

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**KUMA OTURAN YÜZEY MODEL ŞERİT TEMELİN TAŞIMA GÜCÜNÜN
RÖLATİF SIKILIKLA DEĞİŞİMİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Mehmet TÜTÜNCÜ

HAZİRAN 2019

TRABZON



KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ



Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünce

Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : / /

Tezin Savunma Tarihi : / /

Tez Danışmanı :

Trabzon

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında
Mehmet TÜTÜNCÜ Tarafından Hazırlanan**

**KUMA OTURAN YÜZEY MODEL ŞERİT TEMELİN TAŞIMA GÜCÜNÜN RÖLATİF
SİKILIKLA DEĞİŞİMİ**

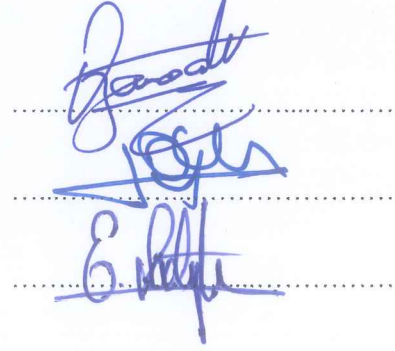
**başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 28 / 05 / 2019 gün ve 1806 sayılı
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda
YÜKSEK LİSANS TEZİ
olarak kabul edilmiştir.**

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. Ahmet Şahin ZAIMOĞLU

Üye : Doç. Dr. Sabriye Banu İKİZLER

Üye : Doç. Dr. Erol ŞADOĞLU

The image shows three handwritten signatures in blue ink, each placed above a horizontal dotted line. The signatures are written in a cursive style. The first signature is the most prominent and appears to be 'Ahmet Şahin Zaimoğlu'. The second signature is smaller and less legible. The third signature is also smaller and less legible.

Prof. Dr. Asim KADIOĞLU

Enstitü Müdürü

ÖNSÖZ

“Kuma Oturan Yüzey Model Şerit Temelin Taşıma Gücünün Rölatif Sıklıkla Değişimi” isimli tez çalışmasını bana öneren ve her aşamasında gerek bilgi ve tecrübelerini gerekse maddi ve manevi desteğini benden esirgemeyen danışman hocam Sayın Doç. Dr. Erol ŞADOĞLU’na en içten teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışması kapsamında yapmış olduğum deneylerde bana laboratuvar imkanlarını sağlayan Doç. Dr. Zekai ANGIN’a en içten teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışması süresince her türlü manevi desteğini benden esirgemeyen ve beni bu günlere getiren aileme sonsuz şükranlarımı sunarım.

Çalışmalarım sırasında her türlü bilgi, belge ve yardımlarını esirgemeyerek benimle paylaştığım İnş. Yük. Müh. Bayram ATEŞ’e içten teşekkürlerimi sunarım.

Deneysel çalışmalarda kıymetli vakitlerini ayıran ve bana laboratuvar çalışmaları esnasında elinden gelen gayretleriyle yardımcı olan arkadaşlarım Metin DURSUN ve Yasin ÖZDEMİR’e ayrı ayrı teşekkürlerimi sunarım.

Mehmet TÜTÜNCÜ

Trabzon, 2019

TEZ ETİK BEYANNAMESİ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum “Kuma Oturan Yüzey Model Şerit Temelin Taşıma Gücünün Rölatif Sıklıkla Değişimi” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Doç. Dr. Erol ŞADOĞLU'nun sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, deneyleri/analizleri ilgili laboratuvarlarda yaptığımı/yaptırdığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim. 18/06/2019.

Mehmet TÜTÜNCÜ

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ	II
TEZ ETİK BEYANNAMESİ.....	III
İÇİNDEKİLER.....	IV
ÖZET	VII
SUMMARY	VIII
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	IX
TABLolar DİZİNİ.....	XI
SEMBOLLER DİZİNİ	XII
1. GENEL BİLGİLER	1
1.1. Giriş	1
1.2. Temellerin Sınıflandırılması	2
1.3. Temellerin Sağlaması Gereken Koşullar	2
1.3.1. Taşıma Gücü Koşulu	3
1.3.1.1. Genel Kayma Kırılması	3
1.3.1.2. Yerel (bölgesel) Kayma Kırılması	4
1.3.1.3. Zımbalama Kayma Kırılması	5
1.3.2. Oturma Koşulu	6
1.3.2.1. Oturmanın Tanımı, Oluşum Mekanizması	7
1.3.2.2. Oturmanın Nedeneleri	7
1.3.2.3. Oturma Terimleri	8
1.3.2.4. Oturma Hasarları (veya Zararları)	9
1.3.2.5. Yapılarda Oturma Tipleri	10
1.3.2.6. Zemin Cinslerine Göre Oturmalar	11
1.3.3. Ekonomik Olma Koşulu	12
1.4. Taşıma Gücü	12
1.4.1. Taşıma Gücü Teorileri	13
1.4.1.1. Prandtl Taşıma Gücü Teorisi	14
1.4.1.2. Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi	16
1.4.1.2.1. Sınır Taşıma Gücü	22

1.4.1.3.	Meyerhof Taşıma Gücü Teorisi	24
1.4.1.4.	Brinch Hansen Taşıma Gücü Teorisi	33
1.4.2.	Arazi Deneyleeri	35
1.4.3.	Tablolar	36
1.5.	Deperem Yönetmeliği(2018)'ne Göre Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü Hesabı	36
1.6.	Deperem Yönetmeliği(2018)'ne Göre Yüzeysel Temellerin Yatayda Kayması	39
1.7.	Literatür İncelenmesi	40
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR	43
2.1.	Giriş.....	43
2.2.	Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi	43
2.2.1.	Elek Analizi	44
2.2.2.	Piknometre Deneyi.....	46
2.2.3.	Sıklık Deneyi	46
2.2.3.1.	Maksimum Boşluk Oranının ($e_{max.}$) Belirlenmesi	46
2.2.3.2.	Minimum Boşluk Oranının ($e_{min.}$) Belirlenmesi	48
2.2.4.	Kesme Kutusu Deneyi	48
2.3.	Deney Düzeneği	50
2.3.1.	Deney Tankı	50
2.3.2.	Model Şerit Temel	52
2.3.3.	Yükleme Düzeneği	52
2.3.4.	Yük Halkası ve Yüklemeye Kaması	53
2.3.5.	Deformasyon Saati	53
2.4.	Bir Deneyin Yapılışı	54
3.	BULGULAR VE TARTIŞMALAR	58
3.1.	Yapılan Deneyleer	58
3.2.	%30 Rölatif Sıklıkta Yapılan Deney	58
3.3.	%40 Rölatif Sıklıkta Yapılan Deney	59
3.4.	%50 Rölatif Sıklıkta Yapılan Deney	60
3.5.	%60 Rölatif Sıklıkta Yapılan Deney	61
3.6.	%70 Rölatif Sıklıkta Yapılan Deney	62
3.7.	Deney Sonuçlarıyla Taşıma Gücü Katsayıları Arasındaki İlişki	64

3.8.	Taşıma Gücü Teorileriyle Rölatif Sıklık Arasındaki İlişki.....	64
3.9.	Kırılma Yüzeylerinin Dijital Fotoğraf Makinesi Yardımıyla Belirlenmesi.	68
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	71
5.	KAYNAKLAR	73
ÖZGEÇMİŞ		



Yüksek Lisans Tezi

ÖZET

KUMA OTURAN YÜZEY MODEL ŞERİT TEMELİN TAŞIMA GÜCÜNÜN RÖLATİF
SIKILIKLA DEĞİŞİMİ

Mehmet TÜTÜNCÜ

Karadeniz Teknik Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Doç. Dr. Erol ŞADOĞLU

2019, 74 Sayfa

Temeller, yapısal yükleri zemine güvenle aktarmak amacıyla oluşturulan elemanlardır. Temellerin tasarlanmasında göz önüne alınması gereken önemli şartlardan biri taşıma gücüdür. Sınır taşıma gücü, zeminde kırılma meydana gelmeden temel zemininin güvenli olarak taşıyabileceği taban basıncı değeridir. Sınır taşıma gücü; içsel sürtünme açısı, kohezyon, zemin birim hacim ağırlığı, temel derinliği, temel şekli, yeraltı su seviyesi gibi parametrelerden etkilenmekte olup genellikle bu parametreleri değerlendiren teoriler yardımıyla hesaplanmaktadır. Teorik yaklaşımlar zeminde genel kayma kırılması olduğu varsayımına dayanmakta olup, taneli zeminlerde rölatif sıklığa bağlı olarak yerel ve zımbalama kayma kırılmaları da oluşmaktadır.

Bu çalışmada, Trabzon İli Değirmendere havzasından alınan kum zemin kullanılmıştır. Kum zeminin, granülometri eğrisi yardımıyla zemin sınıflandırılması yapılmış, piknometre deneyiyle dane birim hacim ağırlığı ve kesme kutusu deneyiyle de kayma mukavemeti parametreleri elde edilmiştir. Farklı rölatif sıklıklarda (%30, %40, %50, %60, %70) kum zemin üzerinde merkezi olarak yüklenen model sığ şerit temelın sınır taşıma kapasitesi, yük-oturma ilişkileri taşıma gücü deneyleri yardımıyla araştırılmıştır. Hem deneysel hem de taşıma gücü teorileri (Terzaghi, Meyerhof, Hansen vb.) ile belirlenen sınır taşıma gücü kapasiteleri karşılaştırılmıştır. Deney sonuçlarından elde edilen nihai taşıma gücü değerlerinin, taşıma gücü teorilerinden elde edilen değerlerden daha yüksek olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Sınır Taşıma Gücü, Rölatif Sıklık, Merkezi Yüklü Şerit Temel

Master Thesis

SUMMARY

VARIATION OF BEARING CAPACITY OF MODEL SURFACE STRIP FOOTING
RESTING ON SAND WITH RELATIVE DENSITY

Mehmet TÜTÜNCÜ

Karadeniz Technical University

The Graduate School of Natural and Applied Sciences

Civil Engineering Graduate Program

Supervisor: Do. Dr. Erol ŞADOĞLU

2019, 74 Pages

Foundations are the elements that are formed to safely transfer structural loads to the ground. One of the important requirements to consider when designing foundations is bearing capacity. Ultimate bearing capacity is the base pressure that the foundation soil can safely carry without failure in the soil. Ultimate bearing capacity is affected by some parameters such as internal friction angle, cohesion, unit weight, depth of embedment, ground water level and is generally calculated with the help of the theories evaluating these parameters. The theoretical approaches are based on the assumption that general shear failure occurs in the soil, however local and punching shear failures occur in the granular soils depending on relative density.

In this study, the sandy soil taken from Degirmendere basin of Trabzon Province was used. Soil classification was done by using the granulometry curve of the sandy soil, and grain specific gravity and shear strength parameters were obtained with the pycnometer and shear box tests, respectively. The ultimate bearing capacity and the load-settlement relation of the model shallow strip footing which was loaded centrally on the sandy soil were investigated for different relative densities (30%, 40%, 50%, 60%, 70%). The ultimate bearing capacities, obtained from both experimentally and bearing capacity theories (Terzaghi, Meyerhof, Hansen, etc.), were compared. It was seen that the ultimate bearing capacity values obtained from the experiments were higher than the values obtained from the bearing capacity theories.

Key Words: Ultimate Bearing Capacity, Relative Density, Centrally Loaded Strip Footing

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. Genel kayma kırılması	4
Şekil 1.2. Yerel kayma kırılması	4
Şekil 1.3. Zımbalama kayma kırılması	5
Şekil 1.4. Zeminde meydana gelen kırılma tipleri (Vesic, 1973)	6
Şekil 1.5. Oturma	7
Şekil 1.6. Oturma terimleri	8
Şekil 1.7. Yapılarda meydana gelen başlıca oturma tipleri	10
Şekil 1.8. Kohezyonsuz zeminlerde, oturma-zaman ilişkisi	11
Şekil 1.9. Kohezyonlu zeminlerde oturma-zaman ilişkisi	12
Şekil 1.10. Taşıma gücü değerini belirleme yöntemleri	13
Şekil 1.11. Prandtl'in şeması	14
Şekil 1.12. Birinci (1.) bölgedeki gerilmeler	15
Şekil 1.13. Üçüncü (3.) bölgedeki gerilmeler	16
Şekil 1.14. Terzaghi tarafından şerit temelde kabul edilen kırılma yüzeyleri	17
Şekil 1.15. ABC kamasının BC yüzündeki pasif kuvvetler	18
Şekil 1.16. Ppq'nun elde edilmesi	19
Şekil 1.17. Ppq'nun elde edilmesi	20
Şekil 1.18. Ppy'nin elde edilmesi	21
Şekil 1.19. Kırılma yüzeyleri	24
Şekil 1.20. Nc ve Nq katsayılarının belirlenmesi	25
Şekil 1.21. Nc ve Nq katsayılarının belirlenmesi	26
Şekil 1.22. ABC bölgesi serbest cisim diyagramı	26
Şekil 1.23. Nc katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)	28
Şekil 1.24. Nc katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)	29
Şekil 1.25. Ny katsayılarının belirlenmesi	30
Şekil 1.26. Ny katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)	31
Şekil 2.1. Elek analizi	44
Şekil 2.2. Granülometri eğrisi	45
Şekil 2.3. Piknometre deneyi	46
Şekil 2.4. Maksimum boşluk oranı belirlenmesi	47

Şekil 2.5.	Minimum boşluk oranının belirlenmesi	48
Şekil 2.6.	Kesme kutusu deney aleti	49
Şekil 2.7.	Deney tankı (Şadoğlu, 2009)	50
Şekil 2.8.	Deney tankı ve çerçevesinden bir görünüm	51
Şekil 2.9.	Model şerit temel	52
Şekil 2.10.	Yük halkası ve yükleme kaması	53
Şekil 2.11.	Deformasyon saati	54
Şekil 2.12.	Yapılan bir deneyin başlangıç hali 5.....	56
Şekil 3.1.	%30 rölatif sıklığa ait yük-oturma eğrisi	59
Şekil 3.2.	%40 rölatif sıklığa ait yük-oturma eğrisi	60
Şekil 3.3.	%50 rölatif sıklığa ait yük-oturma eğrisi	61
Şekil 3.4.	%60 rölatif sıklığa ait yük-oturma eğrisi	62
Şekil 3.5.	%70 rölatif sıklığa ait yük-oturma eğrisi	63
Şekil 3.6.	Farklı rölatif sıklıklar için ortalama yük-oturma eğrileri	63
Şekil 3.7.	Deneyel verilere göre taşıma gücü katsayısı-rölatif sıklık	64
Şekil 3.8.	Terzaghi taşıma gücü katsayısı-rölatif sıklık ilişkisi	65
Şekil 3.9.	Meyerhof taşıma gücü katsayısı-rölatif sıklık ilişkisi	65
Şekil 3.10	Brinch Hansen taşıma gücü katsayısı-rölatif sıklık ilişkisi	66
Şekil 3.11.	Düzeltilmiş ϕ değerleri için taşıma gücü katsayıları arasındaki ilişki	67
Şekil 3.12.	ϕ ve düzeltilmiş ϕ değerleri için taşıma gücü katsayıları-rölatif sıklık ilişkisi.....	68
Şekil 3.13.	Kırılma yüzeylerinin görüntüsü	70

TABLULAR DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1.	Terzaghi temel şekil katsayıları 23
Tablo 1.2.	Terzaghi taşıma gücü katsayıları 23
Tablo 1.3.	Meyerhof taşıma gücü formülünün şekil, derinlik, eğim katsayıları 32
Tablo 1.4.	Meyerhof'un taşıma gücü katsayıları 33
Tablo 1.5.	Hansen teorisi temel şekil katsayıları 34
Tablo 1.6.	Hansen teorisi temel derinlik katsayıları..... 34
Tablo 1.7.	Hansen teorisi yük eğim katsayıları 34
Tablo 1.8.	Hansen teorisi taşıma gücü katsayıları..... 35
Tablo 1.9.	Yüzeysel temeller için dayanım katsayıları 36
Tablo 1.10.	Yüzeysel temeller ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı 40
Tablo 2.1.	Elek analiz sonuçları 45
Tablo 2.2.	Maksimum boşluk oranı deney sonuçları 47
Tablo 2.3.	Minimum boşluk oranı deney sonuçları 48
Tablo 2.4.	Kesme kutusu deneyinden elde edilen sonuçlar 49
Tablo 0.5.	Farklı rölatif sıklıklarda 50mm'lik kısım için gerekli kum kütleleri 54

SEMBOLLER DİZİNİ

B	:Temel genişliği
b_c, b_q, b_γ	:Temel taban eğim katsayıları
c	:Kohezyon
C_c	:Derecelenme katsayısı
C_u	:Uniformluluk katsayısı
d_c, d_q, d_γ	:Derinlik katsayıları
D_r	:Rölatif sıklık
D_{10}	Efektif çap
g_c, g_q, g_γ	:Temel zemini eğim katsayıları
i_c, i_q, i_γ	:Yükleme eğikliği katsayıları
D_f	:Temel derinliği
G_s	:Güvenlik sayısı
K_p	:Rankine pasif toprak basıncı katsayısı
L_t	:Temel uzunluğu
N_c, N_q, N_γ	:Taşıma gücü katsayıları
m	:Mobilizasyon derecesi
p_0	:Eşdeğer serbest yüzeydeki normal gerilme
p_p	:Pasif kuvvet
$p_{pc}, p_{pq}, p_{p\gamma}$:Derinlik basıncı kohezyon ve birim ağırlıktan oluşan pasif kuvvetler
P_{tv}	:Tasarım düşey basınç kuvveti
R_{th}	:Tasarım sürtünme direnci
R_{pt}	:Tasarım pasif direnci
R_{pk}	:Karakteristik pasif direnç
s_c, s_q, s_γ	:Temel şekli katsayıları
V_{th}	:Tasarım yatay kuvveti
q_{emin}	:Emin taşıma gücü
$q_{sınır}$:Sınır taşıma gücü
$q_{sınır(1)}$:Birincil kırılma yükü

β	:Açısal distorsiyon
ϕ	:İçsel sürtünme açısı
γ	:Zemin birim hacim ağırlığı
γ_k	:Kuru birim ağırlık
$\gamma_{kmax.}$:Maksimum kuru birim ağırlık
$\gamma_{kmin.}$:Minimum kuru birim ağırlık
δ	:Farklı oturma
ΔH	:Mutlak (toplam) oturma
$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{xy}, \sigma_{yx}$:Kartezyen koordinatlarda gerilme bileşenleri
$\sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{r\theta}, \sigma_{\theta r}$:Kartezyen koordinatlarda gerilme bileşenleri
$e_{max.}$:Maksimum boşluk oranı
$e_{min.}$:Minumum boşluk oranı
$n_{max.}$:Maksimum porozite
$n_{min.}$:Mininum porozite

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Yapıların zemin üzerine oturtulması insanlığın varoluşundan beri en genel kabul olarak benimsenmiştir. Her geçen gün nüfus sayısı artan şehirlerin yapılaşma ihtiyacı artmakta aynı zamanda gelişen teknolojiyle beraber daha spesifik ve ağır yapılara ihtiyaç duyulmakta ve bu ihtiyaçla beraber yapıların üzerine oturacağı zemin alanları ortaya çıkmaktadır. Üzerindeki yapı yüklerini bu alanlara aktaracak olan bir ara eleman olan temellerin bu ihtiyaca karşılık vereceği öngörülmüş ve bunların tasarlanması yapılmıştır.

Temeller; yapı elemanlarından gelen yükleri zemine güvenle aktarmak amacıyla oluşturulan elemanlardır. Temellerin tasarımı yapılırken; zemin parametreleri, (içsel sürtünme açısı, kohezyon, dane birim hacim ağırlığı), temel derinliği, temel şekli, temel boyutları, yapı yükü, uygulanan yükün eğimi, temel tabanının düzgün ya da pürüzlü olması gibi birçok parametre dikkate alınırken bu parametrelerin nihai taşıma gücüne etkisi önemli rol oynamaktadır.

Nihai taşıma kapasitesi, göçme anında temelin veya temel zeminin birim alanının taşıyabileceği gerilme değeridir. Bu kadar çok parametreyi içinde barındıran nihai taşıma gücünün belirlenmesi konusu üzerine Prandtl (1920)'nin taşıma gücü teorisini ortaya koymasıyla beraber yapılan çalışmalar hız kazanmaya başlamıştır. Zaman ilerledikçe Terzaghi'nin limit denge kuramını ortaya atıp bir taşıma gücü bağıntısını türetmesiyle beraber analitik çalışmalar da süregelip Meyerhof, Brinch Hansen, Vesic'in de türetilen bu bağıntıyı geliştirip daha ileri götürmeye çalıştığı görülmüştür.

Taşıma gücü üzerinde önemli rol oynayan bir diğer parametrede hiç kuşkusuz zeminin gevşeklik-sıkılık (rölatif sıkılık) durumudur. Zeminde meydana gelen kırılma tiplerine (zımbalama kayma kırılması, yerel kayma kırılması, genel kayma kırılması) göre zımbalama kayma kırılması; gevşek ve yumuşak zeminlerde, yerel kayma kırılması; orta sıkı sertlikteki zeminlerde, genel kayma kırılması; sıkı ve sert zeminlerde oluşmaktadır. Bu kırılma şekilleri dikkate alındığında rölatif sıkılığın artış gösterdiği durumlarda nihai taşıma gücü de artış gösterecektir. Yapılan bu çalışmada da farklı rölatif sıkılıktaki (%30, %40, %50, %60, %70) kum zeminlerin nihai taşıma gücüne etkisi araştırılıp, hem

laboratuvar ortamında yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlar hem de geliştirilen taşıma gücü teorilerinden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

1.2. Temellerin Sınıflandırılması

Üzerine yapıdan gelen yükleri kendi ağırlığıyla beraber güvenle taşıyan ve bu yükleri yapıya zarar vermeyecek ölçüde oturmalarla temel zeminine aktaran yapı elemanlarının tümü temeller olarak adlandırılır (Köseoğlu, 1974). Yapıya etkiyen yükler düşey, yatay; sabit, hareketli; statik, dinamik vb. şeklinde sınıflandırılabilir (Uzuner, 2006). Temeller yüzeysel (sığ) ve derin temeller olarak iki ana gruba ayrılırlar.

Sığ temeller yapı yüklerini yapının altındaki zemin yüzüne yakın tabakalara aktaran temellerdir (Lambe, Whitman, 1969). Sığ temellerde temel derinliği/temel genişliği oranı 1'e eşit veya 1'den küçüktür (Meyerhof, 1951; Terzaghi, 1967). Bu temeller sürşarj (temel derinliği) tabakasının kayma direncinin, sınır (nihai) taşıma gücüne olan katkısının ihmal edilebildiği temellerdir (De Beer, 1965).

Derin temeller, uygulanan yüklerin bir kısmını veya tümünü zemin yüzünden oldukça aşağıdaki zeminlere aktaran temellerdir (Coduto, 2001). Derin temellerde, temel derinliği/temel genişliği oranı 5'ten büyük olup 20'ye bile ulaşabilmektedir (Terzaghi, 1967).

Temeller aşağıdaki gibi sınıflandırılırlar:

A. Yüzeysel (sığ) Temeller

⇒ Tekil Temeller

⇒ Şerit Temeller

⇒ Radye Temeller

B. Derin Temeller

⇒ Kazıklı Temeller

⇒ Ayak Temeller

⇒ Keson Temeller

1.3. Temellerin Sağlaması Gereken Koşullar

Temeller üzerindeki yükleri (yapıları) güvenli bir şekilde taşıyabilmeleri için aynı anda, taşıma gücü ve oturma koşullarını sağlamaları gerekir. Buna ilave olarak bu koşullar

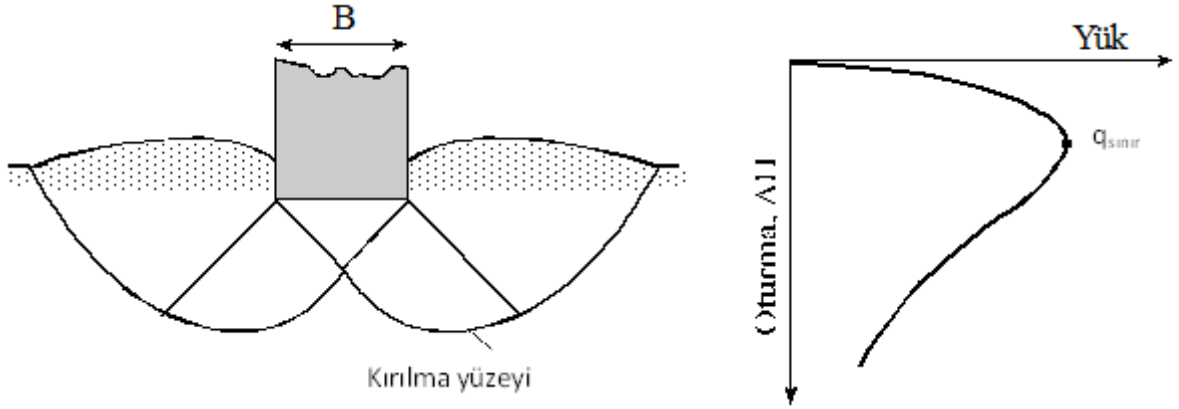
sağlanırken en ekonomik çözümler tercih edilmelidir. Bunu da ekonomik olma koşulu olarak adlandırmak mümkündür.

1.3.1. Taşıma Gücü Koşulu

Temel zemini, aktarılan yükleri güvenle taşımaları için diğer bir deyişle zeminde kırılma (göçme) meydana gelmemeli ve kırılmaya karşılık belli bir güvenlik olmalıdır. Yüklerin aktarılması esnasında zeminde hem basınç hem de kayma gerilmeleri oluşur. Bu gerilmelerin büyüklükleri temel taban basıncına ve temel büyüklüğüne bağlıdır. Taban basıncının yeteri kadar büyük ve temelin yeteri kadar büyüklükte olmaması durumunda, kayma gerilmeleri zeminin kayma direncini aşabilir. Bu durumda taşıma gücü problemleri ortaya çıkmaktadır. Temelden aktarılan yüklerin zeminde oluşturduğu kayma gerilmeleri zeminin kayma mukavemetini aşarsa taşıma gücü göçmesi oluşur. Bu tür göçmeler yıkıcıdır ve mutlaka kaçınılmalıdır. Zeminin cinsine, sıklığına ve sertliğine bağlı olarak; genel kayma kırılması, yerel (bölgesel) kayma kırılması, zımbalama kayma kırılması olmak üzere temel zemininde üç tür kırılma (göçme) oluşur.

1.3.1.1. Genel Kayma Kırılması

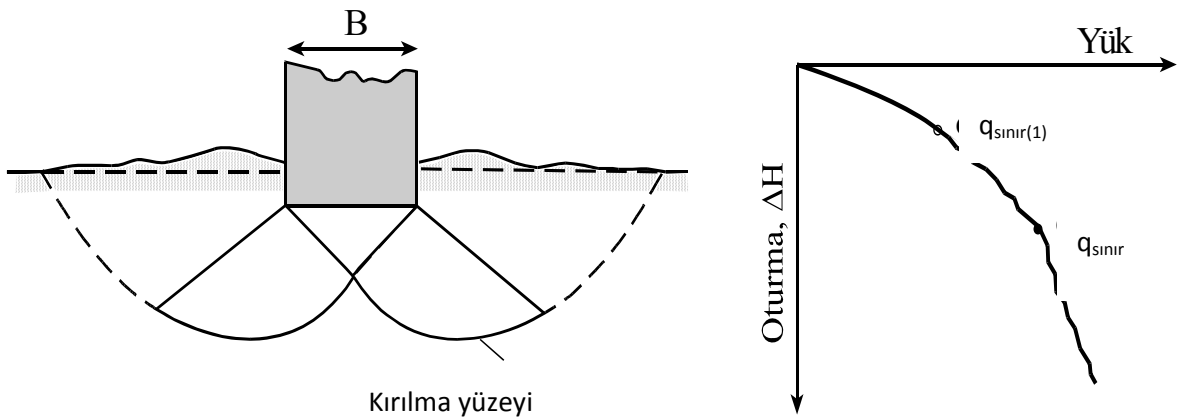
Şekil 1.1'de görüldüğü gibi B genişliğinde sıkı kum veya sert kohezyonlu zemin yüzüne oturan temeli göz önüne alalım. Eğer yük kademeli olarak arttırılırsa, oturma da kademeli olarak artacaktır. Temelin birim alanına gelen yük (q_t) ile oturma değişimi de Şekil 1.1'de görülmektedir. Kırılma yüzeyinin 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. Zeminde bu çeşit ani kırılma oluşuyorsa, buna genel kayma kırılması denilir (Vesic, 1963). Rölatif sıklığın (D_r), %70 den büyük ve içsel sürtünme açısının (ϕ) 35° den büyük olduğu durumlarda genel kayma kırılması oluşur (Uzuner, 2001).



Şekil 1.1. Genel kayma kırılması

1.3.1.2. Yerel (Bölgesel) Kayma Kırılması

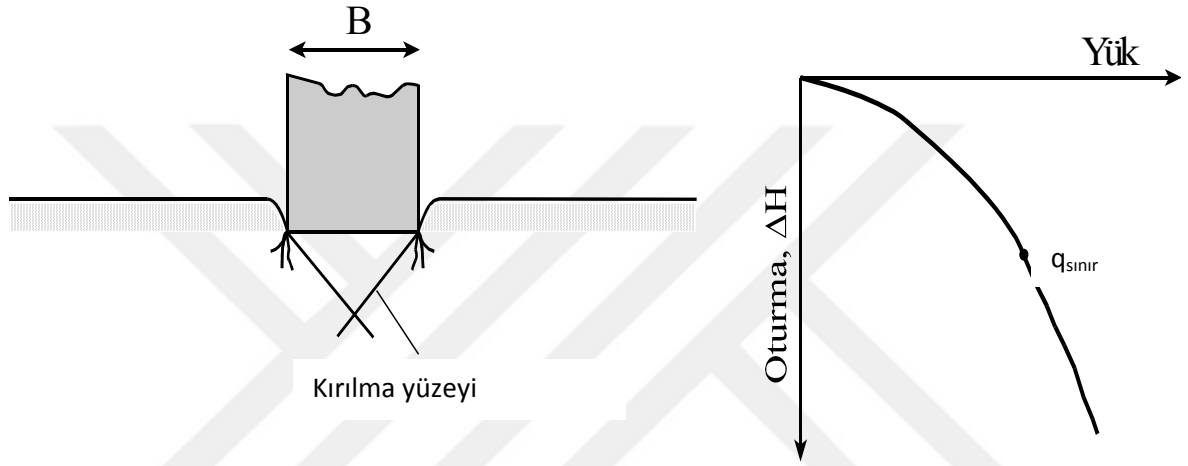
Eğer söz konusu temel orta sıkı kum veya orta sert kil zemine oturuyorsa, yükteki bir artış, oturmada da bir artışa eşlik edecektir. Bununla birlikte zemindeki kırılma yüzeyleri, Şekil 1.2'de sürekli çizgilerle gösterildiği gibi temelden dışarıya doğru uzanır. Birim alana gelen yük $q_{sınırl(1)}$ 'e eşit olduğunda temel düşey hareketine ani oturmalar eşlik eder. Zemindeki kırılma yüzeylerini zemin yüzüne ulaşması için temelin oldukça büyük oturma yapmasına ihtiyaç vardır. Bu durumdaki birim alana gelen düşey yük değeri sınır taşıma gücüne ($q_{sınırl}$) 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 (Vesic, 1963). Bu tür birim alan gelen yükün pik bir değere ulaşmadığı kırılma çeşidine yerel kayma kırılması denilir.



Şekil 1.2. Yerel kayma kırılması

1.3.1.3. Zımbalama Kayma Kırılması

Eğer temel oldukça gevşek bir zemine oturuyorsa, yük-oturma eğrisi Şekil 1.3'teki gibi olacaktır. Bu durumda zemindeki kırılma yüzeyleri zemin yüzüne ulaşmayacaktır. Sınır taşıma gücüne ($q_{sınır}$) ulaşıldıktan sonra yük-oturma eğrisi daha dik ve pratik olarak lineer olacaktır. Zeminde oluşan bu tür kırılmaya ise zımbalama kayma kırılması denilmektedir (Vesic, 1963).

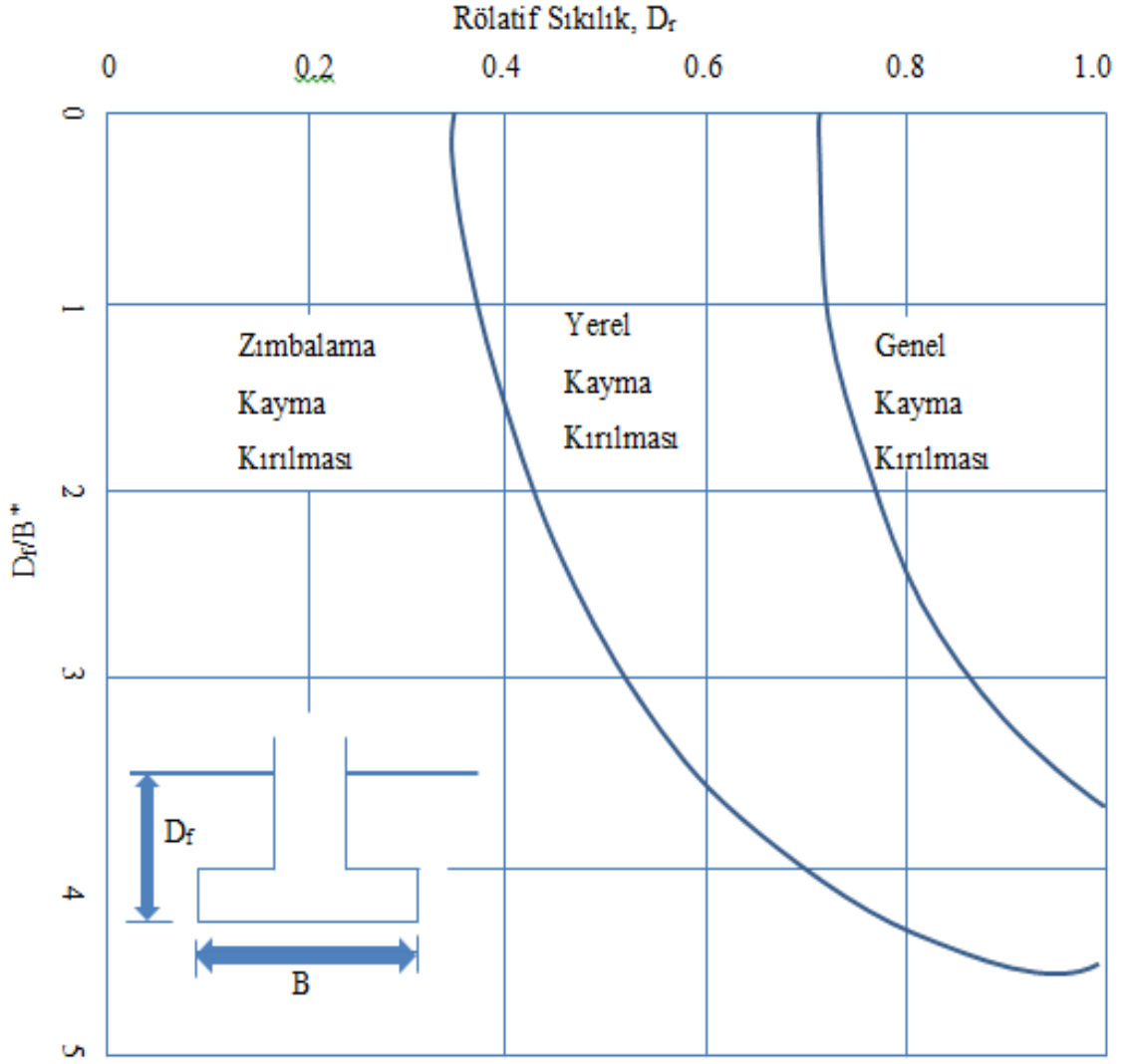


Şekil 1.3. Zımbalama kayma kırılması

Vesic (1973), kuma oturan temel zemininin kırılma türü için bir yöntem önermiştir. Bu yöntemde kullanılan grafik Şekil 1.4'de gösterilmektedir. Bu grafikte kullanılan B^* değeri aşağıdaki bağıntı ile tanımlanmaktadır (Bağıntı 1.1). Burada B: temel genişliği, D_r : rölatif sıkılık, L_t : temelin uzunluğudur.

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

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



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

1.3.2. Oturma Koşulu

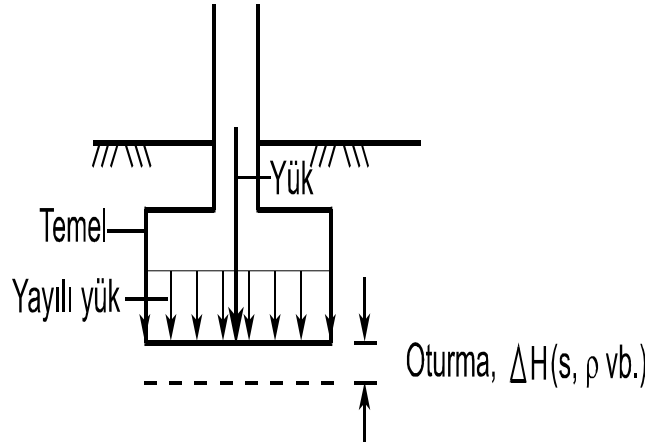
Yapıya etkiyen yükler altında temelin veya temellerin oturmaları izin verilebilir oturma değerlerinden küçük olmalıdır. Üst yapı kusurunun olmadığı yapı hasarının en önemli nedeni temel oturmaları, özelliklede farklı oturmalarıdır. Bu açıdan temellerin oturmaları temel tasarımında dikkate alınmalıdır. Temellerin oturmaları hesaplanmalı ve hesaplanmış oturmaların izin verilebilir değerleri aşmadığı gösterilmelidir. Temellerin oturmalarıyla ilgili bazı hususlar özetlenmiş ve aşağıda verilmiştir.

1.3.2.1. Oturmanın Tanımı, Oluşum Mekanizması

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 azalmalarının toplamı sonucu, oturma (çökme, düşey hareket, tasman vb.) meydana gelir (Şekil 1.5). Böylece zeminin boşluk oranı e (dolayısıyla porozite n) azalır, taneli zeminlerde rölatif sıkılık D_r artar. Tanelerin bizzat kendilerinin sıkışması, pratik olarak ihmal edilebilir.

Aynı şekilde varsa taneler arasındaki suyun da sıkışmaz olduğu düşünülür. Suya 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.



Şekil 1.5. Oturma

1.3.2.2. Oturmanın Nedenleri

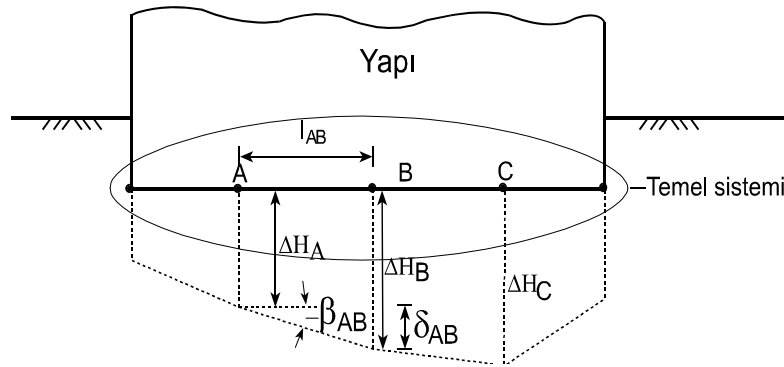
Oturma olayına birçok neden yol açar. Bunların bazıları aşağıdaki gibi sıralanabilir (Şadoğlu,2009)

- ❖ 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.

1.3.2.3. 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 1.6'da, A noktasının mutlak oturması, ΔH_A , B noktasının mutlak oturması ΔH_B gibi. Mutlak oturmanın birimi uzunluk cinsindedir (mm vb.).



Şekil 1.6. Oturma terimleri

Birbirine komşu iki noktanın mutlak oturmaları arasındaki farka, oturma farkı veya farklı oturma, ΔH denilir. Örneğin, Şekil 1.6'da, A ve B noktaları arasındaki farklı oturma, δ_{AB} , aşağıdaki gibi yazılabilir. Farklı oturmanın birimi de uzunluk cinsindedir (mm vb.).

$$\delta_{AB} = \Delta H_B - \Delta H_A \quad (1.2)$$

İki nokta arasındaki farklı oturmanın, aradaki uzaklığa oranı ise, açısal çarpılma (distorsiyon), β , olarak tanımlanır. Şekil 1.6'da A ve B noktaları arasındaki açısal distorsiyon, aşağıdaki gibi yazılabilir. Açısal çarpılma birimsizdir (Ondalık veya kesirli sayı).

$$\beta_{AB} = \delta_{AB} / l_{AB} = \frac{\Delta H_B - \Delta H_A}{l_{AB}} \quad (1.3)$$

1.3.2.4. Oturma Hasarları (veya Zararları)

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.

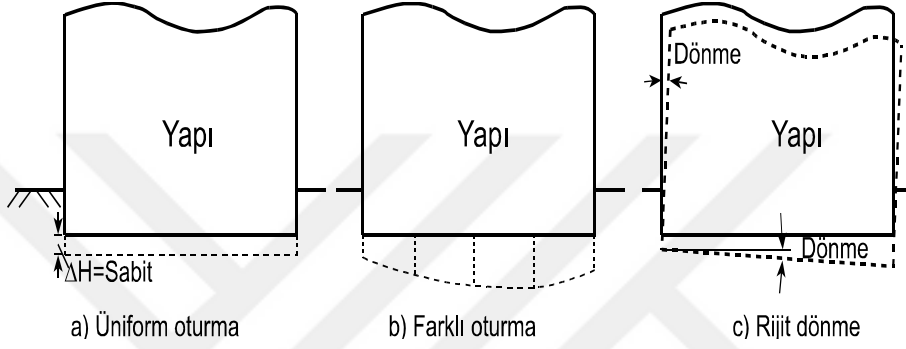
İşlevsel (Fonksiyonel) Hasarlar: Bu hasar durumunda, binalarda kapı, pencere vb.'nin açılıp kapatılmasında zorluklar, sorunlar; işletmelerdeki raylı öğelerde doğrultu sorunları, makine veya cihazların işletilmesinde sorunlar, asansörlerde düşeyden sapma sorunları vb. meydana gelebilir. Yapının taşıyıcı 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, yağma binalarda duvarlar vb.'nde çatlaklar, kesilmeler vb. vardır. Bu

durumda yapının güvenliği tehlikededir. Uzman değerlendirmesi sonucunda gerekli onarım veya yıkım gerçekleştirilir.

1.3.2.5. Yapılarda Oturma Tipleri

Oturmaya uğramış yapılarda, oturma durumu genel olarak üç tipe özetlenebilir (Şekil 1.7).



Şekil 1.7. Yapılarda meydana gelen başlıca oturma tipleri

Üiform 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 dönmeye, yapı düşeye göre toptan birkaç derece bir tarafa yatmıştır. Bu tip oturma, yapıda işlev veya yapısal hasar oluşturmadığı durumlarda, dışarıdan bakıldığında güvensiz bir durum (psikolojik) yaratır.

Üiform 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.) üiform oturmalarda, yapıya aşağıya doğru olan bir rampayla girilmesi gibi istenmeyen durumlar oluşabilir.
- ❖ Vb.

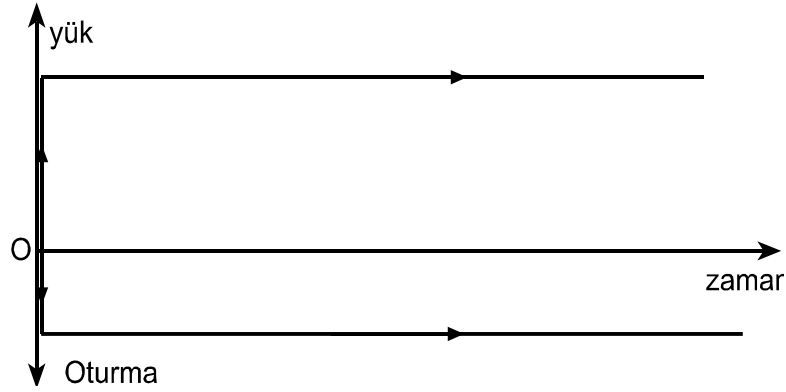
Farklı oturmalar, yapıda ek kesit tesirleri (Ek moment, ek kesme kuvveti vb.) meydana getirerek, yapıda işlevsel veya yapısal hasar meydana getirebilir. Üst

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.

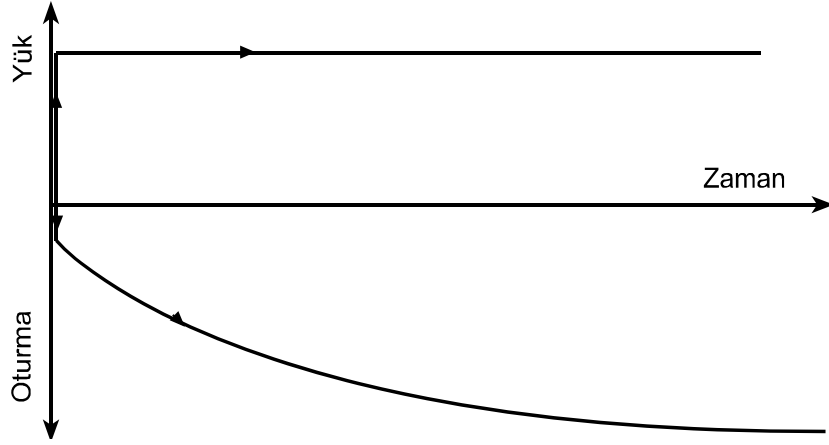
1.3.2.6. Zemin Cinslerine Göre Oturmalar

Kohezyonsuz zeminlerde, (kum, çakıl gibi), oturma, kısa sürelidir. Yani, yük uygulanır uygulanmaz, oturma kısa sürede meydana gelir (Şekil 1.8). Böyle zeminlerde, tanelerin yeniden yerleşmesi veya doymun zeminlerde, yüksek geçirimlilikten dolayı boşluklardaki suyun bir kısmının dışarı akarak çıkarak, boşluk hacminin azalması, kısa sürede olur.



Şekil 1.8. Kohezyonsuz zeminlerde, oturma-zaman ilişkisi

Kohezyonlu zeminlerde (suya doymun) oturma olayı, düşük geçirimlilikten dolayı, boşluklardaki suyun bir kısmının dışarı çıkması nedeniyle, uzun zamanda meydana gelir (Şekil 1.9).



Şekil 1.9. Kohezyonlu zeminlerde oturma-zaman ilişkisi

Temellerin oturmalarının tahmini, başlıca iki tür zemin için aşağıda özetleniyor.

I) Suyu doymuş kohezyonlu zeminlerde oturma hesaplanması, Terzaghi Konsolidasyon Teorisi'ne göre yapılır (Terzaghi, 1943). Oturma hesaplarında gerekli olan düşey gerilme artışları Bousinesq Çözümüne göre 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, 2001).

1.3.3. Ekonomik Olma Koşulu

Temel sistemi üzerine etkileyen yükleri güvenli bir şekilde taşımaları 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 hesaplanmasıyla sağlanır (Uzuner, 2006).

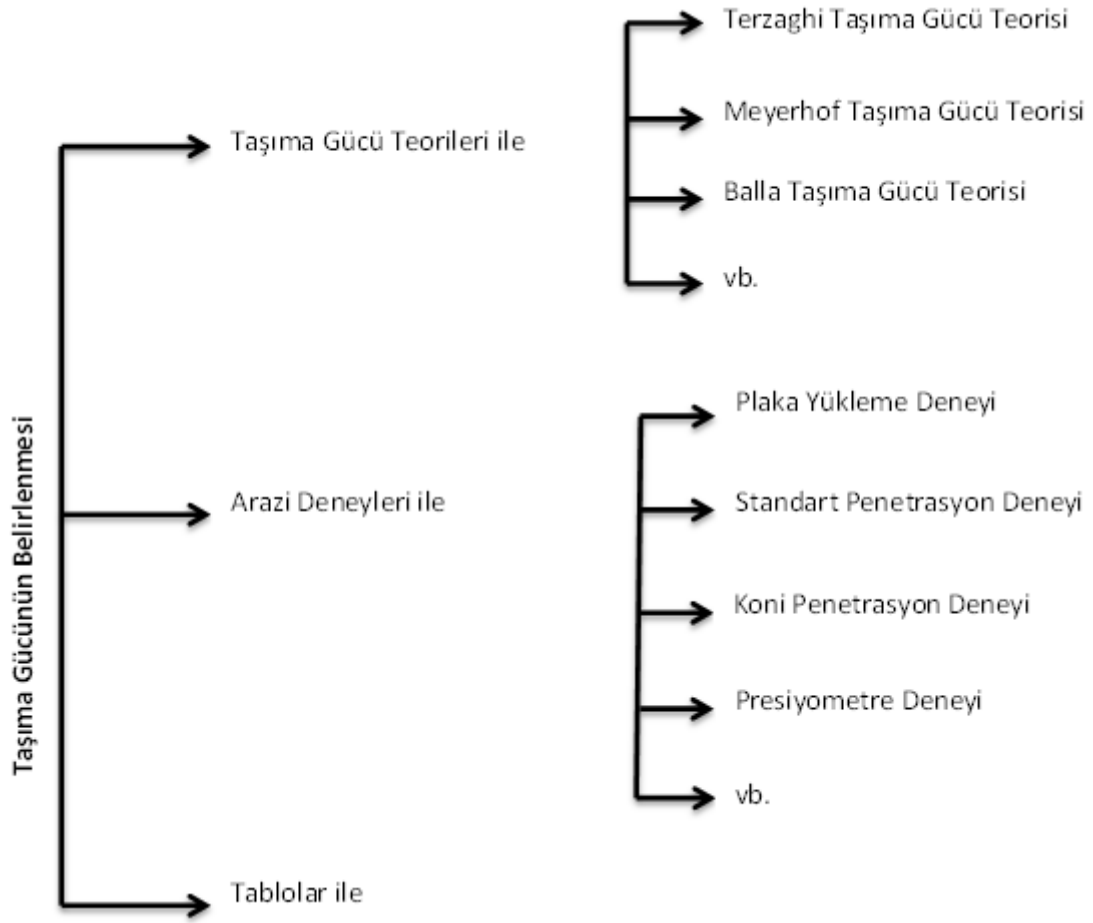
1.4. Taşıma Gücü

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 1.4). Güvenlik sayısı (G_s), koşullara göre 2 ila 5 arasında bir sayıdır.

$$q_{emin} = \frac{q_{sınır}}{G_s} \quad (1.4)$$

Emin taşıma gücü, çeşitli yöntemlerle belirlenmektedir. Emin taşıma gücünün belirlenmesinde kullanılan yöntemler Şekil 1.10'da görülmektedir.



Şekil 1.10. Taşıma gücü değerini belirleme yöntemleri

1.4.1. Taşıma Gücü Teorileri

Zeminin taşıma gücünün belirlenmek için birçok taşıma gücü teorisi vardır (Prandtl, 1921; Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951; Brinch Hansen, 1961 vb.). Günümüzde taşıma gücüyle ilgili temel prensiplerin çoğu Prandtl'in taşıma gücü teorisini başlangıç olarak

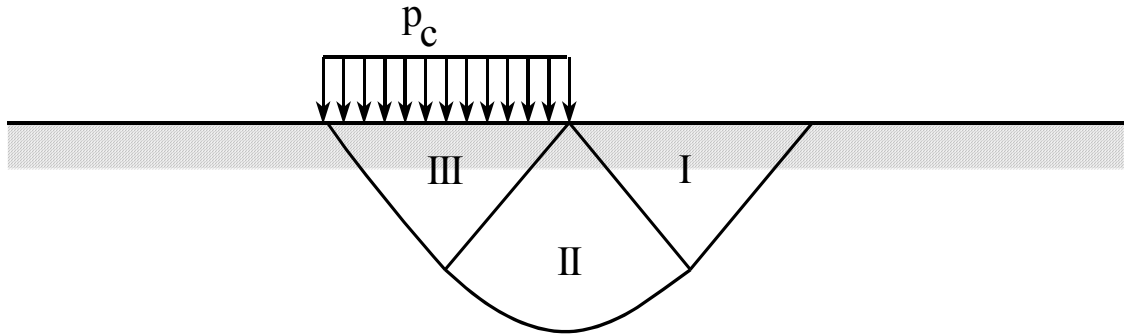
kabul etmektedir (Cernica, 1995). Teoriler birbirine benzemekle birlikte genellikle Prandtl çalışmasındaki eksiklikler düzelterek geliştirilmiştir. Bu çalışmada taşıma gücü teorilerinden önemli ve genel kabul görmüş olanları tarihsel gelişimlerine de uygun olarak değinilmiştir.

Bunların dışında zemin ortamının kritik dengesini göz önüne alarak sınır yük değerini elde eden çalışmalar da mevcuttur.

1.4.1.1. Prandtl Taşıma Gücü Teorisi

Prandtl (1921) 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. Bununla birlikte Prandtl zemin ortamının homojen ve izotropik olduğunu, temel tabanının sürtünmesiz ve temel boyutlarının sonsuz uzunlukta olduğunu kabul eder.

Prandtl (1921) üzerinde şerit yük taşıyan yarım düzlemin kırılma yükünün belirlenmesi probleminin çözümünün temelin prensibi yük altındaki bölgenin üç ayrı bölgeye (iki üçgen ve bir daire parçası) ayrılmasıdır. Bu bölgelerin her birinde gerilme durumunun kritik olduğu kabul edilmektedir. Sınır yük denge durumu göz önüne alınarak elde edilir.

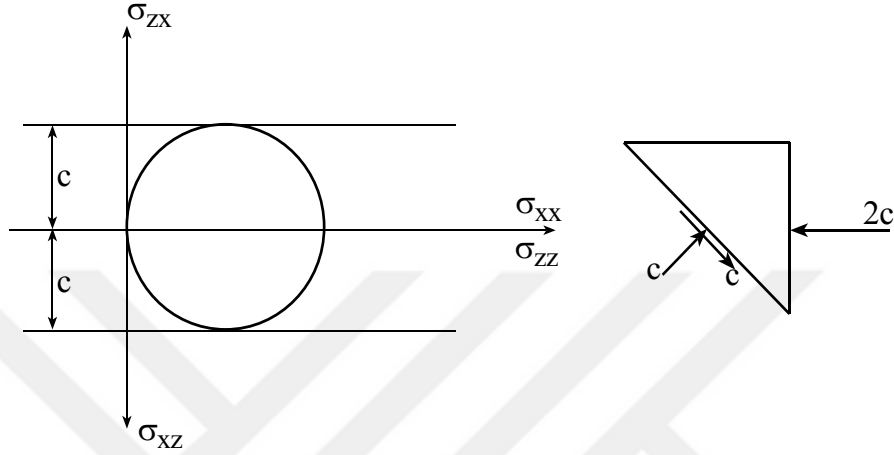


Şekil 1.11. Prandtl'in şeması

1. Bölgede için kabul edilen gerilmeler Bağıntı 1.5 ile 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 1.12'de görülmektedir.

$$\sigma_{xx} = 2c, \sigma_{zz} = 0, \sigma_{xz} = 0 \quad (1.5)$$



Şekil 1.12. Birinci (1.) bölgedeki gerilmeler

2. Bölgedeki (kama) tamamındaki gerilmeler Bağntı 1.6 ile verilmiştir. Bu bölgenin tamamında Mohr dairesinin kırılma zarfına teğet olduğu kabul edilmektedir. Bu bölge için silindirik koordinatların kullanılması işlemleri kolaylaştıracaktır.

$$\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} \text{ and } \sigma_{\theta r} = \sigma_{r\theta} = -c \quad (1.6)$$

Silindirik koordinatlarda, denge denklemleri Bağntı 1.6'da göz önüne alınırsa aşağıdaki ifadeler elde edilir.

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} = 0 \quad \text{ve} \quad \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} = 2c \quad (1.7)$$

Entegral işleminden sonra yapılır ve 1. Bölge ile 2. Bölge arasında $\sigma_{\theta\theta}$ 'nin sürekli olduğundan Bağntı 1.8 elde edilir.

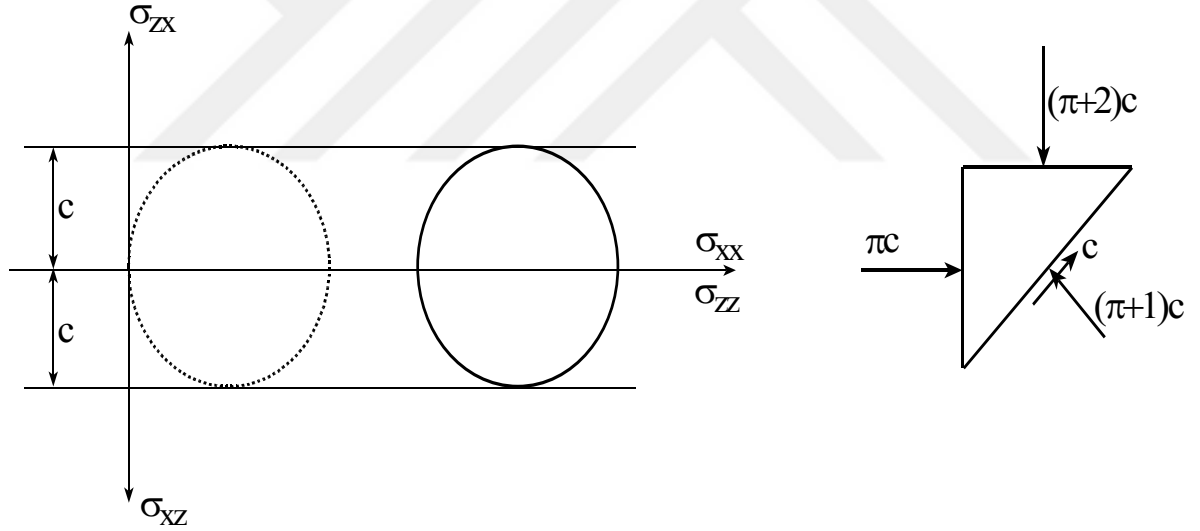
$$\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} = c + 2c\left(\theta - \frac{1}{4}\pi\right), \quad \sigma_{\theta r} = \sigma_{r\theta} = -c \quad (1.8)$$

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

3. Bölge içinde birinci bölgede olduğu gibi gerilmelerin bölge boyunca sabit olduğu kabul edilmiştir. Bu gerilmeler Bağını 1.9 ile verilmiştir.

$$\sigma_{xx} = \pi c, \quad \sigma_{zz} = (\pi + 2)c, \quad \sigma_{xz} = 0 \quad (1.9)$$

Bu bölge için $p_c = (\pi + 2)c$ olması durumunda denge denklemleri sağlanmaktadır (Şekil 1.13). Böylece Prandtl çözümü ile kritik denge durumuna getiren yük değeri elde edilmiş olur.



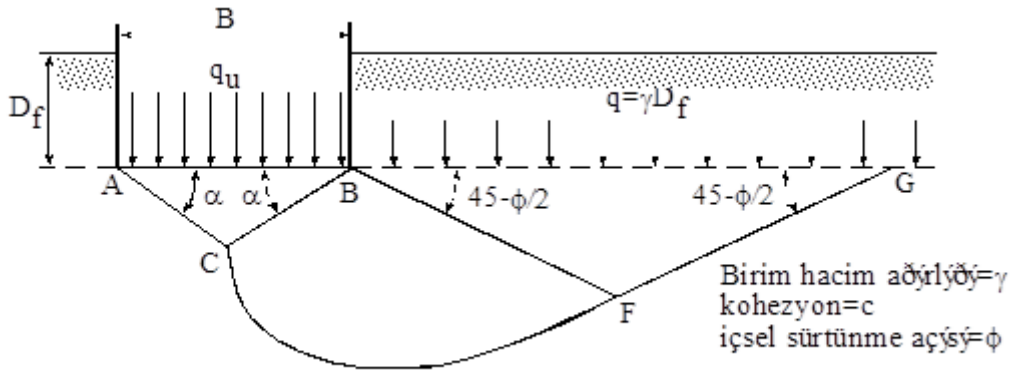
Şekil 1.13. Üçüncü (3.) bölgedeki gerilmeler

1.4.1.2. Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi

Terzaghi (1943) tarafından büyük derinliklere uzanan homojen zemin tabakalarına oturan rijit sığ şerit temellerin taşıma gücünü belirlenmesi için bir teori geliştirmiştir. Terzaghi tarafından sınır taşıma gücünün hesaplanması için kabul edilen kırılma yüzeyleri Şekil 1.14'de görülmektedir. Temel altındaki kırılma bölgesi üç büyük alana ayrılabilir. Bunlar:

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

Prandtl dairesel kesme bölgesi ve Rankine pasif alanı elastik üçgen bölgenin diğer tarafında da simetrik bir şekilde bulunmaktadır.



Şekil 1.14. Terzaghi tarafından şerit temelde kabul edilen kırılma yüzeyleri

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

$$r=r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (1.10)$$

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

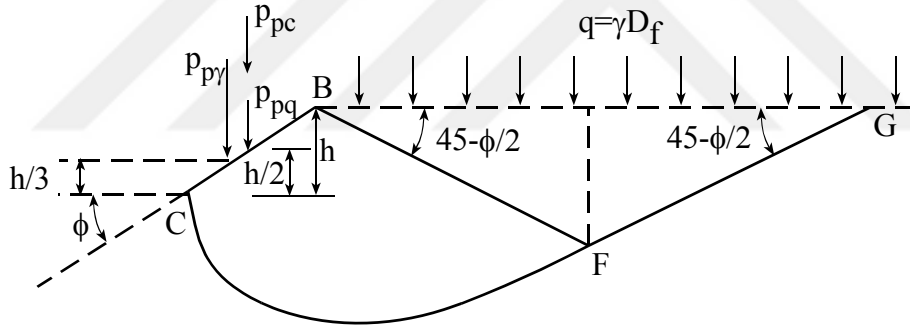
$$s = \sigma' \tan \phi + c \quad (1.11)$$

Sınır taşıma gücü ($q_{sınır}$), ABC üçgen kamasının AC ve BC kenarlarını göz önüne alır ve her iki kenarda kırılmanın oluşması için ihtiyaç duyulan pasif durumu elde ederek

belirlenebilir. Burada pasif kuvvetin (P_p), derinlik basıncı ($q = \gamma D_f$), kohezyon (c), birim hacim ağırlığı (γ) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) bir fonksiyonu olacağına dikkat etmek gerekir. Bundan dolayı, Şekil 1.15’de görüldüğü gibi birim uzunluktaki temelin BC yüzeyindeki P_p pasif kuvveti ;

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma} \quad (1.12)$$

Burada P_{pq} , P_{pc} ve $P_{p\gamma}$ sırasıyla derinlik basıncı, kohezyon ve birim hacim ağırlığının katkılarını oluşturmaktadır. BC kenarı yatayla ϕ açısı yaptığı için P_{pq} , P_{pc} ve $P_{p\gamma}$ kuvvetleri düşey yönde oluşmakta ve bu kuvvetleri BC yüzeyinin normali ile ϕ açısı yapmaktadır. P_{pq} , P_{pc} ve $P_{p\gamma}$ kuvvetlerini elde etmek için superpozisyon prensibi kullanılabilir ama bu şekilde tamamen doğru sonuç elde edilemez.

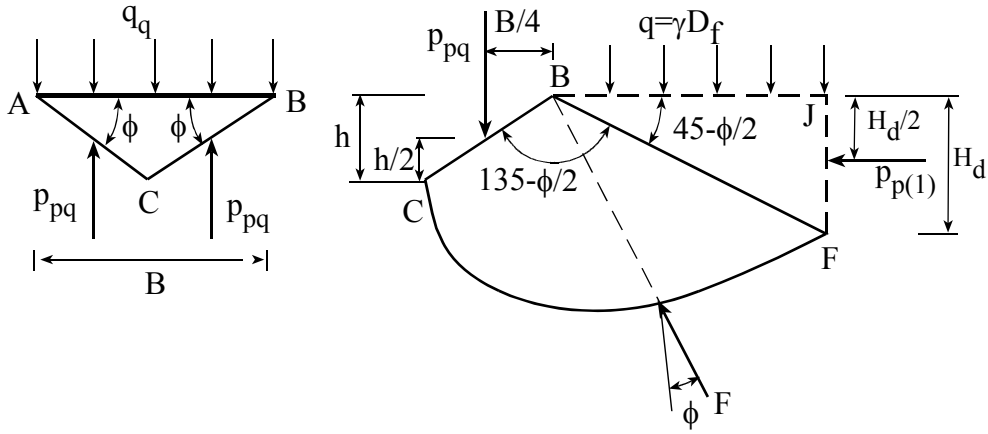


Şekil 1.15. ABC kamasının BC yüzündeki pasif kuvvetler

P_{pq} ‘nun elde edilmesi ($\phi \neq 0, \gamma=0, q \neq 0, c=0$)

Şekil 1.16’da gösterilen BCFJ zemin kamasının serbest cisim diyagramını göz önüne alalım; bu durum için CF logaritmik spiralinin merkezi B noktasında olacaktır. BCFJ kamasının birim uzunluğuna sadece derinlik basıncından (q) dolayı gelen yükler :

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



Şekil 1.16. Ppq'nun elde edilmesi

Rankine pasif kuvveti $P_{p(1)}$, aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$P_{p1} = qK_p H_d = qH_d \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.13)$$

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 eğrisi herhangi bir noktasındaki çapı normalle ϕ açısı yapmaktadır. Bu sebeple logaritmik spiral eğrisinde oluşan sürtünme kuvvetinin (F) etkime noktası logaritmik spiralin merkezinden (B) geçmektedir. B noktası için moment denklemi yazılıp gerekli sadeleştirmeler yapılırsa aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$P_{pq} = \frac{qB e^{2\left(\frac{3\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{4 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad (1.14)$$

Şekil 1.16'da gösterilen temelin altındaki ABC elastik kamasının dengesini düşünecek olursak;

$$q_q \times (B \times 1) = 2P_{pq} \quad \text{ve} \quad q_q = q \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right] = qN_q \quad (1.15)$$

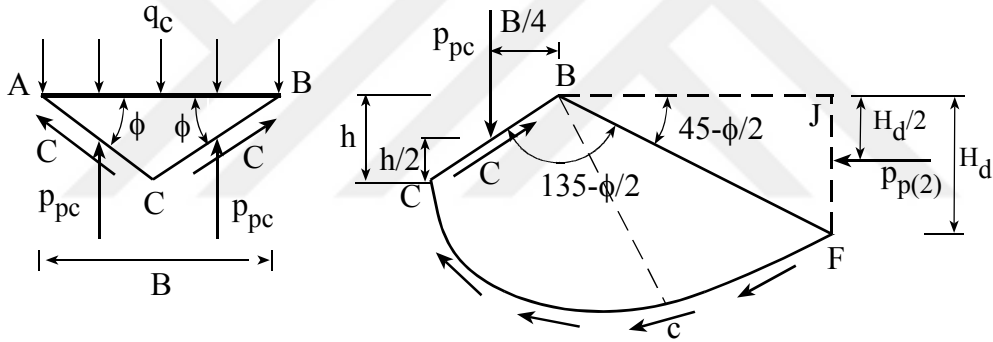
P_{pc} 'nin elde edilmesi ($\phi \neq 0, \gamma=0, q = 0, c \neq 0$)

Şekil 1.17'de BCFJ kamasının serbest cisim diyagramı görülmektedir. Kohezyondan (c) dolayı oluşan kuvvetler yine aynı şekildedir. Bunlar;

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

$$P_{p(2)} = 2c\sqrt{K_p}H_d = 2cH_d \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.16)$$

4. CF yayı boyunca birim alana etkiyen kohezyon kuvveti ,c.



Şekil 1.17. P_{pq} 'nun elde edilmesi

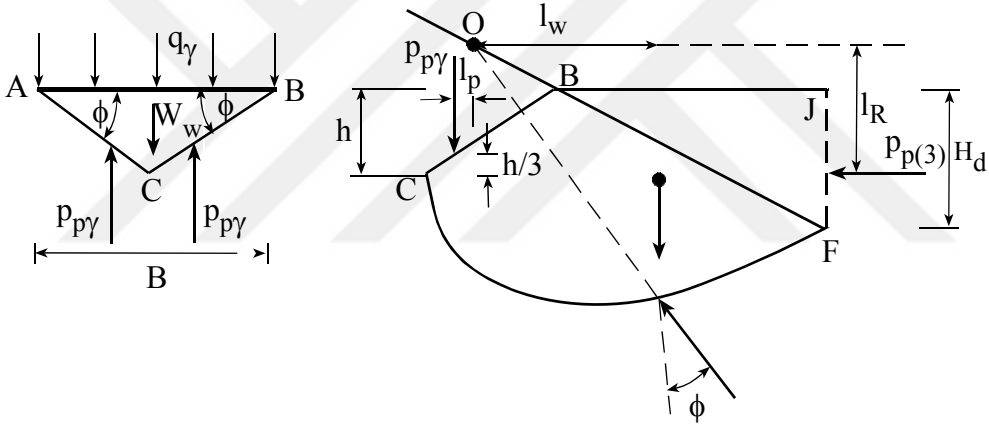
Tüm kuvvetlerin B noktasına göre momenti alınır ve gerekli sadeleştirmeler yapılarak Bağıntı 17 elde edilir.

$$q_c = c \cot \phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = cN_c \quad (1.17)$$

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

Şekil 1.18'de BCFJ kamasının serbest cisim diyagramı görülmektedir. Burada Şekil 1.16 ve 1.17'den farklı olarak logaritmik spiral eğrisinin merkezi B noktasında olmayıp BF çizgisi boyunca bir noktada bulunmaktadır. Bu sebeple $P_{p\gamma}$ 'nin minimum değerini bulmak için birkaç deneme yapılmalıdır. Şekil 18'deki O noktası sadece bir deneme noktasıdır. Kamanın birim genişliğindeki kuvvetler :

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



Şekil 1.18. $P_{p\gamma}$ 'nin elde edilmesi

Rankine pasif kuvveti aşağıdaki bağıntı ile tanımlanabilir.

$$P_{p(3)} = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.18)$$

Burada F kuvvetinin doğrultusunun O noktasından geçtiği göz önüne alınırsa, O noktasına göre moment alınmasıyla,

$$P_{p\gamma} l_p = W l_w + P_{p(3)} l_R \quad (1.19)$$

Bu şekilde logaritmik spiral eğrisinin merkezini değiştirerek birkaç deneme yapılmasıyla P_{py} değeri belirlenmiş olur. Şekil 1.15'teki kamanın dengesi düşünülecek olursa aşağıdaki eşitlik yazılabilir. Burada, K_{py} pasif toprak basıncı katsayısıdır.

$$q_{\gamma} = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{4} \gamma B^2 K_{py} \tan^2 \phi - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \phi \right) = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{1}{2} K_{py} \tan^2 \phi - \frac{\tan \phi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \quad (1.20)$$

1.4.1.2.1. Sınır Taşıma Gücü

Temelin birim alanına düşen sınır yük (sınır taşıma gücü, $q_{sınır}$) kohezyonu, ağırlığı ve sürtünmesi olan zeminle için aşağıdaki şekilde ifade edilebilir.

$$q_{sınır} = q_q + q_c + q_{\gamma} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \quad (1.21)$$

Temel şekil katsayıları da dikkate alınarak formülün en genel hali Bağntı 1.22'de verilmiştir.

$$q_u = K_1 c N_c + \gamma D_f N_q + K_2 \gamma B N_{\gamma} \quad (1.22)$$

Yukarıdaki formülde;

q_u : Zeminin nihai taşıma gücü (kN/m^2 veya kPa),

c : Temel zemininin kohezyonu (kN/m^2),

N_c, N_q, N_{γ} : Taşıma gücü katsayıları (boyutsuz),

γ : Temel zemininin birim hacim ağırlığı (kN/m^3),

B : Temel genişliği (kısa kenar veya çap, m),

D_f : Temel derinliği (m),

Temelin şekline göre değişiklik gösteren temel şekil katsayıları aşağıda Tablo 1.1'de verilmiştir.

Tablo 1.1. Terzaghi temel şekil katsayıları

Temel şekli	k_1	k_2
Şerit	1	0,5
Kare	1,2	0,4
Daire	1.3	0.3
Dikdörtgen	$1+0.2B/L$	$0.5-0.1B/L$

Tablo 1.2’de N_c , N_q , N_γ taşıma gücü katsayılarının içsel sürtünme açısı ile değişimi verilmiştir.

Tablo 1.2. Terzaghi taşıma gücü katsayıları

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

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,

$$s_o = m(c + p_o \tan \phi) \quad (1.24)$$

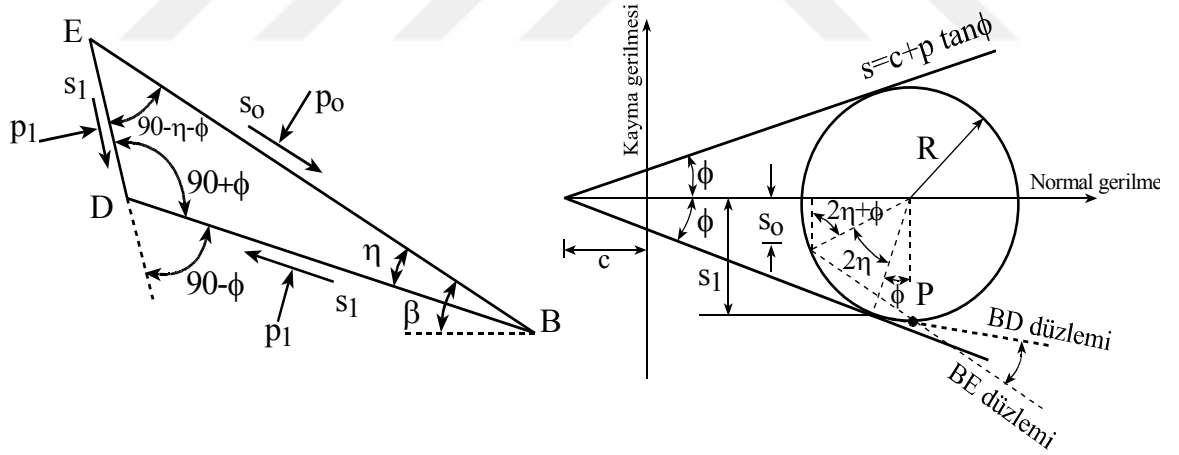
Burada, c = kohezyon

ϕ = içsel sürtünme açısı

m = kayma mukavemeti mobilizasyon derecesi ($0 \leq m \leq 1$)

Şimdi BDE lineer bölgesini ele alalım. Normal gerilme (p_1) altında kayma mukavemeti (s_1) tamamen mobilize olması plastik dengenin bir şartıdır. Yani,

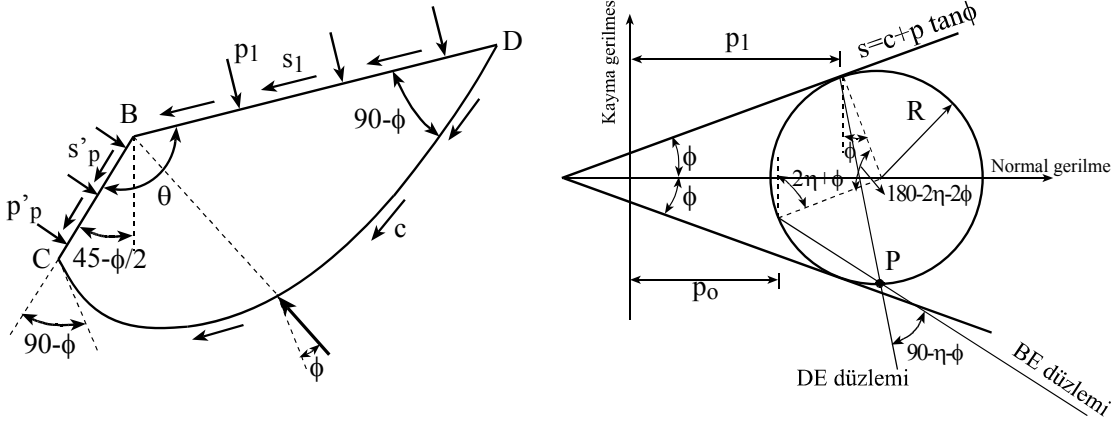
$$s_1 = c + p_1 \tan \phi \quad (1.25)$$



Şekil 1.20. N_c ve N_q katsayılarının belirlenmesi

Şekil 1.20'de BDE bölgesindeki gerilme durumlarını gösteren Mohr dairesi görülmektedir. BD ve BE düzlemlerinin izleri de aynı şekilde gösterilmiştir. Mohr dairesinin geometrik özellikleri kullanılarak Bağıntı 1.26 elde edilir.

$$p_1 = R [\sin(2\eta + \phi) - \sin \phi] + p_o = \frac{c + p_1 \tan \phi}{\cos \phi} [\sin(2\eta + \phi) - \sin \phi] + p_o \quad (1.26)$$



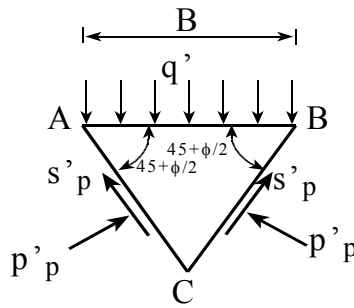
Şekil 1.21. Nc ve Nq katsayılarının belirlenmesi

Şekil 1.21'de BCD bölgesinin serbest cisim diyagramını göstermektedir. BC yüzündeki normal ve kayma gerilmeleri p'_p ve s'_p arasında aşağıdaki bağıntı yazılabilir.

$$s'_p = c + p'_p \tan \phi \Rightarrow p'_p = (s'_p - c) \cot \phi \quad (1.27)$$

Benzer şekilde, B noktasına göre moment alırsak ve gerekli sadeleştirmeleri yapılırsa Bağıntı 1.28 elde edilir.

$$s'_p = (c + p_1 \tan \phi) e^{2\theta \tan \phi} \quad (1.28)$$



Şekil 1.22. ABC bölgesi serbest cisim diyagramı

Şekil 1.22'de ABC kamasının serbest cisim diyagramı görülmektedir. Bu kamanın düşey dengesinden aşağıdaki eşitlik elde edilir.

$$2P'_p \left[\frac{\frac{B}{2}}{\cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right] \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2s'_p \left[\frac{\frac{B}{2}}{\cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right] \sin\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = q'B \quad (1.29)$$

Burada q' zeminin birim alanına gelen yük olarak tanımlanır. Gerekli sadeleştirmeler yapılırsa,

$$q' = P'_p + s'_p \cot\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.30)$$

Bağıntı 1.26, 1.27 ve 1.28; Bağıntı 1.30 ifadesinde yerine konulmasıyla aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$q' = c \left\{ \cot \phi \left[\frac{(1 + \sin \phi) e^{2\theta \tan \phi}}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)} \right] \right\} + p_o \left[\frac{(1 + \sin \phi) e^{2\theta \tan \phi}}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)} \right] = cN_c + p_o N_q \quad (1.31)$$

Buradaki N_c ve N_q taşıma gücü katsayılarıdır.

Taşıma gücü katsayıları eşdeğer serbest yüzey mobilizasyon derecesi (m) bağlıdır. Bundan dolayı mobilizasyon derecesi (m) η açısı tarafından kontrol edilmektedir. Bu durum Bağıntı 1.32'de görülmektedir.

$$\cos(2\eta + \phi) = \frac{s_o \cos(\phi)}{c + p_1 \tan \phi} = \frac{m(c + p_o \tan \phi) \cos \phi}{c + p_1 \tan \phi} \quad (1.32)$$

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

- $m=1$ için, $\cos(2\eta + \phi) = \cos \phi$ yada $\eta = 0$ olur.

Dahası N_c ve N_q katsayıları da eşdeğer serbest yüzeyin eğim açısından (β) etkilenir. Şekil 1.18'den;

$$\theta = 135 + \beta - \eta - \frac{\phi}{2} \quad (1.33)$$

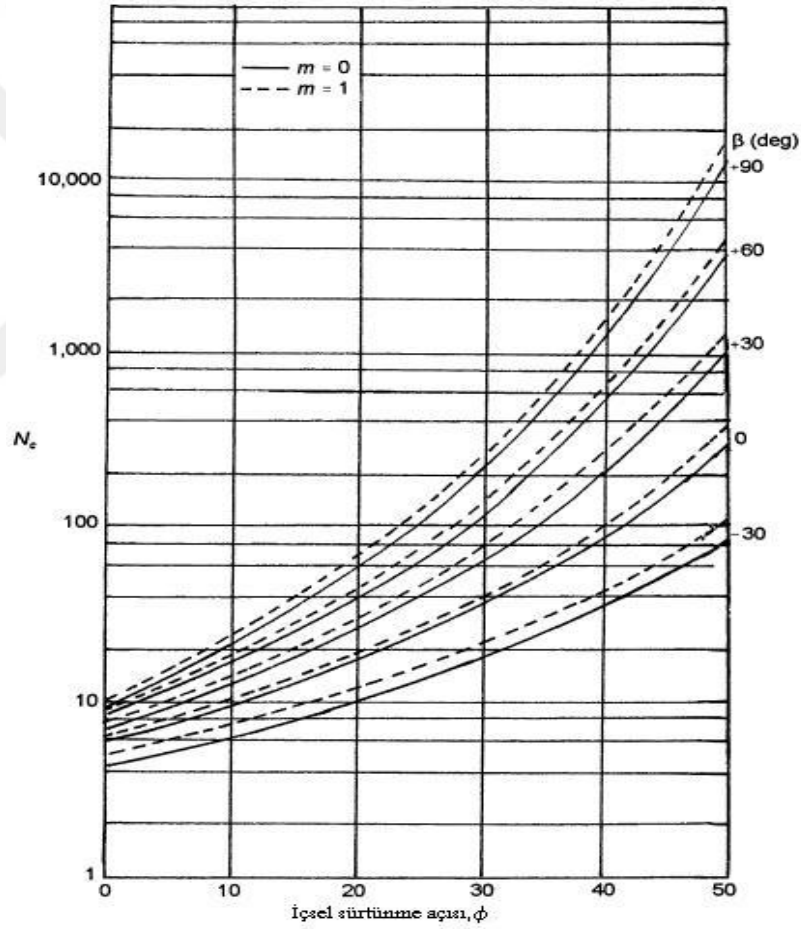
$m=0$ için;

$$\theta = 90 + \beta \quad (1.34)$$

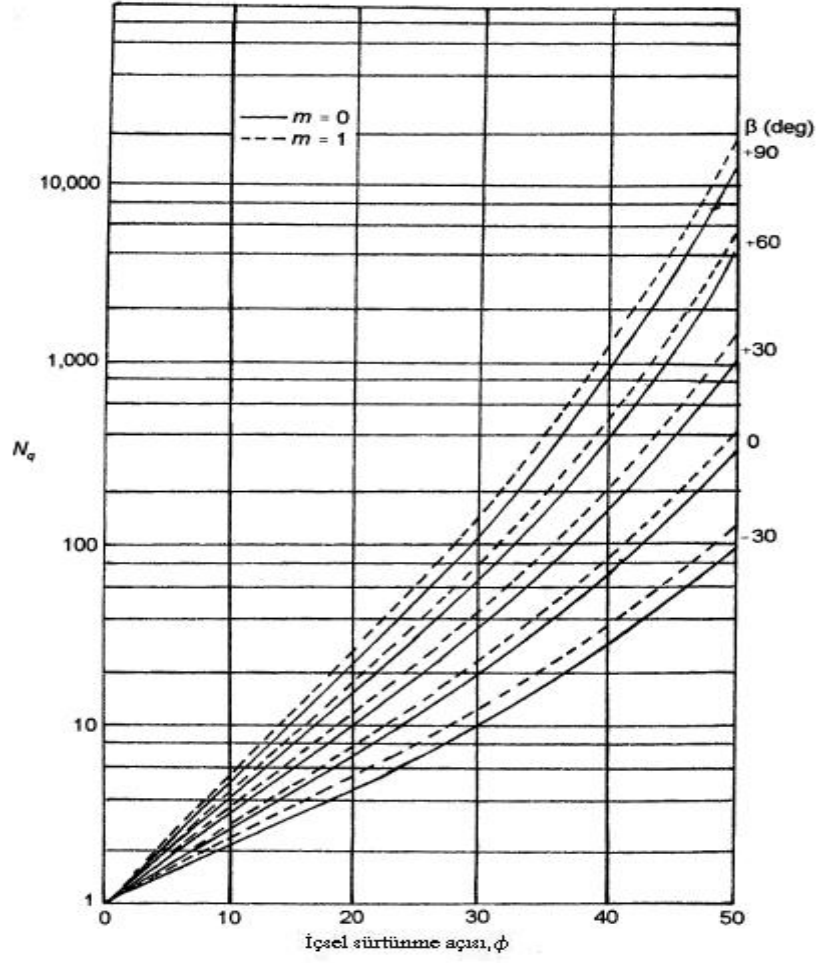
$m=1$ için;

$$\theta = 135 + \beta - \frac{\phi}{2} \quad (1.35)$$

Şekil 1.23 ve 1.24'de N_c ve N_q katsayılarının ϕ , β ve m ile değişimi görülmektedir.



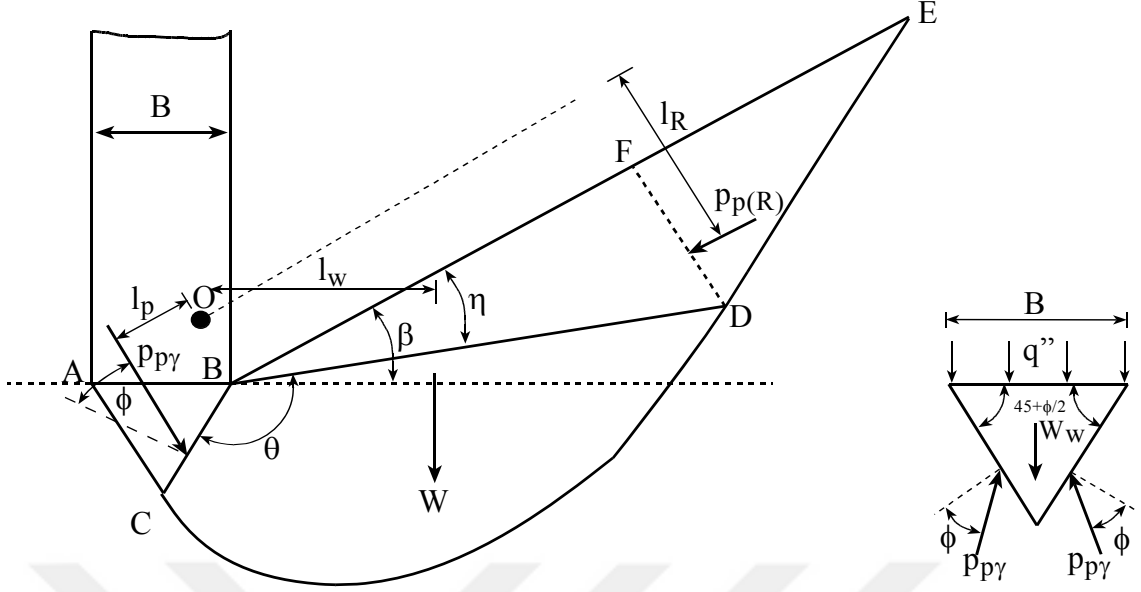
Şekil 1.23. N_c katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)



Şekil 1.24. N_c 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 1.25).



Şekil 1.25. N_y katsayılarının belirlenmesi

1. α ve β açıları seçilir ($+30^\circ$, $+40^\circ$, -30° , vb.).
2. Bir m değeri seçilir ($m=0$ yada $m=1$).
3. Bağıntı 1.34 veya 1.35 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. $BCDF$ kamasını göz önüne alarak, birim genişlik için
 - ❖ $BCDF$ kamasının ağırlığı (W),
 - ❖ DF yüzünde Rankine pasif kuvveti $P_{p(R)}$ belirlenir.
8. Logaritmik spiralin merkezine (O) göre moment alınır.

$$P_{py} = \frac{Wl_w + P_{p(R)}l_R}{l_p} \quad (1.36)$$

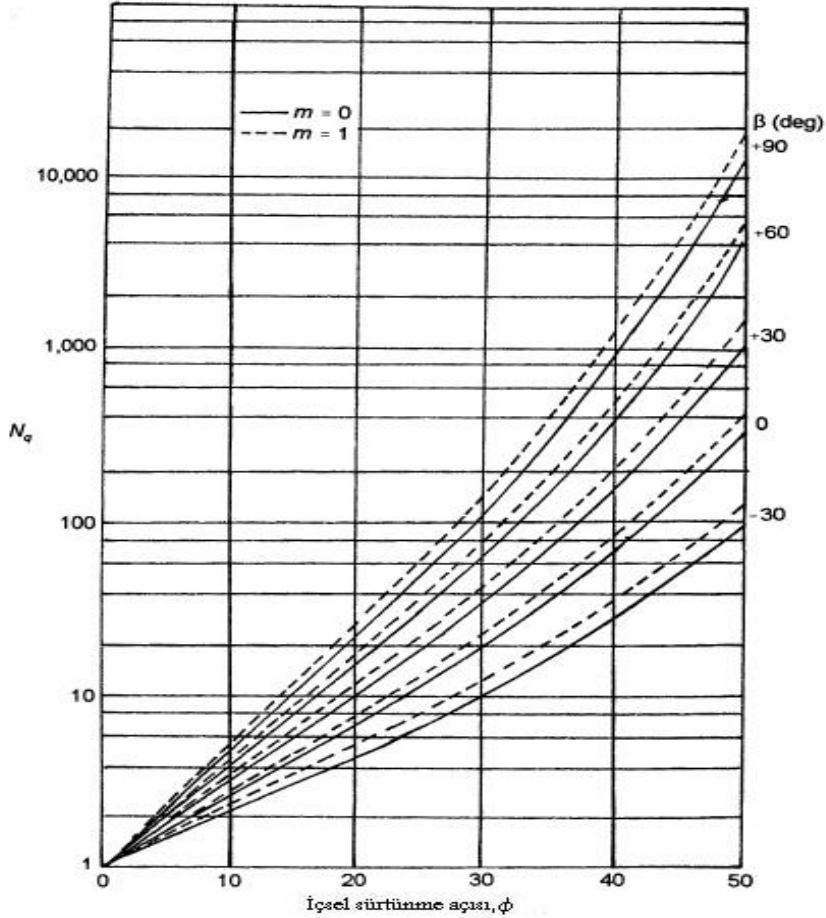
Buradaki P_{py} sadece γ ve ϕ 'den dolayı oluşan pasif kuvettir. Ayrıca bu kuvvetin etkiye noktası B den itibaren $2/3$ BC uzunluğuna tekabül etmektedir.

9. Verilen β , ϕ ve m değerleri için değişik logaritmik spiral eğrisi merkezleri (O) alınarak minimum P_{py} değerini bulmak için 5-8 adımları tekrarlanır.
10. Şekil 1.25'deki üçgen kamanın düşey dengesinden aşağıdaki bağıntıyı elde edebiliriz.

$$q'' = \frac{\gamma B}{2} \left[\frac{4P_{py} \sin\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}{\gamma B^2} - \frac{1}{2} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right] = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.37)$$

Burada q'' = temelin birim alanına gelen yayılı yük, N_γ = taşıma gücü katsayısı

ABC kamasının ağırlığı (W_w) Şekil 1.25'de görülmektedir. N_γ 'nin β , ϕ ve m değerleri ile değişimi Şekil 1.26'da görülmektedir.



Şekil 1.26. N_γ katsayısının ϕ , β ve m ile değişimi (Meyerhof, 1951)

Sınır taşıma gücü genel durum için ($\phi \neq 0, \gamma \neq 0, c \neq 0$) aşağıdaki bağıntıda ifade edildiği şekilde verilebilir.

$$q_{\text{sinir}} = q' + q'' = cN_c + p_o N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.38)$$

Burada N_c , N_q ve N_γ taşıma gücü katsayıları olarak adlandırılır. Tablo 1.3'te taşıma gücü katsayılarının içsel sürtünme açısı ile değişimi verilmiştir.

Şekil (s), derinlik (d) ve eğim (i) faktörleri de dikkate alınarak Meyerhof'un yüzeysel şerit temel için ortaya koyduğu genel taşıma gücü denklemini Bağıntı 1.39'da verilmiştir.

$$q = cN_c s_c d_c + \gamma D_f N_q s_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (1.39)$$

Eğik yük uygulama durumu için;

$$q = cN_c s_c d_c i_c + \gamma D_f N_q s_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (1.40)$$

Tablo 1.4'te N_c , N_q , N_γ Meyerhof'a göre taşıma gücü katsayılarının içsel sürtünme açısı ile değişimi, Tablo 1.3'de de şekil, derinlik ve eğim faktörlerinin formülleri verilmiştir.

Tablo 1.3. Meyerhof taşıma gücü formülünün şekil, derinlik, eğim katsayıları

	Şekil	Derinlik	Eğiklik
Herhangi (ϕ)	$S_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	$i_c = i_q$ $= \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2$
$\phi = 0$	$S_q = S_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1$	$i_\gamma = 1$
$\phi \geq 10$	$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2$

Tablo 1.4. Meyerhof'un taşıma gücü katsayıları

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. Brinch Hansen Taşıma Gücü Teorisi

Brinch Hansen (1961)' in geliştirdiği teoride, Genel taşıma gücü denklemi olarak bilinen aşağıdaki bağıntıyı türetmiştir. Bu bağıntı Meyerhof taşıma gücü bağıntısı ile büyük benzerlikler göstermektedir. N_c ve N_q katsayıları, Meyerhof teorisinin yüzey temeli durumunu ile aynı olmakla birlikte, N_γ katsayısı 35° kadar birbirine oldukça yakın değerler vermektedir. Bu açıdan daha büyük değerlerde bu katsayıların değerlerinde arasında büyük farklılıklar ortaya çıkmaya başlar.

$$q_{\text{smr}} = cN_c S_c d_c i_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (1.41)$$

S: temel şekil katsayısı (Tablo 1.5), d: temel derinlik katsayısı (Tablo 1.5), i: yük eğim katsayısı (Tablo 1.6), N_c , N_q ve N_γ : Hansen'in taşıma gücü katsayıları olup Tablo 1.6'de görülmektedir.

Tablo 1.5. Hansen teorisi 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 1.6. Hansen teorisi 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 1.7. Hansen teorisi yük eğim katsayıları

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

Tablo 1.8. Hansen teorisi taşıma gücü katsayıları

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.142	1	0	14	10.37	3.586	1.289	28	25.803	14.72	14.59
1	5.379	1.094	0.003	15	10.977	3.941	1.576	29	27.86	16.443	17.121
2	5.632	1.197	0.014	16	11.631	4.335	1.913	30	30.14	18.401	20.093
3	5.9	1.309	0.032	17	12.338	4.772	2.307	31	32.671	20.631	23.591
4	6.185	1.433	0.06	18	13.104	5.258	2.767	32	35.49	23.177	27.715
5	6.489	1.568	0.099	19	13.934	5.798	3.304	33	38.638	26.092	32.59
6	6.813	1.716	0.151	20	14.835	6.399	3.93	34	42.164	29.44	38.366
7	7.158	1.879	0.216	21	15.815	7.071	4.661	35	46.124	33.296	45.228
8	7.527	2.058	0.297	22	16.833	7.821	5.512	36	50.586	37.753	53.404
9	7.922	2.255	0.397	23	18.049	8.661	6.504	37	55.63	42.92	63.178
10	8.345	2.471	0.519	24	19.324	9.603	7.661	38	61.352	48.933	74.899
11	8.798	2.71	0.665	25	20.721	10.662	9.011	39	67.867	55.957	89.007
12	9.285	2.974	0.839	26	22.254	11.854	10.558	40	75.313	64.195	106.05

1.4.2. Arazi Deneyleri

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

1.5. Deprem Yönetmeliği (2018)'ne Göre Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü Hesabı

2018 son deprem yönetmeliğine göre yüzeysel temellerin boyutlandırılmasında aşağıdaki kurallara uyulacaktır.

- ❖ Yüzeysel temellerin taşıma gücü ve yatayda kaymaya karşı gelen tasarım dayanımları hesaplanarak, statik ve depremi içeren yükleme durumlarındaki tasarım etkilerini karşıladığı gösterilecektir.
- ❖ Depremde aşırı boşluk suyu basıncı artışı meydana gelebilecek zeminlerde, toplam gerilme analizlerinde drenajsız kayma dayanımı üzerinde olası etkiler, efektif gerilme analizlerinde ise boşluk suyu basıncı dikkate alınmalıdır.

Yük katsayıları ile çarpılmış tüm yükler için tasarım dayanımı R_t , Tablo 1.9'da verilen dayanım katsayısı γ_R değerleri kullanılarak hesaplanacaktır.

Tablo 1.9. Yüzeysel temeller için dayanım katsayıları

Dayanım Türü	Dayanım Katsayısı Simgesi	Dayanım Katsayısı Değeri
Temel taşıma gücü	γ_{Rv}	1.4
Sürtünme direnci	γ_{Rh}	1.1
Pasif direnç	γ_{Rp}	1.4

Statik ve deprem etkisini içeren yükleme durumlarının her birinde Bağlantı 1.42'deki eşitsizlik sağlanacaktır.

$$q_0 \leq q_t \quad (1.42)$$

Burada q_0 temel seviyesinde etkiyen düşey yük, kesme ve moment etkilerinin oluşturduğu temel taban basıncıdır. q_t ise tasarım dayanımı R_t 'nin temel taşıma gücüne ilişkin karşılığıdır ve Bağntı 1.43 ile tanımlanır:

$$q_t = \frac{q_k}{\gamma_{Rv}} \quad (1.43)$$

Temel taşıma gücünün karakteristik dayanımı q_k Bağntı 1.44 ile hesaplanacaktır.

$$q_k = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (1.44)$$

Bağntı 1.44'de yer alan taşıma gücü katsayıları Bağntı 1.45, 1.46, 1.47'de tanımlanmıştır:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (1.45)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (1.46)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi' \quad (1.47)$$

Bağntı 1.44'de boyutsuz düzeltme katsayıları olarak yer alan temel şekli katsayıları s_c, s_q, s_γ ; derinlik katsayıları d_c, d_q, d_γ ; yükleme eğikliği katsayıları i_c, i_q, i_γ ; temel zemini eğimi katsayıları; g_c, g_q, g_γ ; ve temel taban eğimi katsayıları; b_c, b_q, b_γ ; literatüre dayanan ve genel kabul görmüş bağntılar kullanılarak hesaplanacaktır. İlgili katsayıların formülleri aşağıda verilmiştir.

Temel şekli katsayıları;

$$s_c = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \quad (1.48)$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi' \quad (1.49)$$

$$s_\gamma = 1 + 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (1.50)$$

Derinlik katsayıları;

$$\frac{D_f}{B} \leq 1 \text{ ise } k = \frac{D_f}{B} \quad (1.51)$$

$$\frac{D_f}{B} > 1 \text{ ise } k = \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) \text{ olmak üzere:} \quad (1.52)$$

$$d_c = 1 + 0.4k \quad (1.53)$$

$$d_q = 1 + 2k \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \quad (1.54)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (1.55)$$

Yükleme eğikliği katsayıları;

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \text{ yük, temelin kısa kenarı (B, genişliği) doğrultusunda eğimli iken} \quad (1.56)$$

$$m = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \text{ yük, temelin uzun kenarı (L, uzunluğu) doğrultusunda eğimli iken} \quad (1.57)$$

$$i_c = 1 - \frac{mV}{A_c N_c} \geq 0 \quad (1.58)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{v}{p + \frac{A_c'}{\tan \phi'}} \right] m \quad (1.59)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{v}{p + \frac{A_c'}{\tan \phi'}} \right] m + 1 \quad (1.60)$$

Temel taban eğimi katsayıları;

$$b_c = 1 - \frac{\alpha}{147^\circ} \quad (1.61)$$

$$b_q = b_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha \tan \phi'}{57^\circ}\right) \quad (1.62)$$

Temel zemini eğim katsayıları;

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ} \quad (1.63)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2 \quad (1.64)$$

1.6. Deprem Yönetmeliği (2018)'ne Göre Yüzeysel Temellerin Yatayda Kayması

Deprem yönetmeliğine göre yatayda kayma ile ilgili olarak statik ve depremi içeren yüklenme durumlarının her birinde Bağıntı 1.65'deki eşitsizlik sağlanacaktır:

$$V_{th} \leq R_{th} + 0.3R_{pt} \quad (1.65)$$

Burada V_{th} temel tabanında etkiyen tasarım yatay kuvveti'ni, R_{th} tasarım sürtünme direncini R_{pt} ise tasarım pasif direnci'ni göstermektedir.

Tasarım sürtünme direnci R_{th} drenajlı durumda Bağıntı 1.66 ile hesaplanabilir:

$$R_{th} = \frac{P_{tv} \tan \delta}{\gamma_{Rh}} \quad (1.66)$$

Burada, P_{tv} temel tabanına etkiyen tasarım düşey basınç kuvvetini, δ ise temel tabanı ile zemin arasındaki sürtünme açısını göstermektedir.

Sürtünme katsayısı $\tan \delta$, saha deneyleri ile aksi belirlenmedikçe, Tablo 1.10'da verilen değerlerden daha büyük alınmayacaktır.

Tablo 1.10. Yüzeysel temeller ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı

Sürtünme ara yüzeyi	tanδ
Yerinde dökme beton-sıkıştırılmış temel taban zemini	0.6
Önüretimli Beton – Sıkıştırılmış Temel Taban Zemini	0.4
Yerinde Dökme Beton – Beton	0.5
Beton – Taban Kayası	0.5

Tasarım sürtünme direnci R_{th} kohezyonlu zeminlerde (drenajsız durumda) bağıntı 1.67 ile hesaplanabilir.

$$R_{th} = \frac{A_c c_u}{\gamma_{Rh}} \quad (1.67)$$

Burada, A_c temel altında basınç gerilmelerinin oluştuğu toplam alanı ifade etmektedir.

Tasarım pasif direnci R_{pt} , karakteristik pasif direnç R_{pk} 'nin dayanım katsayısı'na bölünmesi ile hesaplanacaktır (Bağıntı 1.68).

$$R_{pt} = \frac{R_{pk}}{\gamma_{Rp}} \quad (1.68)$$

1.7. Literatür İncelenmesi

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 de desteklenmeye çalışılmıştır.

Aşağıda taşıma gücü ile yapılmış deneysel çalışmalar özetlenmeye çalışılmıştır.

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

Chummar (1972), kuma oturan merkezi yüklü temelin 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

kırılma yüzeyleri de benzer şekilde teorilerde kabul edilenlerle karşılaştırmıştır. Bu karşılaştırmalar neticesinde deney sonuçlarına daha yakın bir kırılma yüzeyi seçerek N_{\square} taşıma gücü katsayısını hesaplamak için bir analitik yöntem geliştirmiştir. Bu yöntemle elde ettiği taşıma gücü katsayısını deney sonuçları ve taşıma gücü teorilerinin verdiği sonuçlarla karşılaştırmıştır.

Ko ve Davidson (1973), temel tabanının pürüzsüz ve tam sürtünmeli olması durumunda, 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 Sokolovski Yöntemi sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Bu karşılaştırma sonucu pürüzsüz tabana sahip sıkı kuma oturan yüzey şerit temellerinin taşıma gücünün Sokolovski Yöntemiyle daha doğru şekilde elde edileceği sonucunu elde etmişlerdir. 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 kuvvetlerini incelemiştir.

Uzuner (1975), düzlem şekil değiştirme koşullarında kum oturan yüzey ve sığ şerit temelin merkezi ve eksantrik yüklenmesi durumundaki davranışını incelemiştir. Bununla birlikte temel tabanında oluşan gerilme dağılımları da belirlemiştir. Deneysel çalışmalara ek olarak sonlu elemanlar yöntemi yardımıyla zeminde oluşan gerilme, şekil değiştirme ve yer değiştirmelerde belirlenmeye çalışılmıştır.

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

Vafaeian (1978), kum zeminler için merkezi ve eğimli eksantrik yüklü şerit temellerin taşıma gücünü model deneylerle araştırarak, taşıma gücü teorileri ile karşılaştırmıştır.

Uzuner ve Kirkpatrick (1979), kohezyonsuz (kum) zeminler için kayma yüzeylerini ve kırılma mekanizmasını değişik temeller için deneysel olarak inceleyerek, teorilerle arasındaki farkları ortaya koymuştur.

Pfeifle ve Das (1989), tam sürtünmeli rijid tabaka üzerindeki, snrl kalnlklardaki kum tabakalarına oturan przl tabana sahip yüzey temelnin tama gücünü küçük ölçekli model temeller kullanarak aratırmılardır.

Tan (1989), sınır tama gücünün temel genişliği ile ilişkisini kohezyonsuz zeminler için değişik sklıklarda aratırmıtır.

Clark, Zhu ve Ark (1998), tarafından gerçekleştirilen santrifüj deneyleri, temel boyutunun artmasına bağlı olarak temelin tama kapasitesinin arttığını, N_γ değerinin ise, azaldığını göstermiştir.

Cerato ve Lutenegger (2007), tarafından gerçekleştirilen çalışmada, farklı genişlikte model temeller üzerinde küçük ölçekli model deneyler yapılarak, temel genişliğinin, N_γ zerindeki etkisi incelenmiştir. Çalışma sonunda, temel genişliğinin artmasıyla N_γ değerinin azaldığı belirtilmiştir.

Dixit ve Patil (2013), farklı kum tabakalarında kare temeller için N_γ değerleri ve oturmaya karşılık gelen değerlerin deneysel olarak belirlenmesi konusunda çalışma yapmışlardır. Kum zemin üzerine oturan 100x100 mm, 120x120 mm, 150x150 mm boyutlarında model kare temeller kullanarak 1200x900x1000 mm boyutlarında bir elik tankta deneylerini yapmışlardır. Rölatif sklık değeri %82,90 içsel sürtünme açısı (ϕ) 40° olan kum kullanmışlardır. 900mm kum tabakasında 100 mm, 120mm, 150mm boyutlu kare temellern üzerinde yapılan deneylerde nihai tama kapasiteleri sırasıyla 80.6 kN/m², 91.26 kN/m², 115.956 kN/m² bulunmuştur. Bu da göstermiştir ki temel boyutları arttıa tama gücü değeri artış göstermektedir. 100 mm, 120 mm, 150 mm model temeller kullanılarak 750 mm, 600 mm, 450 mm kum tabakalarında oturma değerleri benzer değerler göstermiştir. Temel altındaki tabaka derinliği 300 mm, 150 mm olduğu durumlarda tankın alt kısmı çok rijit olduğundan dolayı oturma değerleri çok küçük çıkmıştır. Temelin boyutları büyüdükçe N_γ tama gücü katsayıları klmtir.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1. Giriş

Temeller; yapı elemanlarından gelen yükleri zemine güvenle aktarmak amacıyla oluşturulan elemanlardır. Temellerin tasarımı yapılırken; zemin parametreleri (içsel sürtünme açısı, kohezyon, dane birim hacim ağırlığı), temel derinliği, temel şekli, temel boyutları, yapı yükü, uygulanan yükün eğimi, temel tabanının düzgün ya da pürüzlü olması gibi birçok parametre dikkate alınırken bu parametrelerin nihai taşıma gücüne etkisi önemli rol oynamaktadır. Nihai taşıma kapasitesi, göçme anında temelin veya temel zeminin birim alanının taşıyabileceği gerilme değeridir. Nihai taşıma gücüne etkisi olan merkezi yüklü temellerin nihai taşıma gücü değerini hesaplamak için birçok yöntem (taşıma gücü teorileri, arazi deneyler, tablolar vs.) mevcuttur. Nihai taşıma gücüne etkisi olan zeminin fiziksel özellikleri (içsel sürtünme açısı, kohezyon, dane birim hacim ağırlığı), temel derinliği, temel çeşidi vb. parametreler üzerinde birçok çalışma yapılmıştır. Ancak rölatif sıklığın nihai taşıma gücü üzerine etkisi daha kapsamlı bir araştırma yapılmasını göstermiştir. Bu çalışmada da farklı rölatif sıklık (%30, %40, %50, %60, %70) değerlerine ait bir kum zemin üzerinde deneyler yapılmış, yapılan bu deneylerden elde edilen nihai taşıma gücü değerleri, taşıma gücü teorilerinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Bu konu üzerinde araştırma yapmak için özel bir deney düzeneği oluşturulmuştur. Oluşturulan bu deney düzeneği üzerinde merkezi bir sığ temel yüklenmiş ve taşıma gücü deneyleri yapılmıştır.

2.2. Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi

Zemin özelliklerinin belirlenmesine yönelik deneysel çalışmalar Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda yapılmıştır. Çalışmalarda Trabzon Değirmendere havzasından çıkarılan kum kullanılmıştır. Deneysel hataları en aza indirmek ve daha üniform bir kum elde etmek için dere yatağından alınan malzeme ASTM standartlarına göre No 10 (2mm çaplı) eleğinden elenmiştir. Deney kumunun elenmesinin ardından endeks ve kayma mukavemeti

parametrelerinin belirlenmesi amacıyla; elek analizi, piknometre, sıklık ve kesme kutusu deneyleri yapılmıştır.

2.2.1. Elek Analizi

Deneyde kullanılan kumun zemin sınıfını belirlemek amacıyla yapılan elek analizi deneyinde (Şekil 2.1.), deney kumu Türk standartlarına (TS1900) göre kabul edilen bir seri elekten elenerek dane çapı dağılımı belirlenmiştir. Dane çapı dağılımı, elekten geçen yüzde ve dane çapı başka bir deyişle elek çapını eksen kabul eden eğri olarak tanımlanmaktadır. Bu eğriden faydalanarak deneyde kullanılan kumun Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre zemin sınıfı kötü derecelenmiş kum (SP) olarak belirlenmiştir.

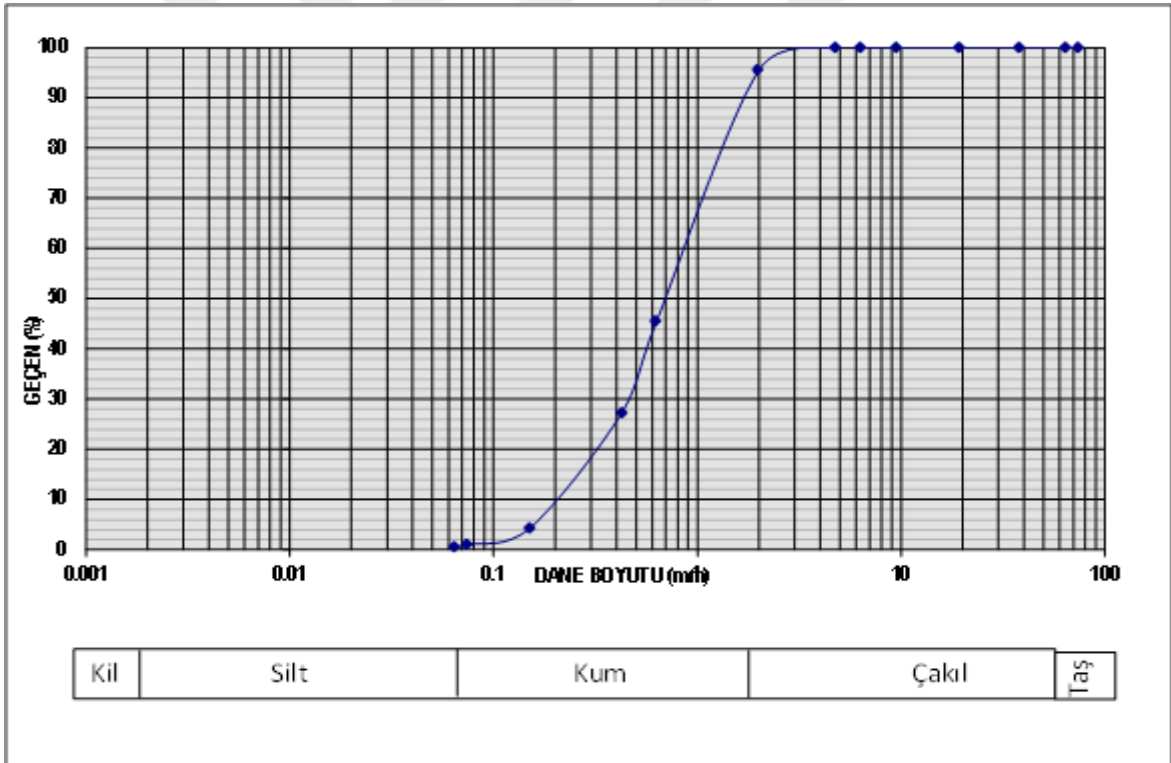


Şekil 2.1. Elek analizi

Elek analizinden çıkan sonuçlara göre kumun granülometri eğrisi Şekil 2.2'de, elek analizinden elde edilen sonuçlar da Tablo 2.1'de görülmektedir.

Tablo 2.1.Elek analiz sonuçları

Nitelik	Değer
İri kum yüzdesi (%)	52
Orta kum yüzdesi (%)	20
İnce kum yüzdesi (%)	28
D ₁₀ (mm)	0,2
D ₃₀ (mm)	0,47
D ₆₀ (mm)	0,85
Üniformluk katsayısı, C _u	4,25
Derecelenme katsayısı, C _c	1,30
Zemin sınıfı (USCS)	SP



Şekil 2.2. Granülometri eğrisi

2.2.2. Pıknometre Deneyi

Deneyde kullanılan kumun dane birim hacim ağırlığının belirlenmesi amacıyla yapılan üç deneyde elde edilen sonuçların ortalaması alınarak $\gamma_s=27,4\text{kN/m}^3$ olarak bulunmuştur (Şekil 2.3).



Şekil 2.3. Pıknometre deneyi

2.2.3. Sıkılık Deneyi

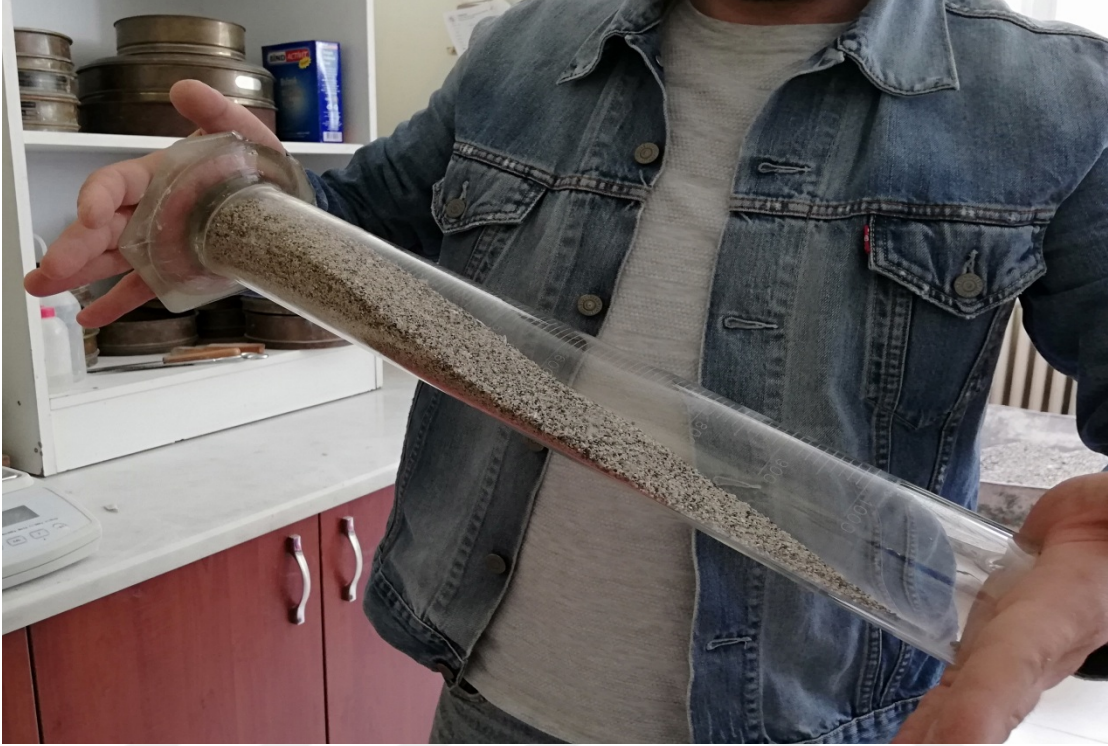
Taneli bir zeminin rölatif sıkılığını belirlemek için, o zemine ait bir tür sabitler olan, minimum ve maksimum boşluk oranlarının belirlenmesi gerekir. Bilindiği üzere e_{\max} , bir taneli zeminin en gevşek (en boşluklu) durumdaki özel boşluk oranıdır. En gevşek durumda zemin maksimum poroziteye (n_{\max}), kuru durumda minimum kuru yoğunluğa ($\rho_{k\min}$) ve minimum kuru birim ağırlığa ($\gamma_{k\min}$) sahiptir. (Uzuner, 2016).

Gene bilindiği üzere e_{\min} , taneli zeminin en sıkı (ez az boşluklu) durumdaki boşluk oranıdır. Bu durumdaki porozitesi minimum (n_{\min}), kuru yoğunluğu ($\rho_{k\max}$) ve kuru birim ağırlığı ($\gamma_{k\max}$) maksimumdur.

2.2.3.1. Maksimum Boşluk Oranının (e_{\max}) Belirlenmesi

Deneyde kullanılacak kumdan bir miktar alınıp terazide tartıldıktan sonra 1 litrelik hacim bölümlü cam silindire konulmuştur. Elin ayasıyla beraber cam silindirin ağız

bölmesi iyice kapatılarak, cam silindir iki el arasında birkaç kez alt-üst edilmiştir (Şekil 2.4).



Şekil 2.4. Maksimum boşluk oranı belirlenmesi

Bunun sonrasında cam silindir yavaş bir şekilde sarsmadan normal konumuna getirilerek, kumun hacmi okunmuştur. Terazide tartılan kumun kütlesi, cam silindir yardımıyla hacmi ölçülen kumun hacmine oranlanarak en gevşek haldeki birim hacim ağırlığı belirlenmiştir. Deneysel hataları en aza indirmek ve aynı zamanda da kontrol amacıyla deneyler 3 defa tekrar edilip ortalama değer bulunmuştur. Minimum kuru birim ağırlık belirlendikten sonra $e_{max.} = \frac{\rho_s}{\rho_{kmin.}} - 1$ formülü kullanılarak maksimum boşluk oranı hesaplanmıştır. Hesapta bulunan değerler Tablo 2.2' de gösterilmiştir.

Tablo 2.2. Maksimum boşluk oranı deney sonuçları

Parametre	Değer
Minimum kuru birim hacim ağırlık (kN/m ³)	13,92
Maksimum boşluk oranı (%)	96

2.2.3.2. Minimum Boşluk Oranının ($e_{min.}$) Belirlenmesi

Deney kumu çapı $D=102$ mm, yüksekliği $h=116$ mm olan yakalı (üst ek) bir metal silindire, tabaka tabaka konulup tokmakla sıkıştırılarak yerleştirilmiştir Şekil (2.5). Metal kap tabaka tabaka sıkıştırılıp yerleştirildikten sonra üzeri cetvelle düzlendi, terazide tartıldı, darası düşüldü, net ağırlığı belirlendikten sonra metal kabın hacmine bölümü en sıkı haldeki birim hacim ağırlığı elde edilmiştir. Deneysel hataları en aza indirmek için 3 deney yapıp ortalaması alınmıştır. Minimum kuru birim ağırlığı belirlendikten sonra $e_{min.} = \frac{\rho_s}{\rho_{kmax.}} - 1$ bağıntısı kullanılarak maksimum boşluk oranı hesaplanmıştır. Hesaplanan değerler Tablo 2.3’de gösterilmiştir.



Şekil 2.5. Minimum boşluk oranının belirlenmesi

Tablo 2.3. Minimum boşluk oranı deney sonuçları

Parametre	Değer
Maksimum kuru birim hacim ağırlık (kN/m^3)	18,15
Minimum boşluk oranı (%)	51

2.2.4. Kesme Kutusu Deneyi

Farklı rölatif sıklıklardaki (%30, %40, %50, %60, %70) kum numunelerin kayma mukavemetini belirlemeye yönelik direk kesme deneyleri yapılmıştır. Bu kapsamda

60mmx60mm boyutlarında ve 38mm yüksekliğindeki kesme kutusu plakasının içerisine daha önceden kütleleri hesaplanmış farklı rölatif sıklılıklardaki kum numuneler yerleştirilmiştir. $\sigma_1=25\text{kPa}$, $\sigma_2=50\text{kPa}$ ve $\sigma_3=100\text{kPa}$ değerindeki normal gerilmeler altında kum numuneler yatay yönde kesmeye tabi tutulmuştur. Kesmeye tabi tutulan farklı rölatif sıklılığa sahip kum zemin için kayma mukavemeti açıları bulunmuş ve Tablo 2.4'de sonuçları sunulmuştur. Aynı zamanda kullanılan deney düzeneği Şekil 2.6'da sunulmuştur.



Şekil 2.6. Kesme kutusu deney aleti

Tablo 2.4. Kesme kutusu deneyinden elde edilen sonuçlar

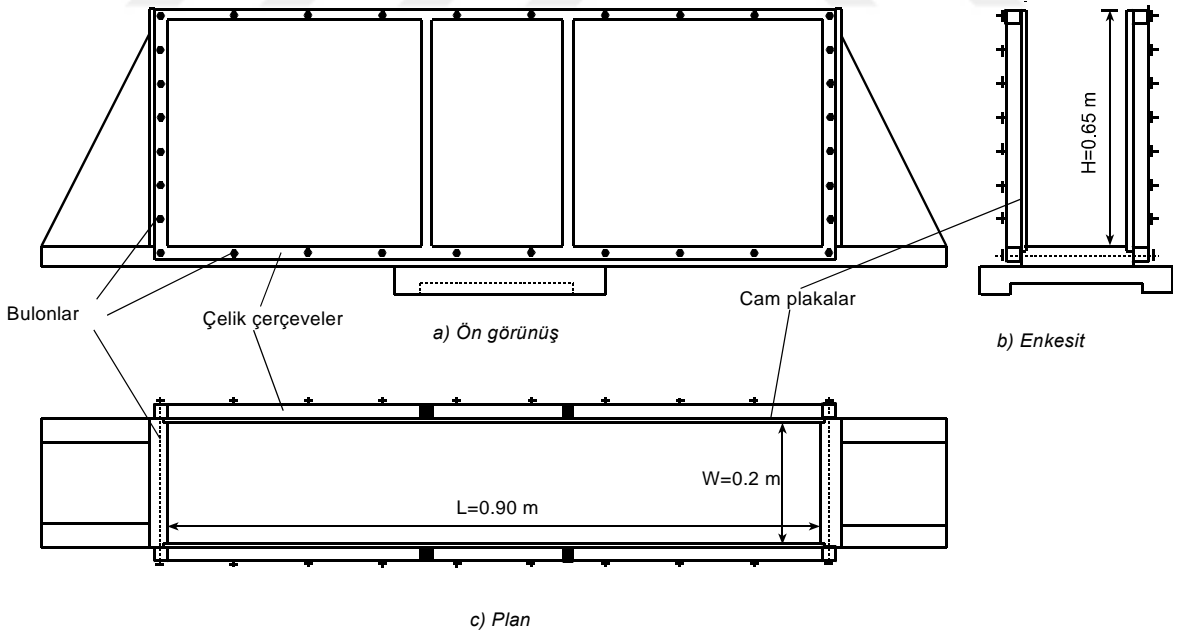
	R.S. (%30)	R.S. (%40)	R.S. (%50)	R.S. (%60)	R.S. (%70)
Kayma Mukavemeti Açısı ϕ (°)	36,12	38,72	40,25	42,65	44,98

2.3. Deney Düzenegi

Deney düzenegi; deney tankı, model şerit temel, yükleme düzeni, yük halkası, deformasyon saati, kum yüzeyini düzleme aparatı, kum sıkıştırma tokmağı ve kumdan oluşmaktadır. Deneyler Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiş olup, yükleme düzenegi olarak gündelik yaşantıda kullanılan elektrikle çalışan bir kumanda yardımıyla hareket ettirilebilen bir kriko kullanılmıştır. Deneysel verilerin toplanması için yük halkası ve 2 adet deformasyon saati yardımıyla ölçümler yapılmıştır. Aynı zamanda, yükleme esnasında kumun kırılma yüzeylerini belirlemek için bir dijital fotoğraf makinesinden yararlanılmıştır.

2.3.1. Deney Tankı

Deney tankının şeması Şekil 2.7'de gösterilmekte olup, tankın içi bir dikdörtgenler prizması olup uzunluğu 0.90m, genişliği 0.20m ve yüksekliği 0.65 metredir.

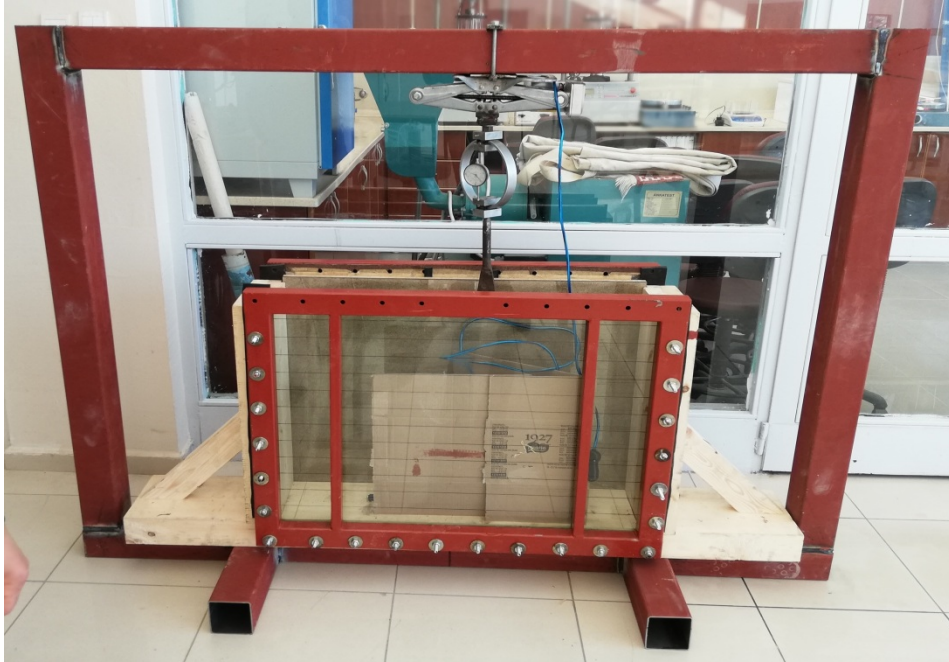


Şekil 2.7. Deney tankı (Şadoğlu, 2009)

Deney tankının alt ve yan yüzleri ahşaptan üretilmiş bir çerçeve olup, bu ahşaba cam levhaları yerleştirebilmek için ahşabın alt ve yan yüzlerine cam levhaların boyutlarına

uygun 20mmx20mmx20mm ölçülerinde L şeklinde kanallar açılmıştır. Ahşap yan yüzeylerin rijitliğini sağlamak amacıyla üçgen dikmeler tankın her iki tarafına monte edilmiştir. Bununla beraber ahşap çerçevenin yükleme esnasında yanlara doğru genişlemesinin, engellemesi amaçlanmıştır.

Kırılma yüzeylerini gözlemlemek ve aynı zamanda fotoğraf çekebilmek için ön ve arka yüzeyler 20mm kalınlığında cam plakalardan oluşturulmuştur. Cam plakalar yan yüzdeki sürtünmeleri en asgariye indirmek, aynı zamanda yükleme esnasında şerit temelin eksenine dik rijit düzlemler oluşturmada katkı sağlamışlardır. Deney tankına yerleştirilen kumun tabakalar halinde sıkışmasını takip ve kontrol etmek amacıyla tankın arkasındaki cam plaka 50mm aralıklarla düz çizgiyle çizilmiştir. Cam levhaların yana doğru hareketlerini engellemek amacıyla profilden yapılmış iki çelik çerçeve cam levhaların önüne yerleştirilmiş, bu çerçevelerin cam levhaları dıştan tutmasını sağlamak için çelik bulonlar yardımıyla birbirine bağlanmıştır. Deney tankını yerleştirmek ve aynı zamanda yükleme krikosunu bağlamak amacıyla 10mmx10mm profilden oluşan bir çerçeve oluşturulmuştur (Şekil 2.8).



Şekil 2.8. Deney tankı ve çerçevesinden bir görünüm

2.3.2. Model Şerit Temel

Model temelin genişliği 80 mm, uzunluğu 200 mm ve yan yüzlerinin yüksekliği 45 mm olup yanak kalınlığı 8 mm ve gövde kalınlığı 6 mm bir U profili kullanılmıştır. Model temelin cam levhalara temas eden ön ve arka yüzlerine 5 mm kalınlığında sert plastik tabakalar (kauçuk) bir yapıştırıcı yardımıyla yapıştırılmıştır. Bu şekilde, cam levhalarla temel yan yüzleri arasında kum girmesini engellemek ve aynı zamanda camla temelin sürtünmesine izin vermemek amaçlanmıştır. Yapıştırılan bu plastik tabakalar (kauçuk) deney esnasında ince bir yağ ile yağlanarak temelle cam levhalar arasındaki sürtünme en aza indirilmiştir. Model temelin tabanında merkezi yükleme yapabilmek için temelin tam ortasına bir yuvarlak oyuk açılmıştır. Model temelin bir fotoğrafı Şekil 2.9'da gösterilmiştir.



Şekil 2.9. Model şerit temel

2.3.3. Yükleme Düzenegi

Deneylerde yük uygulamak için elektrikli kumanda yardımıyla çalışan 2000 kg kapasiteli bir kriko kullanılmıştır. Bu kriko elle kullanılan kumandası yardımıyla anlık tuşlamalarla yükleme yapma olanağı sağlamıştır. Krikoya bağlanan 2300 kg değerindeki bir yük halkası uygulanan yükü ölçmek için kullanılmıştır. Deneylerden önce yük halkası laboratuvarında kalibre edilmiştir. Yük halkasına düşey olarak monte edilmiş ucu yuvarlak olan ve tam temelin merkezi olarak yüklenmesi için yaptırılmış yükleme kaması, model

temeli yüklemek için kullanılmıştır. Yükleme düzeneğinin bir fotoğrafı Şekil 2.10'da gösterilmektedir.

2.3.4. Yük Halkası ve Yükleme Kaması

Yükleme düzeneğindeki krikoya bağlanan 2300 kg kapasiteye sahip bir yük halkası yükü ölçmek için kullanılmıştır. Deneysel çalışmalar başlamadan önce yük halkası laboratuvarında kalibrasyon aletiyle kalibre edilmiş ve kalibrasyon eğrisi belirlenmiştir. Yük halkasına düşey şekilde monte edilmiş olan yükleme kaması model temeli merkezi olarak yüklemek için kullanılmıştır (Şekil 2.10).



Şekil 2.10. Yükleme halkası ve kaması

2.3.5. Deformasyon Saati

Deney esnasında merkezi olarak yüklenen temelin, düşey yönde yaptığı deplasmanı (oturma miktarı) belirlemek için kullanılmıştır. Deneysel çalışmalarda elde edilecek verilerin güvenilirliğini artırmak aynı zamanda verileri kontrol etmek amacıyla iki adet deformasyon saati kullanılmıştır. Kullanılan deformasyon saatleri Şekil 2.11'de gösterilmiştir.



Şekil 2.11. Deformasyon saati

2.4. Bir Deneyin Yapılışı

Bir deneyin yapılış aşaması deneye hazırlık, yükleme, deney sonrası olmak üzere üç kısma bölünmüştür. Deneylerin bütününde, her aşamada yapılan işler aynı sıra ile tekrarlanmış ve bu şekilde deneysel farklılıkları minimuma indirmek aynı zamanda bir standart yakalanmaya çalışılmıştır. Deneye başlamadan önce farklı rölatif sıklıklarda tekrarlanan deneyler için deney tankının 50 mm'lik kısmına yerleştirilmesi gereken kum miktarları hesaplanmış ve Tablo 2.5'de gösterilmiştir.

Tablo 2.5. Farklı rölatif sıklıklarda 50mm'lik kısım için gerekli kum kütleleri

Rölatif Sıklık (D_r , %)	Kum kütlesi (50mm'lik tabaka, gr)
30	17230
40	17580
50	17950
60	18340
70	18750

Yapılan bir deneydeki bu üç kısım aşağıda bölüm bölüm anlatılmış, deneylerin yapılış sırasında özellikle dikkat edilecek hususlardan bahsedilmiştir.

Deneye hazırlık aşamasında; ilk olarak deney tankı, üzerine oturtulan profillerden yapılmış olan dış çerçevenin tam merkezine yerleştirilmiştir. Deney esnasında yükleme yapmak için kullanılan elektrikli krikonun da yine dış çerçevenin tam merkezinde olması

sağlanmıştır. Ardından deney tankına kum arka cam levhada 50 mm aralıklarla çizilmiş olan düz çizgiler takip edilerek tabakalar halinde dökülüp doldurulmuştur. Serilen tabakaları üniform bir şekle getirmek ve kum yüzeyini düzeltmek için siva süngeri kullanılmıştır. %30 rölatif sıklık değerinde deney tankına dökülen kum siva süngeri yardımıyla düzgün bir şekle getirilip bırakılmıştır. Ancak %30 rölatif sıklık değerinden fazla olan sıklık deneylerinde dökülen kum yine siva süngeri yardımıyla düzgün bir hale getirildikten sonra ahşap hafif bir tokmak yardımıyla beraber istenilen sıklığı sağlamak için tankın 50 mm'lik çizgilerine kadar sıkıştırma işlemi yapılmıştır. 500 mm'lik kısım dolana kadar yani 10 tabaka serilene kadar bu işlem devam etmiştir. 50 mm'lik çizgiler baz alınıp sıkıştırma işlemi yapılan bu işlem sayesinde istenilen sıklıklarda kum tankın içine yerleştirilmiştir.

En son yerleştirilen zemin tabakasından sonra model temel tankın tam ortasına gelecek şekilde bir metre yardımıyla orta nokta ölçülüp düzeneğe yerleştirilmiştir. Deney düzeneğine yerleştirilmeden hemen önce model temelin cama temas eden ve üzerinde kauçuk bulunan kenarlar yağlanmıştır. Deney esnasında yüklemekten dolayı oluşabilecek deney tankındaki yanal deformasyonları sınırlamak için tankın çelik çerçevesinin üst profilinde bulunan bulonlar sıkılmıştır. Burada bulonları eşit miktarlarda sıkıya özen gösterilmiştir. Yük halkası ve yük kaması çerçeveye bulonlanmış olan elektrikli krikoya takılmış ve krikonun kumandası yardımıyla düzenek model temelin tam ortasına indirilmiştir. Daha sonra iki adet deformasyon saati mıknatısları sayesinde çelik çerçevenin üst profiline yerleştirilmiştir.

Deney aşaması model şerit temele kriko yardımıyla yüklemenin yapıldığı evredir. Öncelikle yük halkası ve deformasyon saatleri sıfırlanmıştır. Düşey deformasyon saatlerinin yardımıyla model temelin düşey hareketi ölçülmüştür. Yükleme sırasında kırılma yüzeylerini gözlemlemek amacıyla bir fotoğraf makinesi kullanılmıştır. Kullanılan dijital fotoğraf makinesi sehpa kullanılarak ön cam yüzeyinden yaklaşık 0.5-1.0 metre uzaklığa yerleştirilmiştir. Yükleme başlamadan hemen önce deney düzeneğinin bir görüntüsü Şekil 2.12'de gösterilmektedir.



Şekil 2.12. Yapılan bir deneyin başlangıç hali

Bu işlemlerden sonra sabit bir düşey deformasyon hızı uygulanacak şekilde model temel yüklenmeye başlanmıştır. Yükleme krikosunun kumandası vasıtasıyla deney başlangıcında her 15-20 saniye aralıklarla, taşıma gücüne eriştiği zaman ise yaklaşık her 4-5 saniyede bir deformasyon saatlerinde ve yük halkasında ölçümler yapılmıştır ve değerler kaydedilmiştir. Yük halkası saati okumaları ile belirli oturmalar 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 5-15 saniye aralıklarla ve yük halkası maksimum değere ulaştıktan sonra bir fotoğraf çekilmiştir.

Deney aşaması deney düzeneğinin sökülmesi ve bir sonraki deneye hazırlık işlemlerini kapsamaktadır. Yükleme tamamlandıktan sonra deney tankının yükleme aparatları (yük halkası, yükleme kaması) sökülmüş model temel çıkarılmış ve tankın çelik çerçevesinin üst profilinde bulunan bulonlar sökülmüştür. Daha sonrada deney tankı boşaltılmış ve diğer deney için hazır hale getirilmiştir.



3. BULGULAR VE TARTIŞMALAR

Düzlem deformasyon koşullarında model sığ şerit temelin taşıma gücünün rölatif sıklıkla değişimi bu çalışmanın temel konusunu oluşturmaktadır. Bu konuyu araştırmak için bir deney düzeneği hazırlanmış ve deneyler yapılmıştır. Deneylerde kum (kohezyonsuz zemin) kullanılmıştır. Farklı rölatif sıklıklarda (%30, %40, %50, %60, %70) kum zemin deney tankına yerleştirilmiş nihai taşıma gücüne erişene kadar yükleme yapılmış ve bu nihai taşımalar yük halkası yardımıyla ölçülmüştür. Farklı rölatif sıklıklarda (%30, %40, %50, %60, %70) belirlenen yük halkası yardımıyla ölçülen nihai taşıma güçleriyle, literatürde kullanılan taşıma gücü teorileri hesaplanan nihai taşıma gücü değerleri karşılaştırılmıştır.

3.1. Yapılan Deneyler

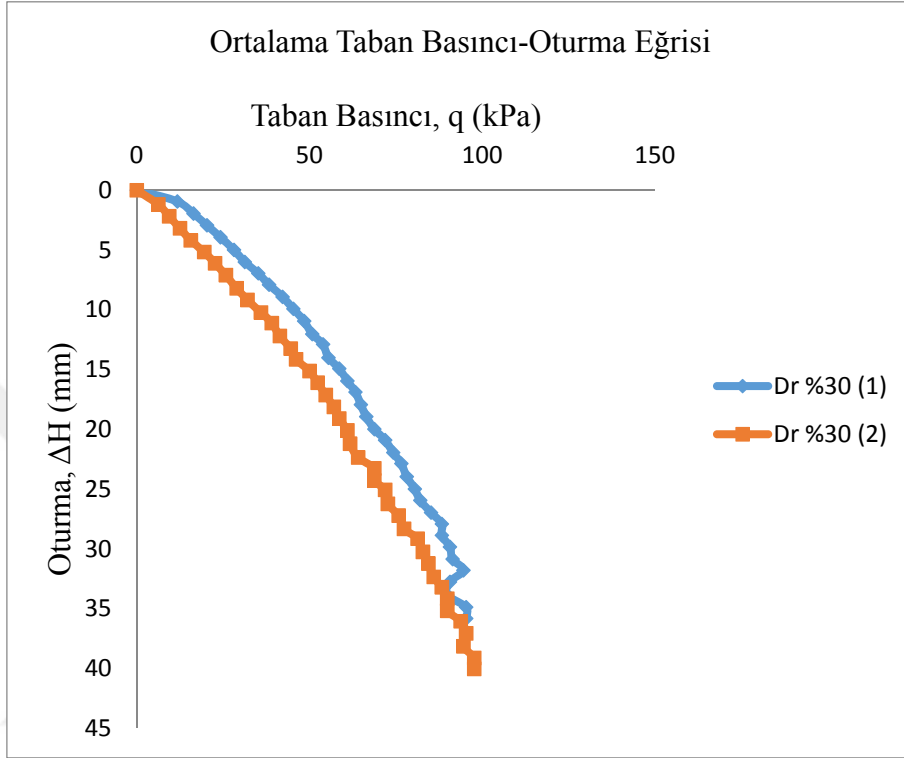
Model temelin genişliği 80 mm, uzunluğu 200 mm ve yan yüzlerinin yüksekliği 45 mm olup yanak kalınlığı 8 mm ve gövde kalınlığı 6 mm bir U profili kullanılmıştır. Genişliği 80 (mm), uzunluğu 200 (mm) sığ ($D_f=0$, $D_f/B=0.0$) bir model şerit temelle, farklı rölatif sıklıklarda (%30, %40, %50, %60, %70) 5 tür taşıma gücü deneyi yapılmıştır.

Her bir deney, en az 2 kez tekrarlanmıştır. Tekrarlanan bu deneyler için nihai taşıma gücü ile ilgili hata, % 5' civarındadır. Bu da, deney işlemlerinin özenli yapıldığını göstermektedir.

3.2. %30 Rölatif Sıklıkta Yapılan Deney

%30 rölatif sıklık değerinde kum zeminde yapılan iki adet taşıma gücü deneyinden elde edilen verilerden oluşturulan grafik Şekil 3.1'de gösterilmiştir. Yapılan deneylerde model sığ şerit temel merkezi olarak yüklenmiştir. Böylece zeminde oluşan kırılma yüzeyleri ve yük-oturma davranışları belirlenmeye çalışılmıştır. Deneylerde kum, %30 rölatif sıklık değerini sağlayacak şekilde deney tankına yerleştirilmiştir. Beklendiği üzere zımbalama kayma kırılmasına uygun yük-oturma eğrileri gözlenmiştir.

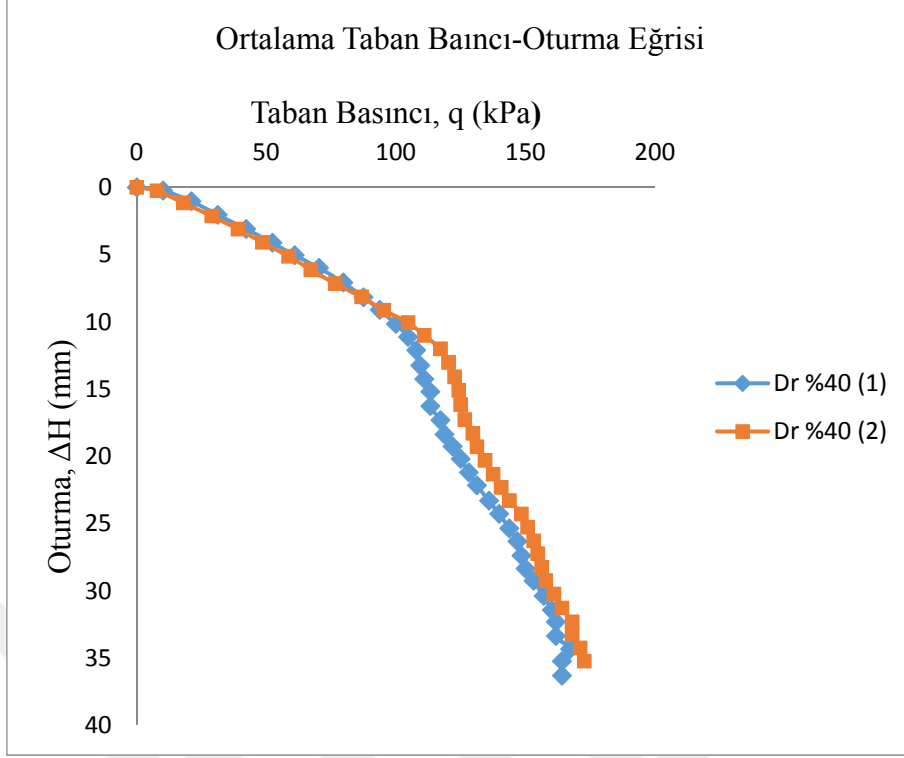
Yüklemeler esnasında belirli zaman dilimlerinde fotoğraflar çekilmiştir. Çekilen bu fotoğraflar Matlab programına atılmış ve bu program yardımıyla zemin hareketleri ve kırılma yüzeyleri gözlemlenmiştir.



Şekil 3.1. %30 rölatif sıklığa ait yük-oturma eğrisi

3.3. %40 Rölatif Sıklıkta Yapılan Deney

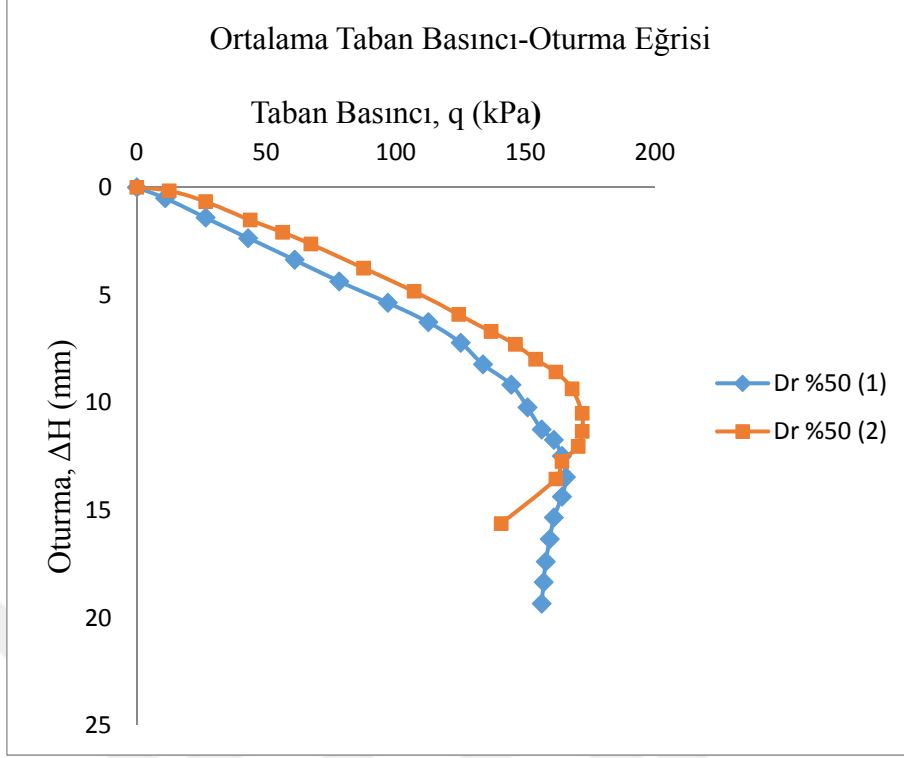
%40 rölatif sıklık değerinde kum zeminde yine iki adet taşıma gücü deneyi yapılmıştır. Elde edilen verilerden oluşturulan grafik Şekil 3.2’de gösterilmiştir. Yapılan deneylerde model sığ şerit temel merkezi olarak yüklenmiştir. Böylece zeminde oluşan kırılma yüzeyleri ve yük-oturma davranışları belirlenmeye çalışılmıştır. Deneylerde kum, %40 rölatif sıklık değerini sağlayacak şekilde deney tankına yerleştirilmiştir. Burada da yine beklendiği gibi yerel kayma kırılmasına uygun yük-oturma eğrileri gözlenmiştir.



Şekil 3.2. %40 rölatif sıklığa ait yük-oturma eğrisi

3.4. %50 Rölatif Sıklıkta Yapılan Deney

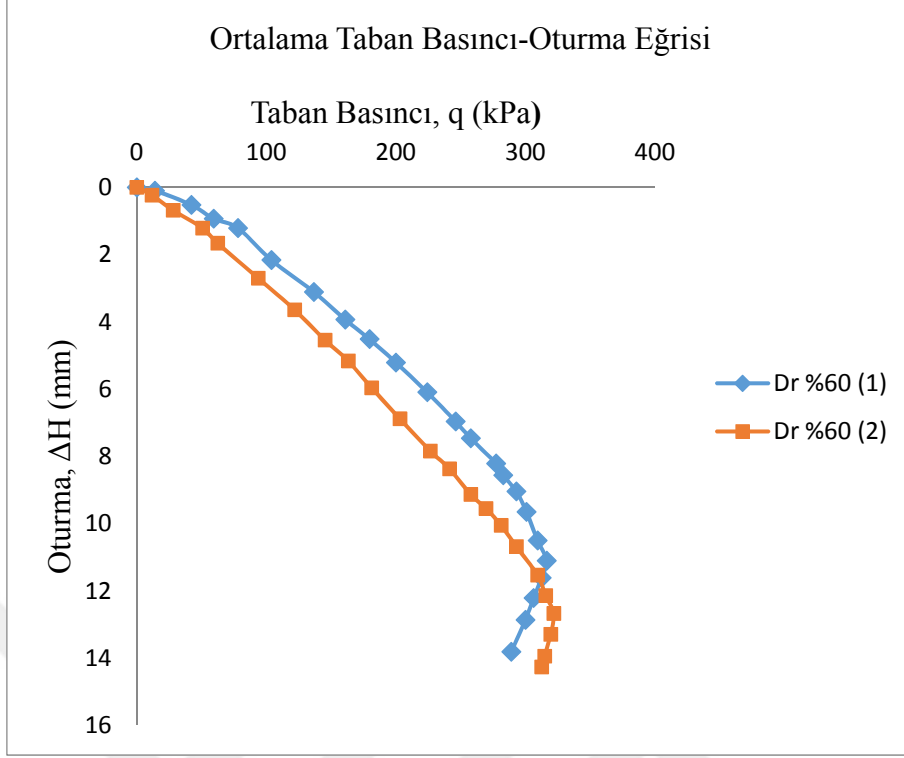
%50 rölatif sıklık değerinde kum zeminde yine iki adet taşıma gücü deneyi yapılmıştır. Elde edilen verilerden oluşturulan grafik Şekil 3.3’de gösterilmiştir. Yapılan deneylerde model sığ şerit temel yine merkezi olarak yüklenmiştir. Böylece zeminde oluşan kırılma yüzeyleri ve yük-oturma davranışları belirlenmeye çalışılmıştır. Deneylerde kum, %50 rölatif sıklık değerini sağlayacak şekilde deney tankına yerleştirilmiştir. %50 rölatif sıklıkta beklenen yerel kayma kırılmasının aksine, genel kayma kırılmasına uygun yük-oturma eğrileri gözlenmiştir.



Şekil 3.3. %50 rölatif sıklığa ait yük-oturma eğrisi

3.5. %60 Rölatif Sıklıkta Yapılan Deney

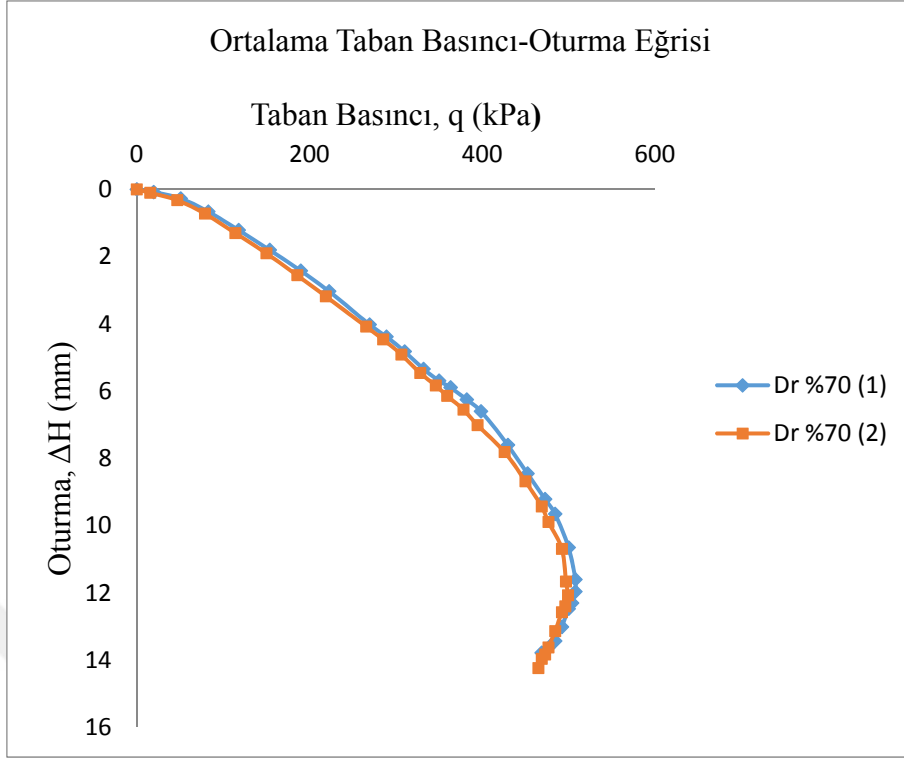
%60 rölatif sıklık değerinde kum zeminde yapılan iki adet deney verilerinden oluşturulan grafik Şekil 3.4'de gösterilmiştir. Zeminde burada da kırılma yüzeyleri ve yük-oturma davranışları belirlenmeye çalışılmıştır. Deneylerde kum, bu sefer %60 rölatif sıklık değerini sağlayacak şekilde deney tankına yerleştirilmiştir. %60 rölatif sıklıkta da beklenen yerel kayma kırılmasının aksine, genel kayma kırılmasına uygun yük-oturma eğrileri gözlenmiştir.



Şekil 3.4. %60 rölatif sıklığa ait yük-oturma eğrisi

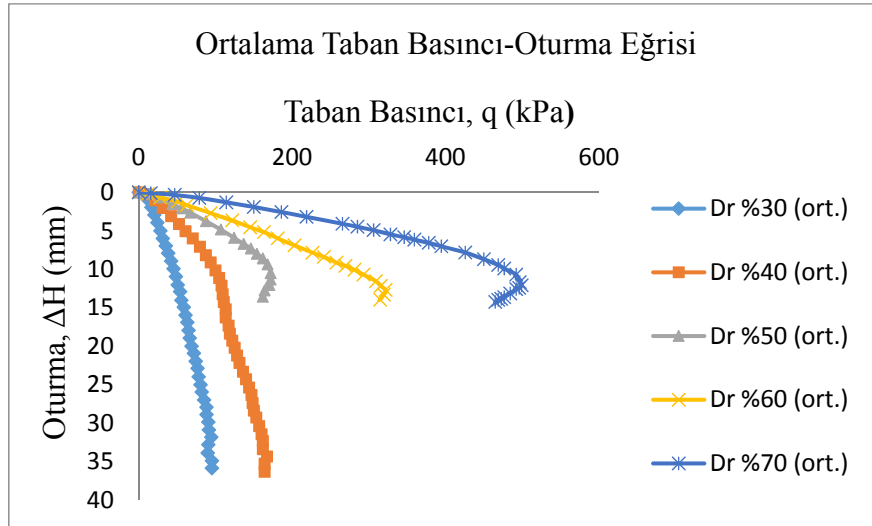
3.6. %70 Rölatif Sıklıkta Yapılan Deney

%70 rölatif sıklık değerinde de diğer rölatif sıklıklarda olduğu gibi iki adet deney yapılmış ve yine deney verilerinden faydalanarak oluşturulan grafik Şekil 3.5'de gösterilmiştir. Zeminde diğer deneylerde olduğu gibi burada da kırılma yüzeyleri ve yük-oturma davranışları belirlenmeye çalışılmıştır. Deneylerde kum, bu sefer %70 rölatif sıklık değerini sağlayacak şekilde deney tankına yerleştirilmiştir. %70 rölatif sıklıkta beklenen bir kırılma çeşidi olan genel kayma kırılmasına uygun yük-oturma eğrileri gözlenmiştir.



Şekil 3.5. %70 rölatif sıklığa ait yük-oturma eğrisi

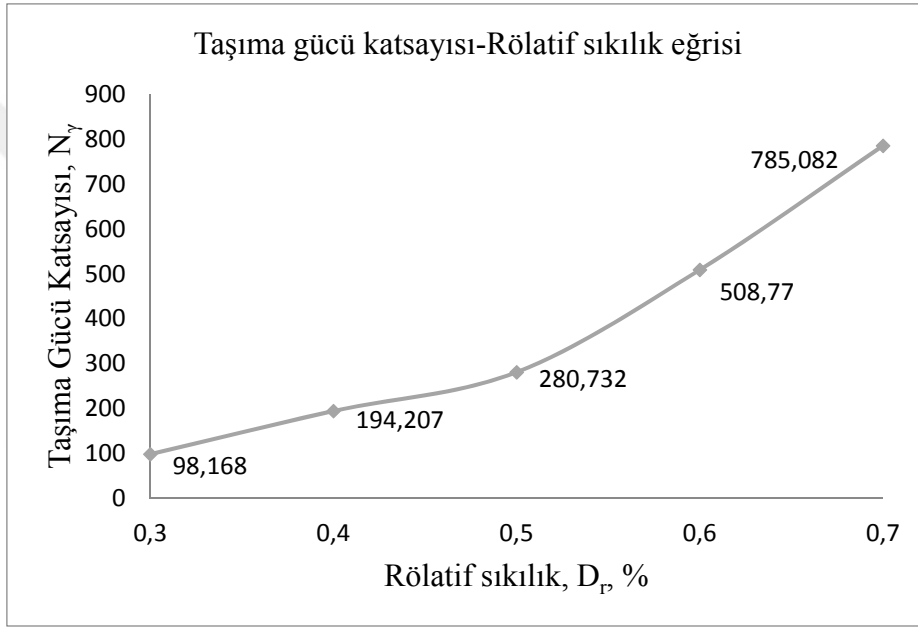
Farklı rölatif sıklıklarda (%30, %40, %50, %60, %70) yapılan deneyler sonucunda yük-oturma grafikleri yukarıda verilen grafiklerde her rölatif sıklılık değeri için ortalama bir grafik çizilerek yük-oturma eğrileri tek bir grafikte gösterilmiştir (Şekil 3.6).



Şekil 3.6. Farklı rölatif sıklıklar için ortalama yük-oturma eğrileri

3.7. Deneysel Verilerle Taşıma Gücü Katsayıları Arasındaki İlişki

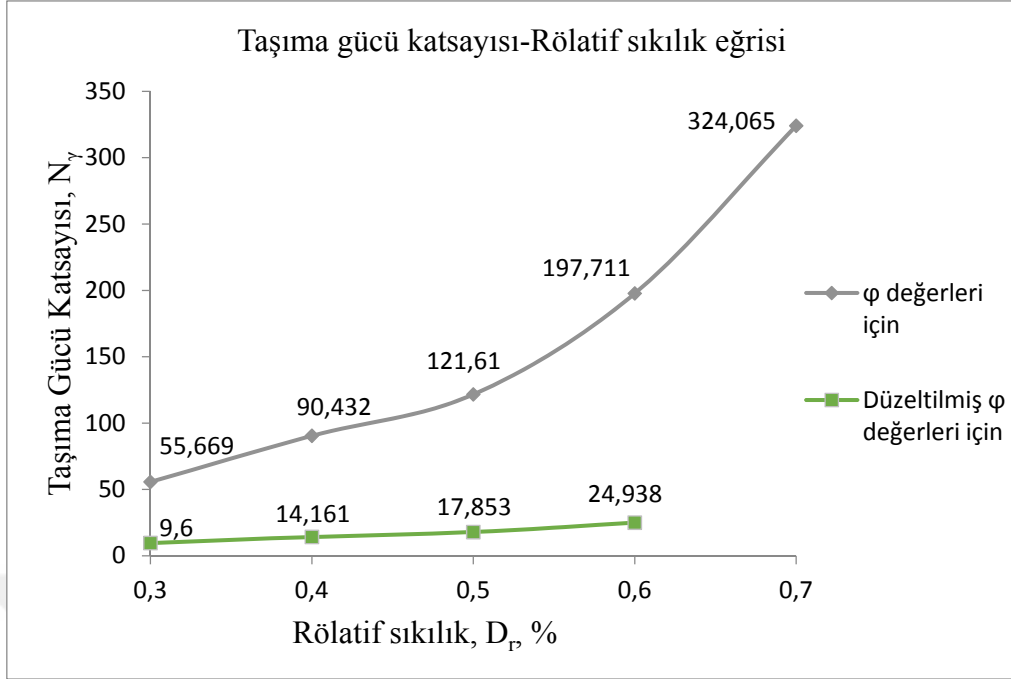
En az iki kez tekrarlanan her bir deneyden elde edilen sonuçların ortalaması alınarak bu ortalamalara göre elde edilen taşıma gücü katsayı değerleriyle farklı rölatif sıklıklardaki değerler belirlenmiş ve taşıma gücü katsayısı-rölatif sıklık arasındaki ilişki Şekil 3.7’de gösterilmiştir. Beklenen bir sonuç olan rölatif sıklığın artmasıyla beraber içsel sürtünme açısının artması ve buna bağlı olarak taşıma gücü katsayılarının artış göstermesi deneylerle beraber bir kez daha belirlenmiştir.



Şekil 3.7. Deneysel verilere göre taşıma gücü katsayısı-rölatif sıklık

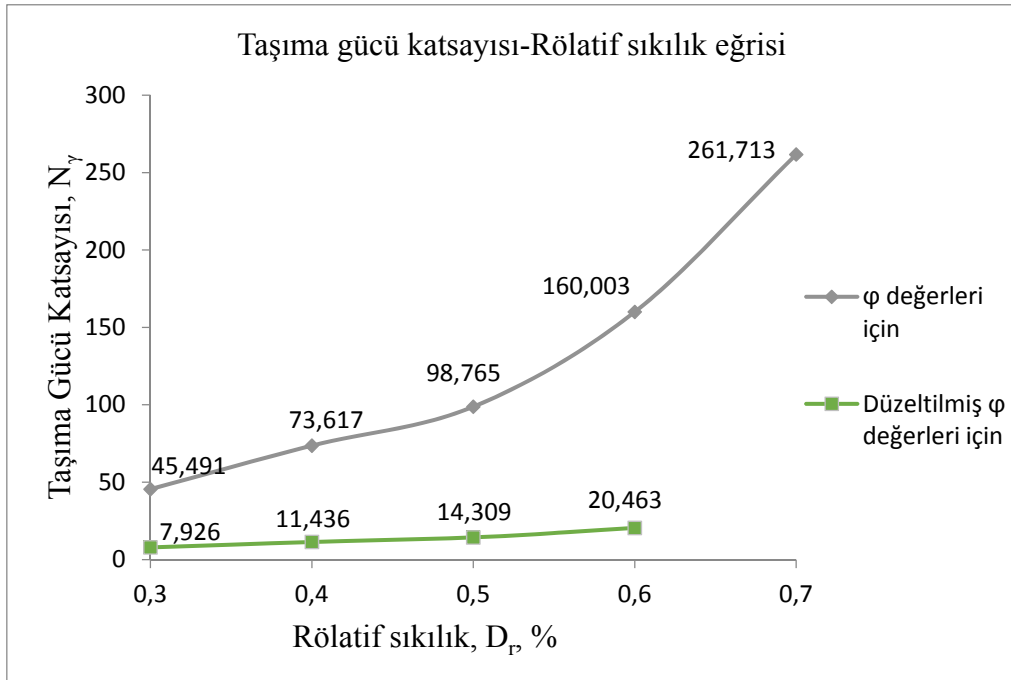
3.8. Taşıma Gücü Teorileriyle Rölatif Sıklık Arasındaki İlişki

Bağıntı 1.22’de verilen Terzaghi’nin taşıma gücü teorisi kullanılarak deneylerde belirlenen farklı rölatif sıklıklarda taşıma gücü katsayı değerleri hesaplanmıştır. Aynı zamanda içsel sürtünme açısının düzeltilmiş değerine göre yani yerel kayma kırılması beklenen rölatif sıklıklar (%30, %40, %50, %60) için taşıma gücü katsayıları belirlenmiştir. Düzeltilmiş ϕ değerleri için Terzaghi’nin içsel sürtünme açısı için önerdiği $\phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$ düzeltme formülü kullanılmıştır. Hesaplanan bu değerler için taşıma gücü-rölatif sıklık arasındaki ilişkiyi gösteren grafik çizilmiştir (Şekil 3.8).



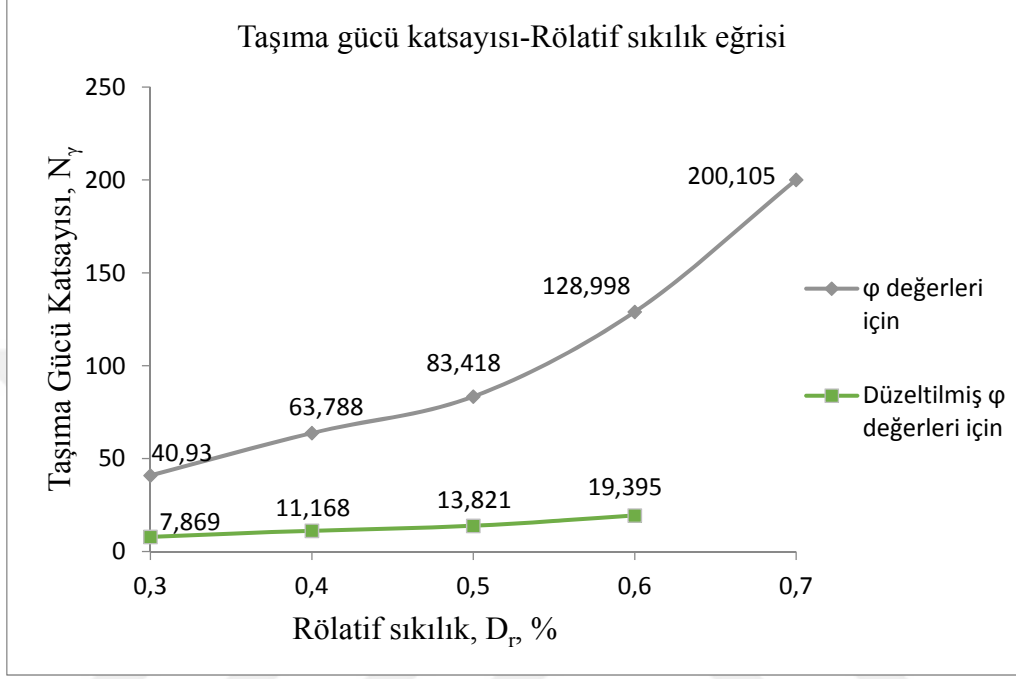
Şekil 3.8. Terzaghi taşıma gücü katsayısı-rölatif sıklık ilişkisi

Taşıma gücünün hesabı için bir diğer bağıntı geliştiren Meyerhof'un taşıma gücü formülü bağıntı 1.39' da verilmiştir. Bağıntıda verilen Meyerhof'un taşıma gücü formülü kullanılarak rölatif sıklık-taşıma gücü arasındaki ilişki belirlenmiştir (Şekil 3.9)



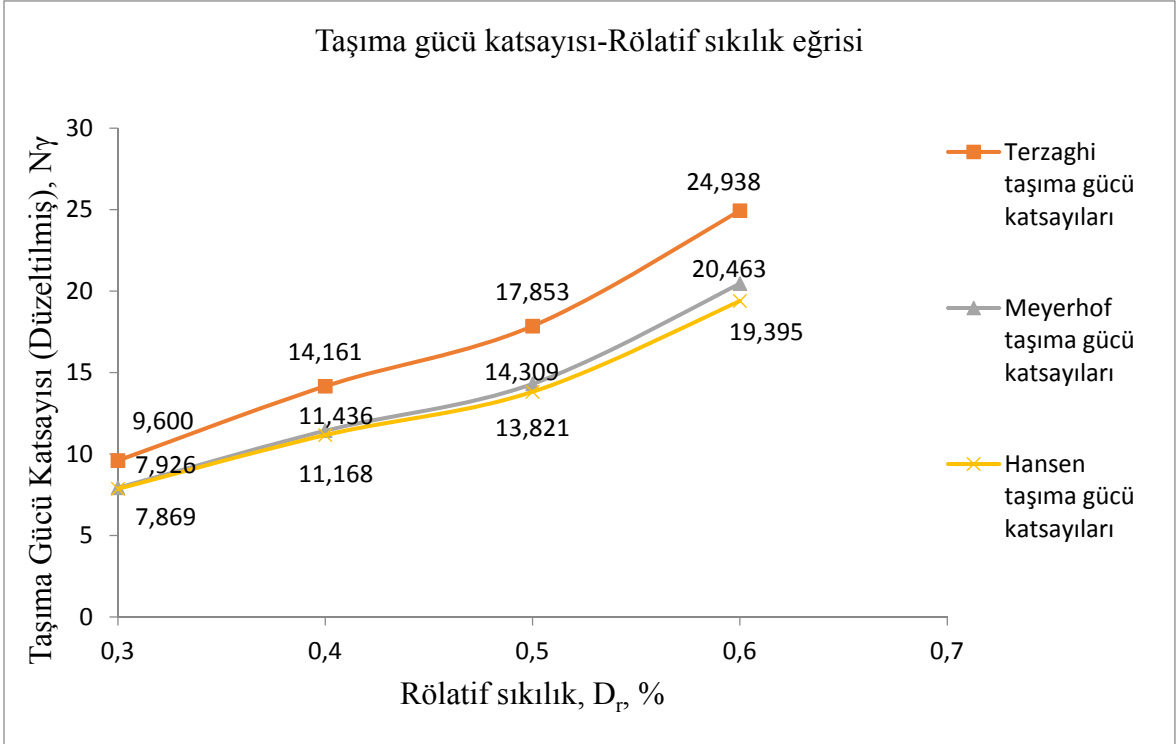
Şekil 3.9. Meyerhof taşıma gücü katsayısı-rölatif sıklık ilişkisi

Taşıma gücünün hesabı için bir başka formül geliştiren Brinch Hansen'ın Bağını 1.41'de verilen formülü kullanılarak taşıma gücü katsayıları grafiklerden seçilmiş ve Şekil 3.10 oluşturulmuştur.



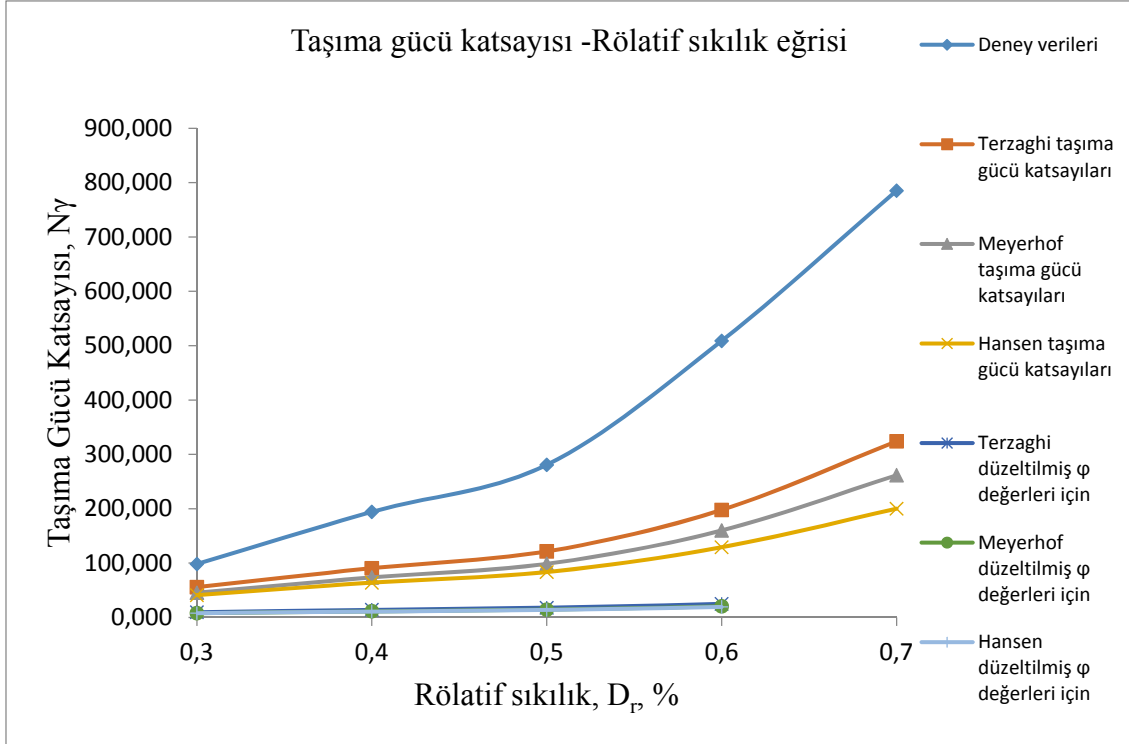
Şekil 3.10 Brinch Hansen taşıma gücü katsayısı-rölatif sıklık ilişkisi

Düzeltilmiş içsel sürtünme açısı (ϕ) için, deney sonuçları kullanılıp bir taşıma gücü katsayısı elde edilip aynı zamanda taşıma gücü teorilerinin tabloları kullanılarak elde edilen taşıma gücü katsayıları arasındaki ilişki Şekil 3.11'de verilmiştir.



Şekil 3.11. Düzeltilmiş ϕ değerleri için taşıma gücü katsayıları arasındaki ilişki

Son olarak deneysel verilerden elde edilen taşıma gücü katsayıları, Terzaghi taşıma gücü katsayıları, Meyerhof'un ve Brinch Hansen'in taşıma gücü katsayıları arasındaki ilişki Şekil 3.12'de gösterilmiştir. Elde edilen şekilden anlaşıldığı şu ki; deneysel verilerden elde edilen taşıma gücü katsayıları, taşıma gücü teorilerinin katsayı değerlerinden daha yüksek çıkmıştır. Bu da deneysel çalışmanın ve takriben arazi deneylerinin ne ölçüde önemli olduğunu göstermektedir.

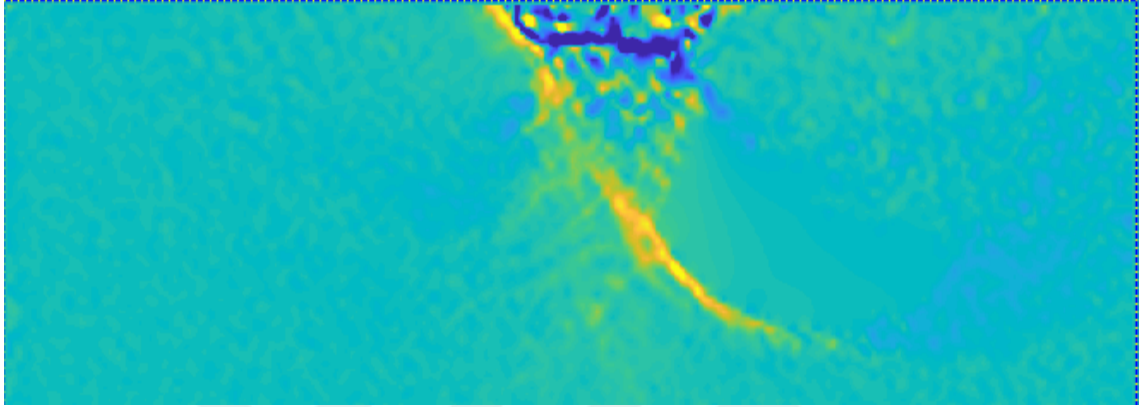


Şekil 3.12. ϕ ve düzeltilmiş ϕ değerleri için taşıma gücü katsayıları-rölatif sıklık ilişkisi

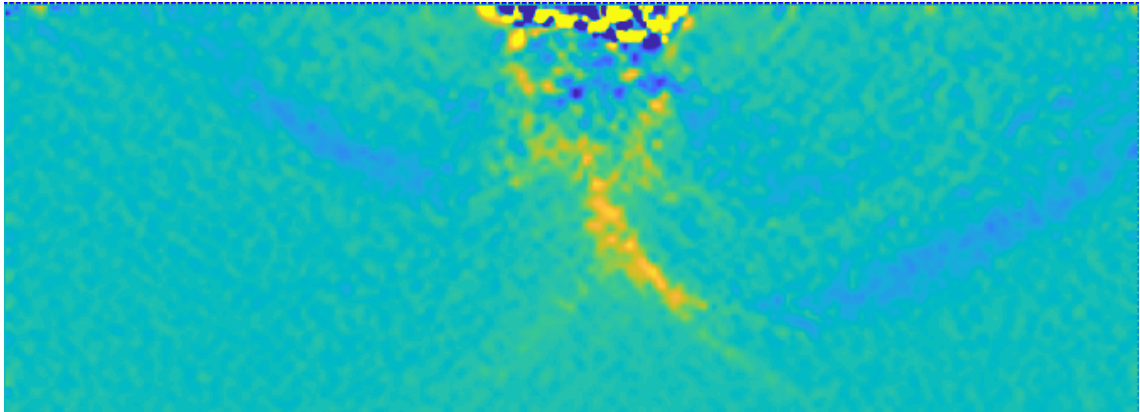
3.9. Kırılma Yüzeylerinin Dijital Fotoğraf Makinesi Yardımıyla Belirlenmesi

Deney esnasında görüntü alınabilmesi için dijital bir fotoğraf makinesi tank yüzeyine dik bir şekilde konumlandırılmış ve 5-15sn aralıklarla fotoğraf çekimi yapılmıştır. Görüntü alımı esnasında gölgelerin ve yansımaların azaltılması için tankın sağ ve sol karşısına ışık kaynakları yerleştirilmiştir. Deney esnasında çekilen fotoğraflar Thielicke ve Stamhuis (2014) tarafından geliştirilen PIVlab programı kullanılarak analiz edilmiştir. Deneysel çalışmadan elde edilen görüntü serileri File/New session sekmesi kullanılarak programa yüklenmiş ve ara yüzde, görüntü sıralama stili 1-2, 2-3, 3-4 olacak şekilde ayarlanmıştır. Görüntü serisinin programa yüklenmesini takiben, Analyze settings / Exclusions (ROI, Mask) sekmesinden programa, analiz yapılacak bölge ve analize sokulmaması istenilen fotoğraflar tanıtılmıştır. Böylece analiz süresi kısaltılmıştır. Görüntü ön-işleme (Image pre-processing) yöntemi olarak CLAHE (Contrast-limited adaptive histogram equalization) tercih edilmiştir. Analyses settings / PIV settings sekmesi kullanılarak, analizlerde kullanılacak olan çapraz korelasyon yöntemi, FFT (Direct Fourier transform correlation with multiple passes and deforming windows), olarak seçilmiştir. Yapılan çalışmalar sonrasında Analysis/Analyze/Analyze all frames sekmesi kullanılarak analiz başlatılmıştır.

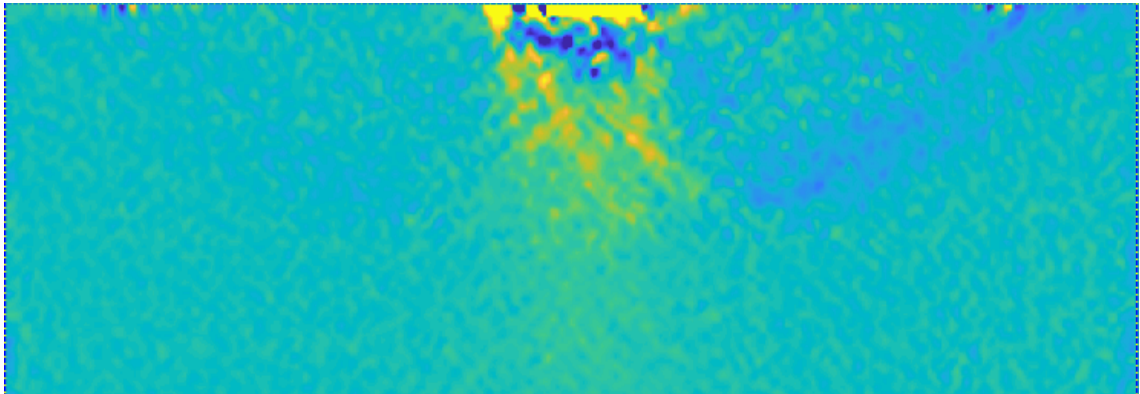
Yapılan analiz sonucunda gerekli görülmesi halinde Post processing / Vector validation sekmesi kullanılarak vektör doğrulaması yapılmıştır. Yapılan analiz sonucunda elde edilen çıktılar Plot/Modify plot appearance ve Plot/Drive parameters sekmeleri yardımıyla modifiye edilmiştir. Farklı rölatif sıklıklarda yapılan deneyler için kırılma yüzeyleri (a, b, c, d,e) belirlenmeye çalışılmıştır (Şekil 3.13).



a) %30



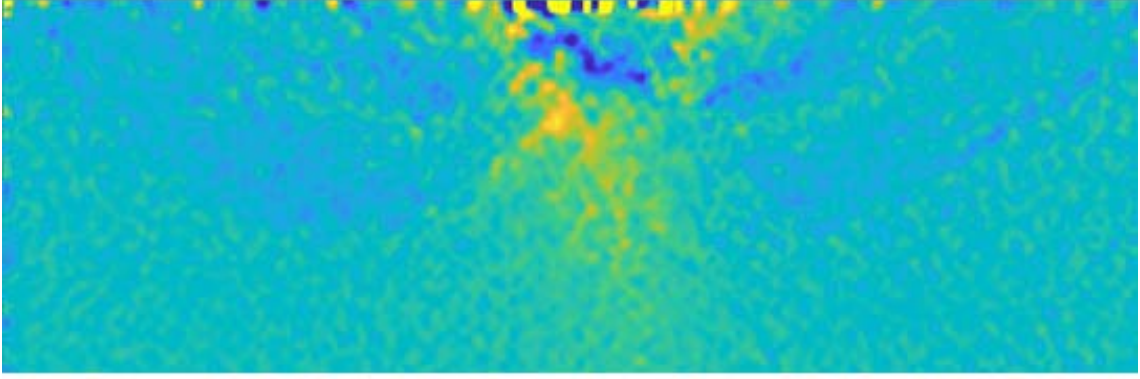
b) %40



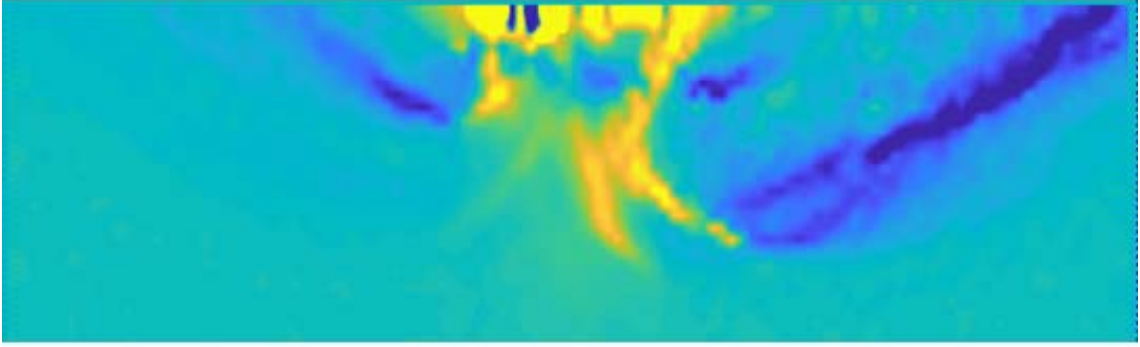
c) %50

Şekil 3.13. Kırılma yüzeylerinin görüntüsü

Şekil 3.13'ün devamı.



d) %60



e) %70

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Farklı rölatif sıklıklarda merkezi olarak yüklenen sığ model bir şerit temel kullanılarak bir deney düzeneği oluşturulmuş ve farklı rölatif sıklıklar için taşıma gücü deneyleri yapılmıştır. Deney tankına kum farklı rölatif sıklıklarda yerleştirilmiş ve zeminde meydana gelen üç tür kırılma (zımbalama kayma kırılması, yerel kayma kırılması, genel kayma kırılması) gözlenmeye çalışılmıştır. Yapılan bu deneyler sırasında belli zaman aralıklarında digital bir fotoğraf makinesi yardımıyla fotoğraflar çekilmiş ve çekilen fotoğraflardan faydalanarak kırılma yüzeyleri ve zeminde meydana gelen hareketler belirlenmeye çalışılmıştır. Deney sırasında kaydedilen verilerden yük-oturma davranışı, taşıma gücü-rölatif sıklık ilişkisini verecek datalar kayıt altına alınmıştır. Aynı zamanda da Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen'in geliştirdiği taşıma gücü teorileriyle hesap yapılmıştır. Hem deney sonuçlarından elde edilen taşıma gücü değerleri hem de taşıma gücü teorilerinden elde edilen değerler karşılaştırılmıştır. Yapılan bu çalışmadan elde edilen sonuçlar şu şekilde özetlenebilir.

- ❖ Rölatif sıklık arttıkça hem deneylerden elde edilen taşıma gücü değeri hem de teoriler yardımıyla elde edilen taşıma gücü değeri artmaktadır. Bu değer rölatif sıklığın %30'dan %70'e artırılması durumunda taşıma gücü teorileri (Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen)'nden elde edilen değerler yaklaşık 6 kat artarken, deney sonuçlarından elde edilen değer yaklaşık 8 kat artış göstermiştir.
- ❖ Rölatif sıklık değerleri sırasıyla %30'dan %40'a, %40'dan %50'ye, %50'dan %60'a, %60'dan %70'e yükseldiğinde taşıma gücü değerleri arasındaki yüzdelerik artış Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen'in geliştirdiği teorilerin üçünde de benzer artışlar gösterirken deneysel verilerden elde edilen taşıma gücü değerlerinde aynı artış gözlenmemiştir. Bu artışlar Terzaghi ve Meyerhof'un taşıma gücü değerleri için birbirine çok yakın olup yaklaşık olarak, sırasıyla %62, %34, %62, %63 olmakta, Brinch Hansen'in taşıma gücü değerinde sırasıyla %56, %31, %55, %55 görülmektedir. Ancak deneysel sonuçlardan elde edilen artışlar sırasıyla %98, %45, %81, %54 şeklinde görülmüştür.
- ❖ Beklenen bir sonuç olan, rölatif sıklık değerinin artış göstermesi durumunda oturma değerinin azalış göstereceği sonucu gözlenmemiştir. Yapılan deney sonuçlarından elde edilen verilere göre (Şekil 3.6) farklı rölatif sıklık

değerlerinde taşıma gücünün nihai değere ulaştığı anda yaklaşık olarak aynı oturma değerlerine ulaşıldığı görülmüştür.

- ❖ Rölatif sıklık değeri büyüdükçe nihai taşıma gücü değerindeki orantısal artış da büyüdüğü görülmüştür.
- ❖ Rölatif sıklık arttıkça kırılma yüzeyleri zemin yüzeyine ulaşmaktadır. PIVlab yöntemiyle belirlenen kırılma yüzeylerinin şekli (Şekil 3.13) incelendiğinde %70 rölatif sıklıkta genel kayma kırılması olduğu gözlenmektedir.



5. KAYNAKLAR

- Cerato, A.B., Lutenegeger, A.J., 2007 Scale Effects of Shallow Foundation Bearing Capacity on Granular Material, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (JGGE)*, 133, 1192-1202
- Cernica, J.N., 1995. *Geotechnical Engineering: Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York, 480 s.
- Cuduto, D.P., 2001. *Foundation Design Principles and Practices*, Second Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 883 s.
- Debeer, E. E., 1965. Bearing Capacity and Settlement of Follow Foundations on Sand, *Proceeding of the Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Duke University, North Caroline, 15-33
- Hansen, J. B., 1961 A General Formula for Bearing Capacity, *Bulletin of the Danish Geotechnical Institute*, 11, 38-46
- Köseoğlu, S., 1974 *Pratik Sayısal Örneklerle Temeller*, 2.Baskı, Özarkadaş Matbaası, İstanbul, 363 s.
- Lambe, T. W. Ve Whitman, R.V., 1969. *Soil Mechanics*, John Wiley and Sons Inc., New York, 553 s
- Meyerhof, G.G., 1956. Penetration test 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
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York, 510 s.
- Thielicke, W. ve Stamhuis, E., J., 2014. PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and
- Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. *Journal of Open Research Software* 2, 1, 30
- Uzuner, B. A., 2005. *Temel Zemin Mekaniği*, Derya Kitabevi, 6.Basım, Trabzon, 484 s.
- Uzuner, B. A., 2006. *Temel Mühendisliğine Giriş*, Derya Kitabevi, 3.Basım, Trabzon, 305 s.
- Uzuner, B. A., 2016. *Temel Mühendisliğine Giriş*, Derya Kitabevi, 10.Basım, Trabzon, 37-38 s.

- Vesic, A. S., 1963 Bearing Capacity of Deep Foundation in Sand, Highway Research Record, 39, 112-153.
- Vesic, A. S., 1973 Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundation, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99, 1, 45-73.
- Prandtl, L., 1920. Über Die Harte Plastischer Körper, Nachrichten von Der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften, Mathematik und Physik Klasse, 74-85
- Zhu, F., Clark, J. I., Phillips, R., 1998 Bearing Capacity of Ring Foundations under Vertical Load, Proc., Int. Conf. Centrifuge 98, T. Kimura, O. Kusakabe, and T. Takemura, eds., Balkema, Rotterdam, TheNetherlands, 441– 446
- Şadoğlu, E., 2009. Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yüklü Model Sığ Şerit Temelin Taşıma Gücü, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, 85 s.
- T.C. Resmi Gazete, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, (30364 mükerrer), 18.03.2018, 347-349.

ÖZGEÇMİŞ

Mehmet TÜTÜNCÜ 1987 yılında Trabzon'da doğdu. İlköğrenimini 1994-1999 yılları arasında Trabzon Ülkü İlköğretim Okulunda tamamladı. Lise öğrenimini Trabzon Lisesi'nde 2001-2004 yılları arasında tamamladı. 2009-2010 eğitim öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde lisans öğrenimine başladı. 2011 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Harita Mühendisliği Bölümü'nde çift ana dal programına katılmaya hak kazandı. 2013 yılında İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden, 2014 yılında Harita Mühendisliği Bölümü'nden başarı ile mezun oldu. 2014-2015 yıllarında yedek subay olarak askerlik görevini tamamladı. 2016 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans yapmaya hak kazandı. 2015-2018 yılları arasında özel sektörde çeşitli inşaat ve harita şirketleri bünyesinde çalıştı. 2018 yılı Temmuz ayında Gümüşhane Üniversitesi Kelkit Aydın Doğan Meslek Yüksek Okulu'nda Öğretim Görevlisi kadrosuna atandı. Halen bu görevine devam etmektedir.