F_{VEF}(q, z) = wN_R \int_{x_0}^L \sigma_z(q, x, z) dx \quad (1.100)$$

Bağıntı 1.100'deki integrasyon donatının toplam uzunluğu (EF) boyunca yapılmalıdır. Bununla birlikte, çok uzun şeritler için merkezden çok uzakta düşey gerilmeler oldukça küçüktür. Bu sebeple, düşey gerilmenin uygulanan taban basıncının % 1'ine eşit olduğu maksimum uzaklığa (L_0) kadar integrasyon yapmak yeterli kabul edilebilir. Şerit temelin homojen zemine oturduğu basit durumda Bağıntı 1.100'u boyutsuz olarak aşağıdaki gibi ifade etmekte mümkündür.

$$F_{VEF}(q_t, z) = wN_R B M\left(\frac{z}{B}\right) q_t \Rightarrow M\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\int_{x_0}^L \sigma_z\left(\frac{z}{B}\right) dx}{Bq_t} \quad (1.101)$$

Burada, L : şerit uzunluğudur. Boussinesq eşitlikleri kullanılarak boyutsuz $M\left(\frac{z}{B}\right)$ parametresi X_0 'dan L_0 'a kadar hesaplanmış olup sonuçlar çeşitli derinlikler için boyutsuz formda Şekil 1.43'te gösterilmiştir.



Şekil 1.43. M'nin z/B ile değişimi (Binquet ve Lee, 1975b)

Şeritlerin sıyrıлма sürtünme direncinin belirlenmesinde düşey normal kuvvete ek olarak düşey derinlik basıncı da göz önüne alınmalıdır. Temel taban seviyesinde bir zemin sürşarj yükü kabul edilirse, z derinliğindeki kırılma yüzeyi dışındaki toplam şerit düşey yükü Bağıntı 1.102 ile verilir.

$$F_{NT} = F_{VEF}(q_t, z) + wN_R \gamma(L - X_o)(z + D_f) \quad (1.102)$$

Burada, γ : derinlik basıncına sebep olan zeminin birim ağırlığıdır. İzin verilebilir zemin şerit sürtünme katsayısı aşağıdaki bağıntı ile tanımlanır.

$$f = \frac{\tan \phi_f}{FS_f} \quad (1.103)$$

Burada, ϕ_f : zemin-şerit sürtünme açısı, FS_f : donatı sıyrılması için güvenlik katsayısıdır. Bağıntı 1.100, 1.102 ve 1.103'un birleştirilmesinden şerit temelin birim genişliği ve z derinliği için şerit temel sürtünme direnci (T_f) taşıma gücü oranları cinsinden elde edilir.

$$T_f(z) = 2f \cdot wN_R \left[M \left(\frac{z}{B} \right) B q_o \left(\frac{q_t}{q_o} \right) + \gamma(L_o - X_o)(z + D_f) \right] \quad (1.104)$$

Herhangi bir derinlikteki donatı için sıyrılmaya karşı güvenlik, T_f ile T_D 'nin o derinlik için karşılaştırılmasıyla elde edilir.

Bu yöntem, Kumar ve Saran (2003a) tarafından dikdörtgen şekilli, düşey yükle yüklenmiş donatılı zeminlerin taşıma gücünü hesaplanması için genişletilmiştir. Buna ilaveten Saran vd. (2007) tarafından eksantrik veya eğik yüklü dikdörtgen temelleri içerecek şekilde genişletilmiştir.

1.6.2. Derin Temel ve Geniş Döşeme Mekanizması

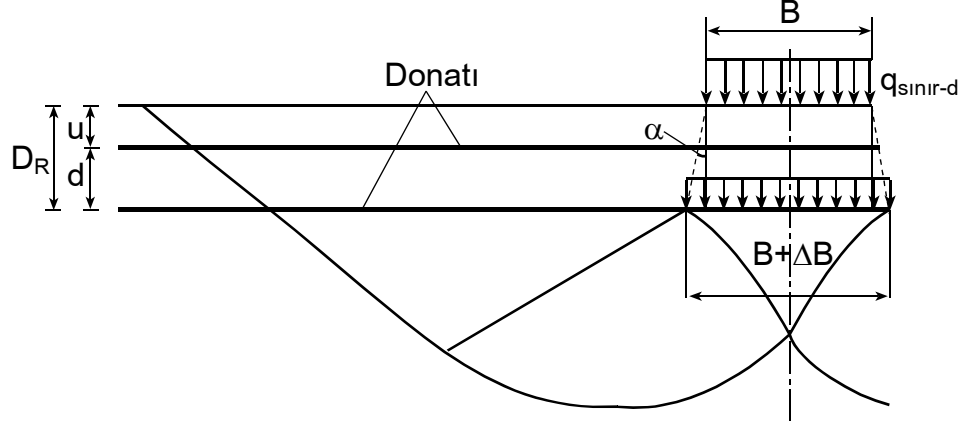
Schlosser vd. (1983) tarafından ilk defa ileri sürülen, donatılı zeminler için “Derin Temel Mekanizması” ve “Geniş Döşeme Mekanizması” Şekil 1.44’te gösterilmektedir. Donatılı zemine oturan temellerin taşıma gücünde, derin temel ve geniş döşeme mekanizmalarının oluşması sebebiyle artış oluşur. Temel altında rijit kabul edilebilecek bir bölge oluştuğu zaman derin temel mekanizması etkili olur (Huang ve Tatsuoka, 1990). Geniş temel mekanizması ise temelin altındaki rijit kabul edilen zemin döşemesinin genişliği temel genişliğini aştığında ortaya çıkar. Bu kırılma mekanizmasına bağlı olarak donatılı zemine oturan şerit temelin taşıma gücü aşağıdaki bağıntı ile ifade edilebilir (Huang ve Meng, 1997).

$$q_{\text{snır-d}} = \gamma D_R N_q S_q d_q + 0.5(B + \Delta B) \gamma N_\gamma S_\gamma \quad (1.105)$$

Burada, $q_{\text{snır-d}}$: donatılı zemine oturan temelin sınır taşıma gücü, D_R : zemin yüzeyinden itibaren donatılı zemin tabakasının kalınlığı, S_q ve S_γ : temel şekil katsayıları, d_q : derinlik katsayısı ($=1+0.35 D_R/B$ değeri kullanılabilir), ΔB : D_R derinliğinde geniş döşeme etkisi nedeniyle temel genişliğinde meydana gelen artış ($=2 D_R \tan \alpha$), α : Şekil 1.44’da tanımlandığı gibi yük yayılma açısıdır. Burada N_q ve N_γ taşıma gücü katsayıları için Vesic (1973) aşağıdaki bağıntıları önermiştir.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.106)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (1.107)$$



Şekil 1.44. Schlosser vd. (1983) tarafından donatılı zeminler için önerilen kırılma mekanizması

Derin temel mekanizmasının kullanılan donatı çeşidine bağlı olarak ortaya çıkabilir (Huang ve Meng, 1997). Donatı ile zemin arasındaki sürtünme katsayısının az olduğu deneylerde derin temel mekanizması oluşmamıştır (Binquet and Lee, 1975a; Fragaszy ve Lawton, 1984). Huang ve Meng (1997), kendileri ve diğer araştırmacıların yapmış olduğu deney sonuçlarını değerlendirerek $\tan \alpha$ ile; L/B , d_t/B (u ve h eşit kabul edilerek bunların yerine d_t 'yi kullanmışlardır), CR (plandaki donatı alanının yüzey alanına oranı) ve N (donatı sayısı) parametreleri arasında lineer ve lineer olmayan regresyon analizleri yardımıyla aşağıdaki bağıntıları tanımlamışlardır.

$$\tan \alpha = 0.680 - 2.071 \frac{d_t}{B} + 0.743 CR + 0.030 \frac{L}{B} + 0.076 N \quad (1.108)$$

$$\tan \alpha = 0.860 \cdot 0.00077^{d_t/B} \cdot 4.890^{CR} \cdot 1.111^{L/B} \cdot 1.323^N \quad (1.109)$$

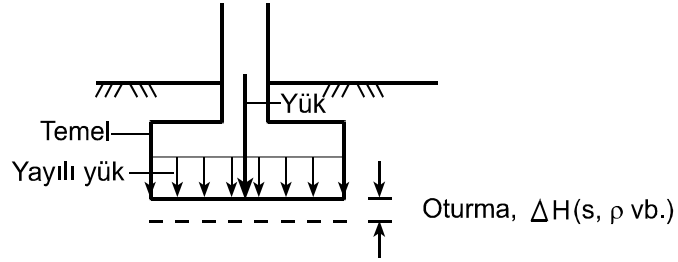
Yukarıdaki denklemler aşağıdaki durumlar için geçerlidir.

$$\begin{aligned}
&\tan \alpha > 0 \\
&0.25 \leq \frac{d_t}{B} \leq 0.5 \\
&0.02 \leq CR \leq 1.0 \\
&1 < \frac{L}{B} \leq 10 \\
&1 \leq N \leq 5
\end{aligned} \tag{1.110}$$

1.7. Oturma

Oturma, yapının (dolayısıyla temelin, zeminin) düşey yönde (daha çok da aşağı yönde) hareketidir. Yaş veya doymuş zemin ortamının yüzeysel kısmının donması sonucu meydana gelen kabarma, şişen killerin su alıp şişmesi vb. yukarı doğru harekete örnek verilebilir.

Bilindiği üzere, zemin; çeşitli büyüklükte tanelerden oluşan, boşluklu, doğal bir maddedir. Herhangi bir şekilde yüklenen zeminde, esas olarak taneler arası boşlukların, tane dizilişinin değişmesi ile boşlukların azalmalarının toplam sonucu, oturma (çökme, düşey hareket, tasman vb.) meydana gelir (Şekil 1.45). Böylece, zeminin porozitesi azalır, taneli zeminlerde rölatif sıklık (D_r) artar. Tanelerin bizzat kendilerinin sıkışması, pratik olarak ihmal edilebilir.



Şekil 1.45. Oturma

Aynı şekilde varsa, taneler arasındaki suyun da sıkışmaz olduğu düşünülür. Suyu doymuş zeminlerde oturma meydana gelebilmesi için, boşluklardaki suyun bir kısmının dışarı çıkması, akması gereklidir (konsolidasyon oturmasındaki gibi). Kısmen doymuş zeminlerde, boşluklardaki hava kolayca sıkışır. Oturma miktarı, birkaç mm'den 1-2 m'ye kadar olabilir.

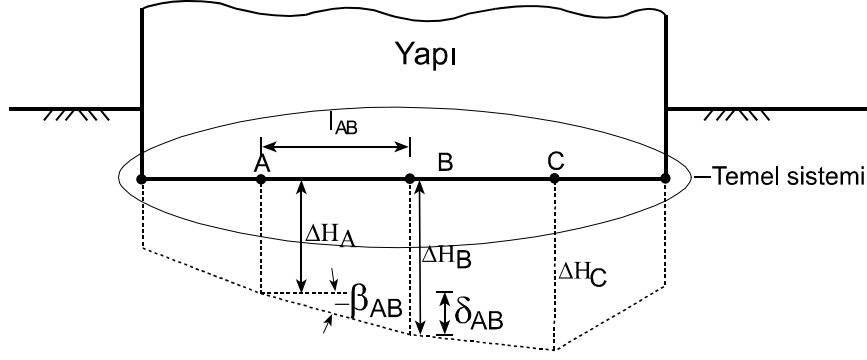
1.7.1. Oturmanın nedenleri

Oturma olayına birçok neden yol açar. Bunların başlıcaları aşağıdaki gibi sıralanabilir.

- Zeminin yüklenmesi (yapı, dolgu vb.)
- Yeraltı su düzeyinin alçalması veya indirilmesi
- 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.'nin çökmesi
- Yeraltındaki su akımlarının yol açtığı erozyon
- Toprak kaymaları
- Temel elemanlarının tahrip olması (sülfatlı suların betonu etkilemesi, çelik kazıkların paslanması (korozyon), ahşap kazıkların çürümesi veya kurt, solucanlar tarafından kemirilmesi) vb.
- Don olayı (kabarma)
- Şişen killerin şişmesi
- Killi zeminlerde, çabuk büyüyen ağaçlar
- vb.

1.7.2. Oturma Terimleri

Oturma konusunda birçok terim olup, bunların başlıcaları aşağıda açıklanmaktadır. Temel sisteminde, herhangi bir noktanın (örneğin, bir tekil temel orta noktasının) düşey yer değiştirme miktarına, mutlak (toplam) oturma (ΔH) denilir. Şekil 1.46'da, A noktasının mutlak oturması, ΔH_A , B noktasının mutlak oturması ΔH_B gibi. Mutlak oturmanın birimi, uzunluk cinsindedir (mm vb.).



Şekil 1.46. Oturma terimleri

Birbirine komşu iki noktanın mutlak oturmaları arasındaki farka, oturma farkı veya farklı oturma (δ) denilir. Örneğin, Şekil 1.46'da, A ve B noktaları arasındaki farklı oturma, δ_{AB} , aşağıdaki gibi yazılabilir. Farklı oturmanın birimi de uzunluk cinsindedir (mm vb.).

$$\delta_{AB} = \Delta H_B - \Delta H_A \quad (1.11)$$

İki nokta arasındaki farklı oturmanın, aradaki uzaklığa oranı ise, açısal çarpılma (distorsiyon, β) olarak tanımlanır. Şekil 1.46'da A ve B noktaları arasındaki açısal distorsiyon, aşağıdaki gibi yazılabilir. Açısal çarpılma birimsizdir (ondalık veya kesirli sayı).

$$\beta_{AB} = \delta_{AB}/l_{AB} = \frac{\Delta H_B - \Delta H_A}{l_{AB}} \quad (1.112)$$

1.7.3. Oturma Hasarları

Oturma olayı sonucunda yapılarda, hafiften ağıra hatta göçmeye (yıkılmaya) kadar değişen hasarlar meydana gelir. Bu hasarlar kısaca aşağıdaki gibi özetlenebilir.

Mimari (Estetik) Hasarlar: Bu hasar durumunda yapının taşıyıcı sisteminde hasar yoktur. Ancak, taşıyıcı olmayan, mekânları birbirinden ayıran bölme duvarları ile taşıyıcı sistem elamanları (kolon, kiriş, döşeme, perde duvarı vb.) arasında çatlaklar, sıvalarda çatlak veya dökülmeler, kirişlerin veya döşemelerin alt kısımlarında fazla yukarıya gitmeyen kılcal çatlaklar vb. olabilir. Bunlar, yapının güvenliği için sorun oluşturmazlar,

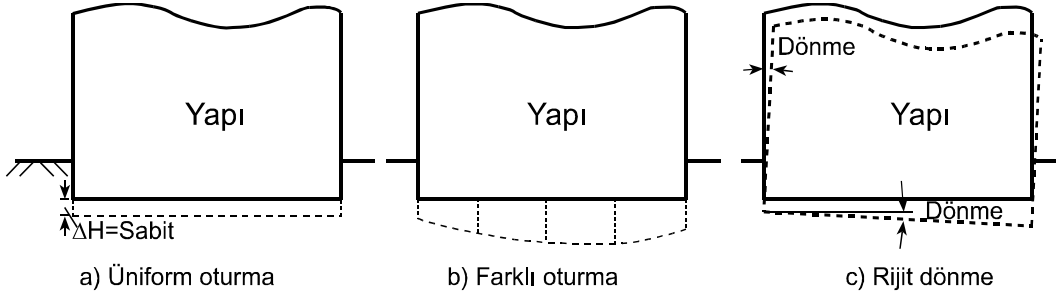
ancak estetik olarak göze hoş görünmezler, istenmezler. Bu hasarlar, uygun bir teknikle onarılır, giderilir.

İşlevsel (Fonksiyonel) Hasarlar: Bu hasar durumunda, binalarda kapı, pencere vb.'nin açılıp kapatılmasında zorluklar, sorunlar; işletmelerdeki raylı öğelerde doğrultu sorunları, makine veya cihazların işletilmesinde sorunlar, asansörlerde düşeyden sapma sorunları vb. meydana gelebilir. Yapının taşıyıcı sistemi tehlikede olmasa bile, bu tip hasarlar işlevsel açıdan ciddi hasarlardır ve giderilmeleri gerekir.

Yapısal Hasarlar: Bu tip hasarlarda yapının taşıyıcı elamanları kolonlar, kirişler, döşemeler, perdeler, yığma binalarda duvarlar vb.'nde çatlaklar, kesilmeler vb. vardır. Bu durumda yapının güvenliği tehlikededir. Uzman değerlendirmesi sonucunda gerekli onarım veya yıkım gerçekleştirilir.

1.7.4.Yapılarda Oturma Tipleri

Oturmaya uğramış yapılarda, oturma durumu genel olarak üç tipte özetlenebilir (Şekil 1.47).



Şekil 1.47. Yapılarda başlıca oturma tipleri.

Üniform oturmada, yapının her noktası eşit miktarda oturmuştur. Ancak bunun da sakıncaları vardır. Farklı oturmada, yapının çeşitli noktaları farklı mutlak oturmaya uğramıştır. Oturma kesiti genellikle çanak biçimlidir. Yapılara en çok hasar veren bu tip oturmadır. Rijit dönmede, yapı düşeye göre toptan birkaç derece bir tarafa yatmıştır. Bu tip oturma, yapıda işlev veya yapısal hasar oluşturmadığı durumlarda, dışarıdan bakıldığında güvensiz bir durum yaratır.

Üniform oturmanın, ilk bakışta yapının kendisine hasar vermeyeceği düşünülse bile, bu tip oturmalar çeşitli sakıncalara yol açar. Bunlar aşağıdaki gibi belirtilebilir:

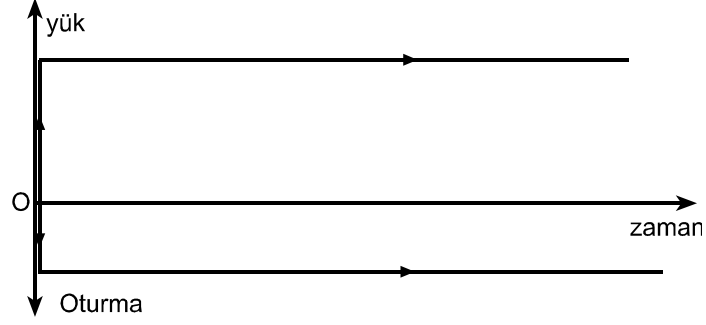
- Yapıya giren-yapıdan çıkan tesisat, borular vb. hasar görebilir.
- Yapı çevresindeki drenaj sistemi vb. hasar görebilir.
- Yapılar birleşik kullanılıyorsa, eski-bitişik yeni yapı arasında düzey farklılıkları vb. olabilir.
- Büyük (1-2 m vb.) üniform oturmalarda, yapıya aşağıya doğru olan bir rampayla girilmesi gibi istenmeyen durumlar oluşabilir.
- vb.

Farklı oturmalar, yapıda ek kesit tesirleri (ek moment, ek kesme kuvveti vb.) meydana getirerek, yapıda işlevsel veya yapısal hasar meydana getirebilir. Üst yapı, genellikle rijit bir tabana oturuyor kabulü ile hesaplanır. Oysa zemin genellikle bu kabule uygun bir ortam değildir. Farklı oturmaya nedenleri aşağıdaki gibi özetlenebilir.

- Yapı altında, sıkışma özellikleri farklı zemin ortamlar olabilir (temel zemininin bir kısmı yumuşak veya gevşek, diğer kısmı sert veya sıkı olması gibi).
- Yapı altındaki zeminin kalınlığı değişkendir.
- Temel taban basınçları çok farklıdır.
- Temeller arasında etkileşim (girişim) vardır (temeller, birbiri altında ek düşey gerilmeler oluşturuyor ve bu etkileşim önemlidir).
- vb.

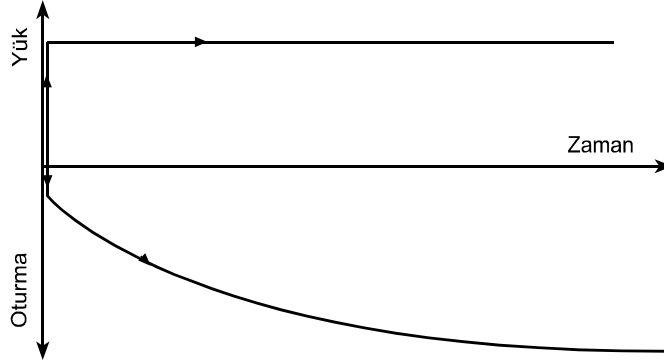
1.7.5. Zemin Cinslerine Göre Oturmalar

Kohezyonsuz zeminlerde, (kum, çakıl gibi), oturma, kısa sürelidir. Yani, yük uygulanır uygulanmaz, oturma kısa sürede meydana gelir (Şekil 1.48). Böyle zeminlerde, tanelerin yeniden yerleşmesi veya doygun zeminlerde, yüksek geçirimsizlikten dolayı boşluklardaki suyun bir kısmının dışarı akarak çıkarak, boşluk hacminin azalması, kısa sürede olur. Ani oturma: yük uygulanır, uygulanmaz, hacim değişikliği olmaksızın meydana gelen oturmadır (Uzuner, 2006). Kumlu zeminlerde ani ve konsolidasyon oturmaları ayrılamaz. Çünkü suya doygun kumlarda dahi, sahip oldukları büyük permeabilite katsayısı nedeni ile, geçirimsiz tabakalar arasında değilse, suyun dışarı atılması hızla meydana gelir (Kumbasar ve Kip, 1992).



Şekil 1.48. Kohezyonsuz zeminlerde, oturma-zaman ilişkisi.

Kohezyonlu zeminlerde (suya doymuş) oturma olayı, düşük geçirimsizlikten dolayı, boşluklardaki suyun bir kısmının dışarı çıkması nedeniyle, uzun zamanda meydana gelir (Şekil 1.49). Bu oturma türü, killi ve siltli zeminlerde meydana gelir ve konsolidasyon oturması olarak isimlendirilir.



Şekil 1.49. Kohezyonlu zeminlerde oturma-zaman ilişkisi.

1.7.6. Oturma Ölçütleri

İzin verilebilir oturmalar, yapının işlevi, yapının taşıyıcı sistem türü, yapının yapıldığı malzeme, yapının temel sistemi vb. yapı özelliklerine bağlıdır. Bu bakımdan tüm yapılar veya inşaat işleri için tek bir oturma ölçütü verilemez.

Betonarme binalar için Tablo 1.7'deki ortalama değerler verilebilir (Skempton ve MacDonald, 1956). Bu tablodaki değerler, zaman zaman güncelleştirilmekte, biraz artırılmaktadır. Diğer yapılar için de benzer ölçütler vardır.

Tablo 1.7. Betonarme binalar için izin verilebilir oturmalar.

Ölçüt	Zemin cinsi	Tekil, şerit	Radye
Açısal çarpılma, β		$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{300}$
Maksimum farklı oturma, δ (mm)	Kil Kum	40 25	40 25
Maksimum mutlak oturma, ΔH (mm)	Kil Kum	65 40	65-100 40-65

İzin verilebilir oturma değerlerinin kilde daha büyük olmasının nedeni, böyle zeminlerde, oturmanın zamana yayıldığı, dolayısıyla yapının oturmalarına kum ve çakıla göre daha iyi uyum sağlayabileceği düşüncesidir.

1.7.7. Oturmaların Hesaplanması

Temellerin oturmalarının tahmini, başlıca iki tür zemin için aşağıdaki gibi özetlenir.

I) Suyu doymuş kohezyonlu zeminlerde oturma hesaplanması, Terzaghi Konsolidasyon Teorisi'ne göre yapılır (Terzaghi, 1943). Oturma hesaplarında gerekli olan düşey gerilme artışları Boussinesq Çözümü vb. ile bulunur. Oturma hesaplarında net taban basıncı kullanılır, temeller arasındaki etkileşim (girişim) dikkate alınır (Uzuner, 2005).

II) Taneli zeminlerde oturmaların tahmini daha çok arazi deneylerinin (Standard Penetrasyon Deneyi (SPT), Koni Penetrasyon Deneyi (CPT), Presiyometre (CPT) vb.) sonuçlarından tahmin edilir (Uzuner, 2006).

1.8. Geosentetik Malzemeler

Geosentetikler, ASTM D4439'a göre zemin, kaya ve diğer geoteknik mühendisliğiyle ilgili malzemelerle birlikte kullanılan insan tarafından yapılan proje, yapı ve sistemlerin ayrılmaz bir parçası olmuş, polimer maddelerden üretilmiş düzlem ürünler olarak tanımlanmaktadır. Geosentetikler; ulaşım, geoteknik, çevre, hidrolik ve özel uygulama alanları gibi geniş bir uygulama sahasında heyecan verici bir mühendislik malzemesi

olarak ortaya çıkmıştır. Geosentetiklerin üretiminde kullanılan malzemelerin hemen hemen tamamı plastik sanayinden sağlanmaktadır. Bu malzemeler, hidrokarbonlardan sağlanan polimerlerdir. Bunun yanında kauçuk, fiberglas ve doğal malzemeler de bazı durumlarda kullanılmaktadır (Koerner, 2005).

Geosentetik malzemeler, ayırma, güçlendirme (takviye, iyileştirme), filtrasyon, drenaj ve sızdırmazlık amaçlı olarak kullanılırlar. Geosentetikler; geotekstilller, geogridler, geonetler, geomembranlar, geosentetik kil tabakalar, geokompozitler vb. gibi alt gruplara ayrılırlar.

1.8.1. Geotekstilller

Geotekstilller, geosentetiklerin en büyük iki grubundan birini oluşturur (Koerner, 2005). Geleneksel anlamda kumaş olmakla birlikte iplikleri sentetik malzemelerden yapılmaktadır. Dolayısıyla biyolojik olarak bozulma söz konusu değildir. Bunlar standart dokuma makineleri ile imal edilebilecekleri gibi, gelişigüzel liflerin tutturulması şeklinde hasır haline de getirilebilirler. Böylece üretim şekillerine göre, genel olarak örgülü ve örgüsüz olmak üzere iki sınıfa ayrılırlar.

Geotekstil liflerinin üretiminde, polietilen (PE), polyester, polipropilen (PP) ve poliamid (PA, naylon) polimer malzemeleri kullanılır. Geotekstil ürünler aşağıdaki işlevlerden en az birini gerçekleştirmesi beklenir.

- Ayırma
- Güçlendirme
- Filtrasyon
- Drenaj

1.8.2. Geogridler

Geogridler, büyük aralıkların periyodik şekilde devam ettiği plastiklerdir. Çeşitli imalat şekilleri vardır. Bunlar: (1) bir ya da iki doğrultuda fiziksel özelliklerini iyileştirmek için çekilerek, (2) dokuma veya örgü makinelerinde standart yöntemlerle, (3) şerit ya da çubukların birbirlerine bağlanması yöntemleridir. Genellikle, yüksek yoğunluklu polietilen

(PE), polipropilen (PP), poliamid (PA, naylon) veya PVC ile kaplanmış yüksek modüllü polyester, kullanılarak imal edilirler.

Genel olarak zemini güçlendirme (donatı) amacıyla kullanılırlar. Büyük göz açıklıkları sayesinde zemin ile geogrid arasında iyi bir kenetlenme oluşur. Bunun doğal sonucu olarak, zeminde düşük deformasyon ve yüksek çekme kuvveti oluşur. Geogridlerin kullanıldığı yerlerden bazıları (Koerner, 2005):

- Yol, demiryolu ve havaalanı temelleri
- Donatılı istinad duvarları
- Temel zemininin güçlendirilmesi
- Toprak dolgu baraj gövdeleri
- vb.

1.8.3. Geonetler

Geonetler, paralel şerit kümelerinin dik açılarda çekilmesiyle imal edilirler. Bu şeritler açıldığında, büyük boşluklu ağ şeklinde bir yapı oluşur. Yüksek ve orta yoğunluklu polietilenden (HDPE-MDPE) imal edilirler. Bu tür geosentetikler, drenaj ve ayırma işlevlidir (Cernica, 1995). Kullanım alanları:

- Dayanma yapılarının drenajında
- Şev yüzeylerinde
- Spor sahalarının yapımında
- Bina temellerinde
- vb.

1.8.4. Geomembranlar

Geomembranlar, sızdırmazlık özelliğine sahip ince polimer tabakalardır. Dolayısıyla esas kullanım amaçları sıvı ve gaz bariyeri olmalarıdır. Geomembranlar, polietilen, polivinilklorür, kopolimer bitüm ve klorlu polietilen gibi sentetik veya bitümlü ürünlerden yapılmaktadır (Koerner, 2005).

Geomembranlar, geoteknik mühendisliğinde sıvı yalıtımı (geçirimsizliği) sağlamak amacıyla kullanılmaktadır. Sentetik yalıtım sağlarlar; bu şekilde suyun zemin içerisine

girmesini önleyerek zemini korurlar. Geomembranlar tek başlarına kullanıldıklarında narin bir yapıya sahip olmalarından dolayı kolay yırtılır ve hasar görürler. Bundan dolayı çoğunlukla geotekstillere birlikte kullanılırlar.

Geomembranlar çevre, geoteknik, hidrolik ve ulaştırma vb. ile ilgili alanlarda aşağıdaki belirtilen konularda kullanılırlar (Koerner, 2005):

- Su, sıvı atık ve radyoaktif atık rezervuarlarında
- Tünellerde ve boru hatlarında sızdırmazlık sağlamak amacıyla
- Barajlarda sızdırmazlık sağlamak amacıyla
- Katı atık depolama yerlerinde
- vb.

1.8.5. Geokompozitler

Geokompozitler, geotekstil, geomembran, geogrid ve/veya geonetlerin bir birleşimi veya karışımı ile oluşturulur. Böyle uygulamaların yaygın olanlarından bazıları; geotekstil-geonet, geotekstil-geomembran, geomembran-geogrid vb.'dir. Uygulamaların her biri özel bir amaç içindir (Rollings ve Rollings, 1996).

1.9. Literatür İncelemesi

Donatısız ve donatılı zeminlerin taşıma gücü birçok araştırmacının ilgisini çekmiştir. Bu konuda yapılan araştırmalar teorik ve deneysel olmak üzere birbirinden ayrılmıştır. Genel yaklaşım olarak yapılan teorik çalışma, deney sonuçları ile desteklenmeye çalışılmıştır.

Donatısız zeminlerle ilgili yapılmış çalışmalarda yeterli bir bilgi birikimi oluşmakla birlikte, donatılı zeminler için aynı şeyi söylemek mümkün değildir. Bu durum, donatı malzemesinin çok farklı türlerinin olması, uygulama parametrelerinin çokluğu vb. sebeplerden kaynaklanmaktadır. Ayrıca temellerin yüklenme durumunun da (merkezi, eksantrik olma) göz önüne alınması gerekir.

Aşağıda donatısız ve donatılı zeminde taşıma gücü ile ilgili yapılmış deneysel çalışmalar özetlenmeye çalışılmıştır.

1.9.1. Donatısız Zeminde Yapılan Deneysel Çalışmalar

Eastwood (1955), merkezi ve eksantrik yüklü yüzey dikdörtgen model temelinin sınır taşıma gücünü deneysel olarak incelemiştir. Deneysel sonuçlarını, Meyerhof Azaltılmış Genişlik Yöntemi ve Geleneksel Yöntem ile karşılaştırmıştır. Deneysel sonuçların aksantrikliğin çekirdek içinde kaldığı bölgede, Geleneksel Yöntemin daha güvenilir sonuçlar verdiği görülmüştür.

Meyerhof (1956), arazi deneyleri sonuçları ile temellerin sınır taşıma gücü arasında bir takım ampirik bağıntılar elde etmiştir.

Chummar (1972), kuma oturan merkezi yüklü temelle yükleme deneyleri yaparak, zeminde oluşan kırılma yüzeylerini tespit etmiştir. Bu kırılma yüzeyleri ile taşıma gücü teorilerinde (Terzaghi, Meyerhof vs.) kabul edilen kırılma yüzeyleri arasında belirgin bir uyumsuzluğun olduğunu gözlemlemiştir. Kendi deneylerine ilaveten başka araştırmacıların deneylerinde belirlediği kırılma yüzeylerini, benzer şekilde teorilerde kabul edilenlerle karşılaştırmıştır. Bu karşılaştırmalar neticesinde deney sonuçlarına daha yakın bir kırılma yüzeyi seçerek N_{γ} taşıma gücü katsayısını hesaplamak için bir analitik yöntem geliştirmiştir. Bu yöntemle elde ettiği taşıma gücü katsayılarını deney sonuçları ve taşıma gücü teorilerinin verdiği sonuçlarla karşılaştırmıştır.

Ko ve Davidson (1973), temel tabanının pürüzsüz ve tam sürtümlü olması durumlarında, taşıma gücündeki değişimi deneysel olarak incelemiştir. Deneyler, sıkı kuma oturan yüzey şerit temel kullanarak düzlem deformasyon koşullarında yapılmıştır. Elde ettikleri deney sonuçlarını, Terzaghi Taşıma Gücü teorisi ve Sokolovskii Yöntemi sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Bu karşılaştırma sonucu pürüzsüz tabana sahip sıkı kuma oturan yüzey şerit temellerinin taşıma gücünün, Sokolovskii Yöntemiyle daha doğru şekilde elde edileceği sonucuna varmışlardır. Ayrıca düzlem deformasyon koşullarında yanal deformasyonun önemli taşıma gücü kayıplarına sebep olduğu dolayısıyla bu tür deneylerde yanal rijitliğe önem verilmesi gerektiğini vurgulamışlardır.

Yanikian (1973), çalışmasında düzlem deformasyon koşullarında deneyler yaparak, taşıma gücünü ve sürtünme kuvvetlerinin etkilerini incelemiştir.

Uzuner (1975), düzlem şekil değiştirme koşullarında kuma oturan yüzey ve sığ şerit temel, merkezi ve eksantrik yüklenmesi durumundaki davranışını incelemiştir. Bununla birlikte temel tabanında oluşan gerilme dağılımlarını da belirlemiştir. Deneysel çalışmalara

ek olarak sonlu elemanlar yöntemi yardımıyla zeminde oluşan gerilme, şekil değiştirme ve yer değiştirmeler de belirlenmeye çalışılmıştır.

Purkayastha and Char (1977), kum zemine oturan ahşap model temelle yaptıkları merkezi ve eksantrik yüklemelerle, taşıma gücünü ve kırılma yüzeylerini araştırmışlardır. Deneylede, kırılma yüzeylerinin eksantrisite tarafında oluştuğu ve eksantrisite arttıkça kırılma bölgesinin küçüldüğü gözlemlenmiştir.

Vafaeian (1978), kum zemine oturan merkezi, eğik ve eksantrik yüklü şerit temellerin taşıma gücünü, model deneylerle araştırarak taşıma gücü teorileri ile karşılaştırmıştır.

Kirkpatrick ve Uzuner (1975), düzlem şekil değiştirme koşullarında, model deneylerde yan duvar sürtünmesinden kaynaklanan hataları araştırmışlardır. Teorik ve deneysel yöntemlerle, yan sürtünmesinden ortaya çıkabilecek taşıma gücü ölçüm hatalarını tahmin etmeye çalışmışlardır. Teorik olarak Plastisite Teorisi yardımıyla yan duvarlardaki gerilme dağılımlarını hesaplamışlardır. Bu dağılım kullanılarak, farklı zemin-yan duvar sürtünme açıları için değişik model genişlikleri (yan duvarlar arasındaki mesafe, W_m) ve temel genişlikleri (B) için hata tahminleri yapmışlardır. Yan yüzey malzemesi olarak cam, silikon gresle yağlanmış cam ve pleksiglas kullanmışlardır. Analiz sonuçları, temel genişliğinin (B) model genişliğine (W_m) oranının yüksek olduğu yağlanmamış yüzeylere sahip modellerle yapılan deneylerde yüksek ölçüm hataları olduğu göstermiştir (Örnek: pleksiglas yan yüz durumunda $B/W_m = 1$ için Hata > % 30) . Diğer taraftan yağlanmış yan yüzeylerin kullanılması durumunda genellikle bu hata % 1 den az olmaktadır. Yağlanmış ve yağlanmamış cam yan yüzeyler kullanılarak yapılan küçük ölçekli model deney çalışmaları, analizlerden elde edilen sonuçları desteklemiştir. Sonuç olarak dar modellerle yapılan deneylerin sonuçlarının güvenilir olabileceği ve silikon gresinin kullanılmasının hataları ihmal edilebilir oranlara indirebileceği belirtilmiştir.

Kirkpatrick vd. (1979), kuma oturan model sığ temellerle, düzlem şekil değiştirme ve diğer sınır koşullarını (şerit temel koşulları) sağlamak suretiyle taşıma gücü deneyleri yapmışlardır. Merkezi ve eksantrik; düşey ve eğik yükleme durumlarını incelemişlerdir. Fotogrametri tekniği kullanarak, yer değiştirme ve kırılma yüzeyi gözlemleri yapmışlardır. Deneysel sonuçları, genel olarak kırılma yüzeyleri ve sınır yüklerin eksantrisite ve eğikliğinin artmasıyla azaldığını göstermiştir. Eksantrisite ve eğiklik etkilerinin, eksantrisitenin yönü ve eğikliğinin doğrultusuna bağlı olarak daha az veya fazla sınır yükler ortaya çıkarabileceği görülmüştür.

Uzuner ve Kirkpatrick (1980), kohezyonsuz (kum) zemine oturan rijit, tam sürtünmeli model temelle taşıma gücü deneyleri yapmıştır. Bu deneyler sonucunda, orta sıkı kum zeminler için kullanılabilir taşıma gücü katsayıları önermişlerdir. Bununla birlikte eksantrik yüklü temeller için, mevcut yöntemlerin (Meyerhof Yöntemi, Geleneksel Yöntem ve Prakash ve Saran Teorisi) güvenli tarafta kalan sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir.

Pfeifle ve Das (1989), tam sürtünmeli rijit tabaka üzerindeki sınırlı kalınlıklardaki kum tabakalarına oturan, pürüzlü tabana sahip yüzey temelinin taşıma gücünü, küçük ölçekli model temeller kullanarak araştırmışlardır.

Tan (1989), sınır taşıma gücünün temel genişliği ile ilişkisini kohezyonsuz zeminler için değişik sıklıklarda araştırmıştır.

Nova ve Montrasio (1991), eğik ve eksantrik yüklemeler altında kum zemine oturan sığ temellerin dönmelerini ve oturmalarını belirlemek için bir yöntem ileri sürmüştür. Yöntem için plasitite teorisi yardımıyla bir matematik model geliştirilmiştir. Model sığ şerit temelle yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar ile matematik modelin verdiği sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonuçta deney sonuçları ile model sonuçlarının uyumlu olduğu gösterilmiştir.

Andrawes vd. (1996), rijit bir tabaka üzerinde bulunan sıkı kum tabakasına oturan sığ ve yüzey temelin taşıma gücü ve oturmasını, deneysel model vasıtasıyla incelemişlerdir. Deneylerde, taşıma gücünün belirli bir tabaka kalınlığı için en küçük olduğu belirlenmiştir. Tabaka kalınlığı arttıkça taşıma gücünün artarak sürekli ortamın taşıma gücü ulaştığı görülmüştür.

Briaud ve Gibbens (1999), büyük ölçekli (1-3 m boyutlarında) 5 kare temeli, 150 mm oturma oluşacak şekilde yükleme testlerine tabi tutmuştur. Bu temellerin hepsi, gömme derinliği 0.75 m olmak üzere orta sıkı siltli silisyum kumuna inşa edilmişlerdir. Yüklemeler esnasında gerekli okumalar yapılmış ve yük-oturma ilişkileri elde edilmiştir. Elde edilen deney sonuçlar, taşıma gücü teorilerinin ve oturma hesap yöntemlerinin verdiği sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Sonuçta, nceki araştırmacıların küçük ölçekli deney düzenekleri ile elde edilen sonuçlar bu deneylerle teyit edilmiştir.

1.9.2. Donatılı Zeminde Yapılan Deneysel Çalışmalar

Akinmusuru ve Akinbolande (1981), yerel olarak elde edilen liflerden yapılan sicimlerle güçlendirilmiş, homojen kuma oturan model kare temelle taşıma gücü deneyleri yapmıştır. Deneylerde, sicimlerden bir ağ donatı tabakası oluşturacak şekilde kum tabakalarının üzerine yerleştirilmiştir. Çalışmalarında; ilk donatı tabakası derinliği, tabaka sayısı, tabakalar arasındaki düşey mesafe ve sicimler arasındaki yatay mesafe parametreleri ile taşıma gücü arasındaki ilişkiyi araştırmışlardır. En yüksek taşıma gücü değerlerini, ilk tabaka derinliğinin temel genişliğinin yarısına eşit olduğu durumlarda elde etmişlerdir. Donatı tabakasının farklı düzenlemeleri sonucunda, donatısız duruma göre taşıma gücünün üç kata kadar arttırılabileceğini gözlemlemişlerdir. Ayrıca kullanılan malzemenin organik olması sebebiyle çevre etkilerine duyarlı olduğunu belirtilmiştir.

Patel (1982), kohezyonsuz donatılı zeminde, temel şeklinin taşıma gücü ve yük-oturma davranışına etkisini araştırmıştır. Deneylerde, $D=141.5$ mm çapında daire temel, $B=145$ mm genişliğinde şerit temel ve $B=113.5$ mm $L=465$ mm boyutlarında dikdörtgen temel kullanılarak, yük-oturma davranışı incelenmiştir. Donatı olarak geotekstil tabakaları kullanılmıştır. Bu temeller için, ortalama optimum donatı derinliği $u=0.47$ B civarında bulunmuştur.

Fragaszy ve Lawton (1984), zemin yoğunluğu ve donatı tabakalarının uzunluğunun taşıma gücüne etkisini kapsamlı bir şekilde incelemişlerdir. Bu amaç için çok sayıda laboratuvar model deneyleri yapmışlardır. Deneyler, dikdörtgen temelle donatılı ve donatısız kumda beş farklı rölatif sıklık (% 51, % 61, % 70, % 80 ve % 90) kullanılarak yapılmıştır. Deneylerde taşıma gücü oranı (aynı koşullardaki donatılı zeminin taşıma gücünün donatısız zeminin taşıma gücüne oranı), temel genişliğinin %10'u kadar oturmaya karşılık gelecek şekilde hesaplanırsa, zemin yoğunluğundan (sıklığından) bağımsız olduğu belirlenmiştir. Buna karşılık temel genişliğinin % 4'u kadar oturmaya karşılık gelen taşıma gücü oranları karşılaştırıldığında, gevşek zeminlerin daha düşük değerler verdiği görülmüştür. Bunlara ilaveten, şerit genişliğinin temel genişliğinin beş katından fazla olması durumunda taşıma gücüne çok az katkısı olduğu görülmüştür.

Guido vd. (1985) tarafından laboratuvarında, model deneyler yapılarak geotekstil donatılı kum zemine oturan $B=310$ mm genişliğindeki bir kare temelin taşıma gücü araştırılmıştır. Deneylerle, en üst donatı tabakasının temel tabanına olan uzaklığı, donatılar arasındaki mesafe, donatı sayısı, donatı genişliği ve donatı çekme mukavemeti

parametrelerinin taşıma gücüne etkisi belirlenmiştir. Deneyleerde farklı türde geotekstilller kullanılmıştır.

Sonuç olarak:

- Donatılar aynı kalmak üzere farklı türdeki zeminler için birbirine yakın sonuçlar elde edilmiştir.

- Birden fazla donatı kullanılması durumunda, birinci donatı tabakası derinliğinin artması ile daha küçük taşıma gücü elde edilmiştir.

- Kullanılan donatılardaki çekme mukavemeti arttıkça taşıma gücü de artmıştır.

Guido vd. (1986), geogrid veya geotekstil donatılı kum zemine, oturan model yüzeysel kare temelin taşıma gücünü incelemiştir. Orta sıkı kum (rölatif sıklığı % 55) kullanılarak, geotekstil-kum ve geogrid-kum arasındaki sürtünme, donatı tabakaları arasındaki mesafe, donatı tabakası genişliği, donatı tabakası sayısı ve donatı çekme mukavemeti parametrelerinin taşıma gücüne etkisi belirlenmeye çalışılmıştır.

Aynı deneyler, geotekstil veya geogrid tabakaları kullanılarak tekrarlanmış ve her iki durum karşılaştırılmıştır. Geogrid donatılı zeminde yapılan deneylerle elde edilen taşıma gücü değerleri, geotekstille yapılan deneylerle elde sonuçlardan biraz daha büyük (tabaka sayısına bağlı olarak % 3-% 10 arasında) çıkmıştır.

Verma ve Char (1986), düşey galvanizlenmiş çubukların yerleştirilmesiyle güçlendirilmiş kum zeminde, model temelle taşıma gücü deneyleri yapmıştır. Düşey donatı kullanılmasının uygulamada büyük kolaylık sağlayacağı aşikârdır. Düşey donatı kullanılmasının donatı boyu, donatı çapı, donatılı tabaka genişliği ve donatı aralığına bağlı olarak taşıma gücüne katkıda bulunduğu gösterilmiştir.

Samtani ve Sonpal (1989), metal şeritlerle güçlendirilmiş kohezyonlu zeminin taşıma gücü özelliklerini araştırmıştır. Deneyleerde kohezyonlu zeminlerin taşıma gücünün donatı şeritlerinin kullanılması ile arttırılabileceği ve temel genişliğinin dört katından fazla şerit uzunluklarında, taşıma gücünün şerit uzunluğundan fazla etkilenmediği belirlenmiştir. Ayrıca, donatılı zeminin taşıma gücü ile kullanılan donatı sayısı arasındaki ilişkinin lineer olmadığı ve donatılı kohezyonlu zeminlerde, taşıma gücü kırılmalarının farklı şekillerde gerçekleştiği sonuçlarını çıkarılmıştır.

Al-Mosawe ve Al-Dobaissi (1992), laboratuvar model deney düzeneği kullanarak deneysel bir çalışma yapmışlardır. Bu çalışmada, dinamik yükler altında geogrid-donatılı üniform kum zemine oturan B=60 mm genişliğindeki şerit temelin taşıma gücünü incelemişlerdir.

Khing vd. (1993), geogrid tabakalarıyla güçlendirilmiş kum zemine oturan, model yüzey şerit temelin taşıma gücü sonuçlarını sunmuşlardır. Deneylede rölatif sıklığı % 70 olacak şekilde deney tankına yerleştirilmiş kötü derecelenmiş kum kullanılmıştır. Deneyle; ilk donatı tabakası derinliği, donatı tabakası genişliği ve donatı tabakası sayısı değiştirilerek tekrarlanmıştır. Böylece sınır taşıma gücü ve belli oturmalara karşılık gelen taşıma gücü değerlerine göre hesaplanan, taşıma gücü oranları (donatılı zeminin taşıma gücünün aynı şartlardaki donatısız zeminin taşıma gücüne oranı) karşılaştırılmış ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Taşıma gücünü arttırmada geogrid donatıdan en fazla fayda, birinci donatı tabakasının derinliğinin temel genişliğine oranının birden az olduğunda elde edilmiştir.
- Şerit temel durumunda, temel tabanından itibaren 2.25 B'den daha büyük derinliğe yerleştirilen donatının taşıma gücüne katkısı olmamıştır.
- En yararlı şekilde, en küçük donatı genişliği temel genişliğinin en az altı katı olmalıdır.
- Sınır taşıma gücü değerlerinden hesaplanan taşıma gücü oranları yanlış yönlendirici olabilir. Çünkü çoğu temeller oturma koşuluna göre inşa edilirler. Oturma koşulu açısından hesaplanan taşıma gücü oranları sınır taşıma gücü oranının % 67-70'i civarındadır.

Omar vd. (1993), geogrid donatılı kuma oturan kare ve şerit yüzey model temelle taşıma gücü deneyleri yapmıştır. Deneylede rölatif sıklığı % 70 olan kum kullanılmıştır. Her iki model temel için aynı koşullarda deneyler tekrarlanmış ve birbiri ile karşılaştırılmıştır. Deneylelerden çıkardıkları bazı sonuçlar aşağıda verilmiştir.

- En yüksek taşıma gücü elde etmek için gerekli donatılı zemin tabakası kalınlığı şerit temellerde 2 B ve kare temellerde 1.4 B'dir.
- En yüksek taşıma gücünü elde etmek için gerekli donatı genişliği şerit temellerde 8 B, kare temellerde 4.5 B'dir.
- Donatının katkısı olabilmesi için ilk donatı tabakasının, temel tabanından itibaren B derinliği içinde olmalıdır.

Yetimoğlu vd. (1994), geogrid donatılı kuma oturan yüzeysel dikdörtgen temelin taşıma gücü araştırmak için laboratuvar model deneyleri ve sonlu eleman yöntemi kullanmışlardır. Çalışmalarında ilk donatı tabakası derinliği, donatı tabakaları arasındaki mesafe ve donatı tabakasının boyutlarının etkisini araştırmışlardır. Deneylede sıkı kum (rölatif sıklığı % 70-73) kullanmışlardır. Deney sonuçları, tek tabaka geogrid kullanılması

durumunda en uygun ilk tabaka derinliği (en yüksek taşıma gücünün elde edildiği derinlik) ve çok tabakalı olması durumunda ise optimum tabakalar arası mesafe değeri olduğunu göstermiştir. Deney sonuçları, DASCAR sonlu elemanlar programı sonuçları ile karşılaştırmış ve sonuçların bu programla genel olarak uyum içinde olduğu gösterilmiştir.

Das vd. (1994), geogrid donatılı kum veya doymuş kil zemine oturan model şerit temelle taşıma gücü deneyleri yapmıştır. Deneylerde bir çeşit geogrid kullanılmıştır. Deney sonuçlarından kil ve kum zeminler için; en uygun donatılı zemin tabakası kalınlığı ve genişliği, en uygun ilk donatı tabakası derinliği belirlenmiş ve karşılaştırılmıştır. Deneylerden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Donatılı veya donatısız kile oturan şerit temelin sınır yükteki oturması, pratik olarak eşittir. Kumlarda ise donatı kullanılması sebebiyle, sınır yükte meydana gelen artışa temelin oturma miktarındaki artış eşlik etmiştir.

- Bir zemin-geogrid sistemi için en yüksek mümkün sınır taşıma gücünü elde etmek için gerekli donatı tabakası kalınlığı kumlarda 2 B killerde ise 1.75 B olarak belirlenmiştir.

- Donatıdan maksimum yarar sağlamak için ilk geogrid tabakası 0.3 B ile 0.4 B derinlikleri arasına yerleştirilmelidir.

- Maksimum taşıma gücü oranı, kum-geogrid sisteminde kil-geogrid sistemine göre daha büyüktür.

Wasti ve Bütün (1996), donatısız ve donatılı kuma oturan yüzey şerit temelle taşıma gücü deneyleri yapmıştır. Deneylerde kum, deney tankına maksimum kuru yoğunlukta yerleştirilmiş ve üç farklı donatı (polipropilen lif, 10 mm x10 mm açıklığa sahip 30 mm x 50 mm ve 50 mm x100 mm boyutlarında polipropilen ağ) farklı yoğunluklarda (kumun kuru ağırlığına göre farklı yüzdelerde % 0.075, 0.1 ve 0.15) kuma katılmıştır. Bu şartlarda taşıma gücü deneyleri gerçekleştirilmiş, donatı miktarı ve şeklinin taşıma gücü ve oturma karakteristiklerine olan etkileri tespit edilmiştir. Deneylerin sonucunda, genel olarak bu tür donatı parçacıklarının taşıma gücünü ve kırılmaya varmak için gerekli oturma miktarını arttırdığı görülmüştür. Ayrıca taşıma gücünün, donatı şekline ve donatının katılma yoğunluğuna (ağırlıkça katılma yüzdesine) bağlı olduğu görülmüştür. Büyük donatı parçacıkları katılmış zeminler daha büyük taşıma gücü vermiştir.

Adams vd. (1997), geosentetik donatılı zeminlerin potansiyel faydalarını, büyük ölçekli model yükleme deneyleri yaparak araştırmıştır. Sığ tekil temelin altına yerleştirilmiş, bir veya daha fazla sayıdaki geosentetik donatı tabakasının etkisini değerlendirmek için toplam 34 adet yükleme deneyi yapılmıştır. Rijit iki doğrultulu

geogrid ve geohücre olmak üzere, iki farklı geosentetik kullanılmıştır. Deney programının parametreleri olarak donatı tabakalarının sayısı, donatı tabakalarının arasındaki mesafe, birinci donatı tabakasının derinliği, donatının plandaki alanı, donatı tipi ve zemin yoğunluğunu seçilmiştir. Deneylemlerin sonucunda, geosentetik kullanılmasının taşıma gücünü 2.5 kata kadar arttırdığı gözlemlenmiştir.

Özalay vd. (1998), Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) deneyi ile yumuşak zeminler üzerine inşa edilen, geotekstil donatılı dolguların davranışını incelemiştir. Deneylemlerde kum dolgu zemin ile yumuşak kil taban arasına serilen geotekstilin ve kum zemin içerisinde muhtelif derinliklere yerleştirilen ikinci bir geotekstil tabakasının kum-kil zemin sisteminin taşıma kapasitesine etkisini incelemiştir. Sonuç olarak;

- Kum ile kil arasına yerleştirilen geotekstil levhası, donatıdan çok ayırıcı bir tabaka olarak etkimiştir.
- En büyük piston yükü, geotekstil levhasının yüzeye yakın bir bölgeye yerleştirilmesi durumunda elde edilmiştir.

Tan ve Çelik (1999), düzlem deformasyon koşullarında, kuma oturan model yüzey şerit temellerle, donatısız ve donatılı zeminlerin taşıma gücünü incelemiştir. Deneylemler donatısız ve geogrid donatılı kumda tekrarlanarak sonuçlar karşılaştırmışlardır. İki farklı model şerit temel (genişliği 35 mm ve 50 mm) kullanılarak, donatı kum içerisinde çeşitli derinliklere (0.1 B, 0.2 B,-1B) yerleştirilmiştir. Optimum ilk donatı tabakası derinliğini 0.5 B olarak bulunmuştur. Donatı optimum derinliğe yerleştirildiğinde, B=35 mm genişliğindeki model şerit temel için taşıma gücünü 5.1 kat artırmış; B=50 mm olduğunda ise 3.6 kat artırmıştır.

Shin ve Das (2000), bir veya daha fazla geogrid donatı tabakası içeren, orta sıkı veya sıkı zeminde, küçük ölçekli model deneylemler yapmışlardır. Deneylemlerde bir şerit temel, iki farklı rölatif sıklıkta ($D_r=0.59$ ve 0.74) kum ve bir çeşit geogrid kullanılmıştır. Her iki sıklık için çeşitli gömme derinlikleri ($D_r=0.0 - 0.75 B$), donatı tabakası sayısı ve donatı genişlikleri kullanılarak taşıma gücü deneylemleri yapılmıştır. Böylece bir donatı tabakası kullanılan deneylemlerde optimum donatı derinliği temel genişliğinin % 35'ine karşılık gelen derinlik olarak belirlenmiştir. Bunun yanında taşıma gücü oranının (donatılı zeminin taşıma gücünün donatısız zeminin taşıma gücüne oranı) donatı tabakası sayısı, ilk donatı tabakası derinliği, donatı genişliği, rölatif sıklık ile değişimi incelenmiştir.

Alawaji (2001), çökebilen zeminler üzerindeki donatılı kum zeminlerin, ıslatmanın sebep olduğu çökme oturması üzerindeki potansiyel faydalarını incelemiştir. Model

yükleme deneyleri “Tensar SS2” geogridleri ve 100 mm çapında dairesel plaka kullanılarak yapılmıştır. Geogridin genişliği ve derinliği; çökme oturması, deformasyon modülü ve taşıma gücü üzerindeki etkilerini belirlemek için değiştirilmiştir. Sonuçlar, test edilen geogridin oturmada % 95’e varan azalma, elastisite modülünde % 2000’e varan artış ve taşıma gücünde % 320’ye varan artış olması gibi yapısal katkısının olduğunu göstermiştir. Geogrid-kum sisteminin etkinliğinin, geogrid genişliğinin artması ve geogrid derinliğinin azalmasıyla arttığını bulunmuştur. Çöken zeminler üzerindeki kum tabakasının etkili ve ekonomik donatı durumu için; geogrid genişliği yüklenmiş alanın genişliğinin dört katı olmalı ve derinliği yüklü alanın çapının 0.1 katı olmalıdır.

DeMerchant vd. (2002), son yıllarda düşük yoğunluklu agrega kullanımı arttığından, geogrid donatılı düşük yoğunluklu agrega tabakalarının yatak katsayısını belirlemek için bu çalışmayı yapmışlardır. Bu çalışmada, 2200 mm x 3200 mm x 1600 mm boyutlarındaki deney tankına, 305 mm çapındaki rijit çelik plaka ile 25 yüklemeyi yapılmıştır. Deneylerde; zemin sıklığı (sıkı veya çok gevşek), zemin donatısının genişliği, en üst geogrid tabakasının yeri, geogrid tabakalarının sayısı ve geogrid çekme mukavemeti parametreleri değiştirilerek tekrarlanmıştır. Deney sonuçlarını, literatürde bulunduğu gibi taşıma gücü oranı şeklinde olmayıp, yatak katsayısı olarak sunmuşlardır. Yaptıkları çalışmanın sonucunda, geogrid tabakasından optimum faydayı elde etmek için donatı genişliğinin temel genişliğinin 4 katı olması gerektiği ve donatı tabakalarının kritik derinlik olan temel genişliği içinde olması gerektiğini bulmuşlardır.

Shin vd. (2002), çok sayıda geogrid donatılı kum zemine, oturan şerit temelin, sınır taşıma gücünü belirlemek için küçük ölçekli laboratuvar deneyleri yapmışlardır. Deneylerde, sadece bir çeşit geogrid donatı ve tek bir rölatif sıklık kullanılmıştır. Deneylerden sonuçlarından:

- Temel gömme derinliği artıkça taşıma gücünün arttığı
- Donatı kullanılmasından en fazla verim sağlamak için gerekli donatılı zemin tabakası kalınlığının temel genişliğinin iki katı olması gerektiği
- Düşük oturmalarda (temel genişliğini % 5’i gibi) donatılı zeminin taşıma gücünün donatısız zeminin taşıma gücüne oranının, sınır taşıma güçlerinin karşılaştırılması ile elde edilen oranlardan daha küçük olduğu sonuçları elde edilmiştir.

Yıldız (2002), küçük ölçekli deney düzeneği vasıtasıyla, geogrid donatılı kuma oturan temelin taşıma gücü incelemiştir. Deneylerde kare, daire ve halka temeller kullanılmıştır. Bu deneylerde ilk donatı tabakası derinliği, donatı tabakası sayısı, donatı

tabakaları arasındaki mesafe, donatı uzunluğu parametrelerinin taşıma gücüne etkisi araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar, PLAXIS sonlu eleman programında yapılan modelleme ile elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmış; böylece temel mühendisliği uygulamaları için tasarım parametreleri elde edilmeye çalışılmıştır.

Kumar ve Saran (2003b), donatılı kum zemine oturan yakın mesafeli kare ve şerit temellerle 74 adet deney yapmışlardır. Bu çalışmada; temeller arasındaki mesafenin, donatı boyutunun ve sürekli veya süreksiz donatı tabakası kullanılmasının taşıma gücü ve temel dönmesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Sonuç olarak, donatılı kum zemine oturan yakın mesafeli kare temelde girişimin (temellerin altındaki gerilme artışlarının çakışması) taşıma gücü ve oturma üzerindeki etkisinin, aynı zemin koşullarındaki izole edilmiş temele göre önemsiz olduğu görülmüştür. Oysa yakın mesafeli kare temellerin dönmesinde, zemindeki donatının sürekli olması kayda değer iyileşme ortaya çıkarmıştır. Yakın mesafeli şerit temellerin altındaki zeminde, sürekli donatı tabakalarının kullanılması taşıma gücü, oturma ve bitişik temellerin dönmesinde önemli iyileşmeye sebep olmuştur.

Michalowski (2004), donatılı zeminin taşıma gücünü incelemiştir. Yatay geosentetik tabakalarıyla güçlendirilmiş zemin üzerine oturan şerit temelin limit yükünü hesaplamak için bir metot önerilmiştir. Donatı tabakasının zeminde sıyrıldığı ve donatının koptuğu durumlar için ayrı ayrı çözümler verilmiştir. Birinci durumda taşıma gücündeki artış zemin-donatı ara yüzünün özelliklerine bağlıyken, ikinci durumda donatının mukavemet parametrelerine bağlı olduğu görülmüştür. Yatay donatı tabakalı zeminlerin taşıma gücünün tahmini için bazı bağıntılar türetilmiştir. Ayrıca optimum donatı derinliği için de bir bağıntı elde edilmiştir.

Hataf ve Rahimi (2006), lastik kırpıntıları donatı olarak kullanılarak; bunun zeminde oluşturduğu taşıma gücü artışını incelemiştir. Deneyler laboratuvar ortamında donatılı kumun üzerine oturan model sığ temel kullanılarak yapılmıştır. Farklı kırpıntı içerikleri ve farklı kırpıntı en-boy oranları kullanılmıştır. Sonuç olarak, en yüksek taşıma gücü % 40 kırpıntı içeriği ve 30 mm x12 mm'lik kırpıntılar kullanılarak elde edilmiştir.

Patra vd. (2005), geogrid donatılı kum zemine oturan, şerit temelin sınır taşıma gücünü model deney düzeneği vasıtasıyla incelemiştir. Kum tanka 25 mm kalınlığında tabakalar halinde, rölatif sıklığı % 71 ve içsel sürtünme açısı 41° (kesme kutusu deneyi ile) olacak şekilde yerleştirilmiştir. Değişik sayılarda geogrid tabakası ve gömme derinlikleri kullanılarak, sınır taşıma gücü değerleri belirlenmiştir. Elde edilen değerler Schlosser vd. (1983) tarafından önerilip, Huang ve Menq (1997) tarafından geliştirilen

Geniş Döşeme Yöntemi sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, Huang ve Meng (1997) tarafından önerilen yöntemin güvenli tarafta kalan sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir.

Omar (2006), geogrid donatılı kum zemine oturan model şerit temelle, düzlem deformasyon koşullarında taşıma gücü deneyleri yapmıştır. Deneylerde, rölatif sıkılığı % 71 olan kum kullanmıştır. Değişik eksantrisite (0, 0.05, 0.075, 0.10, 0.15), gömme derinlikleri ($D_f/B=0.6, 0.85, 1.1, 1.6, 1.35, 1.85, 2.1$) ve donatı sayıları (2, 3, 4) kullanarak 20 adet taşıma gücü deneyi yapılmıştır. Bu deneylerden aşağıdaki sonuçları elde etmiştir.

- Eksantrisite temelin sınır taşıma gücünü azaltmıştır.
- Eksantrik yüklü temelin sınır taşıma gücü bir azaltma katsayısı vasıtasıyla hesaplanabilir.
- Yük azaltma katsayısı e/B ve D_f/B bir fonksiyonudur.

Patra vd. (2006), geogrid donatılı kum zemine oturan merkezi ve eksantrik yüklü şerit temelin, sınır taşıma gücünü belirlemek için model şerit temellerle deneyler yapmıştır. Deneylerde rölatif sıkılığı % 72 olan kum kullanılmıştır. Deneysel olarak, sınır taşıma gücü ile donatı tabakası kalınlığı, gömme derinliği ve eksantrisite arasındaki ilişki araştırılmaya çalışılmıştır. Deneyler sonuçlarından benzer donatı durumlarında, eksantrik yüklü temelin taşıma gücü ile merkezi yüklü temelin taşıma gücü bir azaltma katsayısı ile ilişkilendirilmiştir. Bu azaltma katsayısının, eksantrisite ve donatılı zemin tabakası yüksekliği ile temel derinliği toplamının fonksiyonu olduğunu sonucu çıkarılmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

2.1. Giriş

Temeller, üst yapıdan gelen düşey yükler, yatay yükler ve momentleri zemine aktaran elemanlardır. Bu yükler ve moment etkisi altında temeller, merkezi ve eksantrik olarak yüklenir. Donatısız zemine oturan merkezi yüklü temellerin taşıma gücünü hesaplamak için birçok yöntem (taşıma gücü teorileri, arazi deneyler, tablolar vb.) mevcuttur. Benzer şekilde donatısız zemin oturan eksantrik yüklü temellerin taşıma gücünü hesaplamak için, yaygın kabul görmüş çeşitli yöntemler (Meyerhof Azaltılmış Genişlik Yöntemi, Geleneksel Yöntem, Prakash ve Saran Taşıma Gücü Teorisi vb.) vardır.

Son yıllarda geosentetik ürünler, İnşaat Mühendisliğinde giderek artan bir şekilde kullanılmaktadır. Bu ürünler, geniş bir amaç yelpazesine (taşıma gücü, geçirimsizlik, ayırma, drenaj vb.) hizmet etmektedir. Mekanik özellikleri iyileştirmek (taşıma gücü, oturma vb.) amacıyla, yaygın olarak kullanılan ürünler geogrid ve geotekstillerdir. Bu kullanım, donatılı zemin kavramını ortaya çıkarmıştır. Başka bir ifade ile zeminin taşıma gücü, oturma vb. özelliklerinde bir iyileştirme sağlamak amacıyla geosentetik veya metal ürünlerin kullanıldığı zemin, donatılı zemindir.

Donatılı zeminlere oturan merkezi ve eksantrik yüklü temellerin taşıma gücü ile ilgili araştırmalar yapılmıştır. Buna rağmen taşıma gücüne etkileyen parametrelerin (donatı tabakası sayısı, donatı tabakaları arasındaki mesafe, ilk donatı tabakası derinliği, donatı tabakası genişliği, donatının mekanik özellikleri, yüklenme durumu vb.) çok olmasından dolayı yeni araştırmaların yapılmasına ihtiyaç vardır. Dolayısıyla bu çalışmada, geotekstil donatılı zemine oturan eksantrik yüklü sığ şerit temelin taşıma gücünün eksantrisite ile değişimi ve bu değişimin uygun bir hesaplama metodu ile karşılaştırılması amaç edinilmiştir.

Konunun araştırılması için bir deney düzeni hazırlanmıştır. Bu deney düzeni vasıtasıyla donatılı ve donatısız kum zeminde taşıma gücü deneyleri yapılmıştır. Bu deney düzeninde, doğal olarak düzlem deformasyon koşulları söz konusudur. Deneylerde, model

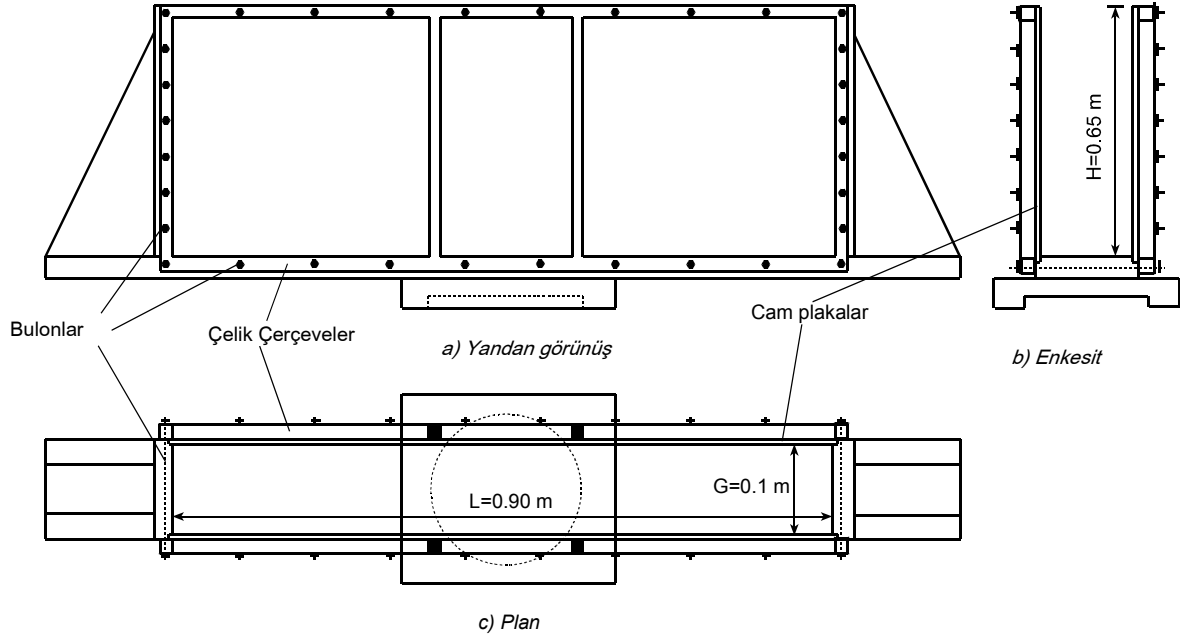
sıg şerit temel ve donatı olarak örgülü geotekstil kullanılmıştır. Model temel merkezi, çekirdek içi, üzeri ve dışı olmak üzere çeşitli eksantriselerde yüklenmiştir.

2.2. Deney Düzeni

Deney düzeni; deney tankı, model şerit temel, yükleme düzeni, kum yüzeyini düzleme aleti ve kum ana parçalarından oluşmaktadır. Bunlara ilaveten, deneylerde kumun sıkıştırılması için genişliği, deney tankı genişliğine eşit olan bir ahşap tokmak kullanılmıştır. Deneyler, K.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümünün Geoteknik laboratuvarında gerçekleştirilmiş olup, Laboratuvarında bulunan üç eksenli deney aletinin presi (yükleme düzeni), yük halkaları, deformasyon ölçüm saatleri ile dijital fotoğraf makinesi kullanılmıştır.

2.2.1. Deney Tankı

Deney tankının içi bir dikdörtgenler prizması olup, uzunluğu 0.90 m, genişliği 0.10 m ve yüksekliği 0.65 metredir. Deney tankının şeması Şekil 2.1'de görülmektedir.



Şekil 2.1. Deney tankı

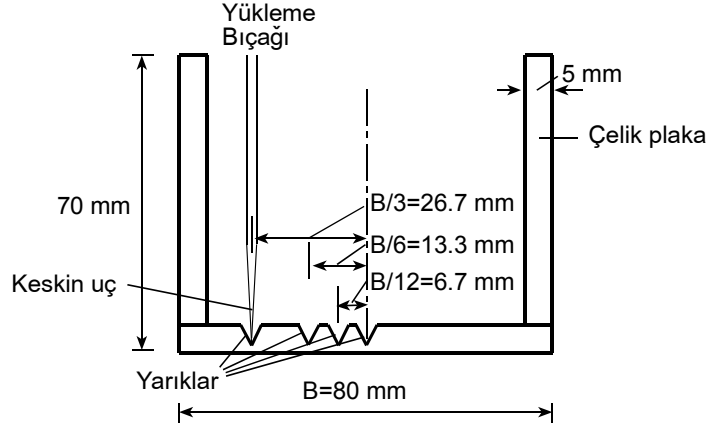
Deney tankının alt ve yan yüzleri sert ağaçtan üretilmiş bir çerçeve olup; bu ahşaba cam levhaları yerleştirilebilmesi için L biçimli kanallar açılmıştır. Ahşap yan yüzlerin rijitliğini sağlamak amacıyla masif üçgen takozlar tankın her iki tarafına monte edilmiştir. Böylece ahşap çerçevenin yükleme esnasında yanlara doğru genişlemesinin, engellenmesi amaçlanmıştır (Şekil 2.1a).

Ön ve arka yüzler, kırılma yüzeylerini gözlemlenebilmesi ve fotoğraf çekilebilmesi için 20 mm kalınlığındaki cam plakalardan oluşturulmuştur. Bu kalın cam plakalar yan sürtünmeleri mümkün mertebe azaltmak; aynı zamanda yükleme esnasında şerit temelin eksenine dik rijit düzlemler oluşturmada faydalı olmuşlardır. Kumun tabakalar halinde sıkıştırılmasını takip etme ve kırılma yüzeylerini belirlemede kolaylık sağlama açısından, tankın ön ve arkasındaki cam plakalar üzerinde bir kare ağ oluşturulmuştur. Cam plakaların yana doğru hareketinin engellemek için profillerden yapılmış olan iki çelik çerçeve cam plakalarını ön ve arka yüzüne yerleştirilmiş; bu çerçeveler cam plakaları dıştan tutacak şekilde 32 adet çelik bulonla birbirlerine bağlanmıştır. Deney tankını üç eksenli aletin presi üzerine oturtabilmek için ahşap çerçevenin altına, tam ortasına denk gelecek şekilde dikdörtgen bir ahşap eleman monte edilmiştir. Bu eleman monte etmeden önce 25 mm derinliğinde ve 160 mm çapında üç eksenli aletin pres başlığının tam oturabileceği bir oyuk açılmıştır (Şekil 2.1c).

2.2.2. Model Şerit Temel

Model temelin genişliği 80 mm, uzunluğu 100 mm ve yan yüzlerinin yüksekliği 70 mm olup, 5 mm kalınlığında çelik levhalardan üretilmiştir (Şekil 2.2). Model temelin cama temas eden ön ve arka yüzlerine 2 mm kalınlığında sert plastik tabakalar yapıştırılmıştır. Bununla, camla temel yan yüzleri arasına kum tanelerini girmesinin engellenmesi ve camla temelin sürtünmesini azaltılması amaçlanmıştır. Bu plastik yüzeyler deney esnasında yağlanarak temelle cam arasındaki sürtünme en aza indirilmiştir. Model temelin tabanında merkezi ve eksantrik yükleme yapabilmek için V şeklinde yarıklar açılmıştır. Bu yarıklar, temel simetri ekseninde (merkezi yükleme için) ve eksantrisite çekirdek içinde ($e/B=1/12$), üzerinde ($e/B=1/6$) ve dışında ($e/B=1/3$) olacak şekilde düzenlenmiştir. Yükleme bıçağının oturduğu oyukların kalınlıklarının küçük olmasına dikkat edilmiştir. Çünkü dönen temelde bu kalınlık eksantrisiteyi değiştirebilmektedir. Tam sürtünmeli ve

pratikteki koşullara uygun olarak kalın bir zımpara kâğıdı temel tabanına yapıştırılmıştır. Şekil 2.2’de model şerit temelin bir şeması gösterilmektedir.

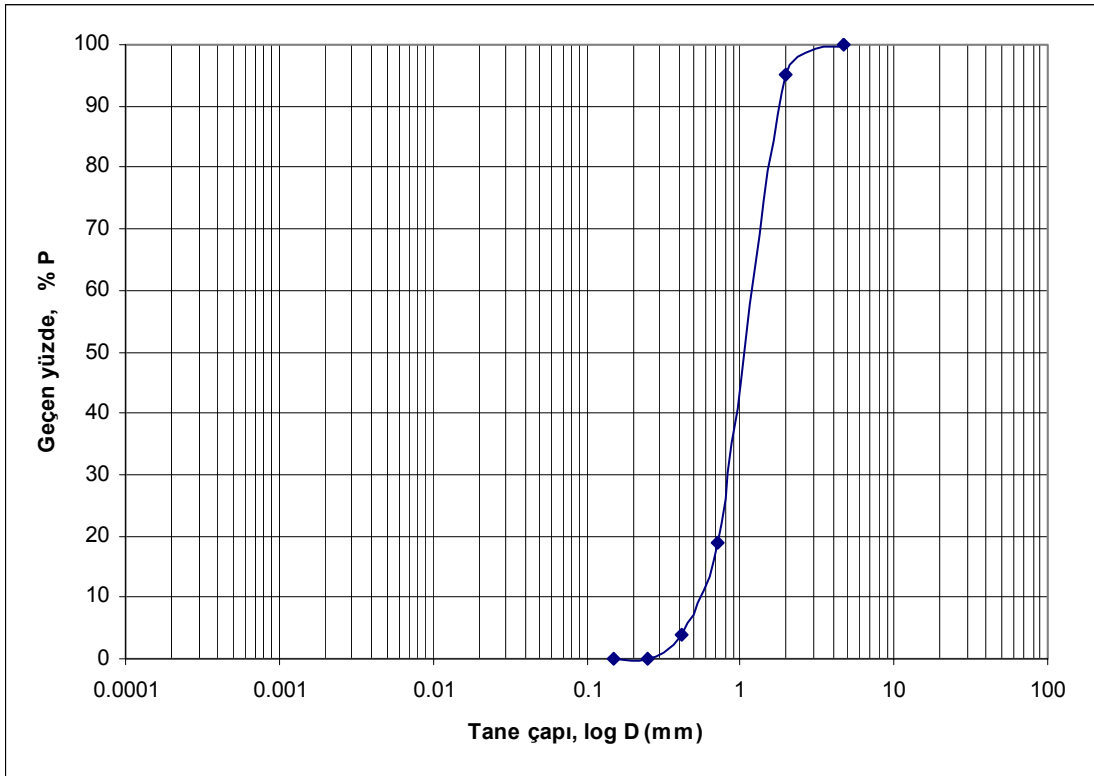


Şekil 2.2. Model şerit temel

2.2.3. Deneylerde Kullanılan Kumun Özellikleri

Deneylere başlamadan önce kullanılacak kumun geoteknik özellikleri belirlenmiştir. Bu kum İyidere ilçesi (Rize)’nin bitişiğindeki doğu sahilinden alınmıştır. Kum, öncelikle içindeki yabancı maddeleri ayrıştırmak için 4 No’lu elekten geçirilmiştir ve sonrasında 200 No’lu elekte yıkanmış ve kurutulmuştur. Kum için elek analizi yapılmış olup, granülometri (tane büyüklüğü dağılımı) eğrisi Şekil 2.3’te görülmektedir.

Kumun granülometri eğrisinden, $D_{10}=0.58$ mm (efektif çap), $D_{30}=0.80$ mm ve $D_{60}=0.95$ mm olarak belirlenmiştir. Bu değerlerden üniformaluluk katsayısı $C_u=1.64$, eğrilik katsayısı $C_r=1.16$ olarak elde edilir. Kumun tane çapları 0.2-4.0 mm arasında (iri-orta) olup, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre sınıfı kötü derecelenmiş kumdur (SP). Bu çalışma Moroğlu’nun (2001) devamı niteliğindedir. Deneyler kullanılan kumun özellikleri aynen korunmuştur. Kumun özelliklerinin belirlendiği deneylerle ilgili ayrıntılı bilgi Moroğlu’nda (2001) bulunabilir. Kumun $D_r=0.74$ sıklığındaki içsel sürtünme açısı, kesme kutusuyla 41° , üç eksenli deney ile 43° olarak belirlenmiştir. Kumun, ilgili deneylerle belirlenmiş bazı özellikleri Tablo 2.1’de gösterilmiştir.



Şekil 2.3. Kumun granülometri eğrisi

Tablo 2.1. Deney kumunun bazı özellikleri

Özellik	Birim	Değer
Tane özgül yoğunluğu, G_s	–	2.66
Maksimumu kuru yoğunluk, ρ_{kmax}	Mg/m ³	1.658
Minimum kuru yoğunluk, ρ_{kmin}	Mg/m ³	1.395
Efektif çap, D_{10}	mm	0.58
D_{30}	mm	0.80
D_{60}	mm	0.95
Üniformluluk katsayısı, C_u	–	1.64
Eğrilik katsayısı, C_r	–	1.16
İçsel sürtünme açısı ($D_r=0.74$), ϕ_{kesme} kut. $\phi_{üç}$ eksenli	Derece	41
		43

Deneylerde genel kayma kırılması elde etmek için kum tanka sıkı durumda (rölatif sıkılık, $D_r=0.74$) yerleştirilmiştir. Rölatif sıkılığın çeşitli değerlerine göre kohezyonsuz zeminlerde sıkılık derecesi Tablo 2.2’de verilmektedir.

Tablo 2.2. Kohezyonsuz zeminlerde sıklık tablosu

Rölatif sıklık, D_r	Sıklık derecesi
0-15	Çok gevşek
15-35	Gevşek
35-65	Orta sıkı
65-85	Sıkı
85-100	Çok sıkı

Rölatif sıklığın 0.74 olması için kumun birim hacim ağırlığı Bağıntı 2.1 ile hesaplanmıştır (Uzuner, 2005).

$$D_r = \frac{\gamma_{kmax}}{\gamma_k} \left(\frac{\gamma_k - \gamma_{kmin}}{\gamma_{kmax} - \gamma_{kmin}} \right) \quad (2.1)$$

Bu birim (hacim) ağırlığı değerinden faydalanarak 50 mm yüksekliğindeki tabaka için $D_r=0.74$ sıklığında gerekli kum miktarı ($M_k=7100$ g, $V=4500$ ml, $\rho_k= 1.58$ Mg/m³) hesaplanmıştır.

2.2.4. Örgülü Geotekstil

Donatılı deneylerde, tankın plandaki iç alanına (0.10 m x 0.90 m) eşit büyüklükte bir örgülü geotekstil yerleştirilmiştir (Şekil 2.4). Bu geotekstil Salteks Ltd. Şti., İstanbul-Türkiye tarafından sağlanmıştır.



Şekil 2.4. Deneylerde kullanılan 0.90 m x 0.10 m boyutlarında kesilmiş örgülü geotekstil

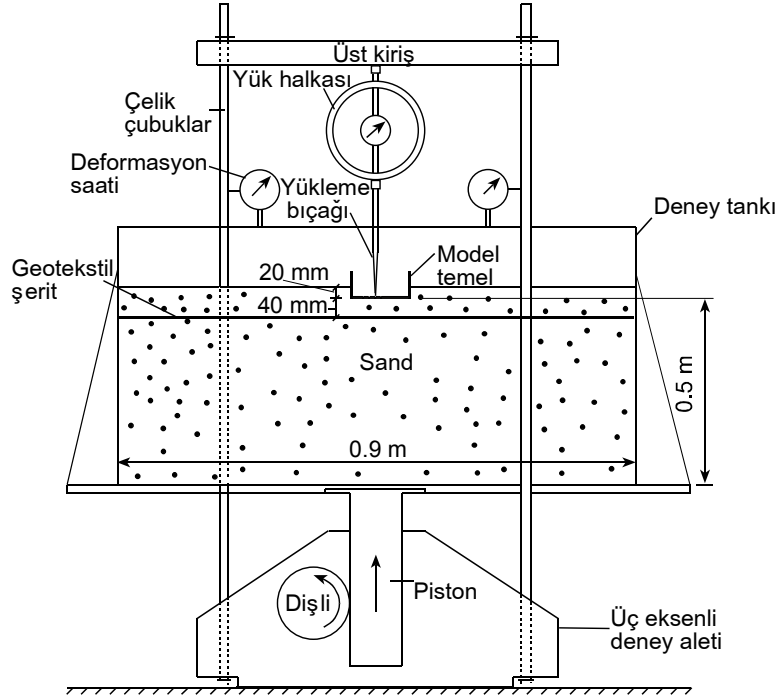
Örgülü geotekstil ile ilgili bazı bilgiler, Tablo 2.3'de görülmektedir.

Tablo 2.3. Örgülü geotekstilin bazı özellikleri

Özellik		
Tip Polimer	Örgülü Polipropilen	
Genişlik	Birim	Değer
	m	5.2
Ağırlık	g/m ²	430
Çekme Dayanımı (DIN 53857)	kN/m	86
Kopma anındaki uzaması (boyuna)	%	14
Kopma anındaki uzaması (enine)	%	14
Başlangıç tanjant modülü	kN/m	218.9

2.2.5. Yükleme Düzeni

Deneylerde yükün uygulanması için, bir üç eksenli deney aletinin 10 kN kapasiteli presi kullanılmıştır. Bu pres elektrik motoru sayesinde çeşitli hızlarda (0.006 mm/dk - 1.52 mm/dk) sabit deformasyon uygulama ve elle kriko gibi kullanılma özelliklerine sahiptir. Presin iki yanında bulunan düşey çelik çubuklar model temelin yüklenebilmesi için uzatılmıştır (Şekil 2.5). Deney tankı, altında bulunan dairesel oyuk sayesinde presin üst başlığının üzerine oturtulmuştur. Presin üst kirişine düşey ve sabit olarak takılan 10 kN kapasiteli bir yük halkası, uygulanan yükü ölçmede kullanılmıştır. Deneylerden önce yük halkası kalibre edilmiş; kalibrasyon eğrisi belirlenmiştir. Yük halkasına düşey olarak monte edilmiş ucu keskin yükleme bıçağı, model temeli yüklemek için kullanılmıştır. Yükleme deformasyon kontrollü olarak yapılmıştır. Şekil 2.5'te yükleme düzeninin bir şeması görülmektedir.



Şekil 2.5. Yükleme düzeninin genel şeması

2.3. Düzlem Şekil Değiştirme Koşulları

İdeal olarak zemin içinde veya üzerinde bulunan yapıların davranışları en iyi şekilde bire-bir ölçekli deneyler yapılmasıyla gözlemlenir. Fakat bu tarz bir çalışma pahalı olduğundan pratikte davranış, model deney düzenekleri kullanılarak incelenmektedir. Bununla birlikte gerçek davranışı temsil eden anlamlı bilgileri model deneylerinden elde etmek için laboratuvar deney düzeneklerinde arazi koşullarına benzer şartlar oluşturulmalıdır (Uzuner, 1975).

Düzlem şekil değiştirme oluşabilmesi için iki koşulun sağlanması gerekir. Bunlar: a) Şekil düzlemine dik doğrultudaki şekil değiştirme sıfır olmalıdır, b) Şekil düzlemine paralel yüzeylerde kayma gerilmeleri sıfır olmalıdır (Şekil 2.5). Bu şartları sağlanması için, aynı kesit özellikleri sonsuz uzunluktaki bir yapıda olması gerekir. Bu çalışmada kullanılan deney düzeneğinin düzlem koşullarını sağlaması içinde benzer şekilde, model temel eksenini doğrultusunda (deney tankı düzlemine dik doğrultudaki şekil değiştirme, ϵ_y) şekil değiştirme sıfır olmalı; deney tankının içindeki zemin ile deney tankı yan yüzlerini oluşturan camlar arasındaki sürtünme sıfır olmalıdır.

Deneyleerde, teorik olarak rijit ön ve arka yüzleri sağlamak imkansızdır. Bu durumda şekil düzlemine dik doğrultudaki şekil değiştirmeleri sınırlamak ve kontrol altında tutmak gereklidir. Kirkpartick ve Yanikian (1975), düzlem şekil değiştirme deneylelerinde, deney düzeneklerinin yan yüzlerinde meydana gelen yanal hareketlerin etkisini araştırmışlardır. Bu araştırmalarda, farklı derecelerde yanal hareket rijitliği sağlayan büyük ölçekli model şekil değiştirme aleti kullanmışlardır. Bu deneylelerin sonucunda yan duvarların hareketlerinin model genişliğinin % 0.1'inden küçük olması durumunda elde edilen sonuçların gerçek düzlem şekilde değiştirme sonuçlarını yansıttığını belirtmişlerdir.

Ko ve Davidson (1973), bu çalışmadakine benzer bir deney tankı kullanarak (104 mm genişliğinde, 533.4 mm yüksekliğinde ve 1524 mm uzunluğunda) taşıma gücü deneyleleri yapmıştır. Bu deneylelerde, farklı yanal rijitlikler kullanılarak yanal hareketin taşıma gücüne etkisini incelenmiştir. Sonuç olarak, yeterli miktarda yanal harekete karşı rijitlik sağlanmadığında, sınır taşıma gücü değerlerinde % 30-% 40 azalma oluşacağı belirtilmiştir.

Daha öncede belirtildiği gibi düzlem şekil değiştirme deneylelerinde, ön ve arka yüzeylerdeki sürtünmelerin sıfır olması gerekmektedir. Bunun sağlanması için ön ve arka yüzlerde, cam ile zemin arasında ince esnek lastik plakalar (latex membrane) veya ince bir yağ filminin oluşturulması gerekir. Bu sağlanmadığında ise zeminle cam yüzeyi arasındaki sürtünme kuvvetleri, düzlem şekil değiştirme koşullarını ihlal eder (Uzuner, 1975).

Kirkpatrick ve Uzuner (1975), merkezi yüklü temelerde ön ve arka yüzeydeki sürtünmenin sınır taşıma gücü üzerindeki etkisini deneysel olarak incelemiştir. Bu çalışma sonucunda ön ve arka yüzdeki sürtünmeden dolayı taşıma gücü değeri ölçümlerinde yapılan hata model genişliğinin (ön ve arka yüzey arasındaki mesafe) temel genişliğine bağlı olarak (W_m/B) azalmasıyla artmıştır.

Bu çalışmada yapılan deneylelerde zemin direkt olarak cama temas etmektedir. Kirkpatrick ve Uzuner (1975) cam-kum temasında, orta sıkı zemine oturan yüzey temelinde ($D_f=0$) temel genişliğinin model genişliğine oranının bir olması ($B/W_m =1$) durumunda yan sürtünmesinin taşıma gücüne etkisinin %10'dan küçük olacağını göstermiştir. Ayrıca bu çalışmada taşıma gücü değerleri yerine sınır yük oranları kullanılarak yan sürtünme etkisinin yaklaşık olarak elimine olacağı değerlendirilmiştir.

2.4. İçsel Sürtünme Açısı

Laboratuarda içsel sürtünme açısı; kesme kutusu deneyi, üç eksenli deney, düzlem deformasyon deneyleri vb. ile belirlenir. Bu deneyler sonucunda, aynı zemin için belirlendiği deneyle isimlendirilen farklı içsel sürtünme açıları elde edilir. Genel olarak bu içsel sürtünme açıları için aşağıdaki ilişkinin varlığından bahsedilebilir (Cornforth,1964).

$$\phi_{\text{kesme kut.}} < \phi_{\text{üç eksenli}} < \phi_{\text{düz. def.}} \quad (2.2)$$

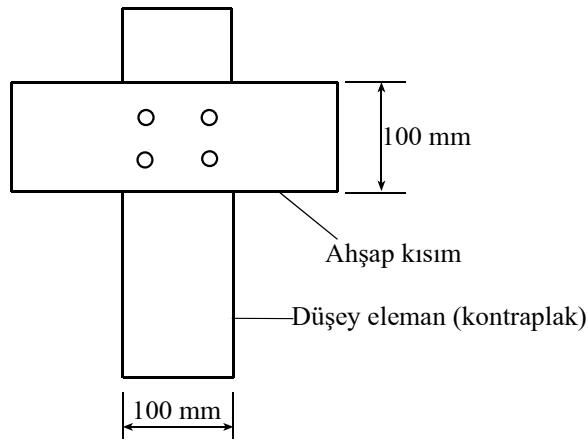
Lee (1970), literatürde daha önce yapılmış doğrudan ve dolaylı araştırmalar ve kendi deneysel araştırmaları sonucunda üç eksenli deney sonucunda elde edilen içsel sürtünme açısı ile düzlem deformasyon deneyleri ile elde edilen içsel sürtünme açısı arasında 0° ile 6° - 8° fark olabileceğini belirtmiştir. Bu fark düşük hücre basıncındaki sıkı kum durumunda en büyük; gevşek kum durumunda veya yüksek hücre basıncındaki sıkı kum durumunda daha düşüktür. Teoriler düzlem deformasyon koşullarına göre türetildiklerine göre, ideal olarak bunlarda kullanılan içsel sürtünme açısı da (ϕ) düzlem deformasyon deneyleri ile belirlenmelidir (Moroglu, 2001). Bu çalışma için içsel sürtünme açısını düzlem deformasyon deneyleri ile belirleme olanağı yoktu. Lade ve Lee (1976) tarafından önerilen üç eksenli içsel sürtünme açısı ile düzlem deformasyon içsel sürtünme açısı arasındaki aşağıdaki bağıntı kullanılmıştır. Böylece düzlem deformasyon içsel sürtünme açısı 48° olarak elde edilmiştir.

$$\phi_{\text{düz. def.}} = 1.5\phi_{\text{üç eksenli}} - 17 \quad (\phi_{\text{üç eksenli}} > 34^\circ) \quad (2.3)$$

2.5. Donatısız Zeminde Tipik Bir Deneyin Yapılışı

Bir deneyin yapılışı, deneye hazırlık, yükleme ve deney sonrası olmak üzere üç aşamaya ayrılmıştır. Her aşamada yapılan işler tüm deneylerde aynı sıra ile tekrarlanmış böylece bir standart tutturulmaya çalışılmıştır. Aşağıda bir deneyde yapılan çalışmalar bu üç aşama için kademe kademe anlatılmış, deneylerin yapılması esnasında özellikle dikkat edilecek hususlara değinilmiştir.

Deneye hazırlık aşamasında, model temel yükleme yapmaya hazır hale getirilmiştir. İlk olarak deney tankının altında bulunan kum tahliye delikleri, kum doldururken açılmamaları için iyice kapatılmıştır. Sonra deney tankına kum, ön ve arka yüzlerinde oluşturulmuş olan kare ağ çizgileri takip edilerek tabakalar halinde doldurulmuştur. Her tabaka için 7100 g kum tartılmış ve deney tankına büyükçe bir huniyi tankın uzunluğuna gezdirerek, serbestçe dökülmüştür. Bu serilen gevşek tabakayı uniform bir kalınlığa getirmek için kum yüzeyi düzeltme aleti kullanılmıştır (Şekil 2.6). Kum yüzeyi düzeltme aleti tankın üst kenarları boyunca kaydırılabilen bir düzenek ve bu düzeneğe bağlı tankın içine inen bir plakadan oluşmaktadır. Kum yüzeyi düzeltme aleti ile dikkatli bir şekilde aynı tabaka kalınlığı (yaklaşık 55 mm) elde edilmiştir. Bu aşamadan sonra ahşap hafif bir tokmak yardımıyla tabaka kalınlığı 50 mm'ye indirilmiştir. Böylece deneylerde planlanmış olan rölatif sıkılık ($D_r=0.74$) elde edilmiştir. Bu işleme tabaka kalınlıkları toplamı 500 mm olana kadar devam edilmiştir.



Şekil 2.6. Kum yüzeyi düzeltme aleti

Son zemin tabakası oluşturulduktan sonra model temel düzeneğe yerleştirilmiştir. Model temel düzeneğe yerleştirilmeden önce cama temas edecek kenarları yağlanmış ve yükleme sırasında model temelle cam arasına kum girmemesi için 10 No'lu elek üzerinde kalan kumdan çok az bir miktar alınarak temelle camın temas ettiği bölgenin hemen altına serilmiştir. Model temel yerleştirildikten sonra temelin her iki tarafındaki sürşarj tabakası için zemin ağırlıkları hesaplanmış ve temel altındaki tabakalara benzer şekilde 20 mm kalınlığında sürşarj tabakası oluşturulmuştur. Deney tankının yanal deformasyonunu sınırlamak için tankın çelik çerçevesinin üst profilinde bulunan bulonlar ve marangoz

mengeneleri monte edilmiştir (Şekil 2.7). Burada, bulonları ve mingeneleri eşit torkla sıkılmaya dikkat edilmiştir. Bunun için sabit tork uygulamaya yarayan bir alet kullanılmıştır. Deney tankı, üç eksenli deney aleti presinin elle kaldırma kolu vasıtasıyla üzerinde bulunduğu takozlardan kaldırılmıştır. Yükleme bıçağı, yük halkası ve kirişten oluşan düzenek model temelin üzerine yerleştirilmiş ve bulonları sıkılarak sabitlenmiştir. Tankın düşey hareketi ve bir yan yüzeyinin orta noktasının yanal deformasyonunu ölçmek için, deformasyon saatleri kendileri için daha önceden tasarlanan çelik çubuğa kaynaklanmış levhalara tutturulmuştur (Şekil 2.7).

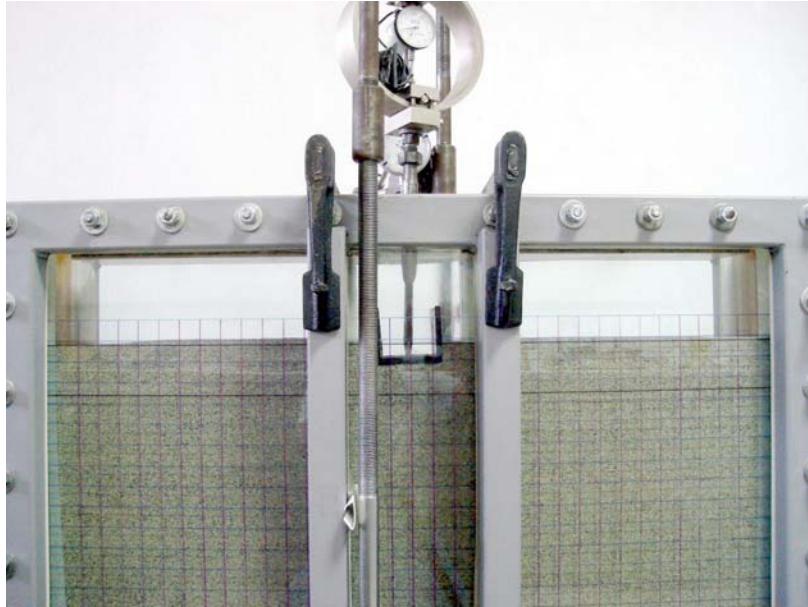
Deney aşaması, model sığ şerit temele yüklemenin yapıldığı aşamadır. Öncelikli olarak tüm deformasyon saatleri ve yük halkası sıfırlanmıştır. Düşey deformasyon saatinden temelin düşey hareketi, yatay deformasyon saatinden ise cam yüzeylerin yanal hareketi ölçülmüştür. Yükleme esnasında fotoğraf çekmek için bir dijital fotoğraf makinesi cam yüzeyinden yaklaşık 1.5 m uzaklıktaki bir fotoğraf makinesi sehpasına yerleştirilmiştir. Yüklemenin başlangıç anında, deney düzeneğinin fotoğrafı Şekil 2.7’de görülmektedir. Bu işlemlerden sonra 0.15 mm/dk’lık sabit bir düşey deformasyon hızı uygulanacak şekilde, model temel yüklenmeye başlanmıştır. Bir süreölçer vasıtasıyla deney başlangıcından itibaren her 300 saniyede (0.75 mm’lik deformasyonlarda), sınır taşıma gücüne yaklaştığında ise yaklaşık her 60 saniyede (0.15 mm’lik deformasyonlarda) deformasyon saatlerinde ve yük halkasında ölçümler yapılmıştır ve değerler kaydedilmiştir. Yük halkası saati okumaları ile belirli oturmalara karşılık gelen toplam düşey yük değerleri belirlenmiştir. Yükleme başlangıcında yük halkası saatinde hızlı bir artış olmuş, sınır taşıma gücüne yaklaşıldığında ise yavaş artışlar meydana gelmiştir. Sınır taşıma gücüne erişildiği andan itibaren ise yük halkası saati değerleri azalmaya başlamıştır. Yük halkası saati okumalarından en yüksek değer belirlenerek, yük halkası kalibrasyon eğrisinden model temele uygulanan maksimum yük belirlenmiştir. Maksimum okumadan itibaren birkaç tane daha yük halkası okuması yapılarak deney tamamlanmıştır. Deney esnasında ortalama 5 dakikalık aralıklarla ve yük halkası maksimum değere ulaştıktan sonra bir fotoğraf çekilmiştir. Donatısız deneylere ait örnek olarak, merkezi yüklü model sığ şerit temele ait bir deneyin bitiş anının fotoğrafı Şekil 2.8’de verilmiştir.

Deney sonrası aşaması, deney düzeneğinin sökülmesi ve bir sonraki deneye hazırlık işlemlerini kapsamaktadır. Yükleme tamamlandıktan sonra deney tankı üç eksenli deney aletinin elle indirme kolu kullanılarak tekrar takozla alınmıştır. Altta tahliye delikleri açılarak kumun tanktan boşaltılması sağlanmıştır. Bundan sonra üst başlık kirişi ve bu

kiriş monte edilmiş olan yük halkası sökülüştür. Model temel çıkarılmış ve tankın çelik çerçevesinin üst profilinde bulunan bulonlar sökülüştür.



Şekil 2.7. Merkezi yüklü model sıg şerit temelle donatısız zeminde yapılan bir deneyde yüklemenin başlangıç hali

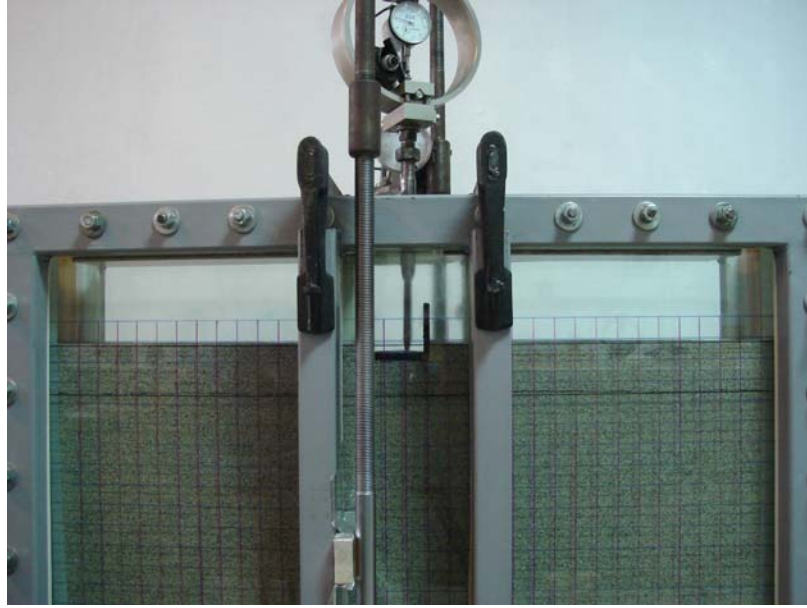


Şekil 2.8. Merkezi yüklü model sıg şerit temelle donatısız zeminde yapılan bir deneyde yüklemenin bitiş hali

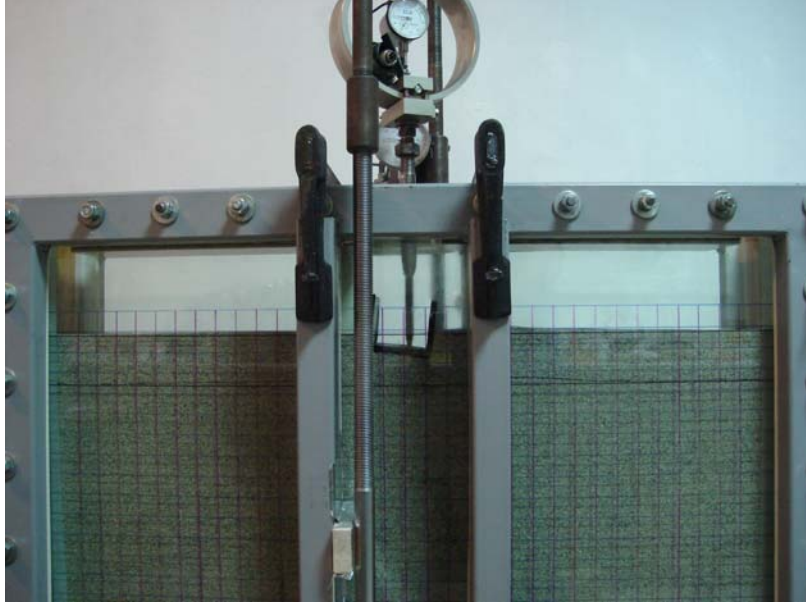
2.6. Donatılı Zeminde Tipik Bir Deneyin Yapılışı

Donatılı deneylerde, donatısız deneylere paralel işlemler tekrarlanmıştır. Donatılı deneylerdeki tek farklılık örgülü geotekstilin kullanılmasıdır. Model şerit temel tabanından itibaren temel genişliğinin yarısı kadar ($B/2=40$ mm) bir derinliğe örgülü geotekstil yerleştirilmiştir. Bu yerleştirme işlemi dolayısıyla temel tabanından itibaren oluşturulan son iki tabakadan, yüzeye yakın olanı 40 mm kalınlığında diğeri 60 mm kalınlığında oluşturulmuştur. Böylece her iki tabaka için ayrı ayrı deney sıklığını ($D_r=0.74$) elde etmek için gerekli kum miktarları ($M_{k1}=5680$ g ve $M_{k2}=8520$ g) belirlenmiş ve sıkıştırılarak yerleştirilmiştir.

Donatılı deneylere ait örnek olarak, model sığ şerit temelde eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu bir deneyde yüklemenin başlangıç ve bitiş anının fotoğrafları Şekil 2.9 ve Şekil 2.10'da verilmiştir.



Şekil 2.9. Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu model sığ şerit temelle donatılı zeminde yapılan bir deneyde yüklemenin başlangıç hali



Şekil 2.10. Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu model sığ şerit temelle donatılı zeminde yapılan bir deneyde yüklemenin bitiş hali

Donatısız ve donatılı zeminde her eksantrisite için deneyler, iki defa tekrarlanmıştır. Bu tekrarlarda, eksantrisite deney tankının sağ ve sol tarafına gelecek şekilde düzenlenmiştir. Böylece deney düzeninin simetrikliğinin sağlanıp sağlanmadığı belirlenmeye çalışılmıştır. Ayrıca deneyler iki defa tekrarlanarak elde edilen sonuçların güvenilirliği sağlanmıştır.

3. BULGULAR VE TARTIŞMALAR

Donatılı ve donatısız zemine oturan, model sığ şerit temelin taşıma gücünün eksantrisite ile değişimi araştırmak bu çalışmanın esas gayesini oluşturmaktadır. Bu amaç için bir deney düzeneği oluşturulup deneyler yapılmıştır. Deneylerde kohezyonsuz zemin (kum) kullanılmıştır. Bu yaklaşım, zemin dolgularında daha az problem çıkardıkları için tercih edilmelerinden kaynaklanmaktadır.

3.1. Yapılan Deneyler

80 mm (B) genişliğinde, 100 mm uzunluğundaki sığ ($D_f=20$ mm, $D_f/B=0.25$) model şerit temelle, donatılı ve donatısız sıkı kumda ($D_r=0.74$), merkezi ($e=0$, $e/B=0$) ve çeşitli eksantrisitelerde ($e= 6.7, 13.3, 26.7$ mm ve sırayla $e/B=1/12$ (ekirdek içinde), $e/B=1/6$ (ekirdek üzerinde), $e/B=1/3$ (ekirdek dışında)) 8 tür taşıma gücü deneyi yapılmıştır.

Her bir deney, en az 2 kez tekrarlanmıştır. Bunların sınır yükleri arasındaki fark, % 2 civarındadır. Bu durum, deney işlemlerinin özenli yapıldığını göstermektedir.

3.1.1. Donatısız Zeminde Yapılan Deneyler

Donatısız zeminde yapılan, toplam sekiz adet taşıma gücü deneyine ait bilgiler Tablo 3.1'de gösterilmiştir. Deneylerde model sığ şerit temel, çeşitli eksantrisitelerde ve merkezi olarak yüklenmiştir. Böylece zeminde oluşan kırılma yüzeyleri ve yük-oturma davranışlarının eksantrisite ile değişimi belirlenmeye çalışılmıştır. Deneylerde kum, sıkı kum koşulunu sağlayacak şekilde tanka yerleştirilmiştir. Beklendiği üzere genel kayma kırılmasına uygun yük-oturma eğrileri gözlenmiştir.

Yüklemeler esnasında çekilen fotoğraflardan her taşıma gücü deneyi için bir animasyon oluşturulmuştur. Bu animasyonlardan zemin hareketleri ve kırılma yüzeyleri belirlenmiştir.

Tablo 3.1. Donatısız zemine oturan model sığ şerit temelle yapılan deneylerle ilgili bilgiler

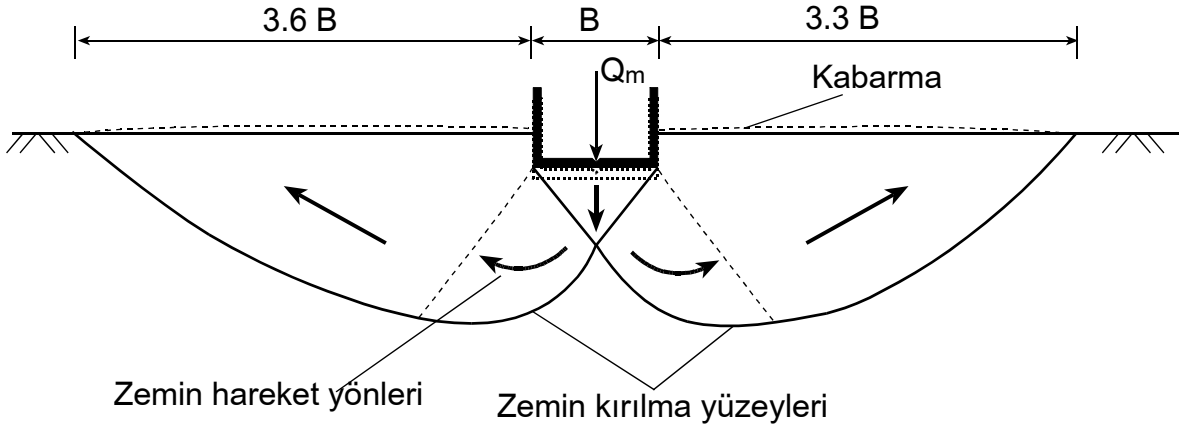
Deney No.	Donatı	e/B	D _f (mm)	D _f /B
1a-0	Yok	0	20	0.25
1b-0	Yok	0	20	0.25
2a-0	Yok	1/12	20	0.25
2b-0	Yok	1/12	20	0.25
3a-0	Yok	1/6	20	0.25
3b-0	Yok	1/6	20	0.25
4a-0	Yok	1/3	20	0.25
4b-0	Yok	1/3	20	0.25

Notlar: (Deney No.'larda 0: Donatısız), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_f: Temel derinliği

3.1.1.1. Merkezi Yüklü Model Sığ Şerit Temelle Donatısız Zeminde Yapılan Deneyler

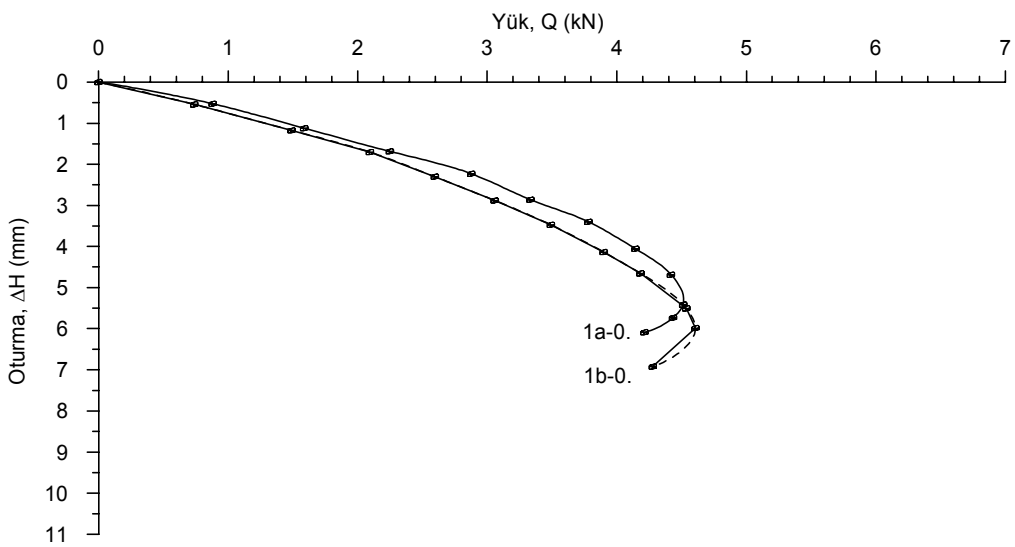
Donatısız zemine oturan merkezi yüklü model sığ temelle iki adet taşıma gücü deneyi yapılmıştır. Bu deneylerin birinin yapımı esnasında çekilen fotoğraflardan oluşturulan animasyon yardımıyla kırılma yüzeyleri ve zemin hareketleri belirlenmiştir. Bu kırılma yüzeyleri Şekil 3.1'de görülmektedir. Model temelin yüklenmesiyle birlikte zeminin altında bir üçgen kama meydana gelmiş; bu kama temelle birlikte aşağıya doğru hareket etmiştir. Bu kamanın etrafındaki zemini yanlara ve aşağıya doğru itmesiyle, her iki tarafında yaklaşık olarak simetrik kabul edilebilecek radyal kayma bölgeleri oluşmuştur. Radyal bölgelerde kendilerine bitişik olan zemini sıkıştırarak yatayla belli bir açı yapacak şekilde hareket etmesine sebep olmuştur (Şekil 3.1).

Uzuner (1975), yaptığı çalışmada değişik boşluk oranlarında kabarma genişliğinin merkezi yüklü model yüzey temeli için 3.5 B ile 4.4 B arasında değiştiğini gözlemlemiştir. Moroğlu (2001), tarafından yapılan çalışmada yüzey temeli için kabarma genişlikleri 3.3 B ve 3.2 B olarak elde edilmiştir. Bu çalışmada elde edilen kabarma genişliği değerlerinin, temel derinliği de göz önüne alındığında, Moroğlu'nun (2001) sonuçları ile uyum içinde olduğu görülmektedir (Şekil 3.1). Ayrıca kabarma genişliğinin, temelin her iki tarafında tam olarak simetrik olmadığı görülmüştür. Vesic (1973), son zemin kırılmasının sadece bir tarafta; kabarmanın fazla olduğu tarafta oluştuğunu belirtmiştir. Benzer şekilde Eastwood (1955), kayma kırılmasının yalnızca temelin bir tarafında olduğunu ve yanal kabarmanın ortalama 4B genişlikte olduğunu belirtmiştir.



Şekil 3.1. Merkezi yüklü (1a-0 No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.1) model sığ şerit temelle donatısız zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri

Deneyler esnasında, deformasyon saatlerinde ve yük halkasında ölçümler yapılmış ve bu değerler kullanılarak yük-oturma eğrileri belirlenmiştir. Bu eğriler Şekil 3.2'de görülmektedir. Ek Tablo 1.1 ve Ek Tablo 1.2'de bu deneyler sırasında yapılan ölçümler verilmiştir. Vesic (1973)'te bahsedilen ölçütlere ($D_f=0.74 B^*=160$ mm ve $D_f/B^*=0.125$ parametreleri ve Şekil 1.4 kullanılarak) göre zeminde Genel Kayma Kırılmasının oluşması beklenmekteydi. Beklenildiği gibi yük-oturma eğrileri genel kayma kırılmasına uygun olmuştur.

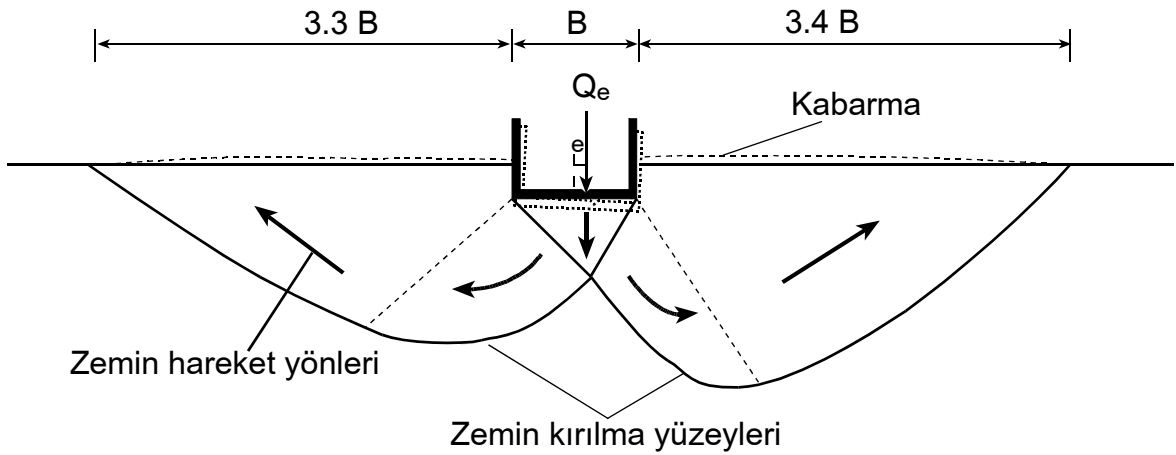


Şekil 3.2. Merkezi yüklü model sığ şerit temelle donatısız zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri

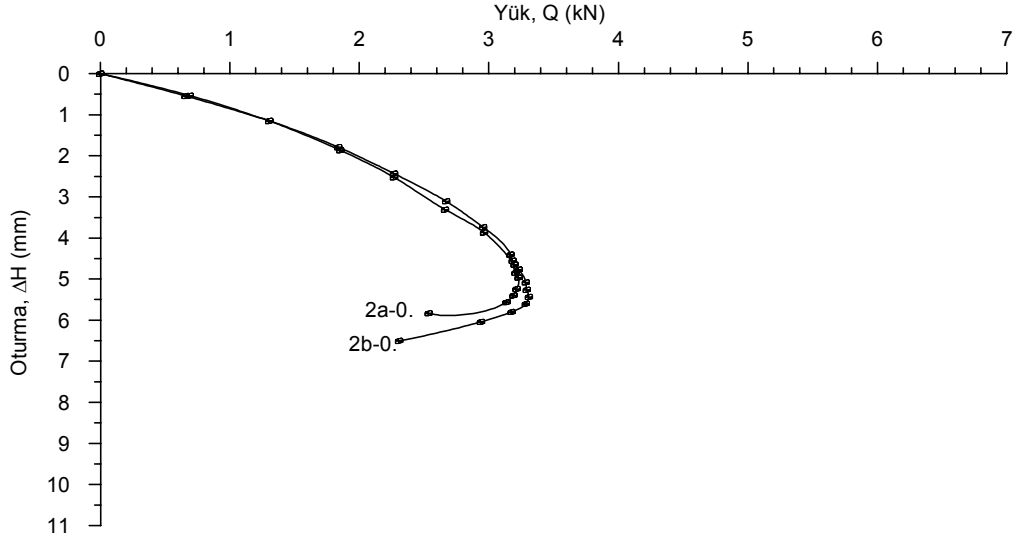
3.1.1.2. Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatısız Zeminde Yapılan Deneyler

Donatısız zeminde, eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu deneyden iki tane yapılmıştır. Bu deneylerden birinde (2a-0) çekilen fotoğraflardan belirlenen kırılma yüzeyleri ve zemin hareketleri Şekil 3.3'te görülmektedir. Bu deneylere ait yük-oturma eğrileri Şekil 3.4'te verilmiştir. Kırılma yüzeyleri eksantrisite tarafında biraz daha uzun olmuştur. Benzer şekilde kabarma genişliği eksantrisite tarafında daha büyüktür.

Model temel yüklenmeye başlandığında temelin altında temelle birlikte aşağı doğru hareket eden bir üçgen kama oluşmuştur. Bu kamanın tepe noktası merkezi yüklü temelde olduğundan farklı olarak, eksantrisite tarafına doğru hareket etmiştir (Şekil 3.3). Böylece merkezi yüklü model temel için ikiz kenar olan bu kama eksantrik yüklü model temel için çeşitkenar üçgene dönüşmüştür. Bu deneylerde, Prakash ve Saran (1971) teorisinde yaptığı kabule benzer bir üçgen kama oluşmuştur. Prakash ve Saran (1971), eksantrik yüklü temeller için yaptıkları deneysel çalışmalarda, esas kırılma yüzeylerinin eksantrisite tarafında olduğunu belirtmiştir. Eksantrisitenin tersi taraftaki zeminin ise taşıma gücüne kısmi katkıda bulunduğunu kabul ederek eksantrik yüklü temeller için taşıma gücü teorisi geliştirmiştir. Ek Tablo 1.3 ve Ek Tablo 1.4'de bu deneyler sırasında yapılan ölçümler verilmiştir.

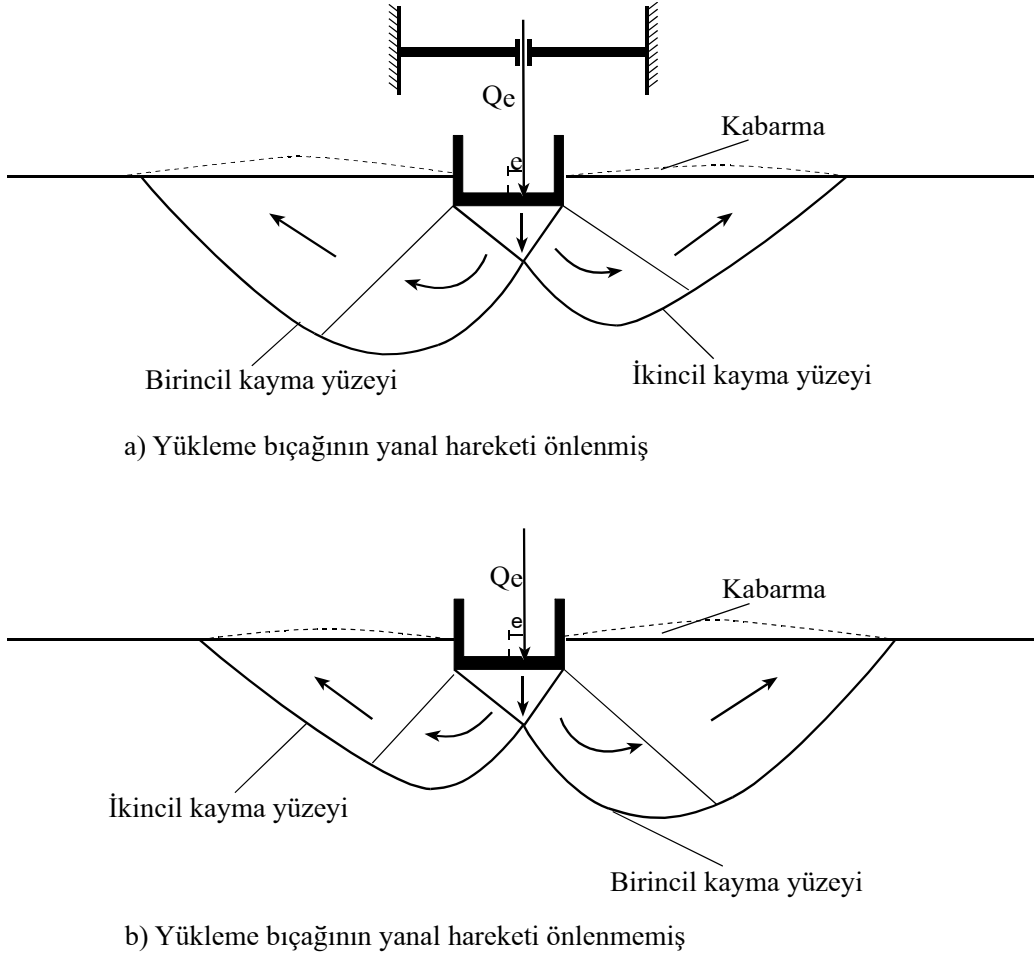


Şekil 3.3. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu (2a-0 No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.1) model sığ şerit temelle donatısız zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri



Şekil 3.4. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu model sığ şerit temelle donatısız zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri

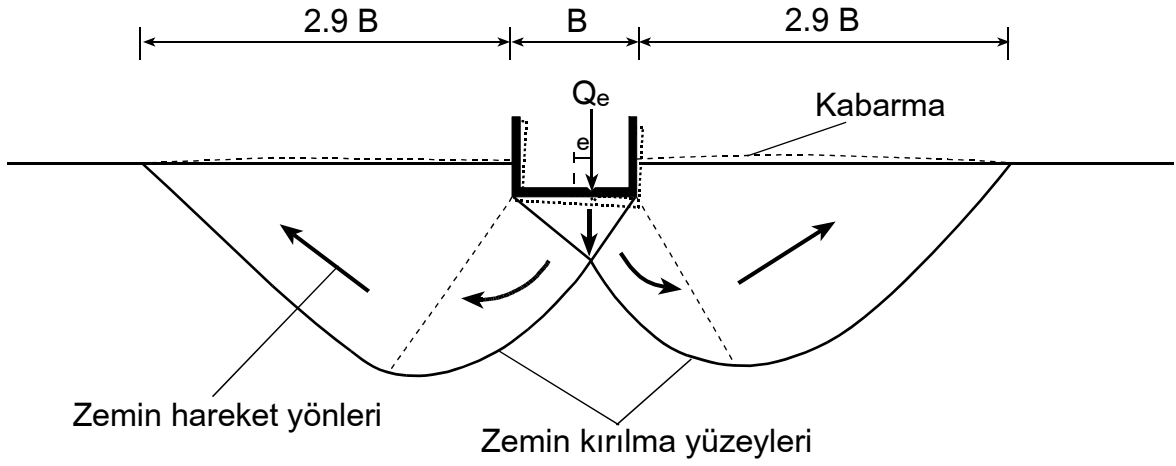
Moroğlu (2001) tarafından yapılan deneylerde esas (birincil, ana) kırılma yüzeyleri eksantrisite tarafında oluşmuştur. Bunun birlikte, Uzuner (1975) tarafından yapılan çalışmada ise esas kırılma yüzeyleri eksantrisitenin tersi yönde oluşmuştur. Eksantrik yüklü temellerde kırılma yüzeyi iki farklı şekilde meydana gelebilmektedir (Şekil 3.5) (Kirkpatrick vd., 1979; Andrawes vd., 1985). Şekil 3.5a'da görüldüğü gibi, yükleme bıçağının (dolayısıyla da temelin) yanal hareketi önlenmiş olarak yapılan deneylerde, birincil kırılma yüzeyi eksantrisitenin tersi tarafta meydana gelmektedir (Eastwood, 1955; Dhillon, 1961). Şekil 3.5b'de olduğu gibi, yükleme bıçağının yanal hareketi önlenmemiş olarak yapılan deneylerde ise, birincil kırılma yüzeyleri eksantrisitenin tersi tarafta meydana gelmektedir. (Uzuner, 1975; Kirkpatrick vd., 1979; Andrawes vd., 1985). Bu çalışmada, yükleme bıçağının yanal hareketi önlenmemiş olduğu için birincil kırılma yüzeyleri eksantrisite tarafında oluşmuştur.



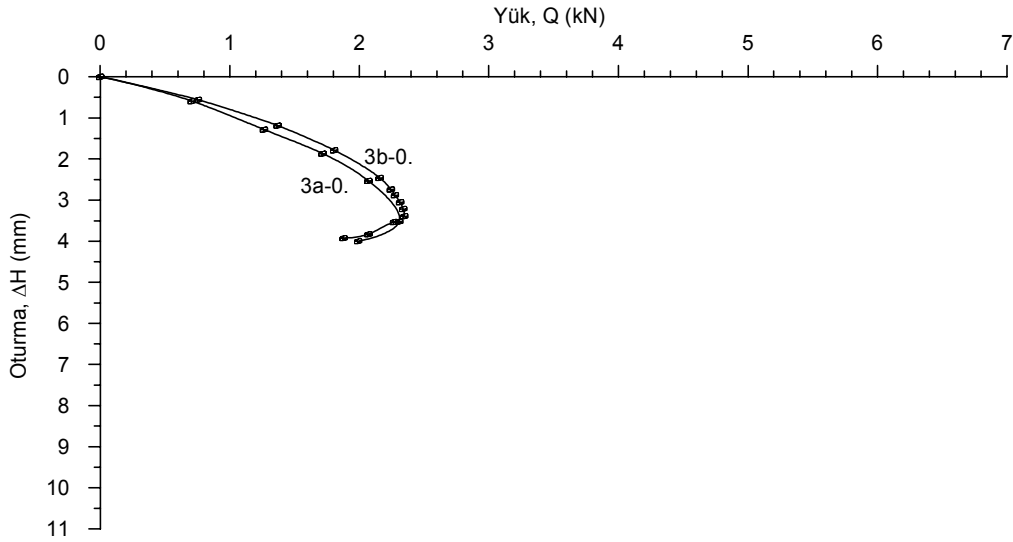
Şekil 3.5. Eksantrik yüklü temelerde farklı birincil kırılma yüzeyleri

3.1.1.3. Eksantrisitenin Çekirdek Üzerinde Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatısız Zeminde Yapılan Deneyler

Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu deneye ait zemin hareketleri kırılma yüzeyleri Şekil 3.6'da görülmektedir. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu deneye göre kırılma yüzeylerinin uzunlukları ve kabarma genişliği daha kısadır. Kırılma yüzeyleri eksantrisitenin tersi tarafta daha derine ulaştığı gözlenmekle birlikte birincil kırılma yüzeyi eksantrisite tarafında oluşmuştur. Ayrıca eksantrisitenin bulunduğu taraftaki kabarma yüksekliği, tersinde oluşana göre daha büyüktür. Şekil 3.7'de ise bu deneylere ait yük-oturma grafikleri görülmektedir. Ek Tablo 1.5 ve Ek Tablo 1.6'da bu deneyler sırasında yapılan ölçümler verilmiştir.



Şekil 3.6. Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu (3a-0 No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.1) model sığ şerit temelle donatısız zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri

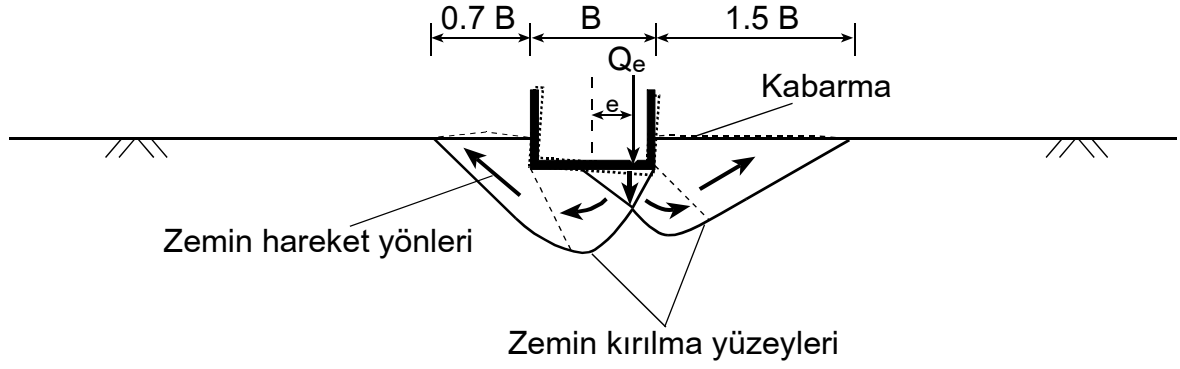


Şekil 3.7. Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu model sığ şerit temelle donatısız zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri

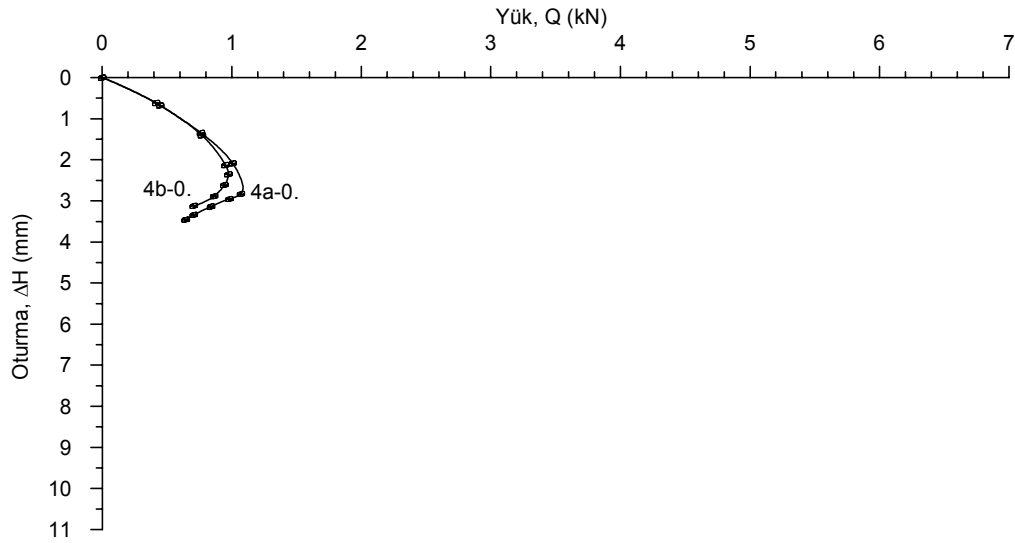
3.1.1.4. Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatısız Zeminde Yapılan Deneyler

Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu deneye ait kırılma yüzeyleri Şekil 3.8'de görülmektedir. Zeminle model temelin, eksantrisite sebebiyle temas genişliğinin az olması, model temel altındaki üçgen kamanında küçülmesine sebep olmuştur. Kamanın küçülmesiyle zeminde oluşan kırılma yüzeyleri kısalmış ve kabarma genişlikleri azalmıştır.

Şekil 3.9’da ise bu deneylere ait yük-oturma grafikleri verilmiştir. Ek Tablo 1.7 ve Ek Tablo 1.8’de bu deneyler sırasında yapılan ölçümler verilmiştir.



Şekil 3.8. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu (4a-0 No’lu deneyde, Bkz. Tablo 3.1) model sığ şerit temelle donatısız zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri



Şekil 3.9. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu model sığ şerit temelle donatısız zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri

3.1.2. Donatılı Zeminde Yapılan Deneyler

Donatılı zeminde, merkezi ve çeşitli eksantrisitelere (çekirdek içi, çekirdek üstü ve çekirdek dışı) olmak üzere toplam sekiz adet taşıma gücü deneyi yapılmıştır. Donatılı zeminde yapılan deneylerle ilgili bilgiler toplu halde Tablo 3.2’de verilmiştir.

Tablo 3.2. Donatılı zemine oturan model sığ temelle yapılan deneylerle ilgili bilgiler

Deney No.	Donatı	e/B	D _f (mm)	D _f /B
1a-d	Var	0	20	0.25
1b-d	Var	0	20	0.25
2a-d	Var	1/12	20	0.25
2b-d	Var	1/12	20	0.25
3a-d	Var	1/6	20	0.25
3b-d	Var	1/6	20	0.25
4a-d	Var	1/3	20	0.25
4b-d	Var	1/3	20	0.25

Notlar: (Deney No.’larda d: Donatılı), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_f: Temel derinliği

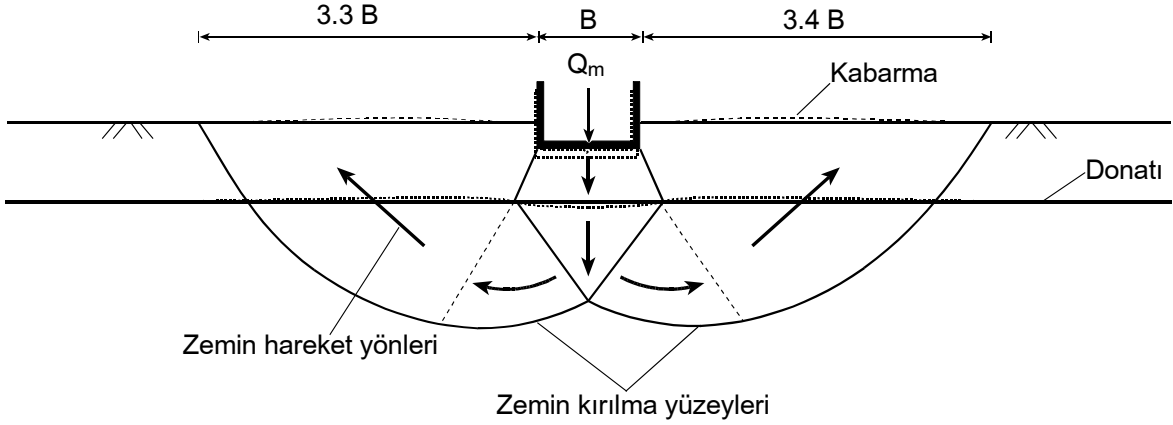
3.1.2.1. Merkezi Yüklü Model Sığ Şerit Temelle Donatılı Zeminde Yapılan Deneyler

Donatılı zemine oturan merkezi yüklü model sığ şerit temele ait, kırılma yüzeyleri ve zemin hareketleri Şekil 3.10’da görülmektedir. Temelin düşey hareketiyle birlikte temel altındaki zeminde, Şekil 3.10’da görüldüğü gibi ikizkenar yamuk şeklinde bir bölge oluşmuştur. Donatısız zeminlerde üçgen şeklinde olan bu bölge; donatının üçgen bölgenin aşağı doğru hareketini engellemesi ve donatı ile zemin arasındaki sürtünme sebebiyle, zeminin yanlara doğru hareketinin engellenmesinin sonucunda ikizkenar yamuk şekline dönüşmüştür. Bu şekilde bir bölgenin varlığı, donatı yer değiştirmeleri ile de teyit edilmiştir. Donatının altında ise, üçgen bir zemin kaması oluşmakta ve donatısız zeminin davranışa benzer bir davranış ortaya çıkmaktadır.

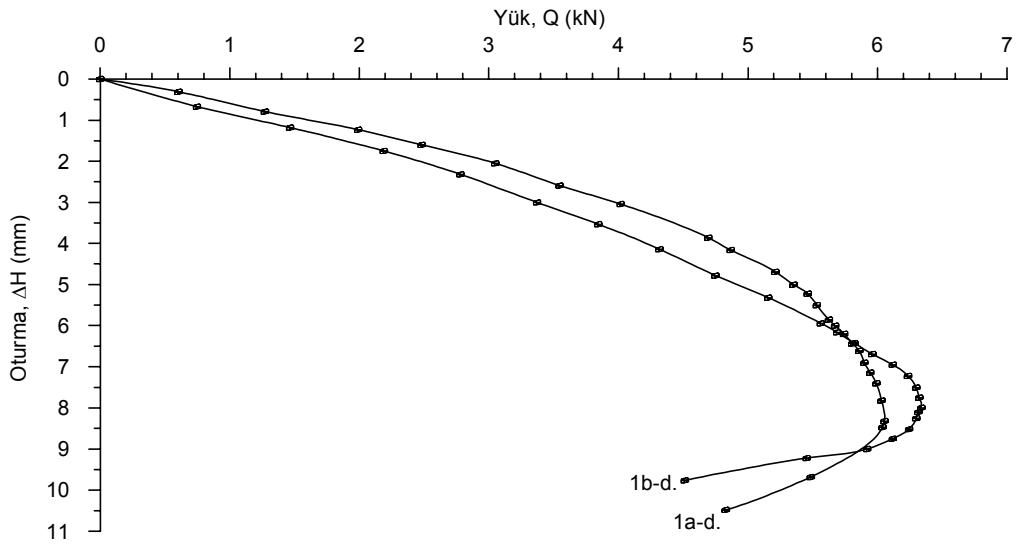
Michalowski ve Shi (2003) tarafından bir geotekstil donatı tabakası kullanılarak (0.4 B derinlikte) merkezi yüklü model temelle yapılan deneylerde belirlenen kırılma yüzeyleri ve zemin hareketleri, bu deneylerde elde edilenlerle uyum içindedir. Ayrıca, Takemura ve

vd. 'nin (1992) geogrid donatılı zemine oturan model temelle yaptığı, santrifüj deneyleriyle elde ettiği kırılma yüzeyleriyle Şekil 3.10'daki kırılma yüzeyleri, benzerlik göstermektedir.

Ek Tablo 2.1 ve Ek Tablo 2.2'de bu deneyler sırasında yapılan ölçümler verilmiştir. Bu ölçüm sonuçları ile elde edilen yük-oturma eğrileri Şekil 3.11'de görülmektedir. Yük-oturma eğrileri, Genel Kayma Kırılmasına uygun olmuştur.



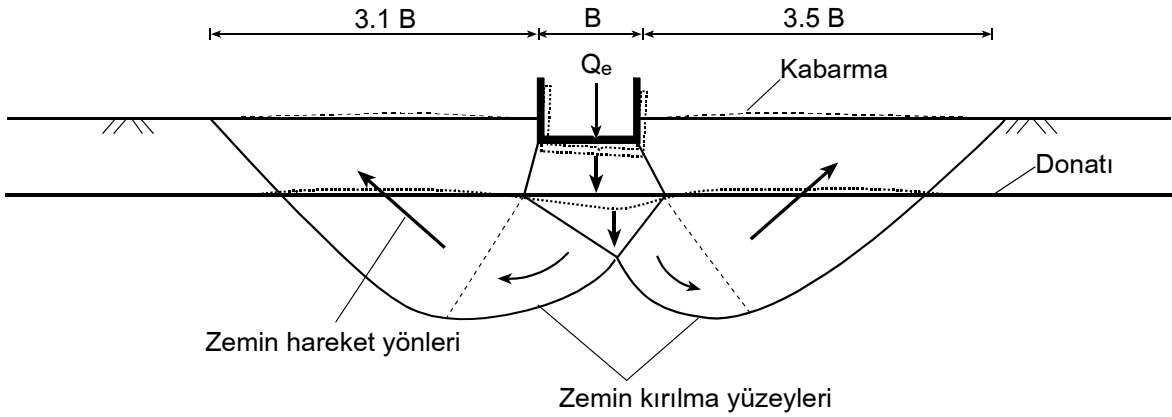
Şekil 3.10. Merkezi yüklü (1a-d No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.2) model sığ şerit temelle donatılı zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri



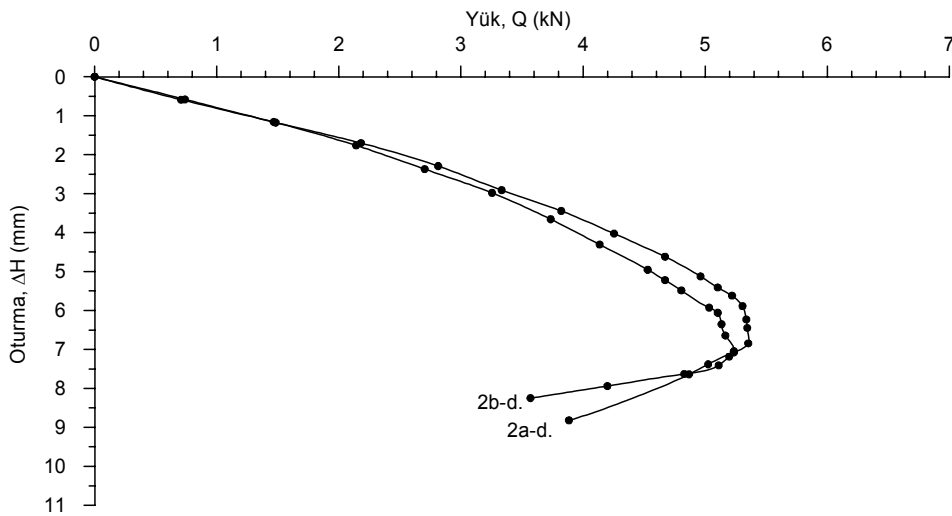
Şekil 3.11. Merkezi yüklü model sığ şerit temelle donatılı zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri

3.1.2.2. Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatılı Zeminde Yapılan Deneyler

Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu model sığ temelle yapılan taşıma gücü deneyinde donatılı zemindeki kırılma yüzeyleri ve zemin hareketleri Şekil 3.12’de görülmektedir. Burada, yamuk şeklindeki oluşan zemin bölgesinin eksantrisite tarafındaki kenarı, diğerine göre daha uzun olmuştur. Kabarma genişliği, eksantrisite tarafında diğer tarafa göre daha uzundur. Ek Tablo 2.3 ve Ek Tablo 2.4’de bu deneyler sırasında yapılan ölçümler verilmiştir. Bu deneylere ait yük-oturma grafikleri Şekil 3.13’te görülmektedir.



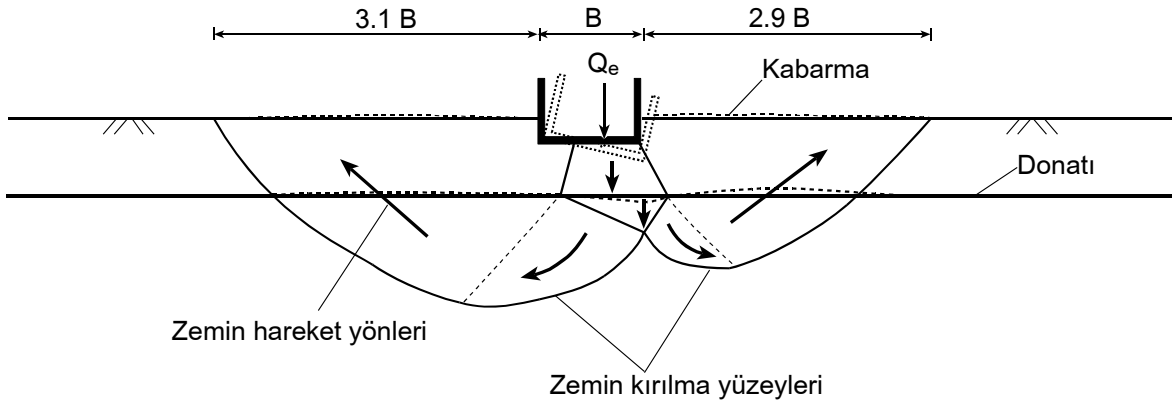
Şekil 3.12. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu (2a-d No’lu deneyde, Bkz. Tablo 3.2) model sığ şerit temelle donatılı zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri



Şekil 3.13. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu model sığ şerit temelle donatılı zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri

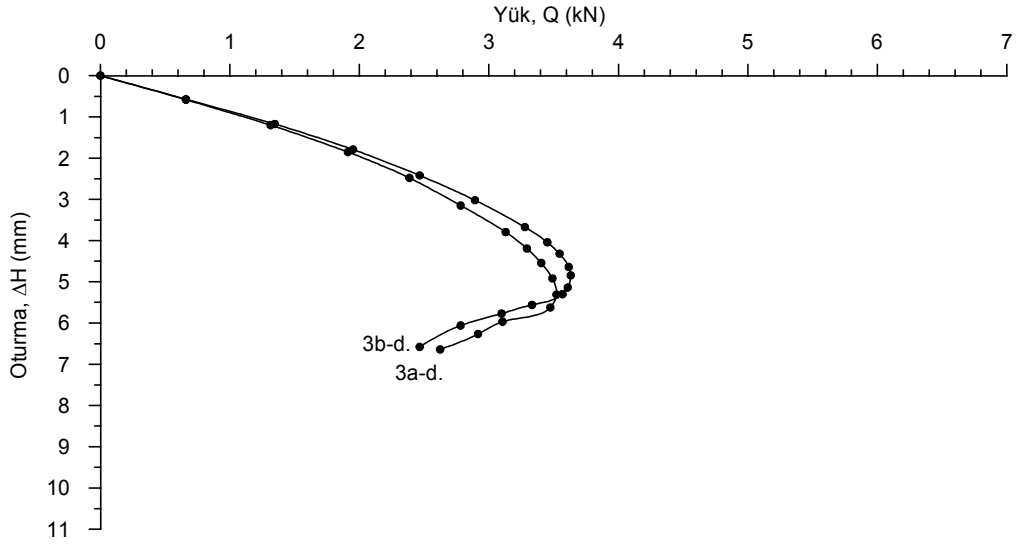
3.1.2.3. Eksantrisitenin Çekirdek Üzerinde Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatılı Zeminde Yapılan Deneyler

Şekil 3.14’de, eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu model sığ temelle donatılı zemindeki yapılan bir taşıma gücü deneyine ait kırılma yüzeyleri ve zemin hareketleri gösterilmiştir. Eksantrisite sebebiyle eksantrisitenin tersi tarafta temelle zemin arasında taban basıncının çok az olduğu ve sıfır olduğu bölümün, temel altındaki yamuk bölgenin oluşmasına katkısı olmaması sebebiyle, yamuk zemin bölgesi küçülmüştür. Bu bölge donatıyı düşey olarak aşağıya doğru itmekte, donatı altında kalan zeminde ise eksantrik yüklü temellere benzer üçgen kama oluşmaktadır (Şekil 3.14). Eksantrisite tarafındaki kabarma yüksekliği ve zemin hareketleri, eksantrisitenin tersi taraftakilere göre daha büyük olmuştur. Fakat eksantrisite tarafındaki kabarma genişliği daha kısadır.



Şekil 3.14. Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu (3a-d No’lu deneyde, Bkz. Tablo 3.2) model sığ şerit temelle donatılı zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri

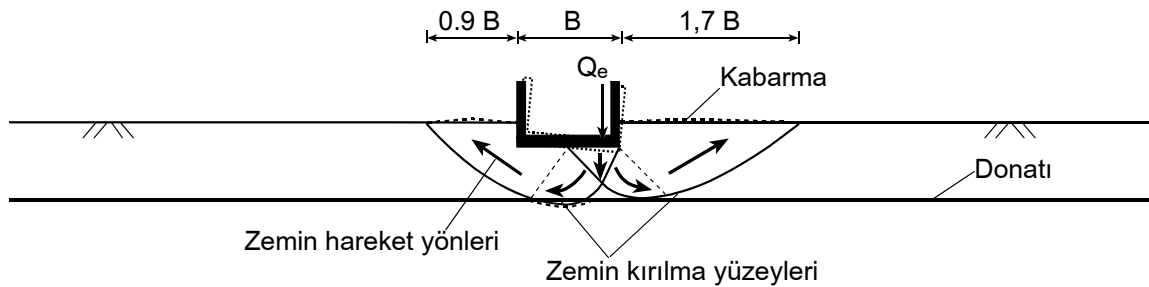
Ek Tablo 2.5 ve Ek Tablo 2.6’da bu deneyler sırasında yapılan ölçümler verilmiştir. Bu deneylere ait yük-oturma grafikleri Şekil 3.15’te görülmektedir.



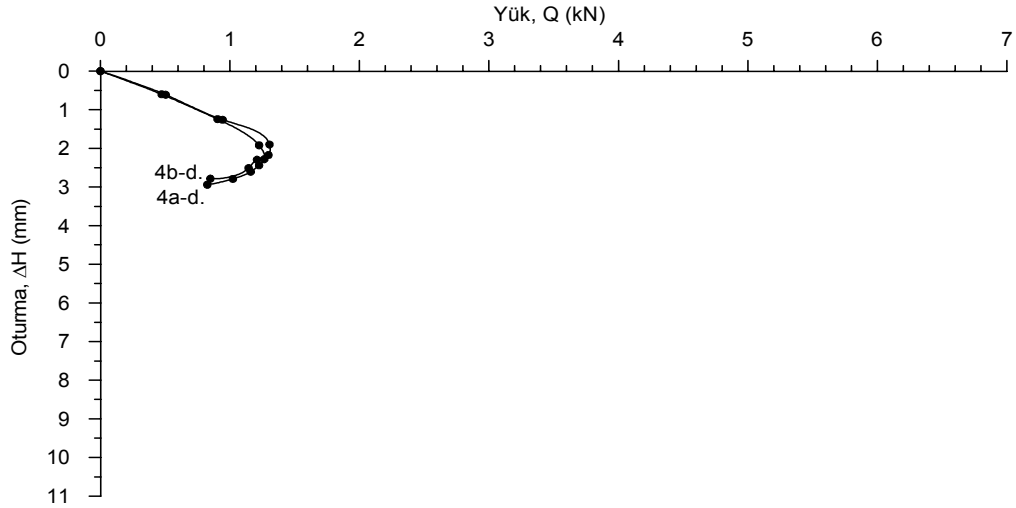
Şekil 3.15. Eksantrisitenin çekirdek üzerinde olduğu model sığ şerit temelle donatılı zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen oturma-yük eğrileri

3.1.2.4. Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Model Sığ Şerit Temelle Donatılı Zeminde Yapılan Deneyler

Bu deneylerden birine ait kırılma yüzeyleri ve zemin hareketleri Şekil 3.16'da verilmiştir. Bu kırılma yüzeyleri genel olarak donatı tabakasının üzerinde kalmış; donatı sadece eksantrisitenin tersi kısımda taşıma gücüne katkıda bulunmuştur. Bu deneylerde oluşan kırılma yüzeyleri, aynı koşullardaki donatısız zeminde yapılan deneylere benzemektedir. Bu deneylere ait yük-oturma eğrileri Şekil 3.17'de görülmektedir. Ek Tablo 2.7 ve Ek Tablo 2.8'de bu deneyler sırasında yapılan ölçümler verilmiştir.



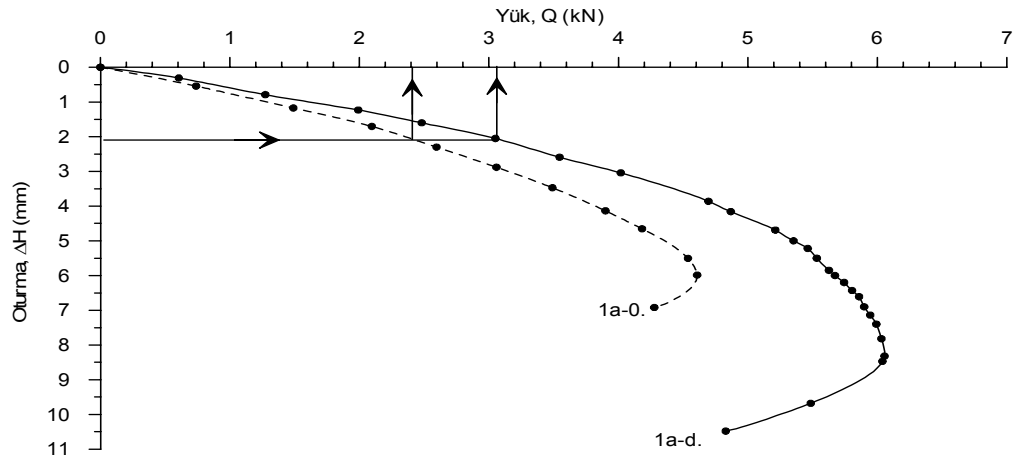
Şekil 3.16. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu (4a-d No'lu deneyde, Bkz. Tablo 3.2) model sığ şerit temelle donatılı zeminde meydana gelen kırılma yüzeyleri



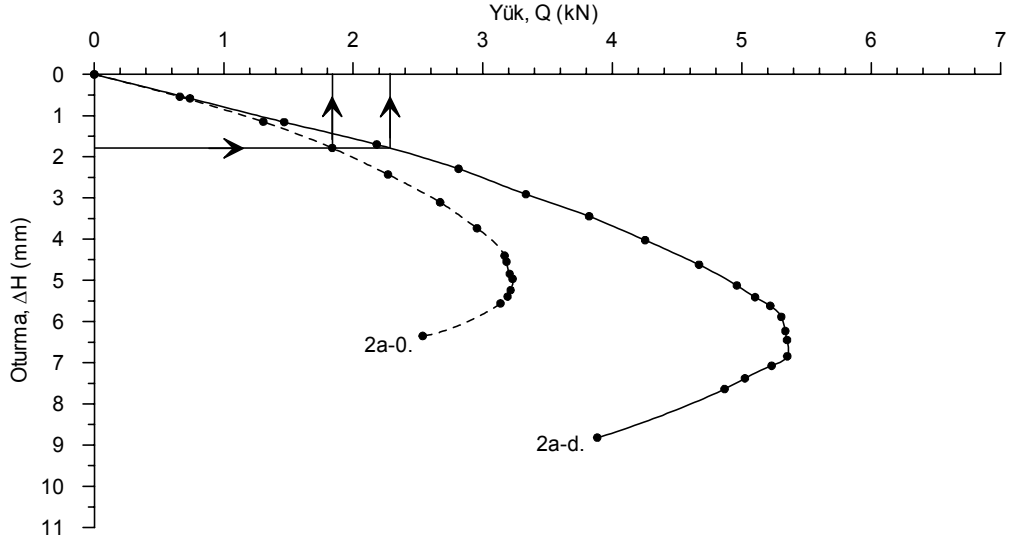
Şekil 3.17. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu model sığ şerit temelle donatılı zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen yük-oturma eğrileri

3.2. Donatı Kullanılmasının Yük-Oturma Davranışına Etkisi

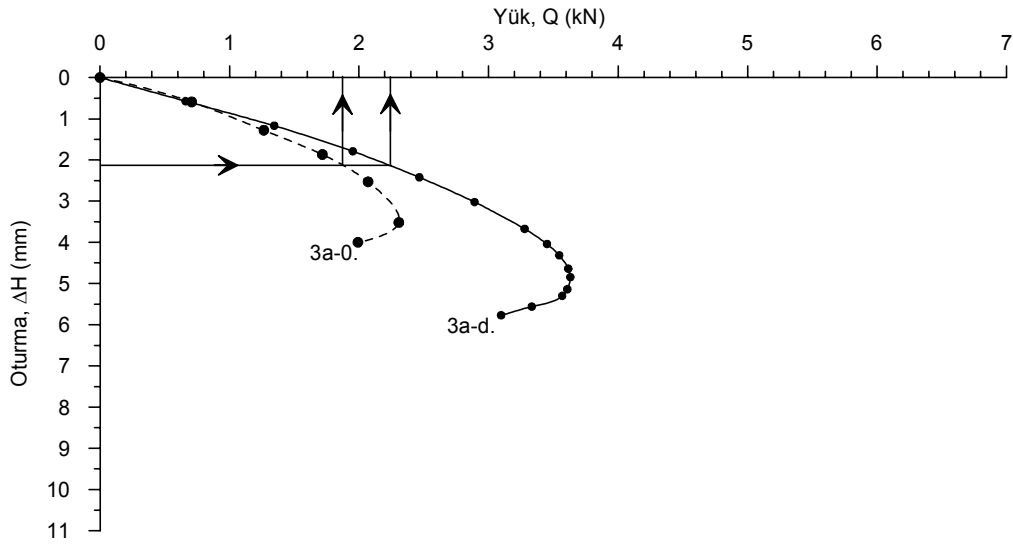
Şekil 3.18, Şekil 3.19, Şekil 3.20 ve Şekil 3.21'de aynı koşullarda donatılı ve donatısız zeminlere oturan model temele ait yük-oturma eğrileri karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Bu şekillerden geotekstil donatının temelin yük-oturma ilişkisini iyileştirdiği söylenebilir. Başka bir deyişle, aynı oturma değeri için (izin verilebilir oturma vb.) donatılı zeminde yapılan deneyler, aynı şartlardaki donatısız zeminde yapılan deneylere göre daha büyük yük değerleri vermektedir. Bu sonuçlar diğer deney çiftleri içinde geçerlidir (Bkz. Tablo 3.1 ve Tablo 3.2)



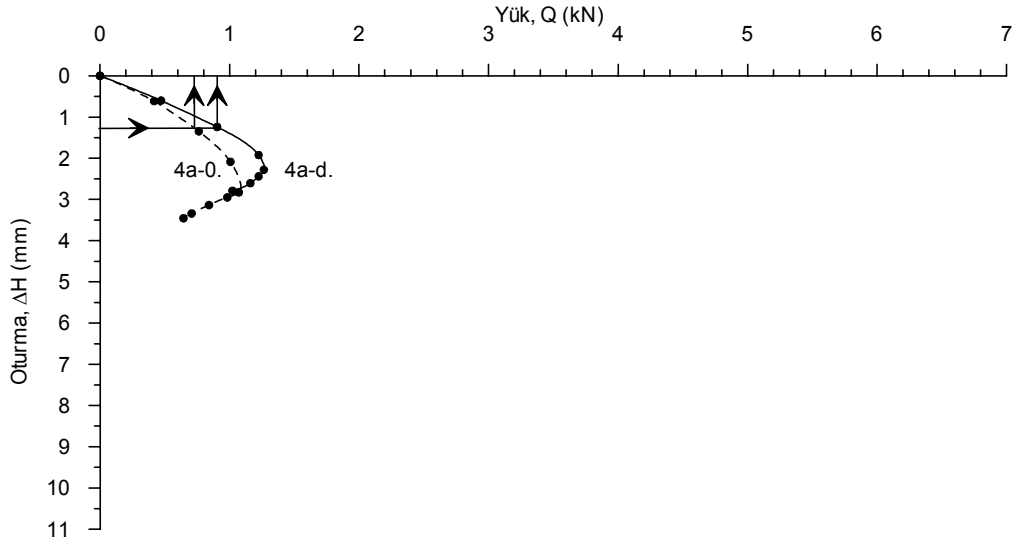
Şekil 3.18. 1a-0 ve 1a-d deneylerinden elde edilen yük-oturma ilişkisi



Şekil 3.19. 2a-0 ve 2a-d deneylerinden elde edilen yük-oturma ilişkisi



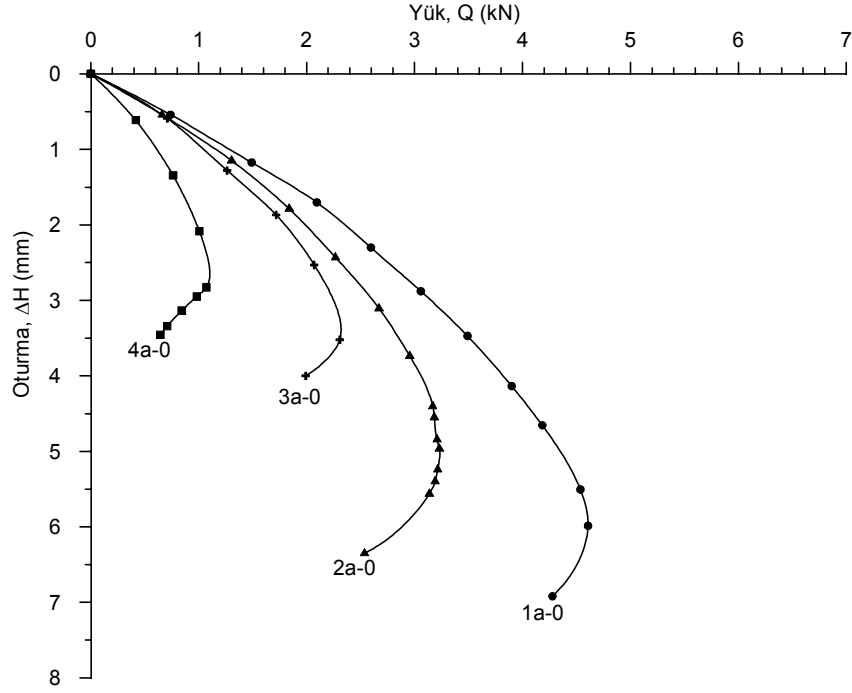
Şekil 3.20. 3a-0 ve 3a-d deneylerinden elde edilen yük-oturma ilişkisi



Şekil 3.21. 4a-0 ve 4a-d deneylerinden elde edilen yük-oturma ilişkisi

3.3. Donatılı ve Donatısız Deneylerde Eksantrisite ile Taşıma Gücü İlişkisi

Şekil 3.22'de donatısız deneylere ait yük-oturma grafikleri toplu olarak görülmektedir. Sıkı kum koşulunda, deformasyon kontrollü bu deneylerde beklendiği üzere, genel kayma kırılması elde edilmiştir. Şekil 3.22'nin incelenmesinden eksantrisite arttıkça, göçmeye varmak için gerekli düşey hareketin (ΔH_f) azaldığı anlaşılmaktadır. Tablo 3.3'te bu hareket miktarları B cinsinden görülüyor. Bunlar, merkezi yüklü temelde % 7.5 B'den başlayıp, artan eksantrisite ile % 3.5 B'ye kadar düşmektedir.



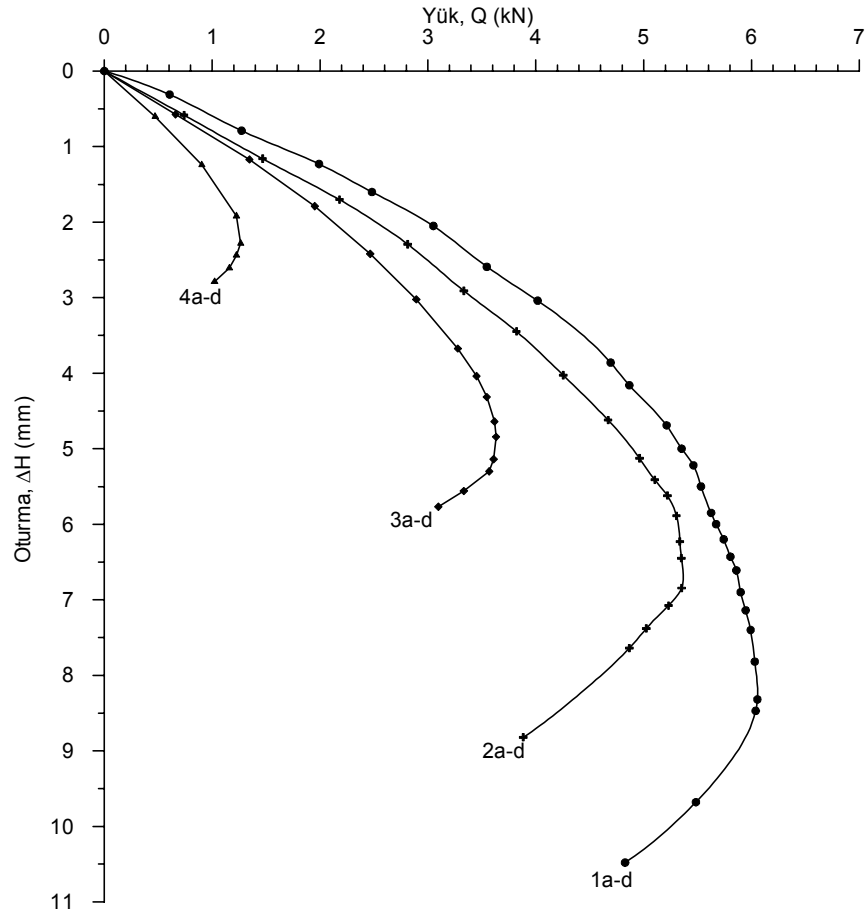
Şekil 3.22. Donatısız deneylerden elde edilen yük-oturma grafikleri

Tablo 3.3. Bazı deneyler için göçme (kırılma) anında düşey oturma

Deney No.	Donatı	e/B	D_f (mm)	D_f/B	ΔH_f mm	ΔH_f % B
1a-0	Yok	0	20	0.25	5.98	7.5
2a-0	Yok	1/12	20	0.25	4.97	6.2
3a-0	Yok	1/6	20	0.25	3.52	4.4
4a-0	Yok	1/3	20	0.25	2.83	3.5
1a-d	Var	0	20	0.25	8.32	10.4
2a-d	Var	1/12	20	0.25	6.85	8.6
3a-d	Var	1/6	20	0.25	4.84	6.1
4a-d	Var	1/3	20	0.25	2.28	2.9

Notlar: (Deney No.'larda 0: Donatısız, d: Donatılı), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_f : Temel derinliği, ΔH_f : Göçme (kırılma) anında düşey oturma

Şekil 3.23'de, donatılı deneylere ait yük-oturma grafikleri toplu olarak görülmektedir. Donatılı durumda, donatısızdakine benzer şekilde, eksantrisite arttıkça göçmeye varmak için gerekli düşey hareket (ΔH_f) azalmaktadır. Ancak bunlarda göçmeye varmak için gerekli düşey hareket (ΔH_f) değerleri görece olarak daha büyüktür (% 10.4 B'den başlayıp, % 2.9 B'e kadar inmektedir.).



Şekil 3.23. Donatılı deneylerden elde edilen yük-oturma grafikleri

3.5. Taşıma Gücünde Eksantrisite ile Olan Azalmanın Başlıca Teorilerle Karşılaştırılması

Deney sonuçlarının bir özeti Tablo 3.4'te görülmektedir. Tekrar eden deneylerdeki sınır yükler arasındaki fark % 2 civarında olmuştur. Sonuç eğrilerinin çiziminde sınır yüklerin ortalamaları alınmıştır.

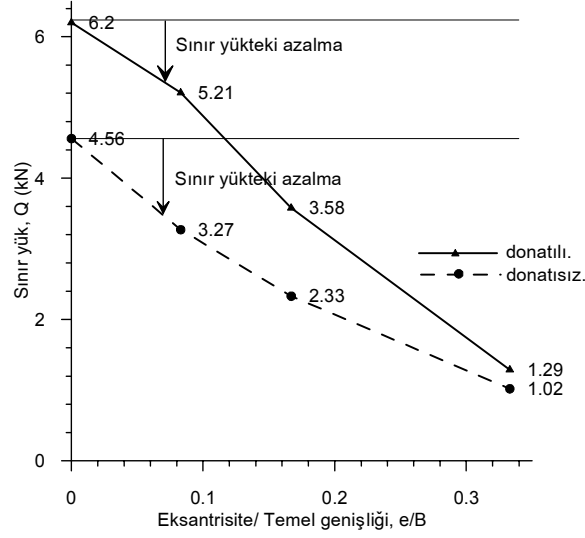
Tablo 3.20'de görüldüğü gibi donatı kullanılması sınır yükte, aynı koşullarda donatısız deneylere göre artışa sebep olmuştur. Bu artış, merkezi yüklü temel için % 36 olmakla birlikte; eksantrik yüklü temellerde sırasıyla 1/12, 1/6 ve 1/3 eksantrisite için % 59, % 54 ve % 26 olmaktadır. Burada, eksantrisitenin artmasıyla birlikte katkının bu koşullarda azaldığı söylenebilir. Sonuçlar, donatı kullanılmasından ortaya çıkan göreceli katkının artan eksantrisite ile azaldığını göstermektedir.

Tablo 3.4. Deney sonuçlarının özeti

Deney No.	Donatı	e/B	D _f (mm)	D _f /B	Q _{sınır} (kN)	ΔH _f (mm)	Q _{sınır(ort.)} (kN)	Q _{sınır-d} /Q _{sınır-0} %	
1a-0	Yok	0	20	0.25	4.61	5.98	4.56		
1b-0	Yok	0	20	0.25	4.51	5.41			
2a-0	Yok	1/12	20	0.25	3.23	4.97	3.27		
2b-0	Yok	1/12	20	0.25	3.31	5.44			
3a-0	Yok	1/6	20	0.25	2.31	3.52	2.33		
3b-0	Yok	1/6	20	0.25	2.35	3.39			
4a-0	Yok	1/3	20	0.25	1.07	2.83	1.02		
4b-0	Yok	1/3	20	0.25	0.97	2.36			
1a-d	Var	0	20	0.25	6.05	8.32	6.20		1.36
1b-d	Var	0	20	0.25	6.34	7.99			
2a-d	Var	1/12	20	0.25	5.35	6.85	5.21	1.59	
2b-d	Var	1/12	20	0.25	5.23	7.05			
3a-d	Var	1/6	20	0.25	3.63	4.84	3.58	1.54	
3b-d	Var	1/6	20	0.25	3.52	5.31			
4a-d	Var	1/3	20	0.25	1.26	2.28	1.29	1.26	
4b-d	Var	1/3	20	0.25	1.31	1.90			

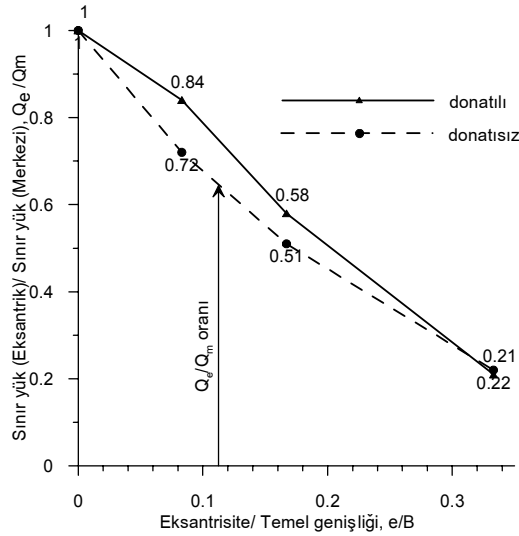
Notlar: (Deney No.'larda 0: Donatısız, d: Donatılı), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_f: Temel derinliği, ΔH_f: Göçme (kırılma) anında düşey oturma, Q_{sınır}: sınır yük, ort: ortalama

Şekil 3.24'de görüldüğü gibi artan eksantrisite ile birlikte sınır yük hem donatılı hemde donatısız durumda azalmıştır. Bu kırılma yüzeyleri göz önüne alındığında beklenen bir sonuçtur. Aynı şekilde, artan eksantrisite ile birlikte sınır yüklerde meydana gelen azalmanın donatılı deneylerde, donatısız deneylere göre biraz daha yüksek olduğu söylenebilir.



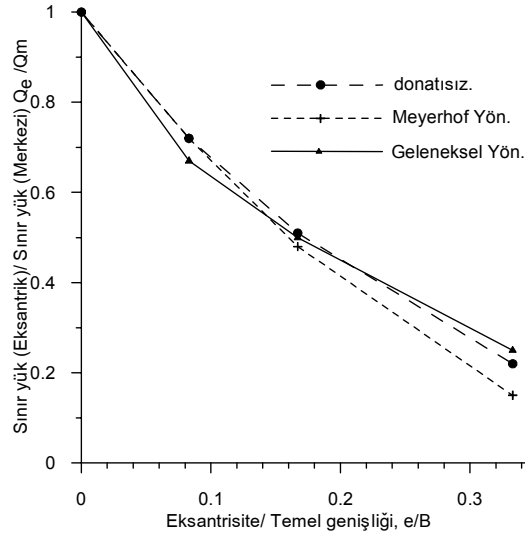
Şekil 3.24. Donatılı ve donatısız deneylerde sınır yük ve e/B arasındaki deneysel ilişki

Şekil 3.25'te aynı eğriler boyutsuz Q_e/Q_m oranları cinsinden verilmiştir. Buradaki Q_e/Q_m oranı boyutsuz bir katsayı gibi (<1) göz önüne alınabilir. Bu katsayı bilindiği takdirde eksantrik yüklü temelin sınır yükü (Q_e), aynı koşullardaki merkezi yüklü temelin sınır yükü (Q_m) ile bu katsayının çarpılmasıyla elde edilebilir. Ayrıca Şekil 3.25'te görüldüğü gibi, donatısız zemine ait eğrinin eğiminin donatılı zemine ait eğriden biraz daha büyük olduğu (donatısız zemine ait eğride donatılıya göre daha büyük düşüşler) görülmüştür.



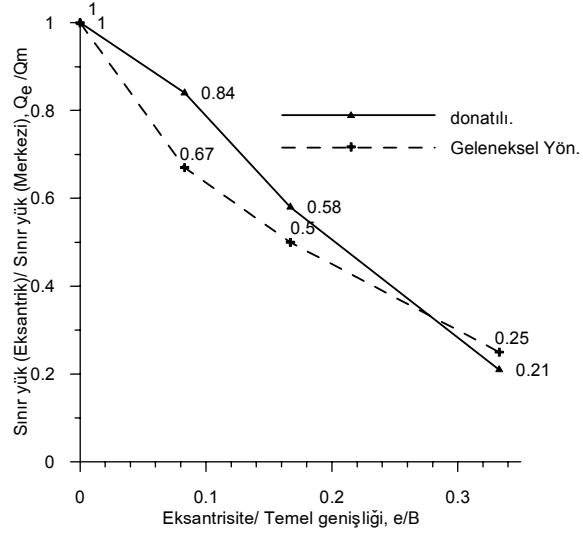
Şekil 3.25. Donatılı ve donatısız deneylerde Q_e/Q_m oranı ile e/B arasındaki deneysel ilişki

Şekil 3.26’da donatısız zeminde, sınır yüklerdeki azalmanın artan eksantrisite ile değişimi; Meyerhof yöntemine, Geleneksel Yönteme ve deney sonuçlarına göre birlikte verilmiştir. Bu şekilde çekirdek içinde kalan bölgede ($e/B < 1/6$) donatısız deneylerden elde edilen eğri Meyerhof yöntemi ile uyum içindedir. Bu bölgede geleneksel yöntem biraz güvenli tarafta kalmakta ve ekonomik olmayan sonuçlar vermektedir. Çekirdeğin dışındaki bölgede ise ($e/B > 1/6$) deney sonuçları ile geleneksel yöntem uyum içinde iken Meyerhof yönteminin sonuçları güvenli tarafta kalmaktadır.



Şekil 3.26. Donatısız zemindeki deney sonuçları ile Meyerhof Yöntemi ve Geleneksel Yöntemin karşılaştırılması

Şekil 3.27’de donatılı zemine ait sonuçlar, başkaca bir yaklaşım olmadığı için sadece geleneksel yöntemle karşılaştırılmıştır. Bu şekilde görüldüğü gibi donatılı zeminde yapılan deneylere ait Q_e/Q_m oranları geleneksel yöntemden biraz yüksektir. Dolayısıyla Geleneksel Yöntem güvenli tarafta kalmaktadır. Bunun yanında eksantrisitenin çekirdek dışında kaldığı ($e/B > 0.27$) bölgede geleneksel yöntem, deney sonuçlarından biraz daha yüksek değerler vermektedir.



Şekil 3.27. Donatılı zemindeki deney sonuçları ile Geleneksel Yöntemin karşılaştırılması

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, donatılı ve donatısız kum zemine oturan merkezi ve eksantrik yüklü model sığ şerit temelle, bir deney düzeneği vasıtasıyla taşıma gücü deneyleri yapılmıştır. Deneylerde rölatif sıklığı % 74 olan kum ve örgülü geotekstil donatı kullanılmış olup; düzlem şekil değiştirme koşulları büyük oranda sağlanmıştır. Model temelin yüklenmesi esnasında ardışık fotoğraflar çekilerek, kırılma yüzeyleri ve zemin hareketleri belirlenmiştir. Bu çalışmalardan aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır.

Donatı kullanılması, donatısız durumla karşılaştırıldığında, sınır yükte artışa sebep olmaktadır. Bu artış eksantrisite bağlı olarak % 26- % 59 arasında değişmekte olup; artan eksantrisite ile azalmaktadır.

Yük-oturma grafikleri incelendiğinde, aynı eksantrisitelerde, belli bir oturma değeri için, donatılı deneylerin daha büyük bir sınır yük verdiği anlaşılmaktadır. Diğer bir deyişle, donatı temelin sadece sınır yükünü artırmıyor; aynı zamanda yük-oturma ilişkisini de oturma koşulu açısından iyileştiriyor (aynı oturma için daha büyük sınır yük).

Donatılı deneylerde artan eksantrisite ile birlikte oluşan sınır yüklerdeki azalmalar donatısız deneylerde oluşan azalmalardan daha azdır. Artan eksantrisite ile birlikte sınır yüklerdeki azalmalar, donatısız zeminde çekirdek içinde Meyerhof Yöntemi ile uyum içindeyken, Geleneksel Yöntem ekonomik olmayan sonuçlar vermektedir. Çekirdek dışındaki bölgede ise, Meyerhof Yöntemi güvenli tarafta kalmaktadır.

Donatılı zemin deneylerinde, artan eksantrisitelerle birlikte sınır yüklerdeki azalmalar genel olarak Geleneksel Yöntemle uyum içinde olmakla birlikte bu azalmalar Geleneksel Yöntemin verdiği sonuçlardan daha küçük olmaktadır. Diğer bir deyişle, donatılı zemine oturan eksantrik yüklü sığ şerit temelin sınır yükü, aynı temelin merkezi sınır yükü bilindiği takdirde, Geleneksel Yöntem yardımıyla elde edilebilir.

Donatısız ve donatılı durumda, eksantrisite arttıkça, göçmeye varmak için gerekli olan düşey hareket (ΔH_f) azalmaktadır. ΔH_f , donatısız durumda, merkezi yüklü temelde % 7.5B'den başlayıp, artan eksantrisite ile % 3.5B'ye kadar düşmektedir. ΔH_f , donatılı durumda ise % 10.4B'den başlayıp, % 2.9B'e kadar inmektedir. Genel olarak göçmeye varmak için gerekli düşey hareket değeri, donatılı durumlarda daha büyüktür.

Donatılı ve donatısız zeminde, merkezi yüklü model sığ şerit temel altında, temel eksenine göre, sağda ve solda yaklaşık simetrik kırılma yüzeyleri oluşmaktadır. Donatı kullanılması kırılma yüzeylerinde, donatısız duruma göre farklılıklar ortaya çıkarmaktadır. Donatısız zeminde, temelle birlikte aşağıya doğru hareket eden, bir ikizkenar üçgen kama oluşmaktadır. Merkezi yüklü donatılı durumda ise, bu kama, ikizkenar yamuk şekline dönüşmekte; bu yamuğun altında ise bir üçgen kama oluşmaktadır. Donatı seviyesinin hemen altında oluşan bu üçgen kama sebebiyle, kırılma yüzeyleri daha derine taşınmaktadır. Böylece donatı kullanılması, kırılma yüzeylerinin daha derine taşınması ve kırılma yüzeylerine denk gelen donatının makaslamaya uğrayarak direnmesi sebebiyle taşıma gücünde artışa sebep olmaktadır.

Eksantrik yüklü model temelle, donatısız ve donatılı deneylerde temel eksantrisite tarafına bir miktar dönmekte, birincil kırılma yüzeyleri eksantrisite tarafında, ikincil kırılma yüzeyleri ise diğer tarafta oluşmaktadır. Donatısız eksantrik yüklü deneylerde, temelin hemen altında oluşan üçgen kamanın tepe noktası eksantrisite tarafına doğru kaymaktadır. Benzer şekilde, merkezi yüklü donatılı deneyler için simetrik olan yamuk bölge ve üçgen kama, eksantrik yüklü temellerde eksantrisite tarafında doğru kayarak asimetrik bir hal almaktadır.

Bu çalışmanın devamı olarak, merkezi veya çeşitli eksantrisiteelerde, farklı donatı kullanılması, düşey donatı adeti, temel derinlikleri vb. için sonuçların ne şekilde olacağı araştırılabilir. Ayrıca, şevli yüzeye sahip donatılı zemin dolgularının çok kullanılması sebebiyle, bu tür donatılı zemine oturan temellerin taşıma gücünün araştırılması uygulama açısından yararlı olur.

5. KAYNAKLAR

- Adams, M.T. ve Collin J.G., 1997. Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundations, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123, 1, 66-72.
- Akinmusuru, J. O. ve Akinbolade, J.A., 1981. Stability of Loaded Footings on Reinforced Soil, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107, 6, 819-827.
- Alawaji, H.A., 2001. Settlement and Bearing Capacity of Geogrid Reinforced Sand over Collapsible Soil, Geotextiles and Geomembranes, 19, 75-88.
- Al-Mosawe, M.J. ve Al-Dobaissi, H.H., 1992. Reinforced Earth Response to Impact Loading, Proceedings of The International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan, 653-658.
- Andrawes, K.Z., Al-Omari, R.R. ve Kirkpatrick, W.M., 1996. Bearing Capacity of A Strip Foundation on a Sand Layer Overlying a Smooth Rigid Stratum, Geotechnical and Geological Engineering, 14, 227-236.
- Andrawes, K.Z., Kirkpatrick, W.M., Vafaeian, M. ve Uzuner, B.A., 1985. Foundations under Inclined and Eccentric Loads, Proceedings of the 8th Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, 327-334.
- ASTM, 1998. Standard Terminology for Geosynthetics, ASTM D4439-97, ASTM, Philadelphia, 3 s.
- Atkinson, J., 1993. An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations, McGraw-Hill Book Company, London, 337 s.
- Balla, A., 1962. Bearing Capacity of Foundations, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 88, 5, 13-34.
- Binquet, J. ve Lee, K. L., 1975a. Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, 12, 1241-1251.
- Binquet, J. ve Lee, K. L., 1975b. Bearing Capacity Analysis of Reinforced Earth Slabs, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, 12, 1257-1276.
- Bowles, J. E., 1968. Foundation Analysis and Design, First Edition, McGraw-Hill Book Company, NewYork, 659 s.
- Briaud, J.L. ve Gibbens, R., 1999. Behaviour of Five Large Scale Spread Footings in Sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125, 9, 787-796.

- Cernica, J.N., 1995. Geotechnical Engineering: Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York, 480 s.
- Chummar, A. V., 1972. Bearing Capacity Theory from Experimental Results, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98, 12, 1311–1324.
- Chung, W. ve Cascante, G., 2007. Experimental and Numerical Study of Soil-Reinforcement Effects on the Low Strain Stiffness and Bearing Capacity of Shallow Foundations, Geotechnical and Geological Engineering, 25, 265-281.
- Coduto, D.P., 2001. Foundation Design Principles and Practices, Second Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 883 s.
- Cornforth, D.H., 1964. Some Experiments on The Influence of Strain Conditions on The Strength of Sand, Geotechnique, 14, 2, 143-167.
- Coulomb, C.A., 1776. Essai sur une application des règles, de maximis et minimis à quelque problèmes de statique, relatifs à l'architecture, des Sciences Memoires de math. et physique par divers savants, 7, 343-382. (Sokolovskii, V. V., İngilizce Çeviri, Daniel, A. W. T., 1965. Statics of Granular Media, Pergamon Press, Oxford, 270 s.)
- Das, B. M., 1999. Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement, CRC Press, California, 366 s.
- Das, B.M., Shin, E.C. ve Omar, M.T., 1994. The Bearing Capacity of Surface Strip Foundations on Geogrid-Reinforced Sand and Clay –A Comparative Study, Geotechnical and Geological Engineering, 12, 1-14.
- DeBeer, E. E., 1965. Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Proceedings of the Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, North Caroline, 15-33.
- DeMerchant, M.R., Valsangkar, A.J. ve Schriver, A.B., 2002. Plate Load Tests on Geogrid Reinforced Expanded Shale Lightweight Aggregate, Geotextiles and Geomembranes, 20, 173-190.
- Dhillon, G.S., 1961. The Settlement, Tilt and Bearing Capacity of Footings under Central and Eccentric Loads, Journal of National Buildings Organization, 6, 66-78.
- DIN, 1979. Bestimmung der Höchstzugkraft und Höchstzugkraft-Dehnung mit der Streifen-Zugversuch, DIN 53857, Deutsche Institut für Normung, Berlin, 2 s.
- Eastwood, W., 1955. The Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Foundations on Sandy Soil. The Structural Engineer, 29, 6, 181-187.
- Fragaszy, R.J. ve Lawton, E., 1984. Bearing Capacity of Reinforced Sand Subgrades, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110, 10, 1500-1507.

- Guido, V.A., Biesiadecki, G.L. ve Sullivan, M.J., 1985. Bearing Capacity of a Geotextile Reinforced Foundation, Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics And Foundation Engineering, San Fransisco, 1777-1780.
- Guido, V.A., Chang, D.K. ve Sweeney, M.A., 1986. Comparison of Geogrid and Geotextile Reinforced Earth Slabs, Canadian Geotechnical Journal, 23, 435-440.
- Hansen, J. B., 1961. A General Formula for Bearing Capacity, Bulletin of The Danish Geotechnical Institute, 11, 38-46.
- Hansen, J. B., 1970. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity, Bulletin of The Danish Geotechnical Institute, 28, 5-11.
- Hataf, N. ve Rahimi, M.M., 2006. Experimental Investigation of Bearing Capacity of Sand Reinforced with Randomly Distributed Tire Shreds, Construction and Building Materials, 20, 910-916.
- Huang, C.C. ve Menq, F.Y., 1997. Deep-Footing and Wide-Slab Effects in Reinforced Sandy Ground, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123, 1, 30-36.
- Huang, C.C. ve Tatsuoka, F., 1990. Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground, Geotextiles and Geomembranes, 9, 1, 51-82.
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.E. ve Yen, S.C., 1993. The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 12, 351-361.
- Kirkpatrick, W.M. ve Uzuner, B.A., 1975. Measurement Errors in Model Foundations Tests, Istanbul Conference on Soil Mechanics, Istanbul, 98–106.
- Kirkpatrick, W. M., Andrawes, K. Z., Uzuner, B. A. ve Vafaeian, M., 1979. Rupture Surfaces and Failure Mechanism in Sand Foundation, Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, 301-304.
- Kirkpatrick, W.M. ve Yanikian, H.A., 1975. Side Friction in Plane Strain Tests, Proceedings of the Fourth South East Conference on Soil Engineering, Kuala Lumpur, Malaysia 76-84.
- Ko, H. ve Davidson, L. W., 1973. Bearing Capacity of Footings in Plane Strain. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99, 1, 1-23.
- Koerner, R.M., 2005. Designing with Geosynthetics, Fifth Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 816 s.
- Köttter, F., 1888. Über das Problem der Erddruckbestimmung, Verhandlung Physik Gesellschaft, 7, 1-8.

- Köseoğlu, S., 1974. Pratik Sayısal Örneklerle Temeller, 2. Baskı, Özarkadaş Matbaası, İstanbul, 363 s.
- Kumar, A. ve Saran, S., 2003a. Bearing Capacity of Rectangular Footing on Reinforced Soil, Geotechnical and Geological Engineering, 21, 201-224.
- Kumar, A. ve Saran, S., 2003b. Closely Spaced Footings on Geogrid Reinforced Sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129, 7, 660-664.
- Kumar, A. ve Walia, B. S., 2006. Bearing Capacity of Square Footing on Reinforced Layered Soil, Geotechnical and Geological Engineering, 24, 1001-1008.
- Kumbasar, V. ve Kip, F., 1992. Zemin Mekanikği Problemleri, Beşinci Baskı, Çağlayan Basımevi, 615 s.
- Kurian, N.P., Beena, K.S. ve Kumar, R. K., 1997. Settlement of Reinforced Sand in Foundations, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123, 9, 818-827.
- Lade, P.V. ve Lee, K.L., 1976. Engineering Properties of Soils, Report UCLA-ENG-7652, University of California, Los Angeles, 145 s.
- Lambe, T. W. ve Whitman, R. V., 1969. Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., New York, 553 s.
- Lee, K.L., 1970. Comparison of Plane Strain and Triaxial Tests on Sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96, 3, 901-923.
- Meyerhof, G.G., 1956. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 82, 1, 1-19.
- Meyerhof, G.G., 1951. Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, 2, 4, 301-332.
- Meyerhof, G.G., 1953. The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1, 440-445.
- Michalowski, R.L. ve Shi, L., 2003. Deformation Patterns of Reinforced Foundation Sand at Failure, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129, 6, 439-449.
- Michalowski, R.L., 2004. Limit Loads on Reinforced Foundation Soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130, 4, 381-390.

- Mohr, O., 1900. Welche umstände bedingen die elastizitätsgrenze und den bruch eines materials, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 44, 1-12. (Sokolovskii, V. V., İngilizce Çeviri, Daniel, A. W. T., 1965. Statics of Granular Media, Pergamon Press, Oxford, 270 s.)
- Moroğlu, B., 2001. Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yüklü Model Şerit Temelin Taşıma Gücü, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 84 s.
- Moroğlu, B., Uzuner, B. A. ve Şadoğlu, E., 2005. Behaviour of the Model Surface Strip Footing on Reinforced Sand, Indian Journal of Engineering and Material Science, 12, 419-426.
- Muhs, H. ve Hermann K., 1954. Ergebnisse von Probelastungen auf Grossen Lastflächen zur Ermittlung der Bruchlast im Sande, Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, 17, 59-109.
- Muhs, H., 1959. Neuere Entwicklung der Untersuchung in Berechnung von Flachfundationen, Schweizerische Bauzeitung, 77, 19, 293-299.
- Nova, R., ve Montrasio, L., 1991. Settlements of Shallow Foundations on Sand, Geotechnique, 41, 2, 243-256.
- Omar, M.T., 2006. Ultimate Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Strip Foundation on Geogrid- Reinforced Sand, University of Sharjah Journal of Pure and Applied Sciences, 3, 2, 35-51.
- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K. ve Yen, S.C., 1993. Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand with Geogrid Reinforcement, Canadian Geotechnical Journal, 30, 545-549.
- Otani, J., Ochiai, H. ve Yamamoto, K., 1998. Bearing Capacity Analysis of Reinforced Foundations on Cohesive Soil, Geotextiles and Geomembranes, 16, 195-206.
- Özalay, M., Yetimoğlu, T. ve Sağlamer, A., 1998. Yumuşak Zeminler Üzerine İnşa Edilen Dolguların Geotekstil ile Güçlendirilmesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 7. Ulusal Kongresi, İstanbul, Bildiriler Kitabı, Cilt II, 480-489.
- Patel, M.M., 1982. Influence od Shape of Footing on The Performance of The Reinforced Sand, Proceedings of The Conference on Construction Practices and Instrumentation in Geotechnical Engineering, 265-269.
- Patra, C.R., Das, B.M., Bhoi, M. ve Shin, E.C., 2006. Eccentrically Loaded Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 24, 254-259.
- Patra, C.R., Das, B.M. ve Atalar, C., 2005. Bearing Capacity of Embedded Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 23, 5, 454-462.

- Pfeifle, T.W. ve Das, B.M., 1979. Model Tests for Bearing Capacity in Sand, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105, 9, 1112-1116.
- Prakash, S. ve Saran, S., 1971. Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footings, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97, 95-115.
- Prandtl, L., 1920. Über Die Harte Plastischer Körper, Nachrichten von Der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften, Mathematik und Physik Klasse, 74-85.
- Purkayastha, R. D. ve Char, R. A. N., 1977. Stability Analysis for Eccentrically Loaded Footings, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, 6, 647-651.
- Rollings, M. P. ve Rollings, R. S., 1996. Geotechnical Materials in Construction, McGraw-Hill Book Company, New York, 525 s.
- Sadoglu, E., Cure, E., Moroglu, B. ve Uzuner, B. A., 2009. Ultimate Loads for Eccentrically Loaded Model Shallow Strip Footings on Geotextile-Reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 27, 3, 176-182.
- Samtani, N.C. ve Sonpal, R.C., 1989. Laboratory Tests of Strip Footing on Reinforced Cohesive Soil, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115, 9, 1326-1330.
- Saran, S., Kumar, S., Garg, K. G. ve Kumar, A., 2007. Analysis of Square and Rectangular Footings Subjected to Eccentric-Inclined Load Resting on Reinforced Sand, Geotechnical and Geological Engineering, 25, 123-137.
- Schlosser, F., Jacobsen, H.M. ve Juran, I., 1983. Soil Reinforcement, 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, General Report, Balkema, Helsinki, 83-103.
- Sharma, R., Chen, Q., Abu-Farsakh, M. ve Yoon, S., 2009. Analytical Modeling of Geogrid Reinforced Soil Foundation, Geotextiles and Geomembranes, 27, 63-72.
- Shin, E.C. ve Das, B.M., 2000. Experimental Study of Bearing Capacity of A Strip Foundation on Geogrid Reinforced Sand, Geosynthetics International, 7, 1, 59-71.
- Shin, E.C., Das, B.M., Lee, E. S. ve Atalar, C., 2002. Bearing Capacity of Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand, Geotechnical and Geological Engineering, 20, 169-180.
- Shukla, S.K., 2002. Geosynthetics and Their Applications, Thomas Telford, London, 430 s.
- Skempton, A.W. ve MacDonald, D.H., 1956. Allowable Settlement of Buildings, Proceedings Institute of Civil Engineers, London, 727-768.
- Sokolovskii, V. V., 1965. Statics of Granular Media, Pergamon Press, (Daniel, A. W. T., İngilizce Çeviri), Oxford, 270 s.

- Takemura, J., Okamura, M., Suemasa, N. ve Kimura, T., 1992. Bearing Capacities and Deformations of Sand Reinforced with Geogrids, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Balkema, 695-700.
- Tan, Ö., 1989. Kuma Oturan ve Merkezi Yüklenen Model Yüzey Şerit Temellerde Taşıma Gücü-Genişlik İlişkisi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, 69 s.
- Tan, Ö. ve Çelik, S., 1999. Geogrid Donatılı Kumlarda Taşıma Gücünün Model Deneylerle Araştırılması, 10. Mühendislik Sempozyumu-İnşaat Mühendisliği'99, Süleyman Demiral Üniversitesi, Bildiriler Kitabı, Isparta, 414-420.
- Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., New York, 510 s.
- Uzuner, B. A., 1975. Centrally and Eccentrically Loaded Strip Foundations on Sand, PhD Thesis, Strathclyde University, Glogow, Scotland, 149 s.
- Uzuner, B.A., 1980. Taneli Zeminlere Oturan Sığ Temellerin Oturmaları, Doçentlik Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Trabzon 65 s.
- Uzuner, B. A. ve Kirkpartick, W. M., 1980. The Ultimate Bearing Capacity of the Eccentrically Loaded Strip Foundations on Sand, 6th Danube-European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Varna, Bulgaria, 343-352.
- Uzuner, B.A., 2005. Temel Zemin Mekaniği, Derya Kitabevi, 6. Basım, Trabzon, 484 s.
- Uzuner, B. A., 2006. Temel Mühendisliğine Giriş, 3. Basım, Derya Kitabevi, Trabzon, 305 s.
- Vafaeian, M., 1978. Strip Foundation on Sand Under Centrally and Eccentrically Loads, Ph.D. Thesis, Strathclyde University, Glogow, Scotland 185 s.
- Verma, B.P. ve Char, A.N.R., 1986. Bearing Capacity Tests on Reinforced Sand Subgrades, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 112, 7, 701-706.
- Verruijt, A., 2001. Soil Mechanics, Delft University of Technology, Amsterdam, 315 s.
- Vesic, A. S., 1963. Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand, Highway Research Record, 39, 112-153.
- Vesic, A. S., 1973. Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99, 1, 45-73.
- Wasti, Y. ve Bütün, M. D., 1996. Behaviour of Model Footings on Sand Reinforced with Discrete Inclusions, Geotextiles and Geomembranes, 14, 575-584.

- Yetimoğlu, T., Wu, J. T. H. ve Sağlamer, A., 1994. Bearing Capacity of Rectangular Footings on Geogrid-Reinforced Sand, Journal of Geotechnical Engineering, 120, 12, 2083-2099.
- Yanikian, H. A., 1973. The Influence of Side Friction in Plane Strain Model Tests, M.Sc. Thesis, Strathclyde University, Glosgow, Scotland 123 s.
- Yıldız, A. A., 2002. Donatılı Zeminler Üzerine Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 213 s.

6. EKLER

Ek 1. Donatısız Zemine Oturan Model Temelle Yapılan Taşıma Gücü Deneyleri

Ek Tablo 1.1. Donatısız zemine oturan merkezi yüklü model sığ şerit temelle 1a-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	73	0	94	0	0.542	0.74
10	155	1	188	0.02	1.174	1.49
15	223	2	263	0.04	1.704	2.10
20	295	2	325	0.04	2.3	2.60
25	365	2	385	0.04	2.88	3.06
30	435	2	440	0.04	3.47	3.49
35	512	2	492	0.04	4.136	3.90
40	571	3	528	0.06	4.654	4.18
45	665	3	573	0.06	5.504	4.54
50	715	4	582	0.08	5.986	4.61
53	800	4	540	0.08	6.92	4.28

Ek Tablo 1.2. Donatısız zemine oturan merkezi yüklü model sığ şerit temelle 1b-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	75	0	112	0	0.526	0.88
10	152	1	200	0.02	1.12	1.59
15	225	1	282	0.02	1.686	2.25
20	295	1	360	0.02	2.23	2.88
25	370	1	420	0.02	2.86	3.33
30	435	2	477	0.04	3.396	3.78
35	510	3	523	0.06	4.054	4.14
40	580	4	558	0.08	4.684	4.42
45	655	4	570	0.08	5.41	4.51
47	685	5	560	0.1	5.73	4.43
49	715	5	532	0.1	6.086	4.21

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.3. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/12$) model sıg şerit temelle 2a-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	71	0	84	0	0.542	0.66
10	148	0	165	0	1.15	1.31
15	225	1	231	0.02	1.788	1.84
20	300	1	285	0.02	2.43	2.27
25	378	1	336	0.02	3.108	2.67
30	448	2	372	0.04	3.736	2.95
35	520	2	399	0.04	4.402	3.17
36	535	2	401	0.04	4.548	3.18
38	565	3	404	0.06	4.842	3.21
39	578	3	407	0.06	4.966	3.23
41	605	3	405	0.06	5.24	3.21
42	620	3	402	0.06	5.396	3.19
43	635	3	395	0.06	5.56	3.14
44	647	3	319	0.06	5.832	2.54

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.4. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/12$) model sığ şerit temelle 2b-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	71	0	88	0	0.534	0.69
10	148	0	165	0	1.15	1.31
15	233	0	233	0	1.864	1.85
20	309	0	285	0	2.52	2.27
25	398	0	335	0	3.31	2.66
30	461	1	373	0.02	3.864	2.96
35	545	1	403	0.02	4.644	3.20
36	558	2	407	0.04	4.766	3.23
38	591	2	414	0.04	5.082	3.29
39	609	2	415	0.04	5.26	3.29
40	627	2	417	0.04	5.436	3.31
41	643	2	414	0.04	5.602	3.29
42	660	2	400	0.04	5.8	3.18
43	678	2	370	0.04	6.04	2.94
44	708	2	290	0.04	6.5	2.31

Ek Tablo 1.5. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/6$) model sığ şerit temelle 3a-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	77	0	90	0	0.59	0.71
10	160	0	160	0	1.28	1.26
15	230	1	216	0.02	1.868	1.72
20	305	1	260	0.02	2.53	2.07
27	410	2	290	0.04	3.52	2.31
30	450	2	250	0.04	4	1.99

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.6. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/6$) model sığ şerit temelle 3b-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	75	0	96	0	0.558	0.75
10	153	1	173	0.02	1.184	1.37
15	224	2	227	0.04	1.786	1.81
20	300	2	271	0.04	2.458	2.16
22	330	2	282	0.04	2.736	2.24
23	345	2	286	0.04	2.878	2.28
25	363	2	291	0.04	3.048	2.32
26	380	2	294	0.04	3.212	2.34
27	398	2	295	0.04	3.39	2.35
28	410	2	285	0.04	3.53	2.27
29	435	2	260	0.04	3.83	2.07
30	440	2	236	0.04	3.928	1.88

Ek Tablo 1.7. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/3$) model sığ şerit temelle 4a-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	72	0	53	0	0.614	0.42
10	154	0	97	0	1.346	0.76
15	234	0	128	0	2.084	1.01
20	310	0	136	0	2.828	1.07
21	320	0	125	0	2.95	0.98
22	335	0	107	0	3.136	0.84
23	352	0	90	0	3.34	0.71
24	362	0	82	0	3.456	0.64

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.8. Donatısız zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/3$) model sıg şerit temelle 4b-0 deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimât)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	79	0	57	0	0.676	0.45
10	160	0	98	0	1.404	0.77
15	237	0	121	0	2.128	0.95
17	260	0	124	0	2.352	0.97
19	285	0	120	0	2.61	0.94
21	310	0	110	0	2.88	0.86
22	330	0	90	0	3.12	0.71

Ek 2. Donatılı Zemin Oturan Model Temelle Yapılan Taşıma Gücü Deneyle

Ek Tablo 2.1. Donatılı zemine oturan merkezi yüklü model sıg şerit temelle 1a-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	78	0	77	0	0.31	0.61
10	151	0	161	0	0.79	1.27
15	233	1	250	0.02	1.23	1.99
20	300	1	312	0.02	1.6	2.48
25	372	1	384	0.02	2.05	3.05
30	443	2	447	0.04	2.59	3.55
35	515	2	507	0.04	3.04	4.02
40	625	2	593	0.04	3.86	4.69
45	659	3	615	0.06	4.16	4.87
50	721	3	659	0.06	4.69	5.21
52	755	3	677	0.06	5	5.35
54	786	3	691	0.06	5.22	5.46
56	795	4	700	0.08	5.5	5.53
57	817	4	712	0.08	5.85	5.62
58	830	4	718	0.08	6	5.67
59	845	4	727	0.08	6.2	5.74
60	860	4	735	0.08	6.43	5.80
61	875	4	742	0.08	6.61	5.86
62	890	5	747	0.1	6.9	5.90
63	905	5	753	0.1	7.14	5.94
64	930	5	759	0.1	7.4	5.99
66	945	5	764	0.1	7.82	6.03
69	985	5	767	0.1	8.32	6.05
70	1000	5	765	0.1	8.47	6.04
77	1107	5	694	0.1	9.68	5.48
81	1170	5	610	0.1	10.48	4.83

Ek 2'nin devamı

Ek Tablo 2.2. Donatılı zemine oturan merkezi yüklü model sığ şerit temelle 1b-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	86	1	95	0.02	0.67	0.75
10	155	1	185	0.02	1.18	1.47
15	230	1	275	0.02	1.75	2.19
20	302	1	350	0.02	2.32	2.78
25	385	1	425	0.02	3	3.37
30	450	2	485	0.04	3.53	3.84
35	523	2	545	0.04	4.14	4.32
40	598	2	600	0.04	4.78	4.75
45	662	2	652	0.04	5.316	5.16
50	735	3	704	0.06	5.942	5.56
52	760	3	720	0.06	6.16	5.69
54	790	3	737	0.06	6.426	5.82
56	820	3	755	0.06	6.69	5.96
58	850	3	775	0.06	6.95	6.12
60	880	3	790	0.06	7.22	6.24
62	910	3	798	0.06	7.504	6.30
64	935	4	801	0.08	7.748	6.32
66	960	4	803	0.08	7.994	6.34
67	970	4	800	0.08	8.1	6.31
68	985	4	798	0.08	8.254	6.30
70	1010	5	791	0.1	8.518	6.24
72	1030	5	775	0.1	8.75	6.12
74	1050	5	750	0.1	9	5.92
75	1060	5	690	0.1	9.22	5.45
77	1090	5	570	0.1	9.76	4.51

Ek 2'nin devamı

Ek Tablo 2.3. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/12$) model sığ şerit temelle 2a-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	77	0	94	0	0.582	0.74
10	153	0	185	0	1.16	1.47
15	225	0	274	0	1.702	2.18
20	300	0	354	0	2.292	2.81
25	375	1	420	0.02	2.91	3.33
30	441	2	482	0.04	3.446	3.82
35	510	2	537	0.04	4.026	4.25
40	580	3	590	0.06	4.62	4.67
44	638	3	627	0.06	5.126	4.96
46	670	3	645	0.06	5.41	5.10
48	694	3	660	0.06	5.62	5.22
50	723	4	671	0.08	5.888	5.30
52	758	4	675	0.08	6.23	5.34
54	780	4	676	0.08	6.448	5.34
57	820	4	677	0.08	6.846	5.35
58	840	4	662	0.08	7.076	5.23
60	865	4	635	0.08	7.38	5.02
61	887	4	615	0.08	7.64	4.87
62	980	4	490	0.08	8.82	3.88

Ek 2'nin devamı

Ek Tablo 2.4. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/12$) model sığ şerit temelle 2b-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	77	0	90	0	0.59	0.71
10	155	0	187	0	1.176	1.48
15	230	0	269	0	1.762	2.14
20	305	0	340	0	2.37	2.70
25	380	0	410	0	2.98	3.25
30	460	1	471	0.02	3.658	3.73
35	535	2	522	0.04	4.306	4.14
40	610	2	572	0.04	4.956	4.53
42	640	2	590	0.04	5.22	4.67
44	670	3	607	0.06	5.486	4.80
48	720	3	636	0.06	5.928	5.03
49	735	3	645	0.06	6.06	5.10
51	765	4	649	0.08	6.352	5.13
53	795	4	653	0.08	6.644	5.16
56	837	4	662	0.08	7.046	5.23
58	850	4	657	0.08	7.186	5.20
59	870	4	646	0.08	7.408	5.11
60	885	4	610	0.08	7.63	4.83
61	900	4	530	0.08	7.94	4.20
62	915	4	450	0.08	8.25	3.57

Ek 2'nin devamı

Ek Tablo 2.5. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/6$) model sığ şerit temelle 3a-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	74	0	84	0	0.572	0.66
10	151	0	170	0	1.17	1.35
15	228	1	245	0.02	1.79	1.95
20	304	2	310	0.04	2.42	2.47
25	375	2	364	0.04	3.022	2.89
30	450	2	413	0.04	3.674	3.28
33	491	3	435	0.06	4.04	3.45
35	521	3	447	0.06	4.316	3.55
37	555	3	456	0.06	4.638	3.62
39	576	3	458	0.06	4.844	3.63
41	605	3	455	0.06	5.14	3.61
42	620	3	450	0.06	5.3	3.57
43	640	3	420	0.06	5.56	3.33
44	655	3	390	0.06	5.77	3.10
45	676	3	350	0.06	6.06	2.78
48	720	3	310	0.06	6.58	2.47

Ek 2'nin devamı

Ek Tablo 2.6. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/6$) model sığ şerit temelle 3b-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	75	0	84	0	0.582	0.66
10	153	0	166	0	1.198	1.31
15	233	0	240	0	1.85	1.91
20	308	1	300	0.02	2.48	2.39
25	385	1	350	0.02	3.15	2.78
30	458	1	394	0.02	3.792	3.13
33	502	1	415	0.02	4.19	3.29
35	540	2	429	0.04	4.542	3.40
37	580	2	440	0.04	4.92	3.49
40	620	2	444	0.04	5.312	3.52
44	650	2	438	0.04	5.624	3.47
45	675	2	391	0.04	5.968	3.10
47	700	2	367	0.04	6.266	2.92
48	730	2	330	0.04	6.64	2.62

Ek Tablo 2.7. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/3$) model sığ şerit temelle 4a-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	72	0	60	0	0.6	0.47
10	147	0	115	0	1.24	0.90
15	223	0	155	0	1.92	1.22
17	260	0	160	0	2.28	1.26
20	275	1	155	0.02	2.44	1.22
21	290	1	147	0.02	2.606	1.16
22	305	1	130	0.02	2.79	1.02
23	315	1	105	0.02	2.94	0.83

Ek 2'nin devamı

Ek Tablo 2.8. Donatılı zemine oturan eksantrik yüklü ($e=B/3$) model sıg şerit temelle 4b-d deneyi sırasında yapılan ölçümler ve yük-oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey (x0.01 mm)	Yatay (x0.01 mm)				
0	0	0	0	0	0	0.00
5	74	0	64	0	0.612	0.50
10	150	0	120	0	1.26	0.94
15	223	0	165	0	1.9	1.31
17	250	0	164	0	2.172	1.30
18	260	0	153	0	2.294	1.21
19	280	0	145	0	2.51	1.14
20	300	0	108	0	2.784	0.85

ÖZGEÇMİŞ

1977 yılında Rize’de doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini Rize’de tamamladı. 1994 yılında lise öğrenimini tamamlayarak aynı yıl girdiği İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nden 1999 yılında pekiyi derece ile mezun olup İnşaat Mühendisi unvanı aldı. 1999-2001 yıllarında özel sektörde proje ve saha mühendisi olarak çalıştı. 2001-2002 yıllarında kontrol mühendisi-yedek subay olarak askerlik hizmetini tamamladı. 2002-2003 yıllarında Köy Hizmetleri Rize İl Müdürlüğünde Şantiye Şefi olarak görev yaptı. 2003 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında doktora öğrenimine başladı. Aynı yıl Karadeniz Teknik Üniversitesinde araştırma görevlisi olarak atandı. 2006-2008 yıllarında Almanya’da Ruhr Üniversitesi Bilişim Enstitüsünde ‘Üç Boyutlu Yapı Mekaniği Uygulamaları İçin C++ Programı Geliştirme’ konulu tez çalışmasında sonlu elemanlar programı hazırlayarak, Yüksek Lisans öğretimini üç yarıyıda pekiyi derece ile tamamladı. Halen Karadeniz Teknik Üniversitesine araştırma görevlisi olarak çalışan Erol ŞADOĞLU İngilizce ve Almanca bilmektedir.