T.C. ULAŞTIRMA BAKANLIĞI
DEMİRYOLLAR, LİMANLAR, HAVAMEYDANLARI İNŞAATI GENEL MÜDÜRLÜĞÜ

GEOTEKNİK

TASARIM ESASLARI



YÜKSEL PROJE

ANKARA, 2007

İÇİNDEKİLER

1 ZEMİN PARAMETRELERİ 11
1.1 Kohezyonlu (killi) Zeminler 11
1.1.1 Drenajsız kayma dayanımı (c_u) 11
1.1.2 Deformasyon Modülü 12
1.1.3 Efektif Kayma Direnci Açısı (Φ') 14
1.2 Kohezyonsuz (Kumlu) Zeminler 15
1.2.1 Kayma Direnci Açısı (Φ') 15
1.2.2 Deformasyon Modülü (E_s) 18
1.3 Zemin Yatak Katsayısı 21
1.3.1 Düşey Yatak Katsayısı: K_v; 21
1.3.2 Yatay Yatak Katsayısı: K_h 22
2 KAYA PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ 27
2.1 Kaya Kütle Sınıflamaları 27
2.1.1 Tünel Kaya Sınıflaması (Q) 28
2.1.2 Jeomekanik Sınıflama (RMR) 31
2.1.3 Kaya Kütle Sınıflaması Sistemleri ve Parametre Tayini 33
2.2 Kaya Kütlesinin Dayanımı 35
2.2.1 Sağlam (intact) Kayanın Dayanımı 35
2.2.2 Eklemli Kaya Kütlelerinin Dayanımı 37
2.2.3 GSI nın RMR ve Q kaya kütle sınıflama sistemler ile ilişkisi 40
2.2.4 Hoek ve Brown yenilme ölçütlerinin kullanılabileceği ortamlar 46
2.2.5 Kaya Kütle Parametreleri 47
2.2.6 Literatürde Yeralan Kaya Parametreleri 49
3 SIĞ TEMELLER 59
3.1 Taşıma Gücü 59
3.1.1 Genel 59
3.1.2 Kohezyonlu Zeminlerde Uygulamalar 62
3.1.3 Kohezyonsuz Zeminlerde Uygulamalar 65
3.1.4 Eksantrik Yüklü Temeller 68
3.2 Oturmalar 69
3.2.1 Genel 69
3.2.2 Ani Oturmalar 70
3.2.3 Konsolidasyon Oturmaları 73
3.2.4 Kohezyonsuz Zeminlerde Oturma Hesap Yöntemleri 79
4 DERİN TEMELLER 87
4.1 Tekil Kazığın Taşıma Gücü 87
4.1.1 Emniyetli Gerilmeler 87
4.1.2 Zemin Desteği 87
4.1.3 Kazık Kapasitesi 87
4.1.4 Ampirik Taşıma Kapasitesi Hesabı 93
4.1.5 Dinamik Çakma Direnciyle Taşıma Kapasitesi Hesabı 94
4.2 Kazık Gruplarının Taşıma Kapasitesi 94
4.3 Doygun Kohezyonlu Zeminlerdeki Kazık Gruplarında Oturmalar 95
4.4 Negatif Çeper Sürtünmesi 97
4.5 Kazıkların Yanal Yükler Altında Davranışı 98
4.6 Kazıklarda Eksenel Yük Transferi – Deplasman (t-z) Eğrileri 103
4.7 Kazıklarda Uç Yükü – Deplasman ilişkisi 103
4.8 Yumuşak Killerde Yanal Taşıma Gücü 105
4.9 Kumlarda Yanal Taşıma Gücü 106
5 YARMALAR VE DOLGULAR 109
5.1 Yarmalar 111
5.1.1 Genel 111
5.1.2 Kohezyonsuz Zeminlerdeki Yarmalar 111
5.1.3 Kohezyonlu Zeminlerdeki Yarmalar (Silt ve Killer) 112

5.1.4 Kaya Yarmaları 112
5.2 Dolgular 112
5.2.1 Dolgu şevleri 112
5.2.2 Oturmalar 113
6 İSTİNAT DUVARLARI 117
6.1 Yatay Zemin Basıncı Katsayısı 117
6.2 Zemin Basıncı ve Yanal Birim Deformasyon Etkisi 117
6.3 Aktif Zemin Basıncı 118
6.4 Pasif Zemin Basıncı 119
6.5 Duvar Sürtünmesi 120
6.6 Sürşarj Yükleri 120
6.7 Rijit İstinat Duvarları 121
6.8 Esnek İstinat Duvarları 124
6.8.1 Ankrajlı Esnek Duvarlar 124
6.8.2 Konsol Esnek Duvarlar 125
6.8.3 Sızmaya Karşı Taban Stabilitesi 125
6.9 Genel Stabilite Analizi 125
7 ZEMİN SIVILAŞMA ANALİZ VE ÖNLEM YÖNTEMLERİ 133
7.1 Zemin Sıvılaşması Değerlendirme Raporu Kapsamı 133
7.2 Sıvılaşabilir Zeminler 133
7.3 Zemin Sıvılaşması Tetiklenme Analiz Yöntemleri 134
7.3.1 SPT'ye Bağlı Tetiklenme Analiz Yöntemi 135
7.3.2 CPT'ye Bağlı Tetiklenme Analiz Yöntemi 137
7.4 Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Sayısı ve Sıvılaşma Sonrası Zemin Performansının Değerlendirilmesi 138
8 ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ 147
8.1 Ön Yükleme 149
8.2 Taş Kolonlar 153
8.3 Dinamik Kompaksiyon 157
8.4 Temel Enjeksiyonu 159
8.5 Jet Enjeksiyonu 163
8.6 Derin Karıştırma 165

ŞEKİLLER

Şekil 1.1. Standart Penetrasyon N Değeri ve Drenajsız Kayma Mukavemeti İlişkisi (Stroud 1974)..... 11
Şekil 1.2 SPT N Değeri ile Drenajsız Kayma Mukavemeti İlişkisi (Terzaghi ve Peck, 1967, ve Sowers, 1979)..... 12
Şekil 1.3. Standart Penetrasyon N Değeri ve Hacimsel Sıkışma İndisi, mv İlişkisi (Stroud, 1975)..... 13
Şekil 1-4 Efektif Kayma Direnci Açısı ile Plastisite indisi arasındaki ilişki (Terzaghi, 1996).. 14
Şekil 1.5 SPT N Değeri ile Efektif Kayma Mukavemeti Açısı İlişkisi (Peck vd.,1974) 15
Şekil 1.6 Çimentosuz Kumlarda SPT N60 ile Efektif Kayma Açısı İlişkisi (Coduto, 1994 16
Şekil 1.7. q_c, σ'_{vo}, ϕ' İlişkisi (Robertson ve Campanella, 1983) 17
Şekil 1.8. q_c, σ'_{vo}, ve ϕ' İlişkisi (Durgunoğlu ve Mitchell,1974)..... 17
Şekil 1.9 Es, N60 ve Zemin sürşarj Yükü Arasındaki ilişki (Stroud, 1989)..... 18
Şekil 1.10. Es, SPT N ve Zemin sürşarj Yükü Arasındaki ilişki (Menzenbach, 1967)..... 19
Şekil 1.1. Çimentosuz Normal Konsolide Quartz Kumu İçin Sekant Modülü (Robertson ve Campanella, 1981)..... 21
Şekil 1.2. Kil ve Kum Zeminler İçin Yaklaşık Düşey Yatak Katsayısı Değerleri 22
Şekil 2.1. Kaya kütle sınıflamasından yerinde deformasyon modülü E_m tayini 34
(Hoek, Kaiser ve Bawden, 2000). 34
Şekil 2.2. Statik deformasyon modülü $E_{kütle}$, Q ve RMR arasındaki amprik bağıntılar 35
(Barton, 2002) 35
Şekil 2.3. Hoek-Brown yenilme ölçütünün uygulanabileceği kaya kütle koşulları 47
(Hoek, Kaiser ve Bawden, 2000). 47
Şekil 2.4.GSI 'nın ve m_i sabitinin farklı değerlerine bağlı olarak etkin kohezyon ve etkin içsel sürtünme açısının değişimi (Hoek, 1998). 48
Şekil 3.1.Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi Göçme Modeli..... 59
Şekil 3.2.Terzaghi Taşıma Gücü Faktörleri..... 60
Şekil 3.3. Skempton N_c Taşıma Gücü Faktörü (Craig 1988)..... 63
Şekil 3.4. Peck v.d. (1974) Tarafından Önerilen Taşıma Gücü Abakları 66
Şekil 3.5. Konik Penetrasyon Uç Direncinden Zemin Taşıma Gücü (NAVFAC,1982 67
Şekil 3.6.Taşıma Gücü Faktörü (Biraud 1992)..... 68
Şekil 3-7 Ekzantrik Yüklü Temellerde Etkili Temel Boyutu 69
Şekil 3.8. A1 ve A2 Faktörlerİ (Das,1984)..... 71
Şekil 3.9. Denklem 3.20'de Tanımlanan α Faktörleri (Das, 1984)..... 72
Şekil 3.10. Oturma Hesaplarında Esas Alınacak Gerilmeler 74
Şekil 3.11 Yük Yayılım 76
Şekil 3.12. Üniform Yüklenmiş Dalresel Alan Altındaki Düşey Gerİlmeler için Etki Değerleri77
Şekil 3.13. Üniform Yüklenmiş Dikdörtgen Alanın Köşesi Altındaki Düşey Gerilme 77
Şekil 3.7. Rijit Temeller Altında Gerilme Dağılımları 78
Şekil 3.8. Etki Alanı Derinliği Z_l (Craig 1988)..... 80
Şekil 3.96. I_z Faktörü (Frank, 1991) 81
Şekil 3.10. Denklem 3-39 de Verilen Şekil Faktörleri λ_2 ve λ_3 (Baguelin, 1975) 82
Şekil 4.1. Daneli Zeminlerde Tek Kazık Taşıma Kapasitesi 88
Şekil 4.1.. (devamı) 89
Şekil 4.2. Kohezyonlu Zemindeki Tekil Kazık Yük Taşıma Kapasitesi Hesabı 90
Şekil 4.3. Yanal Yatak Katsayısı Değişim Katsayısı 92
Şekil 4.4. Kazık Gruplarında Oturma 96
Şekil 4.5. Yanal Yüklü Kazıklar İçin Tasarım Kriterleri..... 100
Şekil 4.6 Yanal Yük ve Moment Uygulanmış Kazıklar için Tesir Değeri (Durum I. Esnek Başlık veya Sonu Mafsallı Durum 101
Şekil 4.7 Yanal Yüklenmiş Kazık için Tesir Değerleri 102
(Durum II. Yer seviyesinde dönmeye karsı mesnetlenmiş..... 102
Şekil 4.8. Kazıklarda Tipik Eksenel Yük Transfer -Deplasman(t-z) Eğrileri 104
Şekil 4.9. Kazıklarda Uç Yükü Deplasman (Q-z) Eğrileri 104
Şekil 4.10. C_1, C_2, C_3 Katsayıları 106
Şekil 4.11 k Değerleri..... 107

Şekil 5.1 Tipik Oturma Plakası 114
Şekil 6.1. Kumlu zeminlerde Duvar Deplasmanın Zemin Basınçlarına Etkisi 118
Şekil 6.2. Aktif Zemin Basıncı Katsayısı, K_a, K_a nın yanal bileşeni K_{ah} 119
Şekil 6.3. Pasif Zemin Basıncı Katsayısı, Kp, Kp nin yanal bileşeni K_{ph} 120
Şekil 6.4. Nokta ve Çizgi Şeklindeki Sürşarjın Duvarda yarattığı Yatay Gerilme 121
Şekil 6.5. İstinat Duvarlarının Tasarım Kriterleri 123
Şekil 6.6 Genel Stabilite Analizi 125
Şekil 6.7 Ankrajlı Esnek İstinat Duvarı Tasarım Kriterleri 126
Şekil 6.8 Ankrajlı Duvarlarda Moment Azaltma Katsayısı 127
Şekil 6.9 Esnek Konsol Duvarların Tasarım Kriterleri 128
Şekil 6.10 Taban Kabarması veya Kaynamasına Karşı Gerekli Palplanş Boyu 129
Şekil 7.1 İnce daneli zemin karışımlarında Seed vd. (2003) tarafından önerilen sıvılaşabilirlik koşulu 134
Şekil 7.2 Derinliğe karşı verilen r_d değerleri (Çetin ve Seed, 2004) 135
Şekil 7.3 $s_{u,r}/\sigma_v'$ ile $N_{1,60,CS}$ arasındaki Stark ve Mesri (1992) tarafından önerilen ilişki 139
Şekil 7.4. Tokimatsu ve Seed (1984) tarafından önerilen hacimsel birim deformasyon ilişkileri 140
Şekil 7.5 Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından önerilen hacimsel birim deformasyon ilişkileri 141
Şekil 7.6 Topografyayla ilgili tanımlayıcı değişkenler 142
Şekil 8.1. Ön Yükleme Mekaniği 149
Şekil 8.2. Düşey Dren Yerleşimi 151
Şekil 8.3. Radyal Konsolidasyon Çözümü 153
Şekil 8.4 Oturma azalma faktörü, (Van Impe ve De Beer, 1983) 154
Şekil 8.5 Oturma azalma faktörü, n (Priebe, 1976) 155
Şekil 8.6. Kohezyonsuz Zeminler İçin Taş Kolon Sonrası İyileşme Miktarı (JGS,1988) 156
Şekil 8.7. İnce-orta Taneli Siltli Kumlar (200 nolu elekten geçen <%15) İçin Taş Kolon Sonrası İyileşme Miktarı 156
Şekil 8.8 Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı değerini FL = 1.0 değerine ulaştırmak için gerekli alan oranı 157
Şekil 8.9 Dinamik kompaksiyon işlemi 157
Şekil 8.10 Dinamik kompaksiyon işleminde etki derinliği (Mitchell, 1981) 158
Şekil 8.11 Ana Enjeksiyon Tipleri 160
Şekil 8.12. Çeşitli Enjeksiyon Yöntemlerinin Dane Çapına Göre Uygunluğu 161
Şekil 8.13 Çeşitli enjeksiyon malzemelerinin zeminlerin dane çaplarına göre girebilme limitleri 161
Şekil 8.14 Jet enjeksiyonu işlemi 163
Şekil 8.15 Temel Jet Enjeksiyonu Sistemleri 164
Şekil 8.16 Değişik zeminlerde beklenen jet enjeksiyon kolonu çapları 164
Şekil 8.17 Derin karıştırma tekniğinde kolon tekniği 166
Şekil 8.18 Belli başlı derin karıştırma uygulama şekilleri 166
Şekil 8.19 Zemin stabilizasyonu için derin karıştırma 167

TABLOLAR

Tablo 1.1. Tek Eksenli Ortamda Deformasyon Modülü (Lunne, 1997) 14
Tablo 1.2. Değişik Zemin Cinsleri İçin α Değerleri 20
Tablo 1-3 Kohezyonsuz zeminlerde n_h değerleri 23
Tablo 2.1.Tünel kalite indeksi (Q) 'nde kullanılan parametrelerin sınıflandırılması 29
(Barton vd., 1974) 29
Tablo 2.1. (devamı) Tünel kalite indeksi (Q) 'nde kullanılan parametrelerin sınıflandırılması30
(Barton vd., 1974) 30
Tablo 2.1. (devamı) Tünel kalite indeksi (Q) 'nde kullanılan parametrelerin sınıflandırılması31
(Barton vd., 1974) 31
Tablo 2.2. Kaya Kütle Puanlaması (Bieniawski, 1989). 32
Tablo 2.3. Kayaç malzemesi için m_i sabitinin değerleri, parantez içindeki değerler tahmini değerlerdir (Hoek, Kaiser ve Bawden, 2000). 37
Tablo 2.4. Örselenme Faktörü (D) Rehberi (Hoek, E:, Carranza-Torres, C., Corkum, B.,2002) 39
Tablo 2.5. Genelleştirilmiş Hoek – Brown yenilme ölçütü için tahmin edilen mb/mi, s, a deformasyon modülü E ve Poisson oranı ν (Hoek, Kaiser ve Bawden, 2000). 41
Tablo 2.6. Hoek (1998)'a göre jeolojik tanımlamalar esas alınarak Jeolojik Dayanım İndeksi'nin (GSI) tahmin edilmesi (Sönmez ve Ulusay, 2002). 43
Tablo 2.7. Sönmez ve Ulusay (1999) tarafından önerilen modifiye edilmiş GSI sistemi (Sönmez ve Ulusay, 2002). 45
Tablo 2.8.Sağlam kayaların mühendislik sınıflaması 50
(Deere ve Miller 1966; Stagg ve Zienkiewicz, 1968) 50
Tablo 2.9. Sağlam kayaların tipik Makaslama dayanımı parametreleri 51
(Stagg ve Zienkiewicz, 1968) 51
Tablo 2.10. Rezidüel içsel sürtünme açısı 51
(Barton, 1973; Hoek ve Bray, 1977) 51
Tablo 2.11. Dolgulu süreksizlikler ve dolgu malzemesinin makaslama dayanımı 52
(Barton, 1974) 52
Tablo 2.12. Kaya temelleri ile ilgili jeomekanik sınıflama makaslama dayanımı verileri 53
(Serafim ve Pereira 1983; Bieniawski , 1989) 53
Tablo 2.13. Tipik kayaç eklemleri ve dolgularına ait Mohr – Coulomb makaslama dayanım parametreleri (Franklin ve Dusseault, 1998) 54
Tablo 2.14. Ön stabilite analizlerinde kullanılabilecek kaya süreksizliklerine ait tipik dayanım değerleri (Hunt,1986) 55
Tablo 3.1. Taşıma gücü faktörleri (Vesic,1973) 64
Tablo 4-1 Tam ölçekli testlerden elde edilen ampirik faktör , β 97
Tablo 4.2. Kazık Aralığına Bağlı Yatay Yatak Katsayısı Azaltma Faktörü 99
Tablo 6.1. Göçmeye Ulaşmak için Gerekli Yapı dönme miktarı 117
Tablo 6.2. Sürtünme Katsayısı ve Adhezyon Değerleri 124
Tablo 7.1. Zemin Sıvılaşması Değerlendirme Aşamaları 133
Tablo 7.2. SPT Düzeltmeleri 136
Tablo 7-3 Fay kırığı uzunluğuna karşılık Deprem Moment Büyüklüğü Bağıntısı (Wells ve Coppersmith, 1994) 137
Tablo 7.4 Sıvılaşma Durumunda Zemin Parametrelerine uygulanacak Azaltma Faktörleri 139
Tablo 7.5 Zemin sıvılaşmasına karşı uygulanabilecek iyileştirme yöntemleri 143
Tablo 8.1. Zemin İyileştirme Yöntemleri ve Uygulanma Amaçları 148
Tablo 8.2 Zemin tipine bağlı olarak 'n' katsayısının değişimi 159
Tablo 8.3 Enjeksiyon malzemelerinin sınıflandırılması (Gallavresi, 1992) 162
Tablo 8.4 Jet enjeksiyon ile iyileştirilmiş zeminlerde beklenen basınç dayanımı ve geçirgenlik katsayısı değerleri 165

1. ZEMİN PARAMETRELERİ

1 ZEMİN PARAMETRELERİ

Tasarımda kullanılacak zemin parametrelerinin laboratuvar deney sonuçlarından elde edilemediği durumlarda literatürde önerilen zemin parametreleri ile arazi deney sonuçları arasındaki korelasyonlar kullanılabilir.

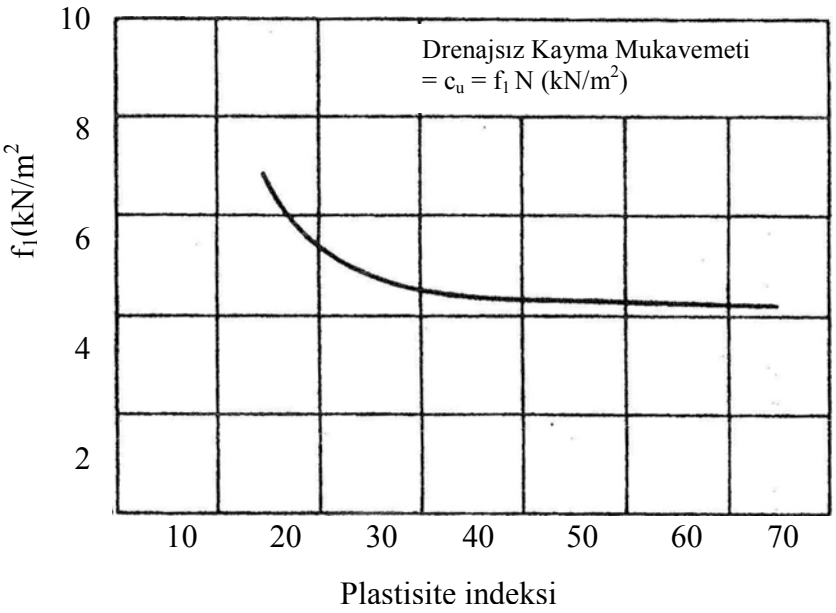
1.1 Kohezyonlu (killi) Zeminler

1.1.1 Drenajsız kayma dayanımı (c_u)

Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) :

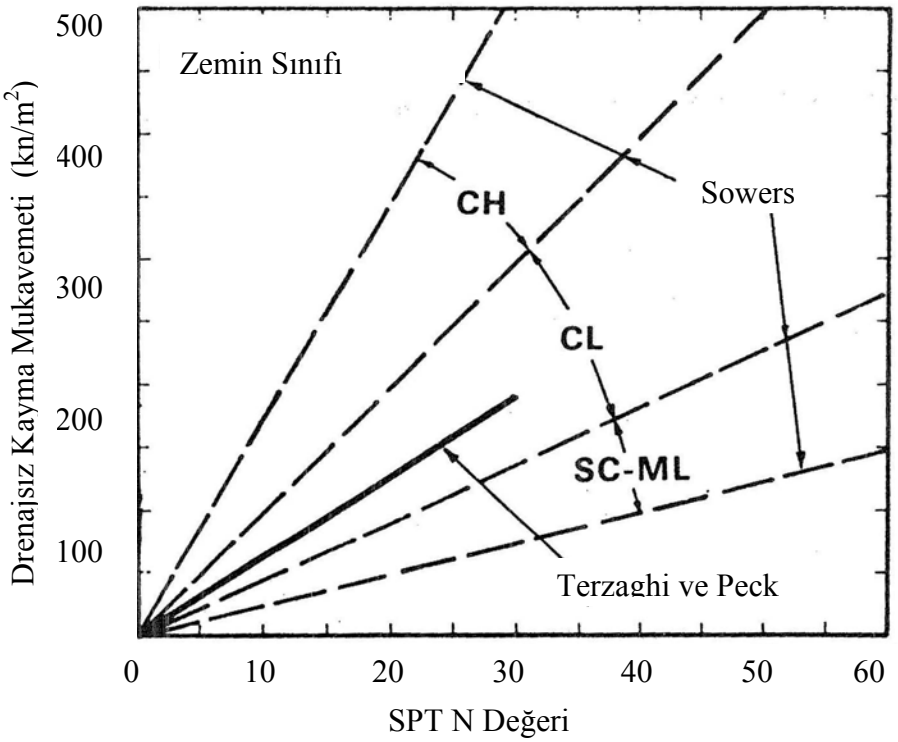
$$c_u = f_1 * N \text{ kN/m}^2 \ ; \qquad 1\text{-}1$$

f_1 : zemin plastisite endisine bağlı katsayı, **Şekil 1.1**
N : zeminin SPT direnci , darbe/30cm



Şekil 1.1. Standart Penetrasyon N Değeri ve Drenajsız Kayma Mukavemeti İlişkisi (Stroud 1974)

Bu bağıntı Stroud (1975) tarafından katı/sert killer için önerilmiştir. Alternatif olarak Sowers, 1979 tarafından önerilen **Şekil 1.2** de verilen abak kullanılabilir.



Şekil 1.2 SPT N Değeri ile Drenajsız Kayma Mukavemeti İlişkisi (Terzaghi ve Peck, 1967, ve Sowers, 1979)

Konik Penetrasyon Deneyi (CPT):

$$c_u = (q_c - P_o) / N_k \qquad 1\text{-}2$$

q_c : zeminin konik penetrasyon uç direnci, kN/m^2 ,
P_o : toplam düşey gerilme, kN/m^2 ,
N_k : koni faktörü, tipik bir değer olarak N_k =17 alınması önerilmektedir (Lunne vd. 1997)

Presiyometre Deneyi:

$$c_u = 0.67 (P_{Ln})^{0.75} \qquad 1\text{-}3$$

P_{Ln} : presiyometre net limit basıncı, kN/m^2 (Briaud 1992)

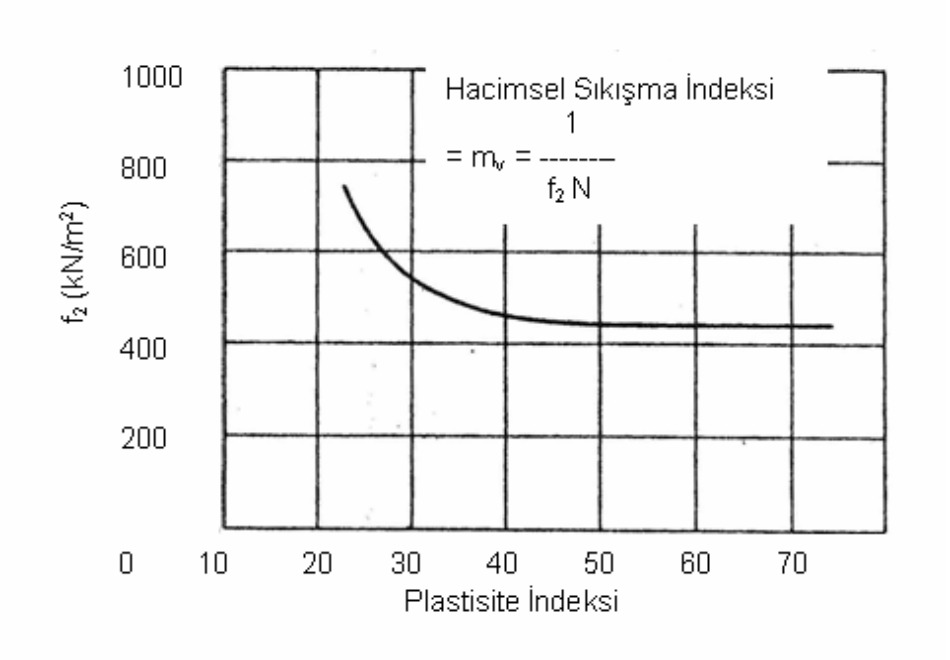
1.1.2 Deformasyon Modülü

Odömetre Modülü : Hacimsal sıkışma katsayısı (m_v)

Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) :

$$m_v = \frac{1}{f_2 N} \quad (\text{m}^2/\text{kN}) \qquad 1\text{-}4$$

f_2 : zemin plastisite endisine bağlı katsayı, Şekil 1-3
N : zeminin SPT direnci , darbe/30cm
Bu bağıntı Stroud (1975) tarafından katı/sert killer için önerilmiştir.



Şekil 1.3. Standart Penetrasyon N Değeri ve Hacimsel Sıkışma İndisi, mv İlişkisi (Stroud, 1975)

Konik Penetrasyon Deneyi (CPT):

$$E_{od} = 1 / m_v = m \ q_c \qquad 1\text{-}5$$

E_{od} : tek eksenli deformasyon ortamındaki deformasyon modülü
q_c : zeminin konik penetrasyon uç direnci, kN/m^2 ,
m : zemin cinsine bağlı katsayı, **Tablo 1.1** den alınır (Lunne vd. 1997).

Presiyometre Deneyi:

$$E_{od} = 1 / m_v = E_p / \alpha \qquad 1\text{-}6$$

α : zemin reolojik faktörü, **Tablo 1.2** den alınır (Briaud 1992).
E_p : presiyometre deformasyon modülü

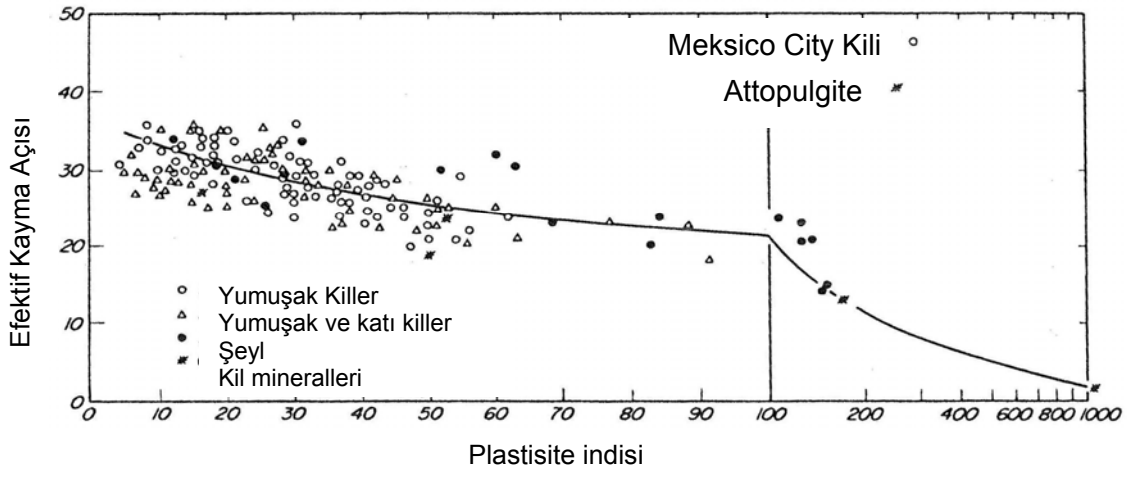
Tablo 1.1. Tek Eksenli Ortamda Deformasyon Modülü (Lunne, 1997)

$M=1 / m_v = m\, q_c$		
$q_c < 0.7$ MPa $0.7 < q_c < 2$ Mpa $q_c > 2$ MPa	$3 < m < 8$ $2 < m < 5$ $1 < m < 2.5$	*Düşük Plastisiteli Kil (CL)*
$q_c > 2$ Mpa $q_c < 2$ MPa	$3 < m < 6$ $1 < m < 3$	*Düşük Plastisiteli silt (ML)*
$q_c < 2$ MPa $q_c < 1.2$ MPa $q_c < 0.7$ MPa	$2 < m < 6$ $2 < m < 8$	*Yüksek Plastisiteli kil ve Silt (MH, CH)* *Organik Siltler (OL)*
$50 < w < 100$ $100 < w < 200$ $w > 200$	$1.5 < m < 4$ $1 < m < 1.5$ $0.4 < m < 1$	*Peat ve Organik killer (P_t , OH)*

w = su içeriği

1.1.3 Efektif Kayma Direnci Açısı (Φ')

Zemin plastite endisi değerine bağlı olarak **Şekil 1.4** den alınır (Terzaghi v.d. 1996).



Şekil 1-4 Efektif Kayma Direnci Açısı ile Plastisite indisi arasındaki ilişki (Terzaghi, 1996)

1.2 Kohezyonsuz (Kumlu) Zeminler

1.2.1 Kayma Direnci Açısı (Φ')

Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) :

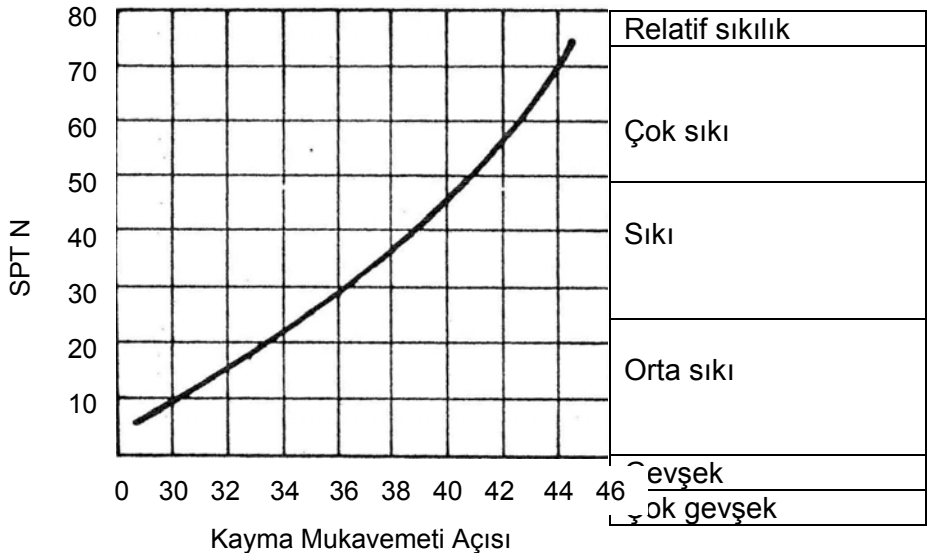
$$\phi' = 25 + 3.2\sqrt{\frac{100N}{70 + \sigma'_{V0}}} \qquad \text{(OCDI- Japan 2002)} \qquad 1\text{-}7$$

Φ' : kayma direnci açısı, derece
N : SPT direnci (darbe/30cm)
□'$_{vo}$: SPT yapılan derinlikteki efektif düşey gerilme, kN/m^2

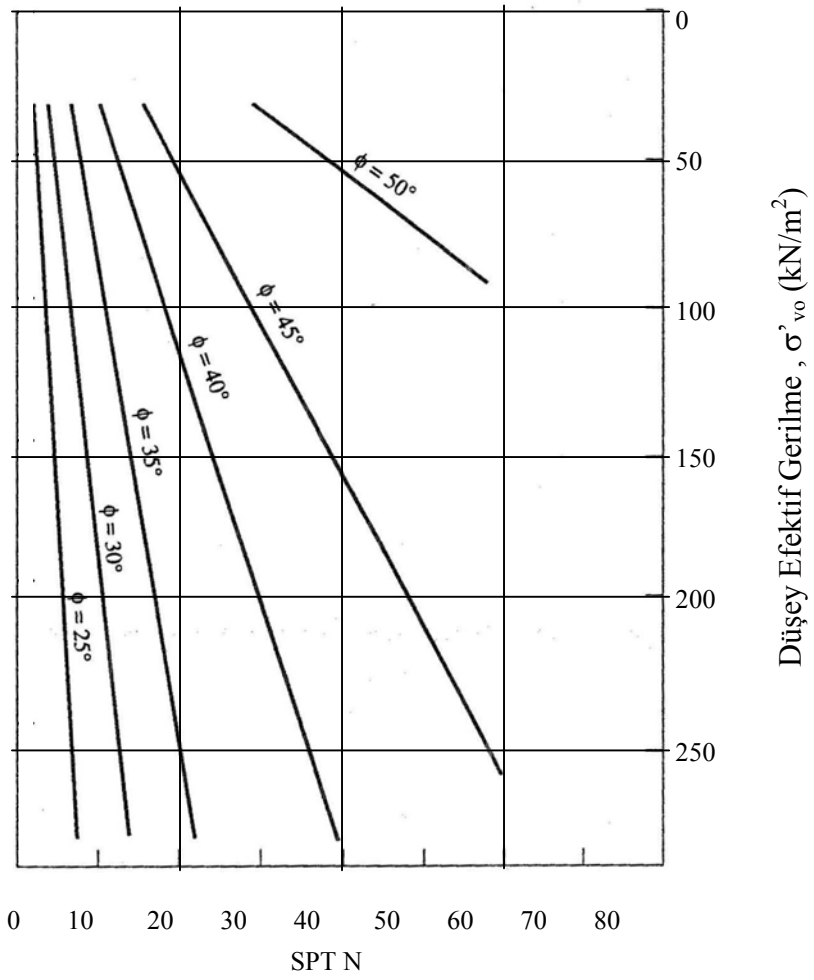
Ayrıca **Şekil 1.5** (Peck v.d. 1974) ve **Şekil 1-6** (Coduto, 1994) da verilen abaklar kullanılabilir. **Şekil 1.6** da verilen N_{60} değeri SPT N sayısının %60 enerji oranına göre düzeltilmiş değeridir.

Konik Penetrasyon Deneyi (CPT):

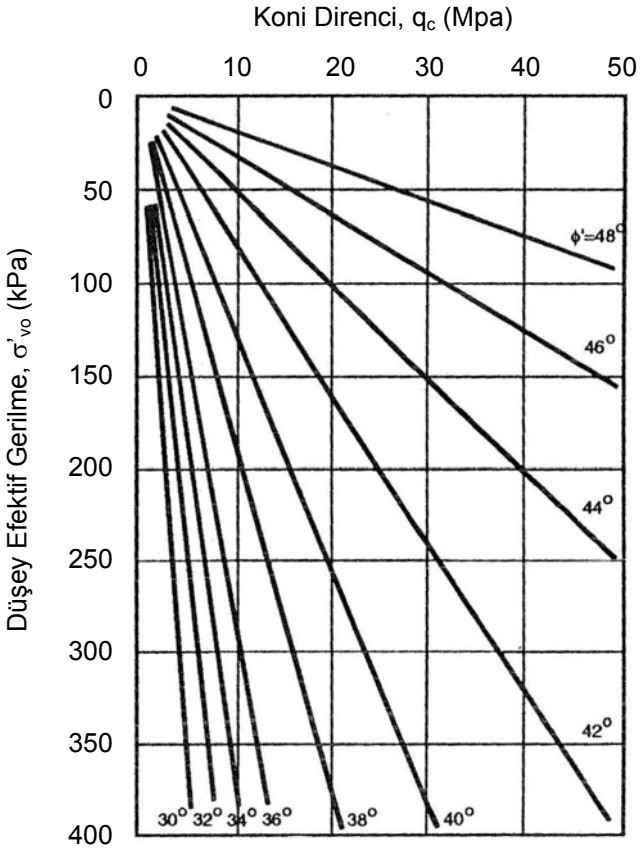
Şekil 1.7 (Robertson v.d. 1983) ve **Şekil 1-8** (Durgunoglu v.d. 1974) de verilen abaklar kullanılabilir.



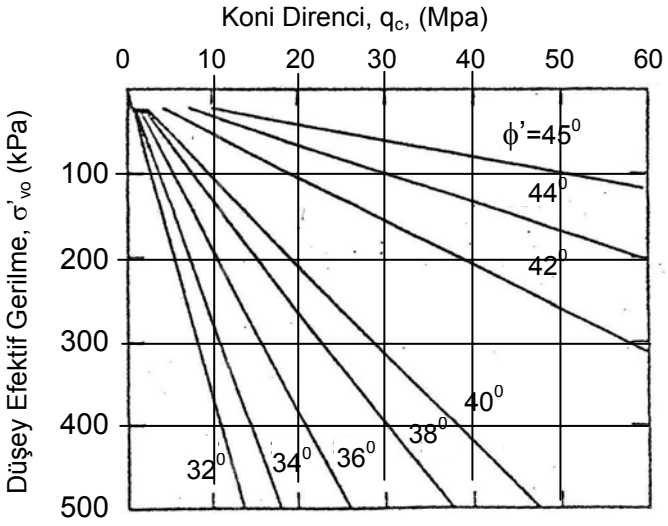
Şekil 1.5 SPT N Değeri ile Efektif Kayma Mukavemeti Açısı İlişkisi (Peck vd.,1974)



Şekil 1.6 Çimentosuz Kumlarda SPT N60 ile Efektif Kayma Açısı İlişkisi (Coduto, 1994)



Şekil 1.7. q_c, σ'_{vo}, ϕ' İlişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)



Şekil 1.8. q_c, σ'_{vo}, ve ϕ' İlişkisi (Durgunoğlu ve Mitchell,1974)

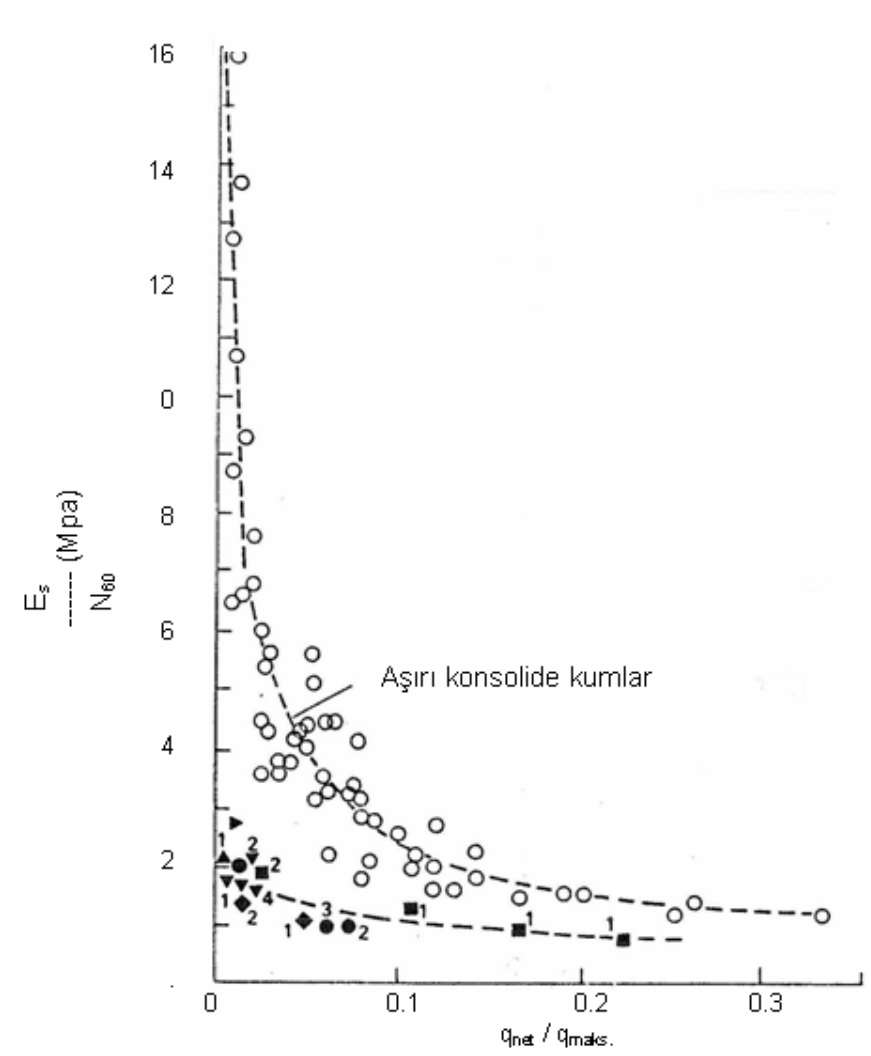
1.2.2 Deformasyon Modülü (E_s)

Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) :

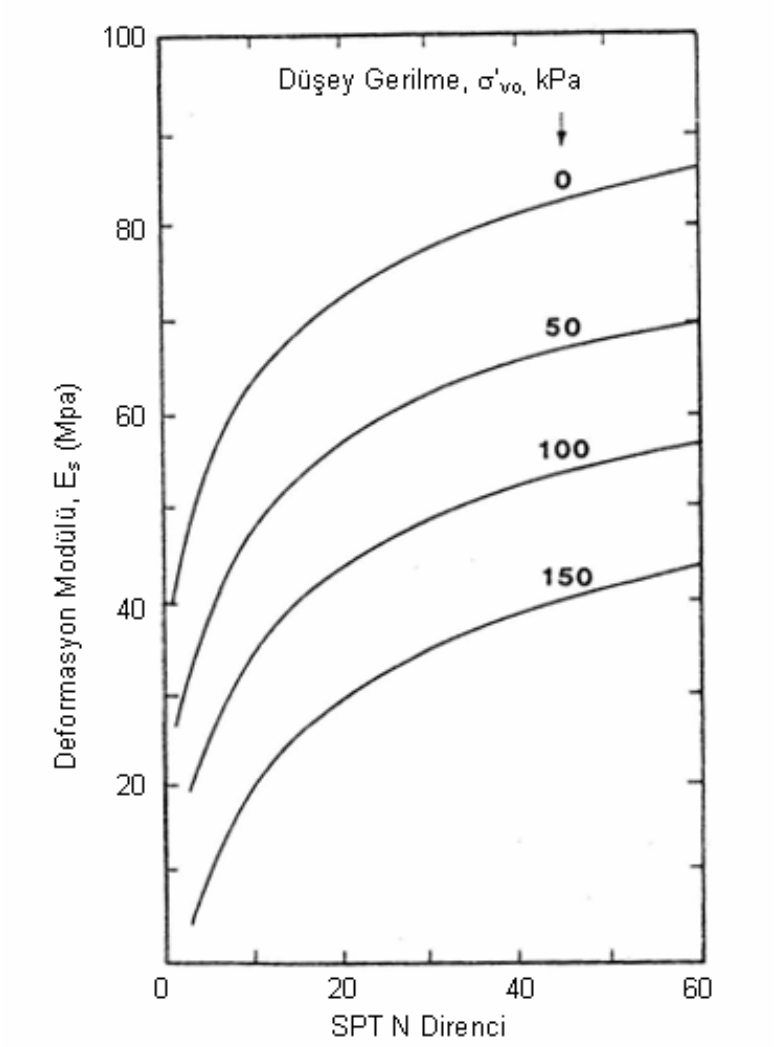
Bowles 1996 SPT N değeri ile E_s arasında aşağıdaki korekasyonları önermektedir:

Kum (normal konsolide)	E_s = 500 (N + 15)	kN/m^2	1-8
Killi kum	E_s = 320 (N + 15)	kN/m^2	1-9
Silt, kumlu silt	E_s = 300 (N + 6)	kN/m^2	1-10
Çakıllı kum	E_s =1200 (N + 6)	kN/m^2	1-11

Stroud 1989 N_{60} değeri ile E_s arasında **Şekil 1.9** da; ve Menzenbach 1967, E_s ile zemin sürşarj yükü ve SPT N değeri arasında **Şekil 1.10** da verilen korelasyonları önermektedir.



Şekil 1.9 Es, N60 ve Zemin sürşarj Yükü Arasındaki ilişki (Stroud, 1989)



Şekil 1.10. Es, SPT N ve Zemin sürşarj Yükü Arasındaki ilişki (Menzenbach, 1967)

Kulhawy and Mayne (1990) yaklaşık E_s değerinin aşağıdaki bağıntılardan elde edilmesini önermektedir.

Siltli, killi kumlar	$E_s = 500\ N_{60}$	kN/m^2	1-12
Temiz kumlar	$E_s = 1000\ N_{60}$	kN/m^2	1-13
Aşırı konsolide temiz kumlar	$E_s = 1500\ N_{60}$	kN/m^2	1-14

Konik Penetrasyon Deneyi (CPT):

Kum zeminin konik penetrasyon uç direnci q_c değerinden, zeminin sekant deformasyon modülü (üç eksenli gerilme ortamında) **Şekil 1.11** de verilen abak yardımıyla bulunabilir (Robertson v.d. 1983). **Şekil 1.11** deki abakta :

σ'_{vo} : q_c değerinin ölçüldüğü derinlikteki efektif düşey gerilme σ_D ve ε_a : Üçeksenli gerilme ortamında deviatörik gerilme ve eksenel birim deformasyon E_{25} : maksimum deviatörik gerilmenin %25 ine karşıt gelen gerilmenin orijine birleştiren doğrunun eğimi, %25 sekant modülü.

E_{50} : maksimum deviatörik gerilmenin %50 ine karşıt gelen gerilmenin orijine yerleştiren doğrunun eğimi, %50 sekant modülü.

olarak tanımlanmıştır.

Kum zeminin odömetrik modülünün yaklaşık değeri E_{od} (tek eksenli deformasyon ortamı) ise Webb v.d. 1982 tarafından önerilen aşağıdaki korelasyonlardan bulunabilir:

Temiz Kumlar	$E_{od} = 2.5\ (q_c + 3.2)$ MN/m^2	1-15
Killi Kumlar	$E_{od} = 1.7\ (q_c + 1.6)$ MN/m^2	1-16

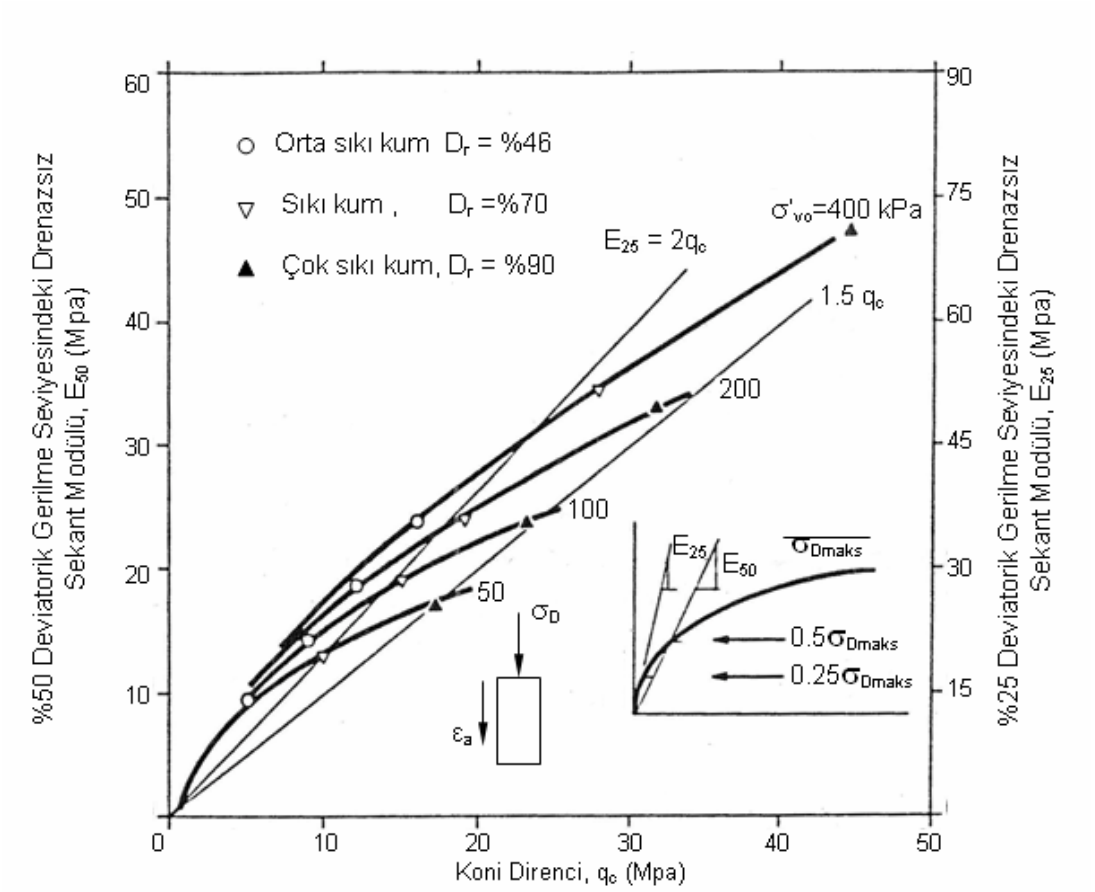
Presiyometre Deneyi:

$$E_{od} = 1 / m_v = E_p / \alpha \qquad 1\text{-}17$$

α : zemin reolojik faktörü, **Tablo 1-2** den alınır.

Tablo 1.2. Değişik Zemin Cinsleri İçin α Değerleri

Zemin Türü		*E/P_L*	*α değeri*
Kil	*Aşırı Konsolide*	*>16*	*1.00*
	Normal Konsolide	*9-16*	*0.67*
	Yumuşak	*7-9*	*0.50*
Silt	*Aşırı Konsolide*	*>14*	*0.67*
	Normal Konsolide	*8-14*	*0.50*
Kum	*Sıkı - Çok sıkı*	*>12*	*0.50*
	Orta sıkı- Sıkı	*7-12*	*0.50*
Kum Çakıl	*Sıkı - Çok sıkı*		*0.33*
	Orta sıkı- Sıkı		*0.25*



Şekil 1.1. Çimentosuz Normal Konsolide Quartz Kumu İçin Sekant Modülü (Robertson ve Campanella, 1981)

1.3 Zemin Yatak Katsayısı

1.3.1 Düşey Yatak Katsayısı: K_v;

Radye temellerin statik/betonarme tasarımında kullanılan zemin düşey yatak katsayısı (yaylı mesnet sabiti) K_v aşağıdaki yöntemle elde edilebilir:

Kohezyonlu Zeminler :

$$K_v = K_{v1} / b \qquad 1\text{-}18$$

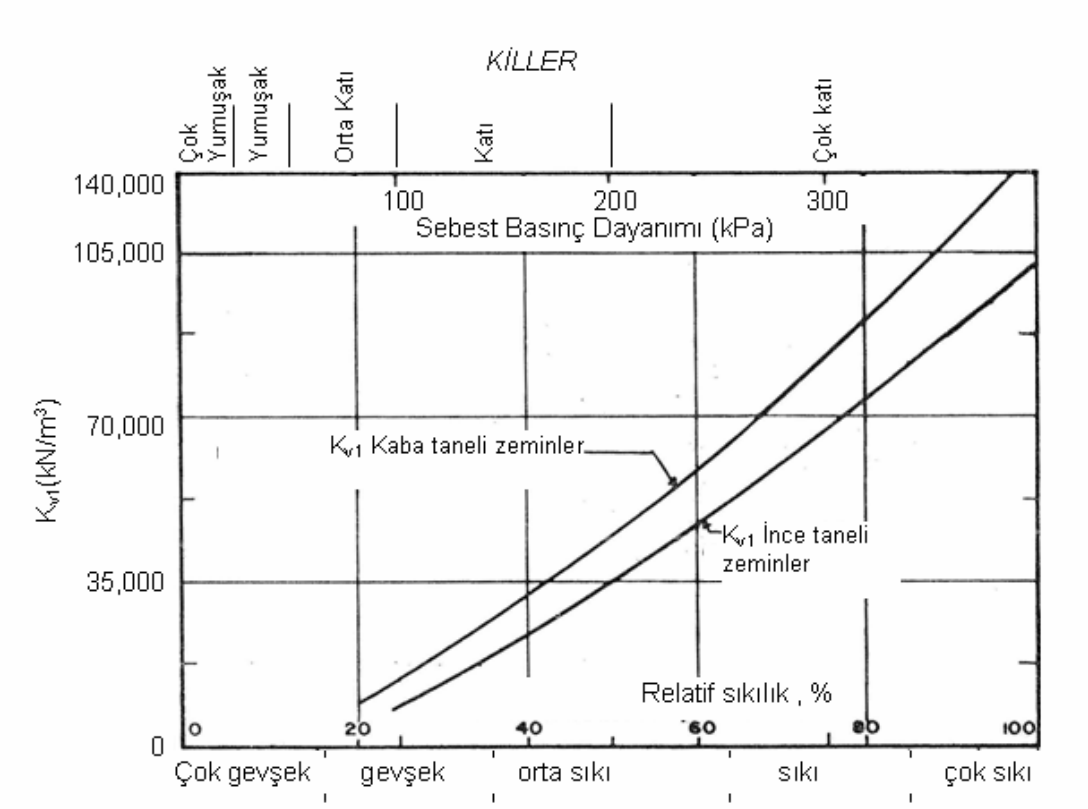
K_v : b genişliğinde kare bir temelde kullanılacak yatak katsayısı
K_{v1}: 30cm*30cm boyutunda plaka kullanılarak, plaka yükleme deneyinden elde edilen yatak katsayısı değeri
Temel genişliği b, boyu mb olan dikdörtgen bir temelin yatak katsayısı değeri:

$$K_v = K_{v1}*(m+0.5) / 1.5mb \qquad 1\text{-}19$$

Kohezyonsuz Zeminler :

$$K_v = K_{v1} (b+1)^2 / 4b^2 \qquad 1\text{-}20$$

Plaka yükleme deneyi yapılmadığı durumlarda ince taneli ve iri taneli zeminler için yaklaşık K_{v1} değeri **Şekil 1-12** den alınabilir (NAVFAC DM 7-1, 1984).



Şekil 1.2. Kil ve Kum Zeminler İçin Yaklaşık Düşey Yatak Katsayısı Değerleri

Temel boyutlarının büyük olması durumunda çok küçük K_v değeri hesaplanacağından, büyük boyutlu radyelerde temel genişliği " b " değeri yerine aşağıdaki bağıntıdan hesaplanacak etki çapı, 2R değeri kullanılabilir:

$$R = \left[\frac{64 E_c t^3}{3(1-\nu^2)k} \right]^{0.25} \qquad 1\text{-}21$$

Burada :

E_c : betonun elastik modülü
ν : betonun Poisson oranı
t : radye temelin kalınlığı
k : zeminin K_{v1} değeridir.

1.3.2 Yatay Yatak Katsayısı: K_h

Kazıklı temellerin yatay yükler altındaki davranışını modellemede kullanılan zemin yatay yatak katsayısı K_h aşağıdaki yöntemle elde edilebilir:

Kohezyonlu zeminler:

Aşırı konsolide killerde yanal yatak katsayısı derinlikten bağımsız olarak sabit bir değere sahip olup, bu değer yaklaşık olarak aşağıda verilen bağıntıdan yararlanılarak bulunabilir:

$$K_h = 67\ c_u / B \qquad 1\text{-}22$$

Burada.
c_u : zeminin drenajsız kayma dayanımı
B : kazığın çapıdır.

Kohezyonsuz zeminler:

Kumlarda yanal yatak katsayısı derinlikle doğrusal bir artış gösterir. Bu zeminlerde K_h değeri aşağıdaki bağıntıdan hesaplanmaktadır:

$$K_h = n_h^* (z / B) \qquad 1\text{-}23$$

Burada:
n_h : zemin sıkılığına bağlı katsayı
z : derinlik
B : kazığın çapıdır.

CGS 1992 n_h değerlerinin **Tablo 1.3** den alınmasını önermektedir.

Tablo 1-3 Kohezyonsuz zeminlerde n_h değerleri

Zemin Sıkılığı	YASS üzerinde n_h (kN/m^3)	YASS altında n_h (kN/m^3)
Gevşek	2200	1300
Orta sık	6600	4400
Sıkı	18000	11000

K_h değeri presiyometre deney sonuçlarından ise aşağıdaki bağıntılar kullanılarak hesaplanabilir (Clarke 1995):

Çapı B > 0.6m olan kazıklar:

$$\frac{1}{K_h} = \frac{2B}{9E_p}\left[\frac{2.65B}{B_o}\right]^{\alpha} + \frac{\alpha B}{6E_p} \qquad 1\text{-}24$$

Çapı B < 0.6m olan kazıklar:

$$\frac{1}{K_h} = B\left[\frac{4(2.65)^{\alpha} + 3\alpha}{18E_p}\right] \qquad 1\text{-}25$$

Burada:
B : kazık çapı
B_o: referans çap = 0.6m
Ep : presiyometre modülü
α : reolojik faktör (Tablo 1-2)

Referanslar

Stroud M.A. 1975 The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks, Proceedings, European Symposium on Penetration Testing, Vol.2.2, Stockholm, Sweden, pp:367-375 .

Sowers, G.F. Introductory soil mechanics and foundations, Macmillan, New York.

Lunne T., P.K. Robertson, J.J.M. Powel 1997 Cone Penetration Testing in geotechnical practice, Blackie Academic & Proffesional.

Briaud L.L. 1992, The Pressuremeter, A.A. Balkema.

OCDI- Japan 2002 The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Technical Standarts and Commentaries For Port and Harbour Facilities in Japan.

Coduto D.P. 1994 Foundation Design : Principles and Practices, prentice Hall

Peck , R.B., Hanson W.E., Thornburn T.H, 1974 Foundation Engineering, 2nd ed., John Wiley and Sons, NY.

Robertson P.K., Campanella R.G. 1983 Interpretation of cone penetration test : Part 1: Sand. Canadian Geotechnical Journal , 20 (4), 718 – 733 .

Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. 1975 Static penetration resistance of soils, Proc. Os ASCE, Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Caroline, 1, 151 – 189 .

Stroud M.A. 1989 Standart penetration test: Introduction Part:2, Penetration Testing in U.K., Thomas Telford, London, 29 – 50 .

Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G. 1996 Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc.

Bowles J.E. 1996 Foundation Analysis and Design , Mc Grow Hill, N.Y.

Webb D.L., Mival K.N., Allinson A.J. 1982 A comparison of methods determining settlements in estuarine sands from Dutch cone penetration tests, Proc.2nd. European Symp. On Penetration Testing, Amsterdam, 945 – 950 .

CGS 1992 Canadian Foundation Engineering Manual, Canadian Geotechnical Society, Montreal.

Kulhawy F.H., Mayne P.W. 1990 Manual on estimating soil properties for foundation design, Report EL – 6800 , Electric Power Research Institute, Palo Alto, Ca.

NAVFAC DM: 7-1 1982 Soil Mechanics, Naval Facilities Engineering Command. Dept. Of Navy, Alexandria, Virginia, USA.

Clarke B.G. 1995 Pressuremeter In Geotechnical Design, Blackie Academic and Professional, Chapman and Hall.

2. KAYA PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

2 KAYA PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

Kayaç parametrelerinin belirlenmesine yönelik olarak ülkemizde ve uluslararası düzeyde yayınlanmış kapsamlı bir şartname veya standart mevcut değildir. Kaya birimlerindeki tasarımlar hala tecrübe, kaya kütle yapısı ve indeks özelliklerinin kullanımı ile eklem aralığı, pürüzlülük ve RQD gibi parametreler ve indeks özelliklere dayalı korelasyonların yönlendiriciliğinde kaya kütlelerinin amprik değerlendirilmesi bazında yapılmaktadır. Diğer taraftan, geniş veri tabanına sahip zemin korelasyonları ile karşılaştırıldığında, teknik literatürde rapor edilen kayaç özelliklerinin korelasyonlarının sınırlı bir veri tabanına sahip olduğu gözlenir.

Laboratuvar koşullarında tayin edilen kaya parametreleri sağlam kaya numunelerini temsil etmektedir. Ancak kaya kütlesinin davranışı kayanın litolojik özellikleri, süreksizliklerin konumu, ayrışma durumu, pürüzlülüğü ve dolgu malzemesinin özeliiklerine bağlı olarak değişkenlik gösterir. Bu bağlamda, Hoek ve Brown (1980) ve Hoek (1983) sağlam (intact) kayaçların dayanımı ile ilgili yayınlanmış bilgileri incelemiş ve kayalar için amprik yenilme ölçütü önermişlerdir.

Günümüzde kayaç parametrelerinin tayin edilmesinde yaygın olarak Hoek-Brown amprik yenilme ölçütlerinden yararlanılmaktadır. RMR (kaya kütlesi puanlama sistemi) ve Q (kaya kütle kalitesi) sınıflaması ile birlikte kullanılan bu sisteme 1995 yılından itibaren yine Hoek tarafından önerilen ve özünde RMR ve Q ile bağıntılı olan GSI (jeolojik dayanım indeksi) dahil edilerek kaya kütlesi sabitleri belirlenmektedir. Bu sistemlerin dışında çeşitli araştırmacılar tarafından değişik zaman aralıklarında önerilen ve teknik literatürde yer alan dayanım ve deformasyon parametreleri korelasyon ve belirlemede yaralanılacak kaynaklar olarak dikkate alınabilir.

2.1 Kaya Kütle Sınıflamaları

Yeraltı ve şev kazılarının güvenli ve ekonomik olarak gerçekleştirilmesi, öngörülen kaya sınıflaması, kayaç parametreleri ve buna bağlı destek tasarımı ile doğru orantılıdır. Projelendirmeye esas teşkil eden parametrelerin belirlenmesinde kayanın kütle özelliği dikkate alınmaktadır. Bu bağlamda Bienawski ve Barton tarafından geliştirilen geliştirilen ve birçok değişik ülkedeki yeraltı kazılarında yaygın olarak kullanılan iki önemli kaya sınıflaması vardır. Bunlar;

Tünel Destekleme Tasarımı İçin Kaya Kütlelerinin Mühendislik Sınıflaması (Q)
Eklemli Kaya Kütlelerinin Jeomekanik Sınıflaması (RMR)

Bu sistemlerdeki değerlendirmeler esas olarak kaya kütlesinin RQD, ayrışma durumu ile süreksizlik düzlemlerine ait olarak çatlak aralıkları, pürüzlülük, dolgu malzemesinin niteliği gibi görsel tanımlamalar ve laboratuvar deney sonuçlarına dayalı olarak yapılmakta ve sayısal olarak ifade edilmektedir. NGI yönteminde Q değeri 0.001 ile 1000 arasında değişmekte olup, en kötü kaya koşulu ile mükemmel kaya arasını kapsamaktadır. Aynı şekilde 0 – 100 aralığındaki RMR değerleri 5 kaya sınıfını temsil etmektedir. İzleyen bölümlerde ayrıntılı olarak açıklanan bu kaya sınıflamaları arasındaki teorik bağıntı ise Bieniawski ve Barton tarafından aşağıdaki eşitliklerle ifade edilmiştir:

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad \text{(Bieniawski, 1989)} \qquad 2\text{-}1$$

$$RMR = 15 \log Q + 50 \quad \text{(Barton, 1995)} \qquad 2\text{-}2$$

2.1.1 Tünel Kaya Sınıflaması (Q)

N. Barton, R. Lien ve J. Lunde (1974) çok sayıda yeraltı kazısında karşılaşılan stabilite sorunlarının değerlendirilmesine dayalı olarak kaya kütlesi kalitesini (Q) sayısal olarak ifade eden bir yöntem geliştirmişlerdir.

$$Q = (RQD / J_n) \times (J_r / J_a) \times (J_w / SRF) \qquad 2\text{-}3$$

Burada;

RQD = Kaya kalitesi tanımlaması
J_n = Eklem takımı sayısı
J_r = Eklem pürüzlülük sayısı
J_a = Eklem ayrışma sayısı
J_w = Eklem suyu azaltma faktörü
SRF = Gerilim azaltma faktörü

Bu parametrelerin farklı kaya koşullarına göre nitelik ve nicelik değişimleri sayısal olarak tanımlanmaktadır (**Tablo 2.1**). Kaya kütlesinin mühendislik sınıflamasında, 6 parametre için ayrı ayrı sayısal değerler tesbit edildikten sonra yukarıdaki formül vasıtasıyla Q sayısı bulunmaktadır.

Tablo 2.1.Tünel kalite indeksi (Q) 'nde kullanılan parametrelerin sınıflandırılması (Barton vd., 1974)

TANIMLAMA	DEĞER		NOTLAR
1. KAYA KALİTE GÖSTERGESİ	***RQD***		
A. Çok Zayıf	0 - 25		1. RQD değerinin ≤ 10 (0 dahil) koşullarda, *Q* nun
B. Zayıf	25 - 50		değerlendirilebilmesi için bu değer 10 olarak kabul edilir..
C. Orta	50 - 75		
D. İyi	75 - 90		2. RQD değerinin 100,95,90 vb 5'li aralıkları yeterli doğruluktadır.
E. Mükemmel	90 - 100		
2. EKLEM TAKIMI SAYISI	J_n		
A. Masif, eklem çok az veya hiç yok	0.5 - 1.0		
B. Bir eklem takımı	2		
C. Bir eklem takımı + gelişigüzel eklemler	3		
D. İki eklem takımı	4		
E. İki eklem takımı + gelişigüzel eklemler	6		
F. Üç eklem takımı	9		1. Kesişme yerleri için ($3.0xJ_n$) kullanılmalıdır.
G. Üç eklem takımı + gelişigüzel eklemler	12		
H. Dört veya daha fazla eklem takımı, gelişigüzel,	15		2. Portaller için ($2.0xJ_n$) kullanılmalıdır.
çok sayıda eklem takımı, küp şeker şeklinde, vs.			
J. Paralanmış kaya, toprak görünümünde	20		
3. EKLEM PÜRÜZLÜLÜK SAYISI	J_r		
a. Kaya duvar kontağı			
b. 10 cm'den az makaslama deplasmanında			
kaya duvar kontağı			
A. Süreksiz eklemler	4		
B. Pürüzlü ve düzensiz, dalgalı	3		
C. Düz, dalgalı	2		
D. Sürtünme izli, dalgalı	1.5		1. Ortalama eklem aralığı 3 metreden büyük ise 1.0 eklenir.
E. Pürüzlü ve düzensiz, düzlemsel	1.5		
F. Düz, düzlemsel	1.0		
G. Sürtünme izli, düzlemsel	0.5		2. Dilinim içeren düzlemsel,ve sürtünme izli eklemlerde dilinimlerin .
c. Makaslama durumunda kaya kontağı yok			minimum dayanıma sahip olduğu koşullarda J_r=0.5 kullanılabilir
H. Kaya duvar kontağına engel olacak	1.0		
kalınlıkta kil minerali içeren zon	(nominal)		
J. Kaya duvar kontağına engel olacak	1.0		
kalınlıkta kumlu, çakıllı veya paralanmış zon	(nominal)		
4. EKLEM ALTERASYON SAYISI	J_a	**Φ_r derece (Yaklaşık)**	
a. Kaya duvar kontağı			
A. Sıkıca bağlanmış, sert, yumuşamayan,	0.75		1. Rezidüel sürtünme açıları (Φ_r), alterasyon
geçirimsiz dolgu, örneğin kuvars veya epidot			ürünlerinin (varsa) mineralojik özellikleri için
B. Ayrışmamış eklem yüzeyi, sadece yüzeysel lekeler	1.0	25 - 35	yaklaşık bir rehber niteliğindedir.
C. Az ayrışmış eklem yüzeyleri, yumuşamayan	2.0	25 - 30	
mineral sıvaları, kumlu parçacıklar,			
kil içermeyen kaya parçacıkları, vs.			
D. Siltli veya kumlu-killi sıvalar, küçük kil-	3.0	20 - 25	
fraksiyonu (yumuşamayan)			
E. Yumuşayan veya düşük sürtünmeli kil	4.0	8 - 16	
minerali sıvalı, örn. kaolen, mika. Aynı zamanda klorit,			
talk, jips and grafit, vb. ve az miktarda			
şişen kil (1-2 mm veya daha az kalınlıkta			
devamsız sıvalar)			

Tablo 2.1. (devamı) Tünel kalite indeksi (Q) 'nde kullanılan parametrelerin sınıflandırılması (Barton vd., 1974)

TANIMLAMA	DEĞER	NOTLAR	
4. EKLEM ALTERASYON SAYISI	J_a	Φ_r derece (Yaklaşık)	
b. 10 cm'den az makaslama deplasmanında kaya duvar kontağı			
F. Kumlu parçacıklar, kil içermeyen kaya parçacıkları vb.	4.0	25 - 30	
G. Aşırı konsolide, yumuşamayan kil minerali dolguları (devamlı fakat kalınlığı<5mm)	6.0	16 - 24	
H. Orta veya düşük derece konsolide, yumuşayabilen kil minerali dolguları dolguları (devamlı fakat kalınlığı<5mm)	8.0	12 - 16	
J. Şişen kil dolguları, örn. montmorillonit, (devamlı fakat kalınlığı<5mm). Ja değerleri şişen kil boyutundaki malzemelerin yüzdesine ve su etkisinde kalıp kalmayacağına bağlıdır.	8 - 12	6 - 12	
c. Makaslama durumunda kaya kontağı yok			
K. Dağılmış ve paralanmış kaya zonları veya	6.0		
L. bantları ve kil	8.0		
M. (kil koşulunun tanımlaması için bkz.G, H ve J)	8.0 - 12.0	6 - 24	
N. Siltli veya kumlu-killi sıvalar, düşük kil oranı (yumuşamayan)	5.0		
O. Kalın ve devamlı kil zonları veya bantları	10.0 - 13.0		
P. & R. (kil koşulları için bkz.G,H ve J)	6.0 - 24.0		
5. EKLEM SUYU AZALTMA FAKTÖRÜ	J_w	yaklaşık su basıncı (kgf/cm²)	
A. Kuru kazılar veya yersel olarak düşük debide su geliri örn. < 5 l/m	1.0	< 1.0	
B. Orta derecede su gelişi, yer yer çatlak dolgularının yıkanması	0.66	1.0 - 2.5	
C. Dolgusuz eklemlere sahip dayanımlı kayada yüksek miktarda veya yüksek basınçla su gelişi	0.5	2.5 - 10.0	1. C ve F fakörleri kaba tahmindir; drenaj önlemlerinin uygulanmış ise Jw arttırılabilir.
D. Yüksek miktarda veya yüksek basınçla su gelişi, eklem dolgularının önemli ölçüde yıkanması	0.33	2.5 - 10.0	
E. Patlatma sırasında olağanüstü su akışı veya su basıncı; süreç içerisinde sönümlenen	0.2 - 0.1	> 10	2. Buz oluşumunun neden olabileceği özel problemler dikkate alınmamıştır.
F. Olağanüstü su akışı veya su basıncı	0.1 - 0.05	> 10	
6. GERİLİM AZALTMA FAKTÖRÜ	*SRF*		
a. Kazıyı kesen ve kazı sırasında kaya kütlesinin gevşemesine neden olabilecek zayıflık zonları			
A. Kil veya kimyasal olarak parçalanmış kaya parçaları içeren birden fazla zayıflık zonu, çok zayıf kaya ortamı (herhangi bir derinlikte)	10.0		1. Eğer söz konusu makaslama zonları kazıyı kesmiyor ve sadece etkiliyorsa, SRF değerleri %25-50 azaltılabilir.
B. Kil veya kimyasal olarak parçalanmış kaya parçaları içeren tekil zayıflık zonu (kazı derinliği<50m)	5.0		
C. Kil veya kimyasal olarak parçalanmış kaya parçaları içeren tekil zayıflık zonu (kazı derinliği>50m)	2.5		
D.Kil içermeyen dayanımlı kayada birden fazla zayıflık zonu, çok zayıf kaya ortamı (herhangi bir derinlikte)	7.5		
E. Kil içermeyen dayanımlı kayada (kazı derinliği<50m)	5.0		
F. Kil içermeyen dayanımlı kayada (kazı derinliğ >50m)	2,5		
G. Gevşek ve açık eklemler, çok çatlaklı veya "küp şekeri" şeklinde, (herhangi bir derinlik)	5.0		

Tablo 2.1. (devamı) Tünel kalite indeksi (Q) 'nde kullanılan parametrelerin sınıflandırılması
(Barton vd., 1974)

TANIMLAMA			*DEĞER*	*NOTLAR*
6. GERİLİM AZALTMA FAKTÖRÜ			*SRF*	
b. Dayanımlı kaya, kaya gerilimi sorunları				
	σ_c/σ_1	σ_c/σ_1		2. Kuvvetli anizotropik ilksel gerilme alanları (ölçülmüş ise)
H. Düşük gerilme, yüzeye yakın	> 200	> 13	2.5	için ; 5 ≤ s1/s3 ≤ 10 koşulunda sc 'yi 0.8sc
J. Orta derecede gerilme	200-10	13 - 0.66	1.0	ve st'yi 0.8st ye azaltınız. s1/s3 >10 koşulunda sc ve st yi
K. Yüksek gerilme, çok sıkı yapı	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2	sırasıyla 0.6sc ve 0.6st 'ye azaltınız. Burada; sc= tek
(genellikle stabilite için uygundur ancak				eksenli basınç dayanımı ve st = çekme dayanımı (nokta
duvar stabilitesi için uygun olmayabilir)				yük) , s1 ve s3 en büyük ve en küçük asal gerilmeler.
L. Masif kayada bir saat sonra hafif kaya patlam	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10	
M. Masif kayada şiddetli kaya patlaması	< 2.5	< 0.16	10 - 20	3. Arazi yüzeyi ile tünel tavanı arasındaki derinliğin tünel
c. Sıkışan kaya; yüksek kaya basıncı altında				çapından az olduğu birkaç örnek mevcuttur. Bu durumda
dayanımsız kayanın plastik akması				SRF 2.5 dan 5.0 ' e yükseltilir (bkz. H).
N. Az sıkışan kaya basıncı			5 - 10	
O. Fazla sıkışan kaya basıncı			10 - 20	
d. Şişen kaya; suyun varlığına bağlı olarak				
kimyasal şişme işlemi				
P. Az şişen kaya basıncı			5 - 10	
R. Fazla şişen kaya basıncı			10 - 15	

2.1.2 Jeomekanik Sınıflama (RMR)

Bienawski (1989) tarafından geliştirilen eklemli kaya kütlelerinin jeomekanik kaya sınıflaması için 5 parametre dikkate alınmaktadır. Bunlar;

- Kayanın Mukavemeti
- RQD Değeri
- Eklem Sıklığı
- Eklem Durumu
- Yeraltısuyu

Bu yöntemde kayanın özgül niteliklerine göre her parametreye karşı gelen sayısal değerler ayrı ayrı tesbit edildikten sonra toplam bulunmakta ve elde edilen bu sayı süreksizliklerin konumuna göre düzeltilmektedir (**Tablo 2.2**). Düzeltilmiş toplam sayı RMR kaya kütle sayısı olarak tanımlanmaktadır.

Jeomekanik sınıflamaya göre kaya kütleleri RMR değerlerine göre 5 sınıfa ayrılır. Yine bu sınıflamada her kaya sınıfı için destek türü, tünel kayasına ait kohezyon ve içsel sürtünme açısı ile ortalama desteksiz durabilme süresi tahmin edilebilmektedir.

Tablo 2.2. Kaya Kütle Puanlaması (Bieniawski, 1989).

A. SINIFLAMA PARAMETRELERİ ve PUANLAR

Parametre			Değişim Aralığı						
1	Kayaç malzemesinin dayanımı	Nokta yükü dayanım indeksi	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Düşük aralıklar için tek eksenli dayanım		
		Tek eksenli basınç dayanımı	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Puan		15	12	7	4	2	1	0
2	Kayaç kalite göstergesi RQD(%)		90%-100%	75%-90%	50-75%	25%-50%	<25%		
	Puan		20	17	13	8	3		
3	Süreksizlik aralığı		>2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
	Puan		20	15	10	8	5		
4	Süreksizliklerin durumu		Çok pürüzlü yüzeyler Sürekli değil Ayrılma yok Ayrışmamış eklem yüzeyi	Az pürüzlü yüzeyler Ayrılma < 1mm Az ayrışmış eklem yüzeyi	Az pürüzlü yüzeyler Ayrılma < 1mm Çok ayrışmış eklem yüzeyi	Sürtünme izli yüzeyler veya Fay dolgusu < 5 mm veya Ayrılma 1-5 mm Sürekli eklemler	Yumuşak fay dolgusu > 5 mm kalınlıkta veya Ayrılma > 5 mm Sürekli eklemler		
	Puan		30	25	20	10	0		
5	Yeraltısuyu	Tünelin 10 m lik kısmından gelen su (//dk)	Yok	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		Eklemdeki su basıncı / En büyük asal gerilim oranı	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Genel Koşullar	Tamamen Kuru	Nemli	Islak	Damlama	Su akışı		
	Puan		15	10	7	4	0		

B.SÜREKSİZLİK YÖNELİMİNE GÖRE DÜZELTME

Süreksizliklerin doğrultu ve eğimi		Çok uygun	Uygun	Orta	Uygun değil	Hiç uygun değil
Puanlar	Tüneller	0	-2	-5	-10	-12
	Temeller	0	-2	-7	-15	-25
	Şevler	0	-5	-25	-50	-60

C.KAYA SINIFI ve PUANLARI

Puan	100←81	80←61	60←41	40←21	<21
Sınıf No.	I	II	III	IV	V
Tanımlama	Çok iyi kaya	İyi kaya	Orta kaya	Zayıf kaya	Çok zayıf kaya

D.KAYA SINIFLARININ BAZI ÖZELLİKLERİ

Sınıf No.	I	II	III	IV	V
Ortalama desteksiz kalabilme süresi	15 m açıklık için 20 yıl	10 m açıklık için 1 yıl	5 m açıklık için 1 hafta	2.5 m açıklık için 10 saat	1 m açıklık için 30 dakika
Kaya kütlesinin kohezyonu (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	<100
Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı (°)	> 45	35-45	25-35	15-25	<15

E.SÜREKSİZLİKLERİN DURUMUNUN PUANLANDIRILMASI İÇİN ÖNERİLEN REHBER

Süreksizliğin uzunluğu (devamlılık) puanı	< 1m 6	1 - 3 m 4	3 - 10 m 2	10 - 20 m 1	> 20 m 0
Sürekszilik açıklığı puanı	Yok 6	< 0.1 mm 5	0.1 - 1.0 mm 4	1 - 5 mm 1	> 5 mm 0
Pürüzlülük puanı	Çok pürüzlü 6	Pürüzlü 5	Az pürüzlü 3	Düz 1	Kaygan 0
Dolgu puanı	Yok 6	Sert dolgu < 5 mm 4	Sert dolgu > 5 mm 2	Yumuşak dolgu < 5 mm 2	Yumuşak dolgu > 5 mm 0
Ayrışma puanı	Ayrışmamış 6	Az ayrışmış 5	Orta derecede ayrışmış 3	Çok ayrışmış 1	Tümüyle ayrışmış 0

F.TÜNELDE SÜREKSİZLİK EĞİM ve DOĞRULTUSUNUN ETKİSİ

Doğrultu tünel eksenine dik		Doğrultu tünel eksenine paralel	
Eğim yönünde ilerleme 45°-90°	Eğim yönünde ilerleme 20°-45°	Eğim 45°-90°	Eğim 20°-45°
Çok uygun	Uygun	Hiç uygun değil	Orta
Eğime karşı yönde ilerleme 45°-90°	Eğime karşı yönde ilerleme 20°-45°	Doğrultuya bakılmaksızın eğim 0°-20° arasında	
Orta	Uygun değil	Orta	

2.1.3 Kaya Kütle Sınıflaması Sistemleri ve Parametre Tayini

2.1.3.1 Kohezyon ve İçsel Sürtünme Açısı

Bieniawski (1989) tarafından geliştirilen RMR sisteminde kaya kütlesi "çok iyi kaya, iyi kaya, orta kaya, zayıf kaya ve çok zayıf kaya" olmak üzere toplam puan bazında 5 sınıfa ayrılmakta ve her sınıf için kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri verilmektedir (**Tablo 2.2**). Ayrıca, RMR sayısı ile içsel sürtünme açısı arasındaki ilişkiyi aşağıdaki bağıntı ile açıklamaktadır:

$$Ø = 0.5\ RMR+5 \qquad 2\text{-}4$$

2.1.3.2 Yerinde (in-situ) Deformasyon Modülü Tayini

Kaya kütlesinin yerinde (in-situ) deformasyon modülü sayısal analizlerde ve deformasyonların yorumlanmasında önemli bir parametredir. Bu paramerenin arazide tayini hem çok zor hem de çok pahalıdır. Bu nedenle, kaya sınıflamasına bağlı olarak bu değerin tahmin edilmesine yönelik yöntem geliştirmek için bir dizi çalışma yapılmıştır.

Kazılarda karşılaşılan çeşitli problemlerin analizlerini yapan Bieniawski (1978), sağlam kaya kütlelerinin RMR>50 koşulunda GPa birimi cinsinden yerinde deformasyon modülünün tahmin edilebilmesi için aşağıdaki korelasyonu önermiştir.

$$E_m = 2RMR - 100 \qquad 2\text{-}5$$

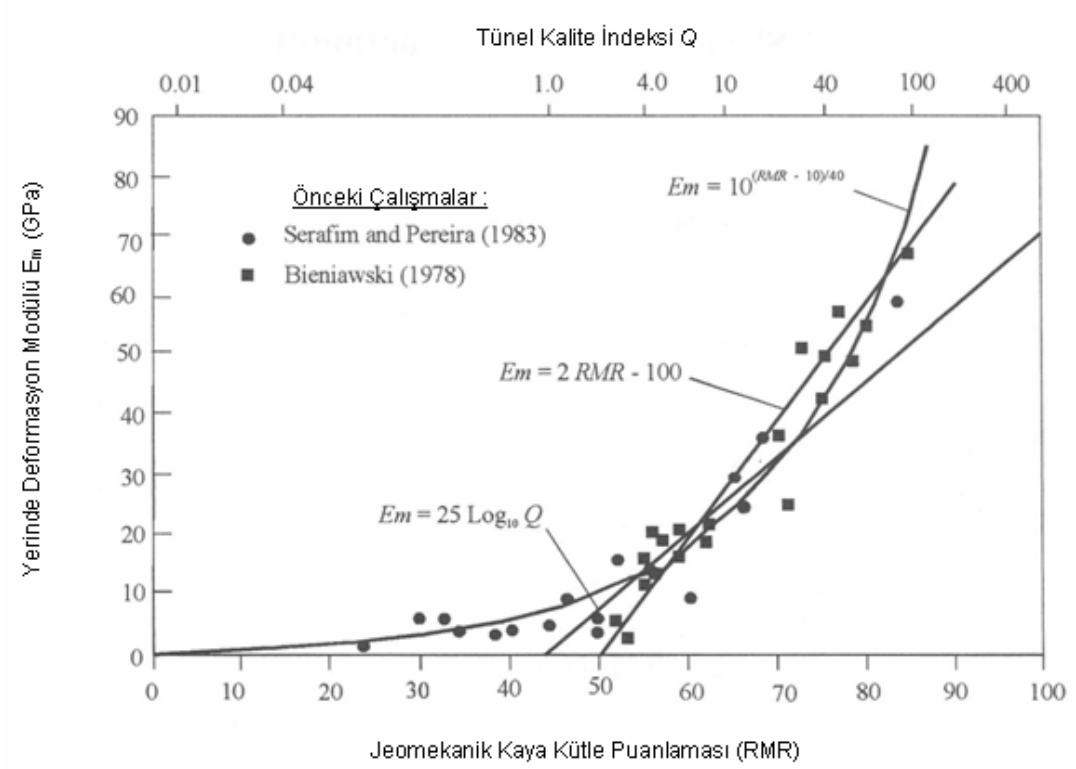
Çoğunluğu ölçülmüş deformasyonların geri analiz vasıtasıyla değerlendirildiği baraj temellerinin deformasyon modülünü içeren kazı çalışmalarından örneklerin analizine dayalı olarak Serafim ve Pereira (1983) RMR<50 koşulları için E_m ile RMR arasında aşağıdaki bağıntıyı önermişlerdir:

$$E_m = 10^{(RMR-10)/40} \qquad 2\text{-}6$$

Yakın zamanda Barton ve diğ. (1980), Barton ve diğ. (1992) ve Grimstad ve Barton (1993) ölçülmüş deplasmanlar ile aşağıda verilen bağıntı vasıtasıyla hesaplanan deformasyon modülü arasında uyumluluk tesbit etmişlerdir:

$$E_m = 25 \log_{10} Q \qquad 2\text{-}7$$

Yukarıda verilen 3 bağıntı ile Bieniawski (1978) ve Serafim ve Pereira (1983) gözlem sonuçlarının tanımlandığı grafikler Şekil - 1 birlikte görülmektedir. Bu bağıntılar içerisinde Serafim ve Pereira (1983) tarafından önerilen bağıntının tüm gözlem sonuçları ile uyumlu olduğu ve diğer 2 bağıntıya göre daha geniş bir aralıkta RMR değerlerini kapsadığı anlaşılmaktadır.



Şekil 2.1. Kaya kütle sınıflamasından yerinde deformasyon modülü E_m tayini (Hoek, Kaiser ve Bawden, 2000).

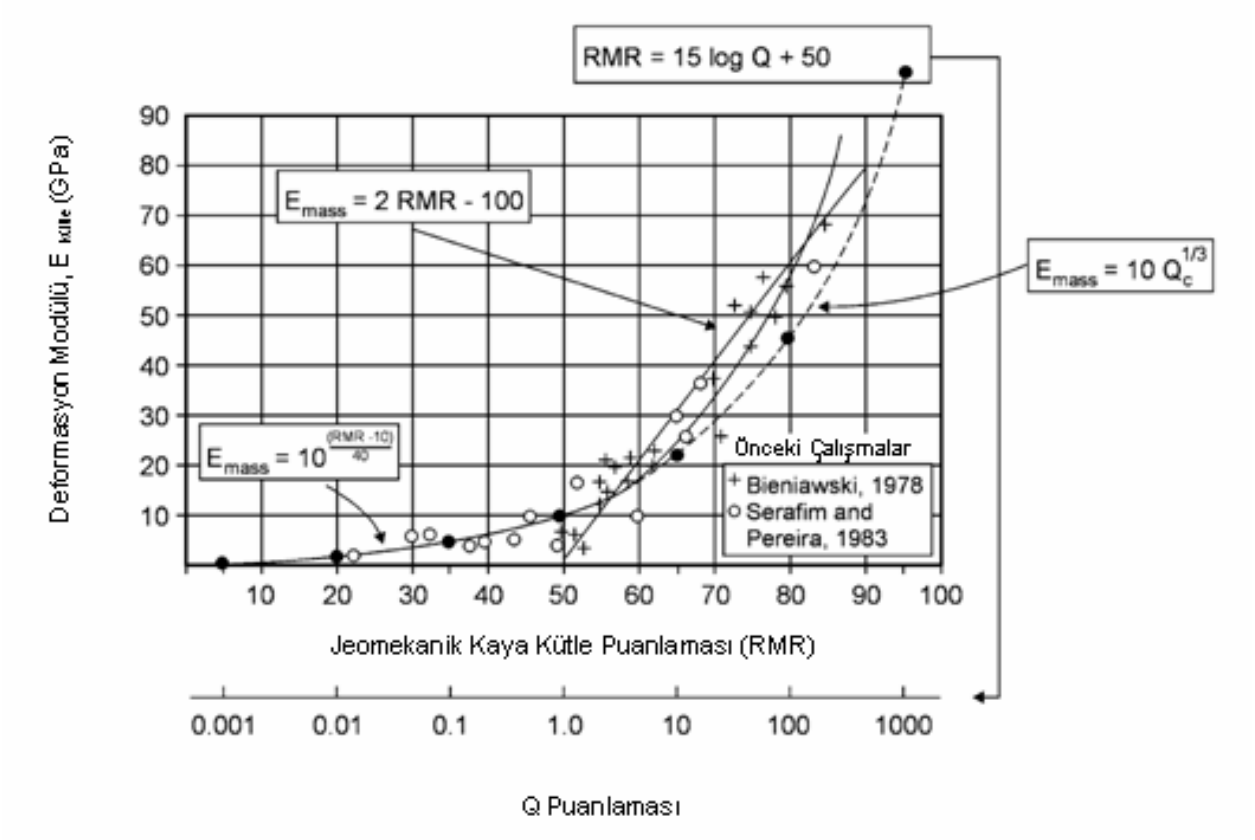
Doğal olarak, Em = 25 log10Q eşitliği sadece Q>1 koşulunu sağlayan sert kayalar için geçerlidir. Süreç içerisinde bu eşitlik daha zayıf kayaları da kapsayacak şekilde Barton (2002) tarafından

$$Em = Q_c\ 1/3 \qquad 2.8$$

şeklinde modifiye edilmiştir. Eşitlikteki Q_c sayısı

$$Qc = Q \times \frac{\sigma_c}{100} \qquad 2.9$$

olup "σ_c" sağlam kayaç malzemesinin tek eksenli sıkışma dayanımını temsil etmektedir. Buradan hareketle, aynı yazar tarafından hazırlanan grafikte (**Şekil 2.2**) deformasyon modülü, Q ve RMR arasındaki amprik bağıntıları göstermektedir.



Şekil 2.2. Statik deformasyon modülü $E_{kütle}$, Q ve RMR arasındaki amprik bağıntılar (Barton, 2002)

2.2 Kaya Kütlesinin Dayanımı

Kaya kütlelerinde inşa edilen yeraltı yapılarının tasarımında karşılaşılan başlıca problemler kaya kütlesinin yerinde (in-situ) dayanım ve deformasyon özelliklerinin belirlenmesidir. Özellikle eklemli kaya kütleleri için bu özelliklerin nasıl tayin edileceği konusunda teorik ve deneysel güçlüklerle karşılaşılmaktadır. Sağlam kaya kütlelerinden alınan numuneler üzerinde tek eksenli sıkışma deneyi, makaslama dayanımı ve çekme dayanımı deneyleri yapılmaktadır. Ancak, içerdiği süreksizliklerle birlikte kaya kütlelerinden laboratuvar deneyleri için örnek alınamaması, kaya kütlerinin davranışının hem kayaç malzemesi hem de süreksizlikler tarafından ortaklaşa bir biçimde kontrol edilmesi pratikte önemli güçlükler yaratmaktadır. Bu bağlamda, Hoek ve Brown (1980) ve Hoek (1983) sağlam (intact) kayaçların dayanımı ile ilgili yayınlanmış bilgileri incelemiş ve kayalar için amprik yenilme ölçütü önermişlerdir.

2.2.1 Sağlam (intact) Kayanın Dayanımı

Sağlam kayanın dayanım karakteristikleri ve yenilme ölçütü ile ilgili olarak, amprik yenilme ölçütünün geliştirilmesi sürecinde Hoek ve Brown aşağıdaki koşulların sağlanmasını amaçlamışlardır.

Sağlam kayadan alınan karot örnekler üzerinde yapılan üç eksenli basma dayanımı deneylerinden sağlanan verilerle yenilme ölçütleri arasında uyum olmalıdır.
Yenilme ölçütleri boyutsuz parametrelerin yeraldığı basit matematiksel eşitliklerle ifade edilmelidir.

Yenilme ölçütleri eklemli kayaların yenilmesini kapsayacak şekilde bilgi vermelidir.

Yukarıda belirtilen hedefler doğrultusunda çalışmalarını sürdüren Hoek ve Brown (1980) bir dizi deney sonuçları ve deneyimlerin sonuçlarını baz alarak parabolik eğriler üzerinde çalışmışlardır. Bilindiği gibi, kaya mekaniğinin tarihsel gelişim süreci içerisinde yapılan analizlerin çoğunda kaymaya karşı güvenlik sayısı Mohr - Coulomb kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ø) kullanılarak hesaplanmaktadır. Hoek ve Brown, çalışmalarının sonucunda en büyük asal gerilim (σ_1') ile en küçük asal gerilim (σ_3'), diğer bir ifadeyle normal gerilim (σ) ile makaslama dayanımı arasındaki ilişkinin eğrisel olduğunu belirlemişler ve sağlam kayalar için yenilme ölçütünü bir karekök parabolü olan ve "Hoek ve Brown Yenilme Ölçütü" olarak teknik literatüre giren aşağıdaki bağıntı ile ifade etmişlerdir:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + 1\right)^{1/2} \qquad 2.10$$

Burada;

σ_1' : yenilme anındaki en büyük asal gerilme
σ_3' : yenilme anındaki en küçük asal gerilme
σ_{ci}: kayaç malzemesinin tek eksenli sıkışma dayanımı
m_i: sağlam kayanın malzeme sabiti

Tek eksenli basınç dayanımı (σ_{ci}) ve malzeme sabiti (m_i) nin en güvenilir değerleri üç eksenli basma dayanımı deneylerinden sağlanmaktadır. Ancak zaman ve bütçe kısıtlamaları söz konusu olması durumunda bu değerler **Tablo 2.3** den alınabilir.

Tablo 2.3. Kayaç malzemesi için m_i sabitinin değerleri, parantez içindeki değerler tahmini değerlerdir (Hoek, Kaiser ve Bawden, 2000).

Kayaç tipi	Sınıf	Grup	Doku			
			İri	Orta	İnce	Çok İnce
SEDİMANTER	Klastik		Konglomera (22)	Kumtaşı 19	Silttaşı 9	Kiltaşı 4
			← Grovak (18) →			
	Klastik - Olmayan	Organik	← Tebeşir 7 →			
			← Kömür (8-21) →			
		Karbonatlı	Breş (20)	Sparitik Kireçtaşı (10)	Mikritik Kireçtaşı 8	
		Kimyasal		Jips 16	Anhidrit 13	
METAMORFİK	Foliasyonsuz		Mermer 9	Hornfels (19)	Kuvarsit 24	
	Düşük Foliasyonlu		Migmatit (30)	Amfibolit 31	Milonit (6)	
	Foliasyonlu *		Gnays 33	Şist (10)	Fillit (10)	Sleyt 9
MAĞMATİK	Açık ↑ Koyu		Granit 33 Granodiyorit (30) Diyorit (28) Gabro 27 Norit 22	Dolerit (19)	Riyolit (16) Dasit (17) Andezit 19 Bazalt (17)	Obsidiyen (19)
	Püskürük Piroklastik		Aglomera (20)	Breş (18)	Tüf (15)	

* Bu değerler, foliasyona dik yönde deneye tabi tutulmuş kayaç malzemeleri için olup, yenilmenin foliasyon düzlemi boyunca gerçekleşmesi halinde m_i önemli ölçüde farklı olacaktır (Hoek, 1983).

2.2.2 Eklemli Kaya Kütlelerinin Dayanımı

İlk olarak 1980 yılında yayınlanan orijinal Hoek ve Brown ölçütü birçok projede kullanılması ile elde edilen deneyimlere dayalı olarak güncelleştirilmiş ve 1988 yılında yeniden yayınlanmış (Hoek ve Brown, 1988). 1992 yılında modifiye edilen ölçüt (Hoek vd., 1992), son olarak Hoek, E:, Carranza-Torres, C., Corkum, B. Tarafından 2002 yılında güncellenmiştir. Orijinal Hoek ve Brown ölçütü aşağıdaki eşitlik ile ifade edilmektedir:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \qquad 2.11$$

Burada;

m_b: kaya kütlesini temsil eden m sabitinin değeri
s ve a: kaya kütlesinin karakteristiklerine bağlı sabitler
σ_{ci} : kayaç malzemesinin tek eksenli sıkışma dayanımı
σ_1' : yenilme anındaki en büyük asal gerilme
σ_3' : yenilme anındaki en küçük asal gerilme

Kaya kütle dayanımının biribirleriyle sıkıca kenetlenmiş kaya parçalarının kontrol edildiği sağlam (intact) kayaçlarda özgün yenilme ölçütü iyi sonuçlar vermektedir. Bu tür kaya kütlelerindeki yenilme eşitlikteki **(2.11)** a = 0 koşulu ile tanımlanmaktadır. Zayıf kaya kütlelerinde ise söz konusu sıkı kenetlenme makaslama veya ayrışma nedeniyle kısmen tahrip olmuş ve kaya kütlesinde herhangi bir çekme dayanımı ve kohezyon kalmadığından numuneler kendiliğinden dağılabilmektedir. Eşitlikteki **(2.11)** s =0 koşulunda bu tür kayaçlar için modifiye edilmiş ölçüt çok daha uygun olacaktır.

m_b, s ve a değerleri bir şekilde tahmin edilemediği sürece bu bağıntının **(2.11)** pratik bir değeri yoktur. Hoek ve Brown (1988) bu değerlerin RMR sınıflamasının 1976 versiyonundan sağlanabileceğini öne sürmüştür. Ancak bu önerme RMR>25 olan kayalar için geçerli olurken daha zayıf kaya kütlelerini kapsamamaktadır. Çünkü bu sınıflamada elde edilebilecek en düşük puan 18 dir. Bu kısıtlamanın ortadan kaldırılmasına yönelik olarak Hoek vd. (1995) ve Hoek, Kaiser ve Bawden (1995) tarafından önerilen "Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI)" kavramı 1995 yılında ölçüte dahil edilerek kaya kütlesi sabitlerinin belirlenmesinde kullanılmaya başlanmıştır. Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI) farklı jeolojik koşullar altında kaya kütle dayanımında meydana gelmesi olası azalmaları tahmin etmeyi sağlayan bir sistem özelliğindedir. Çok zayıf kaya ile sağlam kaya aralığını temsilen GSI değerleri 10 ile 100 arasında değişir. m_b/m_i, s ve a ile Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI) arasındaki ilişki aşağıda verilmektedir:

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \qquad 2.12$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \qquad 2.13$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \qquad 2.14$$

buradaki "D" faktörü kayacın patlatma etkisi ve ferahlama sonucunda maruz kaldığı örselenme derecesini temsil etmektedir. Bu değer "0" (örselenmemiş kaya kütleleri) ile 1.0 (çok örselenmiş kaya kütleleri) arasında değişmektedir. Örselenme faktörünün belirlenmesine yönelik rehber **Tablo 2.4** de verilmektedir.

Öte yandan, eşitlik (2) deki σ_3' = 0 olması koşulu ile tek eksenli basınç dayanımı hesaplanmaktadır. Buna göre;

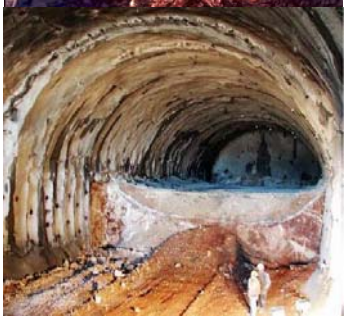
$$\sigma_{ci} = \sigma_{ci}\, s^a \qquad 2.15$$

Eşitlik **(2.11)** deki $\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_t$ olması koşulunda ise çekme dayanımı

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \qquad 2.16$$

ile ifade edilmektedir.

Tablo 2.4. Örselenme Faktörü (D) Rehberi (Hoek, E:, Carranza-Torres, C., Corkum, B.,2002)

Kaya Kütlesi Görünümü	Kaya Kütlesi Tanımı	Önerilen Örselenme Faktörü (D) değeri
	Çok iyi kalitede denetimli patlatma veya TBM kazısı sonucunda tüneli çevreleyen kaya kütlesinde minumum örselenme.	D=0
	Zayıf kaya koşullarında mekanik veya elle yapılan kazılar (patlatmasız) sonucunda çevre kayaçlarda minimum örselenme. Sıkışma problemlerinin ciddi taban kabarmasına neden olduğu tünellerde fotoğrafta görülen geçici invert yerleştirilmediği sürece, şiddetli örselenme olabilir.	D=0 D=0.5 (invert yok)
	Sert kaya tünellerindeki zayıf kalitede patlama, çevre kaya kütlesinde 2 veya 3 m uzanan yersel hasarlara neden olabilir.	D=0.8
	Kazı şevlerinde küçük ölçekli patlatmalar, özellikle denetimli patlatmalar, fotoğrafın solunda görüldüğü üzere kaya kütlesinde orta derecede hasar oluşturur. Ancak gerilme ferahlaması bir miktar örselenmeye neden olabilir.	D=0.7 İyi patlatma D=1.0 Kötü patlatma
	Çok geniş açık maden işletmeleri şevleri ağır üretim patlatmaları ve örtü yükünün kaldırılması ile oluşan ferahlama nedeniyle önemli derecede örselenmeye uğrar. Bazı daha yumuşak kayalarda kazının riperleme veya dozerle açılması durumunda şevlerdeki hasar derecesi daha az olmaktadır.	D=1.0 Üretim patlatması D=0.7 Mekanik kazı

2.2.3 GSI nın RMR ve Q kaya kütle sınıflama sistemler ile ilişkisi

Görgül yenilme ölçütünü geliştiren Hoek ve Brown, öçütün gelişim süreci içerisinde m ve s kaya kütlesi sabitlerini arazi gözlemleri ve ölçümleri ile ilişkilendirerek belirleme çabası içerisinde olmuşlardır. Bu araştırmacılar, kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyonunu denetleyen özelliklerin Bieniawski (1973) ve Barton vd. (1974) tarafından geliştirilen kaya kütlesi sınıflama sistemlerinin esas aldığı özelliklerle olan benzerliklerini göz önünde bulundurarak, bu sınıflama sistemlerinin yenilme ölçütünün malzeme sabitleri "m" ve "s" in belirlenmesi amacıyla kullanılabileceğini düşünmüşlerdir (**Tablo 2.5**). Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI) nin belirlenmesinde RMR ve Q sınıflamalarından yararlanılmakta olup ayrıca Sönmez ve Ulusay (1999) tarafından önerilen diğer bir yöntem aşağıda açıklanmaktadır.

GSI tayini için RMR sisteminin kullanılması

GSI sayısının belirlenmesinde esas olarak RMR sistemi kullanılmaktadır. Kaya kütlesi tamamen kuru, süreksizliklerin konumu ise "çok olumlu" varsayılmaktadır. Bu nedenle, GSI sayısının hesaplanmasına esas RMR değerinin tesbit edilmesinde süreksizlik düzlemlerinin konumuna bağlı düzelme"sıfır" alınırken; yeraltısuyu puanı RMR_{76} versiyonu için 10, RMR_{89} versiyonu için 15 kabul edilmektedir.

GSI tayini için RMR sisteminin 1976 versiyonunun kullanılması durumunda kaya sınıflamasından elde edilebilecek en düşük puan 18 dir. Bu bağlamda; $RMR_{76} > 18$ olması koşulu ile,

$$GSI = RMR_{76} \qquad 2.17$$

alınabilir.

Diğer taraftan, GSI tayini için RMR sisteminin 1989 versiyonunun kullanılması durumunda kaya sınıflamasından elde edilebilecek en düşük puan 23 dür. Bu değer 1976 versiyonundaki minimum değerden biraz fazladır. Bu bağlamda; $RMR_{89} > 23$ olması koşulu ile,

$$GSI = RMR_{89} - 5 \qquad 2.18$$

alınabilir.

Tablo 2.5. Genelleştirilmiş Hoek – Brown yenilme ölçütü için tahmin edilen mb/mi, s, a deformasyon modülü E ve Poisson oranı ν (Hoek, Kaiser ve Bawden, 2000).

GENELLEŞTİRİLMİŞ HOEK-BROWN YENİLME ÖLÇÜTÜ

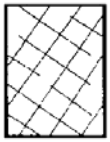
$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

σ_1' : en büyük etkin asal gerilim

σ_3' : en küçük etkin asal gerilim

σ_c : kayaç malzemesinin tek eksenli sıkışma dayanımı

m_b, s, a, kaya kütlesinin bileşimine, yapısına ve yüzey koşullarına bağlı sabitler

YAPI		YÜZEY KOŞULLARI	ÇOK İYİ Çok pürüzlü, ayrışmamış	İYİ Pürüzlü, az ayrışmış veya altere olmuş	ORTA Yumuşak, orta derecede ayrışmış veya altere olmuş yüzeyler	ZAYIF Kaygan, çok ayrışmış; köşeli parçacıklar içeren dolgulu veya sıvamalı yüzeyler	ÇOK ZAYIF Kaygan, çok ayrışmış, yumuşak kil sıvalı yüzeyler veya kil dolgular
	BLOKLU-3 ortoganal süreksizlik setinin olusturduğu kübik bloklu, çok iyi kenetlenmiş,örselenmemiş kaya kütlesi	m_b/m_i s a E_M υ GSI	0.60 0.190 0.5 75000 0.2 85	0.40 0.062 0.5 40000 0.2 75	0.26 0.015 0.5 20000 0.25 62	0.16 0.003 0.5 9000 0.25 48	0.08 0.0004 0.5 3000 0.25 34
	ÇOK BLOKLU-Dört veya daha fazla sayıda süreksizliklerin oluşturduğu köşeli bloklar içeren, kenetlenmiş, kısmen örselenmiş kaya kütlesi	m_b/m_i s a E_M υ GSI	0.40 0.0062 0.5 40000 0.2 75	0.29 0.021 0.5 24000 0.25 65	0.16 0.003 0.5 9000 0.25 48	0.11 0.001 0.5 5000 0.25 38	0.07 0 0.53 2500 0.3 25
	BLOKLU/ÖRSELENMİŞ-Birbirini kesen çok sayıda süreksizliklerin oluşturduğu köşeli bloklar içeren, kıvrımlanmış ve/veya faylanmaya maruz kalmış kaya kütlesi	m_b/m_i s a E_M υ GSI	0.24 0.012 0.5 18000 0.25 60	0.17 0.004 0.5 10000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6000 0.25 40	0.08 0 0.5 3000 0.3 30	0.06 0 0.55 2000 0.3 20
	PARÇALANMIŞ-Köşeli ve yuvarlak kaya parçalarının birlikteliğinden oluşan, zayıf kenetlenmiş, aşırı derecede kırıklı kaya kütlesi	m_b/m_i s a E_M υ GSI	0.17 0.004 0.5 10000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6000 0.25 40	0.08 0 0.5 3000 0.3 30	0.06 0 0.55 2000 0.3 20	0.04 0 0.60 1000 0.3 10

Not: Tabloda verilen değerler örselenmemiş kaya kütleleri için geçerlidir.

RMR_{76} < 18 ve RMR_{89} < 23 koşullarında Bieniawski'nin 1976 ve 1989 sınıflamaları kullanılamayacağından bunun yerine Q sisteminin kullanılması uygun olacaktır.

Öte yandan, GSI değerinin pratik olarak belirlenmesine yönelik olarak Hoek (1998) tarafından önerilen yöntemde tamamen jeolojik tanımlamalar dikkate alınmaktadır. Bu sistemde eklemli kaya kütlelerin oluşturan kaya parçalarının kenetlenme özelliklerine(bloklu, çok bloklu, bloklu/ örselenmiş, parçalı) göre sınıflandırılırken yüzey koşullarının (eklemlerin pürüzlülüğü, ayrışma durumu ve dolgu malzemesi niteliği) birlikte değerlendirildiği **Tablo 2.6** da GSI değeri kabaca tahmin edilebilmektedir.

GSI tayini için Q sisteminin kullanılması
GSI nın tahmini amacıyla Q bağıntısı

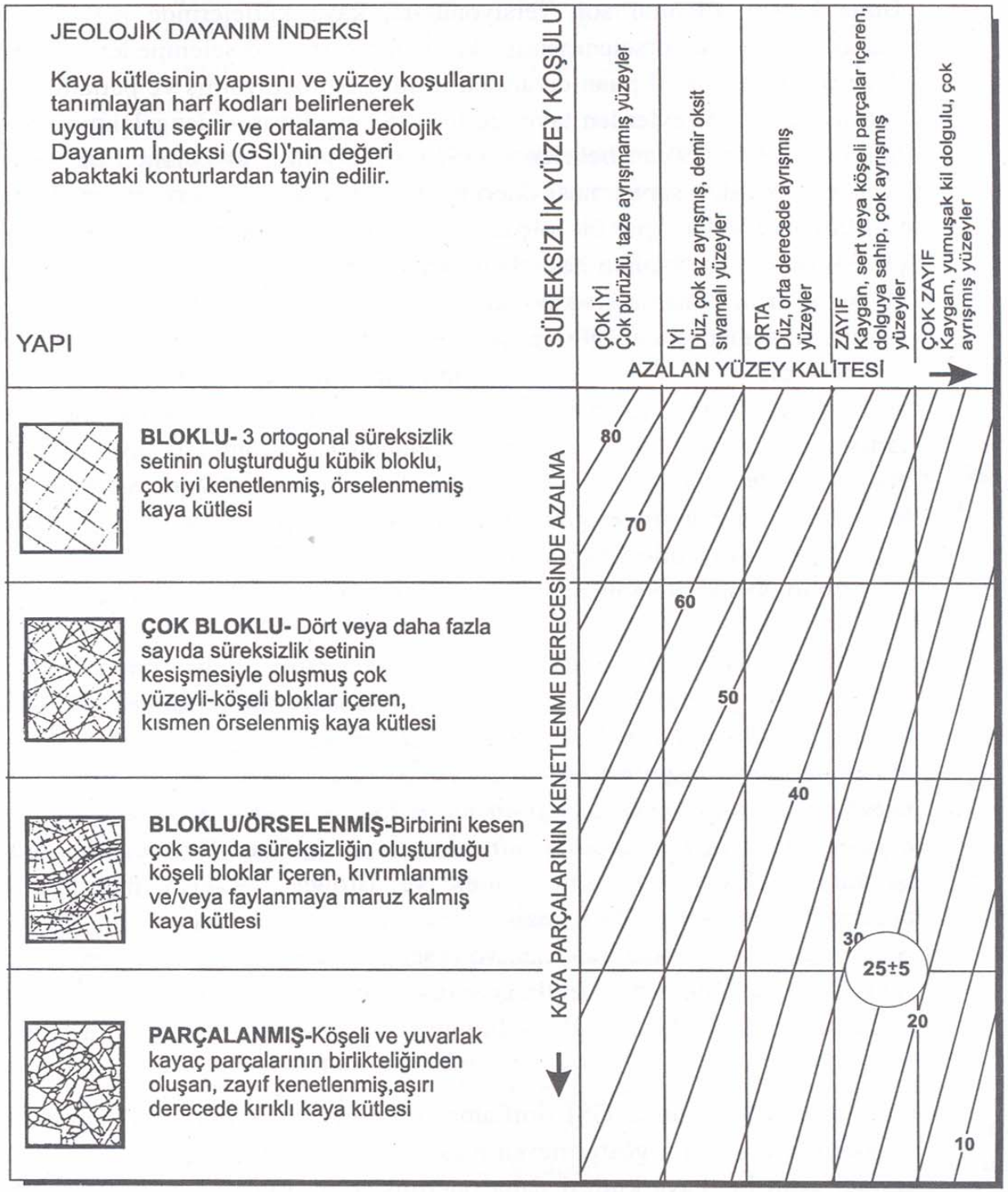
$$Q' = (RQD / Jn) / (Jr / Ja) \qquad 2.19$$

şeklinde modifiye edilmiştir. Bu değer GSI nın tahmini için aşağıda verilen bağıntıda kullanılmaktadır (Hoek vd.,1995).

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \qquad 2.20$$

Q' sayısının minimum değeri 0.0208 olup kil dolgulu fay zonu veya ezilme zonunu temsilen yaklaşık GSI = 9 a karşılık gelmektedir.

Tablo 2.6. Hoek (1998)'a göre jeolojik tanımlamalar esas alınarak Jeolojik Dayanım İndeksi'nin (GSI) tahmin edilmesi (Sönmez ve Ulusay, 2002).



Ulusay ve Sönmez tarafından önerilen parametreler ve değişiklikler

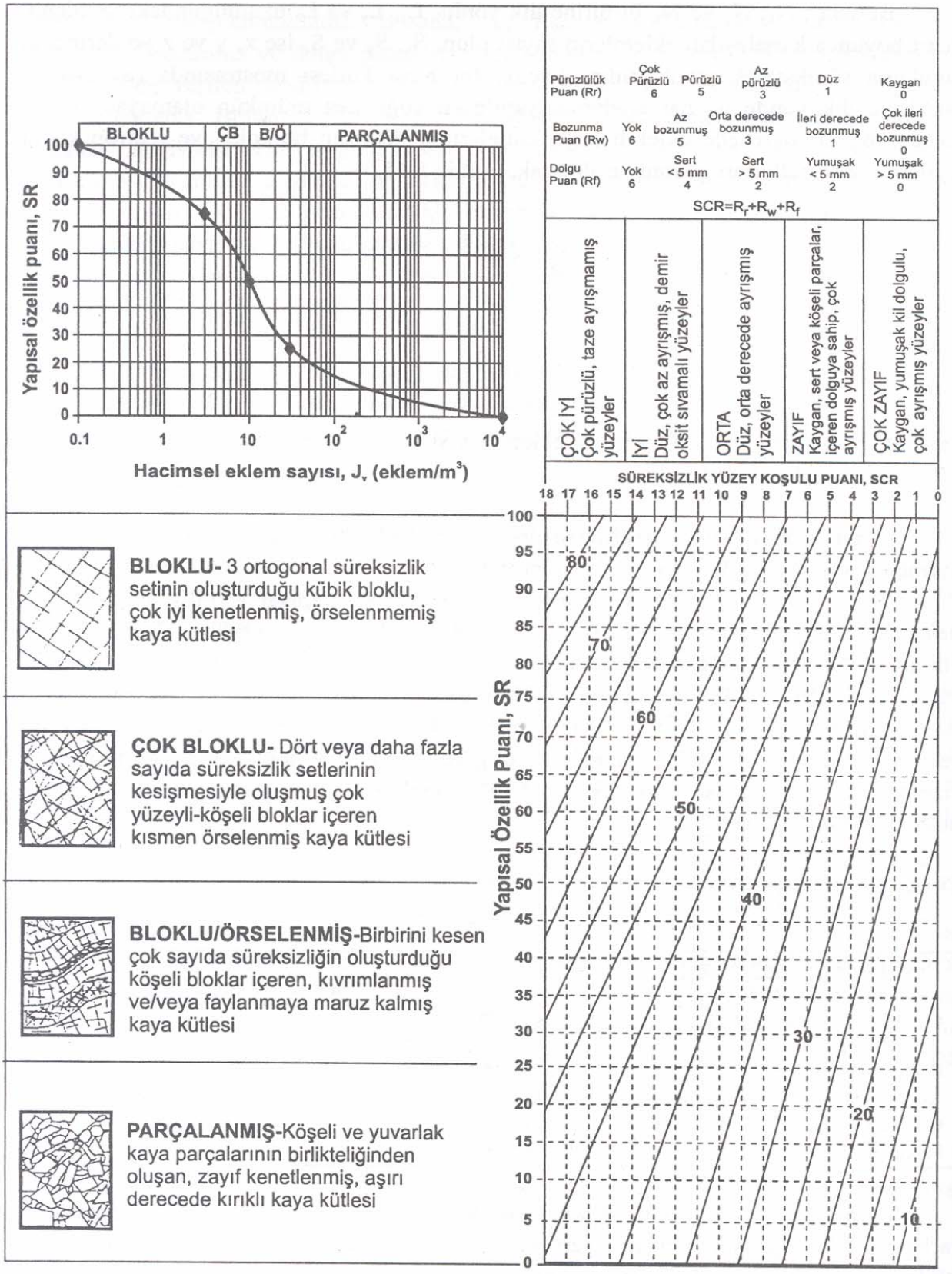
Yenilme ölçütü eşitliklerinde GSI değerindeki küçük bir değişimin kaya kütle sabitlerini doğruda etkilediği bilinmektedir. Bu durumun dikkate alınmasıyla Tablo - 6 de verilen grafiklerdeki süreksizlik yüzeyi koşulunun ve kaya kütlesi yapısının doğru ve hassas bir şekilde tayini amacıyla ölçülebilen ve/veya tanımlanabilen bir puanlama sistemine geçilmesi gerekli görülmüştür. Bu amaçla,"Yapısal Özellik Puanı (SR)" ve "Süreksizlik Yüzey Koşulu Puanı (SCR)" olarak tanımlanan iki parametrenin sisteme dahil edilmesi önerilmiştir (Sönmez ve Ulusay, 1999; Ulusay ve Sönmez, 2000).

Süreksizlik yüzey koşulunun tanımlanması amacıyla RMR Sınıflama Sistemi'nin dolgu, bozunma ve pürüzlülükle ilgili olarak önerdiği tanımlamalar ve Bieniawski (1989) tarafından bu parametrelere verilen puanlar kullanılmış ve Süreksizlik Yüzey Koşulu için 0 ile 18 arasında değişen puanlar atanmıştır. Süreksizlik Yüzey Koşulu puanı aşağıdaki bağıntı ile ifade edilmiştir:

$$SCR = Rr+Rw+Rf \qquad 2.21$$

Burada; Rr, Rw ve Rf sırasıyla süreksizliklerin pürüzlülük, bozunma ve dolgu puanları olup Sönmez ve Ulusay (1999) ın önerdiği ve **Tablo 2.7** de verilen modifiye edilmiş GSI grafiğinin sağ üst köşesindeki çizelgeden belirlenmektedir. Yapısal Özellik Puanı (SR) ise hesaplanan Jv (hacımsal eklem sayısı) kullanılarak aynı çizelgenin sol üst köşesinde verilen abaktan tayin edilir. Güncel GSI Sınıflama Sistemi abağı SR ve SCR parametrelerinin sisteme dahil edilmesiyle daha hassas ve özellikle uygulayıcıdan kaynaklanabilecek hatayı en aza indirebilecek şekilde düzenlenmiştir. Bu düzenlemeye göre, **Tablo 2.7** deki küçük grafikten ve çizelgeden belirlenecek olan SR ve SCR puanları esas alınarak bunların kesim noktasından GSI değeri tayin edilmektedir.

Tablo 2.7. Sönmez ve Ulusay (1999) tarafından önerilen modifiye edilmiş GSI sistemi (Sönmez ve Ulusay, 2002).



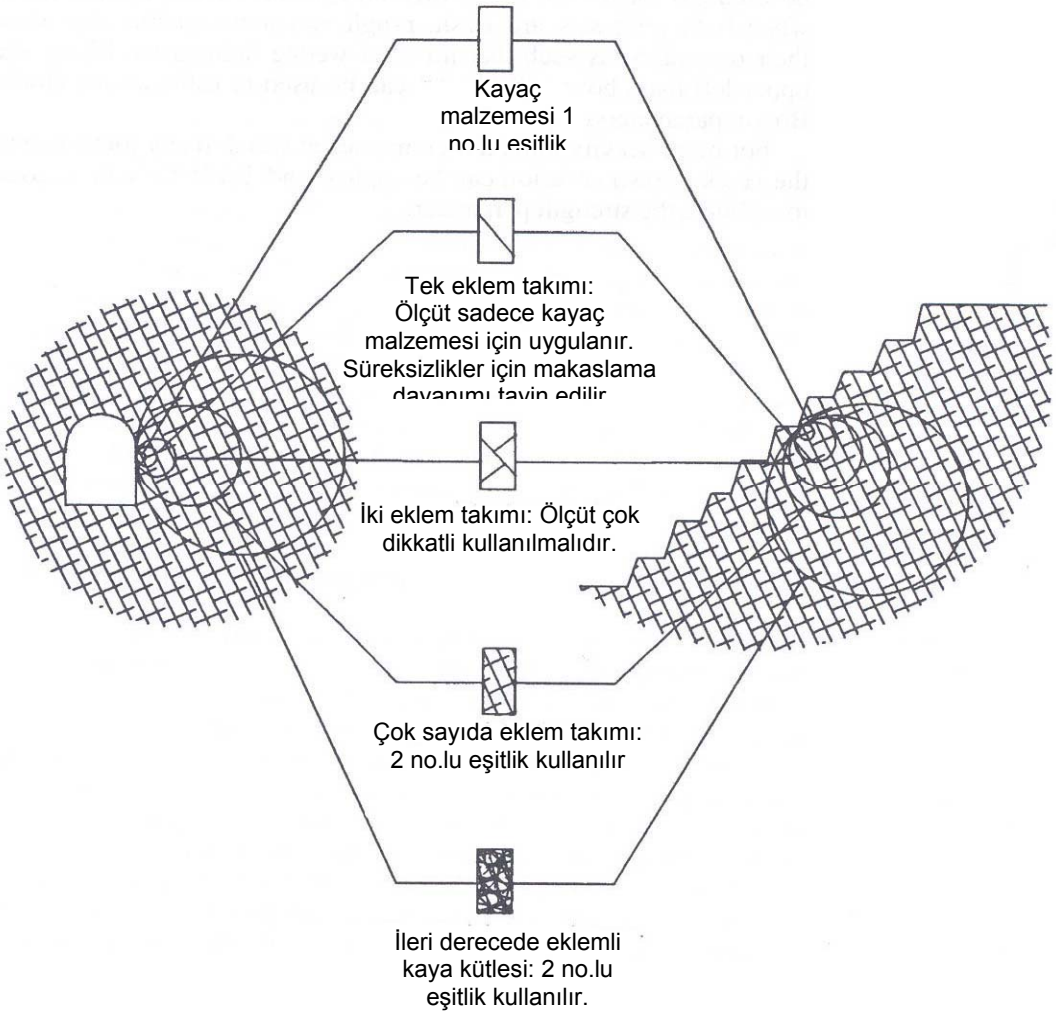
2.2.4 Hoek ve Brown yenilme ölçütlerinin kullanılabileceği ortamlar

Hoek-Brown yenilme ölçütü, sadece sağlam (intact) kayalar veya homojen ve izotropik olarak kabul edilen çok çatlaklı kaya kütlelerine uygulanmalıdır (**Şekil 2.3**). Diğer bir deyişle, malzemenin özellikleri kaya kütlesinin tamamında aynı olmalıdır.

Bu ölçüt, sleyt (kayrak) gibi çok yapraklanmalı (şistos) kayalar veya jeomekanik özellikleri katmanlanma düzlemi gibi tek bir süreksizlik ile kontrol edilen kaya kütlelerine uygulanmamalıdır. Bu tür kaya kütlelerinin analiz edilmesi durumunda ise, Hoek-Brown yenilme ölçütü sadece sağlam kaya bileşenleri için geçerli olmalıdır. Süreksizliklerin dayanımı kesme dayanımı bağlamında incelenmelidir.

Kaya kütlesi içerisinde 2 ayrı eklem takımı bulunması ve her iki eklem takımının da kaya kütlesi davranışı üzerinde egemen etkisinin olmaması koşulu ile Hoek-Brown yenilme ölçütünün çok dikkatli olarak kullanılması önerilmektedir. Örneğin eklem takımlarından birinin kil sıvalı ve diğerinden belirgin şekilde daha zayıf olması durumunda, Hoek-Brown yenilme ölçütü sağlam kaya bileşenleri dışında kullanılmamalıdır. Diğer taraftan, her iki eklem takımının da taze, pürüzlü ve ayrışmamış özelliklere sahip olduğu ve konumlarına bağlı yersel herhangi bir kama tipi kayma beklenmediği durumlarda, **Denklem 2.11** Hoek-Brown parametrelerinin tayin edilmesi amacıyla kullanılabilir.

Çok sayıda eklem takımı içeren çok parçalı kaya kütleleri için Hoek-Brown yenilme ölçütü uygulanılabilir ve dayanım parametrelerinin belirlenmesi için **Tablo 2.5** kullanılabilir.

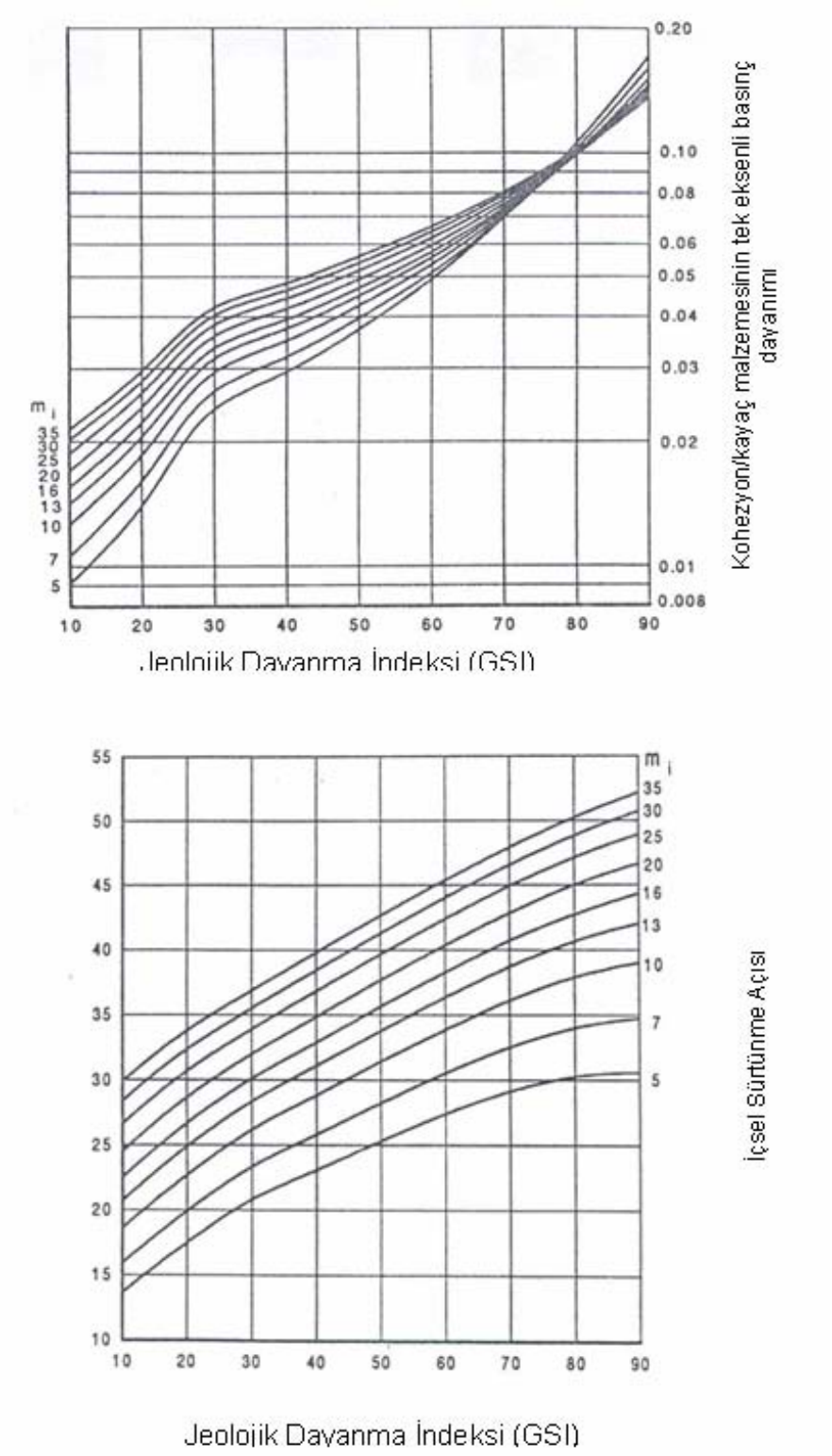


Şekil 2.3. Hoek-Brown yenilme ölçütünün uygulanabileceği kaya kütle koşulları (Hoek, Kaiser ve Bawden, 2000).

2.2.5 Kaya Kütle Parametreleri

GSI değerlerine bağlı olarak kohezyon, içsel sürtünme açısı ve deformasyon modülü gibi kaya kaya kütle parametrelerinin belirlenmesinde iki ayrı yöntem izlenebilmektedir. Birinci yöntemde kayaç malzemesinin GSI değeri, mi ve tek eksenli basınç dayanımı tesbit edildikten sonra **Şekil 2.4** de verilen grafikler yardımıyla kohezyon ve içsel sürtünme açısı bulunmaktadır.

Serafim ve Pereira (1983), yerinde (in-situ) deformasyon modülü ile Bieniawski' nin RMR sınıflaması arasında bir bağıntı önermiştir. Pratiğe dayalı gözlemler ve zayıf kaya kütlelerinde yapılan kazı davranışının geri analizi dikkate alınarak, tek eksenli basınç dayanımının σ_c < 100 olduğu ortamlarda Serafim ve Pereira bağıntısında aşağıdaki modifikasyon önerilmektedir (Hoek, 1998):



Şekil 2.4.GSI 'nın ve m_i sabitinin farklı değerlerine bağlı olarak etkin kohezyon ve etkin içsel sürtünme açısının değişimi (Hoek, 1998).

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{(GSI-10)/40} \qquad 2.22$$

Burada dikkat edilmesi gereken nokta eşitliğe RMR yerine GSI değerinin yerleştirilmiş olması ve basınç dayanımının (σ_c) 100 ün altına düştüğünde koşut olarak E_m değerinde azalma meydana gelmesidir. Sonuç olarak, "iyi" kaya kütlelerindeki deformasyonun süreksizliklerle kontrol edilirken, zayıf kaya kütleleri içerisindeki sağlam kaya parçalarının deformasyonu toplam deformasyon sürecine katkıda bulunmaktadır. E_m modülündeki azalma bu değerlendirme ile açıklamak olasıdır.

Süreç içerisinde patlatma ve ferahlama etkisinin dikkate alınması sonucunda deformasyon modülü ile ilgili bu eşitlik aşağıdaki şekilde modifiye edilmiştir (Hoek, E:, Carranza-Torres, C., Corkum, B.,2002):

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \qquad \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa} \qquad 2.23$$

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \qquad \sigma_{ci} > 100 \text{ Mpa} \qquad 2.24$$

Diğer taraftan, kaya kütlesine ait aşağıda belirtilen alt parametreler tesbit edildikten sonra "RocLab" bilgisayar programı ile c, Ø ve E_m değerleri hesaplanabilmekte ve birimlere ait normal gerilme – kesme dayanımı grafikleri belirlenmektedir.

Seçilen tek eksenli basma dayanımı,

GSI sayısı,
Kayaç malzeme sabiti (m_i),
Örselenme faktörü (d_f),
Birim ağırlık
Örtü kalınlığı (overburden)

2.2.6 Literatürde Yeralan Kaya Parametreleri

Önceki bölümlerde açıklanan kaya kütle parametreleri dışında çeşitli araştırmacılar tarafından değişik zaman aralıklarında önerilen ve teknik literatürde yer alan dayanım ve deformasyon parametreleri ilgili kaynaklar aşağıda verilmektedir:

-Obert ve Duvall (1967): Kayaların Mekanik Özellikleri

-Deere ve Miller (1966); Stagg ve Zienkiewicz (1968): Sağlam Kayaların Mühendislik Sınıflaması

-Stagg ve Zienkiewicz (1968): Sağlam Kayaların Tipik Makaslama Dayanımı Parametreleri

-Barton (1973); Hoek and Bray (1977): Rezidüel İçsel Sürtünme Açısı

-Barton (1974): Dolgulu Süreksizlikler ve Dolgu Malzemesinin Makaslama Dayanımı

-Serafim and Pereria (1983); Bieniawski (1989): Kaya Temelleri ile ilgili Jeomekanik Sınıflama / Makaslama Dayanımı Verileri

-Franklin and Dusseault (1989): Tipik Kayaç Eklemleri ve Dolgularına ait Mohr – Coulomb Makaslama Dayanım Parametreleri

-Hunt (1986): Ön Stabilite Analizlerinde Kullanılabilecek Kaya Kütle Süreksizliklerine ait Tipik Dayanım Değerleri

Yukarıda belirtilen referanslar tarafından önerilen kayaç parametreleri korelasyon ve parametre belirlemede yararanılacak kaynaklar olarak dikkate alınabilir (Tablo 2.8,2.9, 2.10, 2.11, 2.12, 2.13 ve 2.14).

Tablo 2.8.Sağlam kayaların mühendislik sınıflaması
(Deere ve Miller 1966; Stagg ve Zienkiewicz, 1968)

	Deney Grubu Sıkışma Dayanımı (MPa)			Deney Grubu Çekme Dayanımı (MPa)		Kopma Modülü (MPa)			Deney Grubu Statik Elastisite Modülü (GPa)		Deney Grubu Dinamik Elastisite Modülü (GPa)	
Kaya Türü ve Deney Grubu sayısı	Mak.	Min.	Verilerin >50% 'den fazlası	Mak.	Min.	Mak.	Min.	Verilerin >50% 'den fazlası	Mak.	Min.	Mak.	Min.
Amfibolit (13)	502	204				50	25				100	45
Bazalt (9)	348	79				45	15				85	40
Diyabaz (10)	348	155	265/335			55	30	34/36			95	70
Diyorit (11)	324	150	165/235			50	15				40	24
Dolomit (10)	348	60				25	15				80	20
Gnays (15)	244	150	165/235			20	10	12/18			100	25
Granit (17)	285	154	165/235	54	28	25	10	12/18	74	17	80	10
Yeşiltaş (11)	305	110				45	10		60	46	100	20
Kireçtaşı (16)	185	35	135/200			35	2.5		80	28	95	10
Mermer (8)	230	45	200/235			20	10					
Marn (15)	190	70	65/135			30	2.5		32	4	45	10
Kuvarsit (11)	610	140				45	10					
Kumtaşı (18)	230	32		19	7	25	4	4/7	49	9	55	5
Şeyl (18)	225	73	65/135			30	2		51	11	65	10
Silttaşı (8)	307	35				35	8				60	7

I. Dayanım

Sınıf	Tanımlama	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (Mpa)
A	Çok yüksek dayanımlı	> 200
B	Yüksek dayanımlı	110 - 220
C	Orta dayanımlı	55 - 110
D	Düşük dayanımlı	28 - 55
E	Çok düşük dayanımlı	< 28

II. Elastisite Modülü Oranı ($E_t/\sigma_{a(ult)}$)

Sınıf	Tanımlama	Elastisite Modülü Oranı [b]
H	Yüksek modül oranı	> 500
M	Ortalama (Orta) modül oranı	200 - 500
L	Düşük modül oranı	< 200

a Kayalar AM, BL, BH, CM vb şeklinde hem dayanım hem modül oranı ile birlikte sınıflandırılmaktadır.

b Modül oranı = $E_t/\sigma_{a(ult)}$) bağıntısında E_t %50 nihai dayanımın tanjant modülü ve $\sigma_{a(ult)}$ tek eksenli basınç dayanımıdır.

Tablo 2.9. Sağlam kayaların tipik Makaslama dayanımı parametreleri (Stagg ve Zienkiewicz, 1968)

Kaya Türü	$\sigma_{a(ult)}$ (MPa)		c, kohezyon (MPa)	ϕ (derece)
Granit	Değişim aralığı	65 - 270	9 - 40	51 - 58
	Ortalama	165	24	55
Kireçtaşı	Değişim aralığı	20 - 200	3 - 35	37-58
	Ortalama	100 - 135	16 - 22	50
Kumtaşı	Değişim aralığı	20 -200	4 - 40	48 - 50
	Ortalama	55 - 135	10 - 25	48

Tablo 2.10. Rezidüel içsel sürtünme açısı (Barton, 1973; Hoek ve Bray, 1977)

Kaya Türü	Φ_r (derece)
Amfibolit	32
Bazalt	31 - 38
Konglomera	35
Tebeşir	30
Dolomit	27 - 31
Gnays (yapraklanmalı)	23 - 29
Granit (ince taneli)	29 - 35
Kireçtaşı	33 - 40
Porfiri	31
Kumtaşı	25 - 35
Şeyl	27
Silttaşı	27 - 31
Sleyt	25 - 30
Düşük değerler genelde ıslak kaya yüzeylerinden yapılan deneylerden sağlanmıştır	

Tablo 2.11. Dolgulu süreksizlikler ve dolgu malzemesinin makaslama dayanımı (Barton, 1974)

KAYA	TANIMLAMA	PİK c' (Mpa)	PİK Φ°	REZİDÜEL c' (Mpa)	REZİDÜEL Φ°
Bazalt	Killi bazaltik breş ; kil ve bazalt içeriğinde geniş aralıkta değişkenlikler	0.24	42		
Bentonit	Tebeşir içerisinde bentonit damarı	0.015	7.5		
	İnce tabakalar	0.09 - 0.12	12 - 17		
	Üç eksenli deneyler	0.06 - 0.1	9 - 13		
Bentonit şeyli	Üç eksenli deneyler	0 - 0.27	8.5 - 29		
	Kesme kutusu deneyleri			0.03	8.5
Kil	Aşırı konsolide, kayma yüzeyleri, eklemler ve küçük makaslamalar	0 - 0.18	12 - 18.5	0 - 0.003	10.5 - 16
Killi şeyl	Üç eksenli deneyler	0.06	32		
	Katmanlanma yüzeyleri			0	19 - 25
Kömür yatakları kayaçları	Milonite damarları ; 10 - 25 mm	0.012	16	0	11 - 11,5
Dolomit	Altere şeyl tabakası ; ±150 mm kalınlıkta	0.04	14.5	0.02	17
Diyorit, granodiyorit ve porfiri	killi fay zonu (2% kil, PI=17%)	0	26.5		
Granit	Kil dolgulu faylar	0 - 0.1	24 - 25		
	Kumlu toprak fay dolgusu	0.05	40		
	Tektonik makaslama zonu, yapraklanmalı ve parçalanmış granit, paralanmış kaya ve fay kili	0.24	42		
Grovak	tabakalanma düzlemlerinde 1-2 mm kil			0	21
Kireçtaşı	6 mm kil tabakası			0	13
	10 - 20 mm kil dolguları	0.1	13 - 14		
	kil dolgular < 1mm	0.05 - 0.2	17 - 21		
Kireçtaşı, marn ve linyit	Ara tabakalı linyit katmanları	0.08	38		
	Linyit / marn dokanağı	0.1	10		
Kireçtaşı	Marnlı eklemler ; 20 mm kalınlıkta	0	25	0	15 - 24
Linyit	Linyit ve kil arasındaki tabaka	0.014 - 0.03	15 - 17.5		
Montmorillonit Bentonit kili	Tebeşir içerisinde 80 mm bentonitik	0.36	14	0.08	11
	kil damarları (montmorillonit)	0.016 - 0.02	7.5 - 11.5		
Şist, kuvarsit ve silisli şist	100 - 15 mm kalınlıkta kil dolgu	0.03 - 0.08	32		
	İstifte ince kil tabakası	0.61 - 0.74	41		
	İstifte kalın kil tabakası	0.38	31		
Kayrak	İnce laminalı ve altere olmuş	0.05	33		
Kuvars/kaolen /pirolusit	Yoğrulmuş örnek üzerinde üç eksenli deneyleri	0.042 - 0.09	36 - 38		

Tablo 2.12. Kaya temelleri ile ilgili jeomekanik sınıflama makaslama dayanımı verileri (Serafim ve Pereira 1983; Bieniawski , 1989)

Kaya Kütle Özellikleri					
RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Kaya Sınıfı	I	II	III	IV	V
Kohezyon (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
İçsel Sürtünme Açısı (derece)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15
Modül (GPa)	> 56	18 - 56	5.6 - 18	1.8 - 5.6	< 1.8
Kaya Malzemenin Makaslama Dayanımı					
Kohezyon (MPa)	> 25	15 - 25	8.5 - 15	4.5 - 8.5	< 4.5
İçsel Sürtünme Açısı (derece)	> 65	55 - 65	48 - 55	41 - 48	< 41
İçsel Sürtünme Açısı (derece)					
Süreksizlik Durumu Puanlaması	30	25	20	10	0
Tamamen Kuru	45	35	25	15	10
Nemli	43	33	23	13	< 10
Islak	41	31	21	11	< 10
Damla	39	29	19	10	< 10
Su Akışı	37	27	17	< 10	< 10

Tablo 2.13. Tipik kayaç eklemleri ve dolgularına ait Mohr – Coulomb makaslama dayanım parametreleri (Franklin ve Dusseault, 1998)

		Tipik Sürtünme Açıları Φ (derece) (c=0)	
Eklem dolguları			
	Smektit killeri	5 - 10	
	Kaolinit	12 - 15	
	İllit	16 - 22	
	Klorit	20 - 30	
	Portland çimentosu dolgusu	16 - 22	
	Kuvars ve Feldspar kumu	28 - 40	
Kayaç eklemleri **			
	Kristalize kireçtaşı	42 - 49	
	Gözenekli kireçtaşı	32 - 48	
	Tebeşir	30 - 41	
	Kumtaşı	24 - 35	
	Kuvarsit	23 - 44	
	Şeyl	22 - 37	
	İri taneli volkanik kayaçlar	31 - 48	
	İnce taneli volkanik kayaçlar	33 - 52	
	Şist	32 - 40	
		Tipik Doruk Dayanımları* **	
		c (MPa)	**Φ (derece)**
	Kumtaşı	0.12 - 0.66	32 - 37
	Silttaşı	0.10 - 0.79	20 - 33
	Piroklastik	0.14 - 0.36	36 - 39
	Çamurtaşı (Kömür tbk. Altında)	0.06 - 0.18	15 - 24
	Çamurtaşı	0.00 - 0.46	22 - 39

* Kayaçların kendi içerisinde ve deney yöntemlerindeki önemli ölçüde değişiklikler ve pik mukavemet zarfı eğrisi nedeniyle buradaki veriler kaya özellikleri için kaba bir rehber niteliğindedir. Pik mukavemet değerleri Karbonifer kaya tabakaları (kömür seviyeleri) için verilmiştir.

** Lama ve Vutukuri (1978) tarafından yapılan özet

*** Hassani ve Scoble (1995) den

Tablo 2.14. Ön stabilite analizlerinde kullanılabilecek kaya süreksizliklerine ait tipik dayanım değerleri (Hunt,1986)

Özellikler	Koşullar	Dayanım Paramertesi [c]
Eklem yüzeyi: düz, ayrışmamış kayada [d,e]	Sert, masif, iyi kenetlenmiş veya çimentolanmış (granit, bazalt, gnays, kumtaşı, kireçtaşı)	Φ_u=30 - 35°
	Sert, şeylli ve yapraklanmalı (sert şeyl, sleyt, fillit, mikaşist)	Φ_u=25 - 30°
	Yumuşak, laminalı veya yapraklanmalı (killi şeyl, talkşist, klorit şist)	Φ_u=20 - 25°
Pürüzlülük açısı j (Φ_u ya eklenir)[e]	Çok düzensiz yüzeyler	j=30 - 40°
	Ortalama yüzeyler	j= 5 - 15°
	Düz, düzlemsel yüzeyler	j=0 - 2°
Fay ve makaslama zonu (milonit)	Kumlu malzeme	Φ_d= 24 - 32°
	Ara (orta) malzeme	Φ_d= 16 - 23°
	Killi malzeme	Φ_d= 8 - 15°

[a] Deere (1976) dan sonra

[b] GS = 1.5 ile 2.0, Φu = temel sürtünme açısı, Φ_d = drenajlı deney

[c] Genellikle zayıf zonlar (ayrışmış, altere olmuş, parçalanmış) için c=0 kabul edilir ve sert kaya dahil hiçbir koşulda c>1.0 tsf değildir

[d] Pürüzlülük açısı j, Φ_u 'ya eklenir veya analizler için $\Phi = \Phi_u + j$

[e] Ayrışmış yüzeylerde $\Phi = \Phi_u + j$ 5° ile 10° arasında azaltılır

[f] Φ_r değeri genelde Φ' den 5° ile 10° veya daha düşüktür

Referanslar

Barton, N., 1973. Review of a New Shear Strength Criterion for Rock Joints. Engineering Geology.Elsevier, Vol. 7, 287-332

Barton, N., R., 1974. A Review of the Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock. Norwegian Geotech. Inst. Publ. No. 105. Oslo.

Barton, N., R., Lien, R. and Lunde, I., 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Supports. Rock Mechanics, 6 (4), 189-239.

Barton, N., R., 2002. Some New Q-value Correlations to Assist in Site Characterisation and Tunnel Design. Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 39 (2002), 185-216 pp.

Bieniawski, Z. T.,1989. Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley and Sons, 237 pp.

Franklin, J. A. and Dusseault, M. B., (1989): Rock Engineering, Mcgraw-Hill Book Company, New York

Hoek, E. and Bray, J. W., 1977. Rock Slope Engineering. Institution of Mining and Metallurgy, London, UK.

Hoek, E. and Brown, E. T., 1980. Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy. Stephen Austin and Sons, 527 pp.

Hoek, E. and Brown, E. T., 1988. The Hoek and Brown Failure Criterion-a 1988 update. In rock engineering for underground excavations, proc. 15th Canadian rock mech.symp.,Toronto, 31-38.

Hoek, E., 1995. Strength of Rock and Rock Masses. ISRM News Journal, 2 (2), 4-16.

Hoek, E., 1998. Rock Engineering for Tunnels. 298 pp.

Hoek, E., Kaizer, P. K. and Bawden, W. F., 2000. Support of Underground Excavations in Hard Rock. Balkema, 215 pp.

Hoek, E:, Carranza-Torres, C., Corkum, B., 2002. Hoek-Brown Failure Criterion- - 2002 Edition.

Hunt, R. H., 1986: Geotechnical Engineering Analysis and Evaulation. Mcgraw-Hill Book Company

Obert, L. and Duvall, W. I., 1967. Rock Mechanics and Design of Structures in Rock. John Wiley and Sons, New York.

Serafim, S.,J. and Pereria, J., P., (1983); Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski. Proc Int. Symp. On Eng. Geol. And Underground Constr., LNEC, Lisbon, Portugal, vol. 1, 33-42

Sönmez, H. ve Ulusay, R., 1999. Modifications to the Geological Strength Index (GSI) and their Applicability to Stability of Slopes. Int. Journal of Rock Mech. and Mining Science, 36 (6), 743-760.

Ulusay, R. ve Sönmez, H., 2002. Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri. TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası. Yayın no. 60, 243 syf.

3. SIĞ TEMELLER

3 SIĞ TEMELLER

3.1 Taşıma Gücü

3.1.1 Genel

Genel taşıma gücü teorisi Terzaghi (1943) tarafından ortaya atılmıştır. Bu teorideki göçme yüzeyi Şekil 3-1' de verilmektedir. Sürekli (şerit) temeller ve genel göçme mekanizmasının geçerli olduğu hal için zeminin nihai taşıma gücü; q_u:

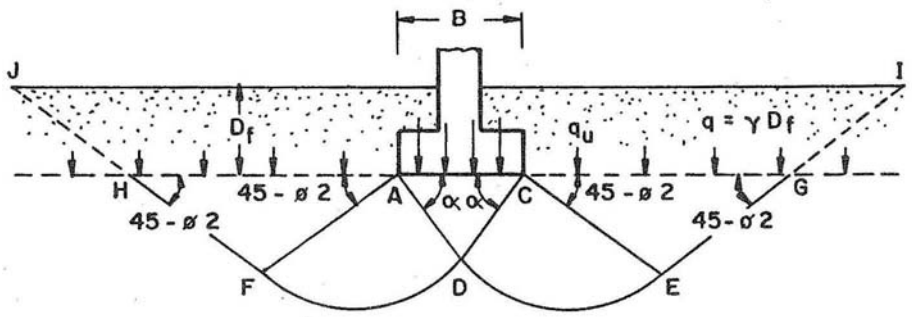
$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \qquad 3\text{-}1$$

ifadesi ile verilmekte, burada:

c = kohezyon
 = zeminin birim ağırlığı
q = γD_f= sürşarj yükü

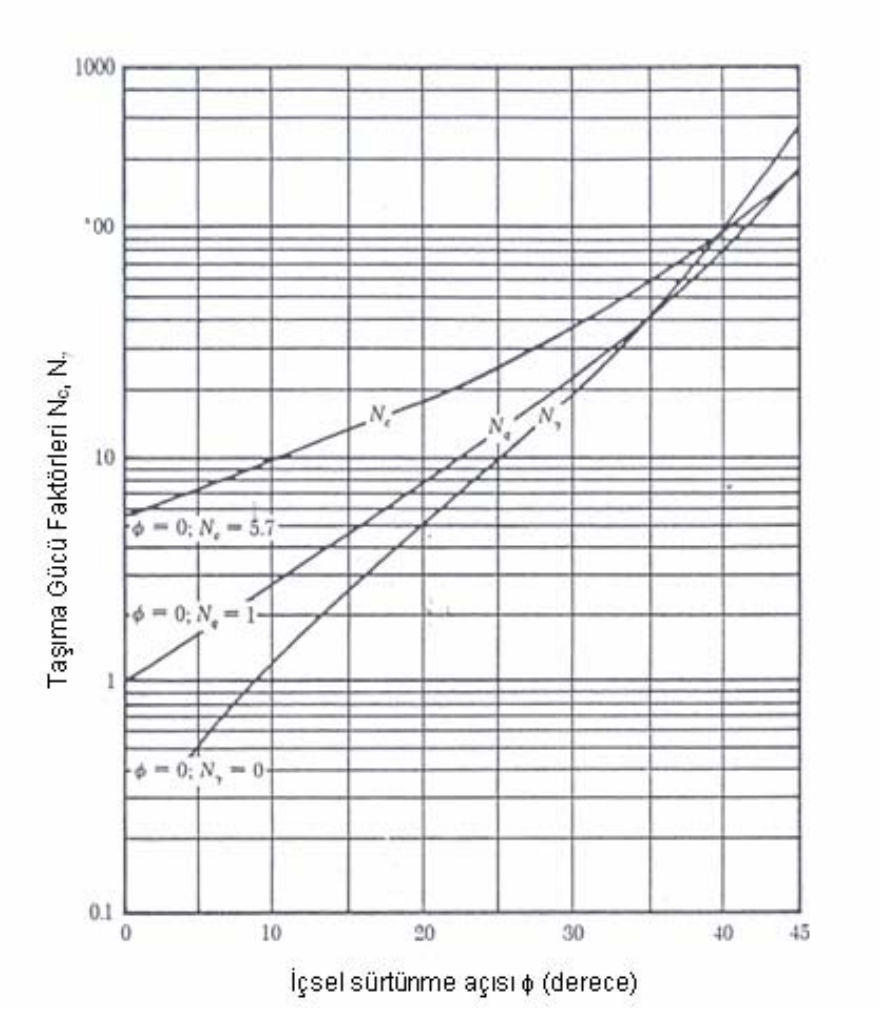
N_c,N_q,N_g= taşıma gücü faktörleri

olarak tanımlanmaktadır.



Şekil 3.1.Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi Göçme Modeli

Burada tanımlanan taşıma gücü faktörleri N_c,N_q,N zeminin kayma direnci açısının fonksiyonu olup çeşitli kaynaklarda tablo veya grafik halinde verilmiştir (Bowles,1988; Craig, 1988).



Şekil 3.2.Terzaghi Taşıma Gücü Faktörleri

Terzaghi taşıma gücü faktörleri **Şekil 3.2** de verilmektedir. Değişik temel geometrilerine sahip temellerde N_c ve N_γ taşıma gücü faktörlerine aşağıda verilen S_c ve $S_\square$ düzeltme katsayıları uygulanır:

Düzeltme Katsayısı	Şerit Temel	Kare Temel	Dairesel Temel	Dikdörtgen Temel
S_c	1.0	1.3	1.3	$1+0.3\frac{B}{L}$
$S_\square$	1.0	0.8	0.6	$1-0.2\frac{B}{L}$

B: Temel Genişliği (kısa kenar) - L: Temel Boyu (uzun kenar)

Yumuşak/gevşek kıvamdaki zeminllerde göçme mekanizması farklı olduğundan taşıma gücü hesabında aşağıda tanımlanan düzeltilmiş kayma direnci parametreleri c_1 ve ϕ_1 değerleri kullanılır.

$$c_1 = \frac{2}{3}c \qquad 3\text{-}2$$

$$\tan\phi_1 = \frac{2}{3}\tan\phi \qquad 3\text{-}3$$

Temel zeminin net taşıma gücü değeri q_n :

$$q_n = q_u - \gamma D_f \qquad 3\text{-}4$$

olarak tanımlanır. Zeminin emniyetli taşıma gücü değeri q_a , aşağıdaki bağıntıdan hesaplanır:

$$q_a = \frac{q_n}{GS} + \gamma D_f \qquad 3\text{-}5$$

GS= Güvenlik sayısı (yüzeysel temellerde GS=3 olarak kullanılır)

Terzaghi teorisi aslı ve genel prensiplerine sadık kalınarak Meyerhof (1963), Hansen(1970) ve Vesic(1973) tarafından temel derinliği ve geometrisi ile yatay yüklerin uygulandığı haller için detaylandırılmış ve aşağıdaki genel taşıma gücü denklemi önerilmiştir:

$$q_u = cN_cF_{cs}\,F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma\, BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}\text{''} \qquad 3\text{-}6$$

Bu denklemde:

F_{cs}, F_{qs}, $F_{\square s}$ = şekil faktörleri
F_{cd}, F_{qd}, $F_{\square d}$ = derinlik faktörleri
F_{ci}, $F_{\square i}$, $F_{\square i}$ = yük eğim faktörü

Bu faktörler deneysel çalışmalar sonucu elde edilen ampirik değerlerdir. (Das, 1984).
Şekil faktörleri (De Beer, 1970)

$$F_{cs} = 1 + (\frac{B}{L})(\frac{N_q}{N_c}) \qquad 3\text{-}7a$$

$$F_{qs} = 1 + (\frac{B}{L})\tan\Phi \qquad 3\text{-}7b$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4(\frac{B}{L}) \qquad 3\text{-}7c$$

Olarak verilmekte, bu denklemde L= temelin boyu (L>B) olarak tanımlanmaktadır.
Derinlik faktörleri (Hansen 1970) Df/B ≤ 1 hali için:

$$F_{cd} = 1 + 0.4(\frac{D_f}{B}) \qquad 3\text{-}8a$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2)\frac{D_f}{B} \qquad 3\text{-}8b$$

$$F_{\gamma d} = 1.0 \qquad 3\text{-}8c$$

olarak tanımlanmakta, D_f / B > 1 koşulu için aynı faktörler:

$$F_{cd} = 1 + 0.4\tan^{-1}\left[\frac{D_f}{B}\right] \qquad 3\text{-}8d$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\Phi(1-\sin\Phi^2)\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) \qquad 3\text{-}8e$$

$$F_{\gamma d} = 1.0 \qquad 3\text{-}8f$$

olarak verilmektedir $\tan^{-1}(D/B)$ terimi radyan olarak hesaplanmalıdır. Eğim faktörleri (Hanna and Meyerhof 1983):

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \qquad 3\text{-}9a$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \qquad 3\text{-}9b$$

ifadeleriyle hesaplanabilmektedir. Burada β° açısı yükün düşey ile yaptığı açı olarak tanımlanmıştır.

Denklem 2.2'de verilen genel taşıma gücü denkleminde Vesic (1973) tarafından **Tablo 3.1**' de verilen taşıma gücü faktörlerinin kullanılması öngörülmektedir.

Genel taşıma gücü denklemi klasik temel boyutları ve temel geometrileri için Terzaghi teorisine yakın sonuçlar vermektedir. Temel detayı ve yükleme durumunun farklı olduğu, örneğin istinad duvarları gibi yatay yüklerin önemli boyutta olduğu durumlarda genel taşıma gücü denkleminin kullanılmasında yarar vardır.

Temellerde egzantrik yükler altında taşıma gücü belirlenmesinde Denklem 3-6'da verilen genel taşıma gücü formülü kullanılabilecektir. Burada eşdeğer sömel boyutları:

$$B^* = B - 2e_b \qquad 3\text{-}10a$$

$$L^* = L - 2e_l \qquad 3\text{-}10b$$

şeklinde hesaplanır ve Denklem 3-6'da B* değeri kullanılır. Derinlik faktörlerinin hesabında orjinal temel genişliği B şekil faktörlerinde ise B* değeri kullanılmalıdır. Burada e_B ve e_L temel genişliği ve boyu istikametinde eksantrisite değerleridir. Bu durumda bir sömelin taşıyabileceği nihai yük, P_u:

$$P_u = q_u(B^* x L^*) \qquad 3\text{-}11$$

3.1.2 Kohezyonlu Zeminlerde Uygulamalar

Kil zeminlerde uzun dönem drenajlı davranışın geçerli olduğu hallerde kilin efektif kohezyon ve kayma direnci açıları kullanılarak Denklem 3-1 veya 3-6 yardımıyla hesaplanmaktadır. Kısa dönem-drenajsız davranış (Φ=0) durumunda N_q=1.0, ve $N_\gamma = 0$ olacağından kilde net taşıma gücü q_n:

$$q_n = c_u N_c \qquad 3\text{-}12a$$

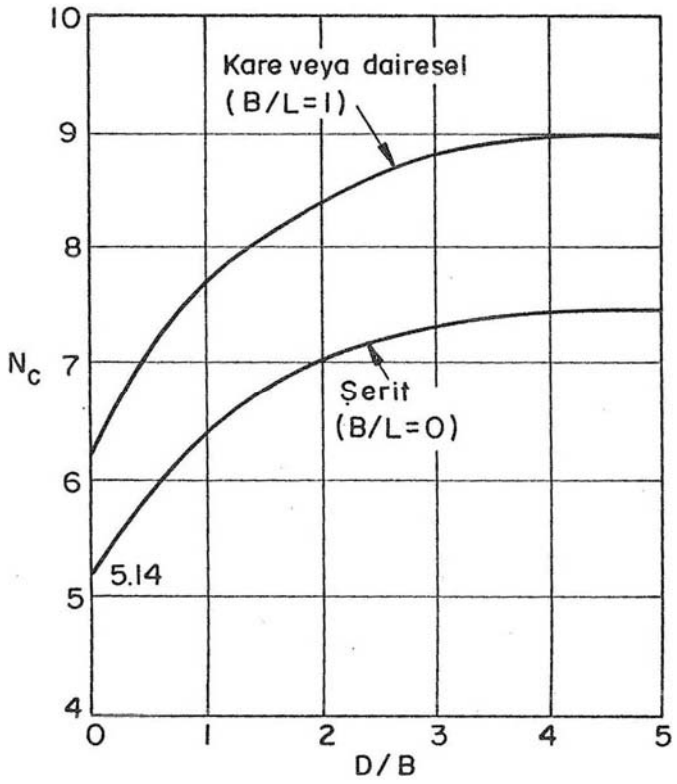
Dikdörtgen temelde N_c değeri kare temel için bulunan N_c değeri $\left(0.84 + 0.16\frac{B}{L}\right)$ faktörü ile çarpılarak bulunur.

veya

$q_n = c_u N_c F_{cs} F_{qs} F_{ys}$ 3-12b

c_u :zeminin drenajsız kayma mukavemeti

denklemlerinden hesaplanabilir. **Denklem 3-12a** kullanıldığında N_c faktörünün Skempton (1951) tarafından önerilen **Şekil 3.3**'den alınması, **Denklem 3-12b** de ise **Tablo 3.1** 'de verilen N_c=5.14 değerinin kullanılması gerekmektedir.



Şekil 3.3. Skempton N_c Taşıma Gücü Faktörü (Craig 1988)

Tablo 3.1. Taşıma gücü faktörleri (Vesic,1973)

ϕ	N_c	N_g	N_g	N_q / N_c	tan ϕ
0.00	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1.00	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2.00	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3.00	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4.00	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5.00	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6.00	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7.00	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8.00	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9.00	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10.00	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11.00	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12.00	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13.00	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14.00	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15.00	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16.00	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17.00	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18.00	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19.00	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20.00	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21.00	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22.00	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23.00	18.05	8.66	8.20	0.48	0.04
24.00	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25.00	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26.00	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27.00	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28.00	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29.00	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30.00	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31.00	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32.00	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33.00	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34.00	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35.00	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36.00	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37.00	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38.00	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39.00	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40.00	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41.00	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42.00	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43.00	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44.00	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45.00	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46.00	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47.00	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48.00	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49.00	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50.00	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

3.1.3 Kohezyonsuz Zeminlerde Uygulamalar

Kohezyonsuz zeminlerde örselenmemiş zemin örneklerinin alınarak kayma direnci açısının laboratuvarda belirlenmesi genellikle mümkün olmamaktadır. Bu durumda arazi deneyleri ile kayma direnci açısı ϕ' arasında verilen ampirik korelasyonlar kullanılmakta, ve ϕ açısı bulunduktan sonra taşıma gücü Denklem 3-1 veya 3-6 yardımıyla hesaplanmaktadır.

Kohezyonsuz zeminlerde taşıma gücünün belirlenmesinde diğer bir yaklaşım ise zeminin net taşıma gücü ile arazi deney verileri arasında önerilen korelasyonlardan yararlanmaktadır Aşağıda ülkemizde ve dünyada yaygın olarak kullamlan standart penetrasyon deneyi (SPT) ve konik penetrasyon deneyi (CPT) sonuçlarından taşıma gücü tayini ile ilgili yöntemler açıklanmaktadır.

3.1.3.1 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)

Kohezyonsuz zeminlere oturan sığ temellerin projelendirilmesinde iki koşul aranmaktadır: i) toplam göçmeye karşı emniyetin en az GS=2.0 olması; ii)oturmaların 25 mm değerini aşmaması. Çeşitli boyuttaki temeller üzerinde yapılan ölçümlerden temel genişliği B<I.0 ın olması halinde taşıma gücünün kritik olduğu; B> 1.0 m durumunda projelendirmeyi oturmaların kontrol ettiği anlaşılmıştır (Berry and Reid 1987). Uygulamada temel genişliğinin genellikle 1. 0 m ' nin üzerinde olduğu dikkate alındığında sığ temellerin kum zeminde oturma kriterine göre projelendirilmesi esas alınmalıdır.

Bu durumda Peck v.d.(1974) tarafından önerilmiş olan ve standart penetrasyon direnci N değerinden taşıma gücünü veren abaklarda temel genişliği (B) faktörü ortadan kalkmakta ve taşıma gücü aşağıdaki denklemler yardımıyla hesaplanabilmektedir:

Yeraltı suyu seviyesinin temel altından B veya daha derin olması halinde net emniyetli taşıma gücü q_{nem}:

$$q_{nem}=11\ N \qquad kN/m^2 \qquad 3\text{-}13a$$

Yeraltı suyu seviyesi temel seviyesinin üzerinde olması durumunda $(0<D_w<D_f)$

$$q_{nem}=0.5x11\ N \qquad kN/m^2 \qquad 3\text{-}13b$$

Yeraltı suyu seviyesi zemin yüzeyinden D_w derinliğinin $D_f<D_w<D_t+B$ olması halinde ise:

$$q_{nem} = 11N\left[0.5+0.5\frac{D_w}{D_f+B}\right] \qquad kN/m^2 \qquad 3\text{-}13c$$

olmaktadır. Burada D_f temel derinliği, N ise temel seviyesinden 0.5B yukarıda ve 2B aşağıdaki standart penetrasyon dirençlerinin ortalamasıdır. Bu net emniyetli taşıma güçleri temelde toplam oturmanın 25 mm'yi aşmaması kriterine göre verilmiştir. Müsaade edilir oturmalann (S_m) bu değerden daha az veya daha fazla olması durumunda hesaplanan q_{nem} değeri (S_m/25mm) faktörü ile çarpılmalıdır. Örneğin radye temellerde toplam 50 mm oturmaya müsaade edileceğinden net emniyetli taşıma gücü **Denklem 3-13** 'te hesaplanan değerlerin iki katı olacaktır.

Deneysel bulgulara dayanarak Bowles (1986) yukarıda verilen Peck,vd.(1974) metodunu aşırı güvenli bulmuş ve taşıma gücü hesabı için aşağıdaki yöntemi önermiştir.

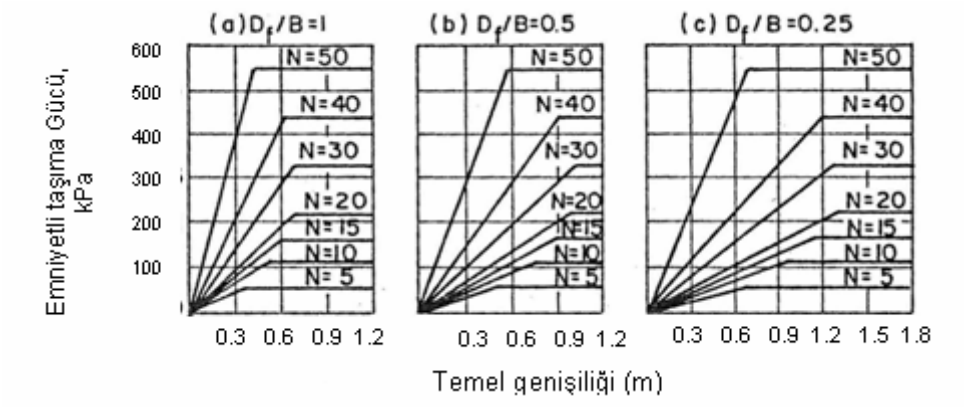
$$q_{nem} = \frac{N}{0.05} K_d \qquad (kN/m^2) \qquad B \le 1.2m \qquad 3\text{-}14a$$

$$q_{nem} = \frac{N}{0.08}\left[\frac{B+0.3}{B}\right]^2 K_d \qquad (kN/m^2) \qquad B > 1.2m \qquad 3\text{-}14b$$

Burada derinlik faktörü K_d:

$$K_d = 1 + 0.33\frac{D}{B} \le 1.33 \qquad 3\text{-}14c$$

olarak verilmektedir



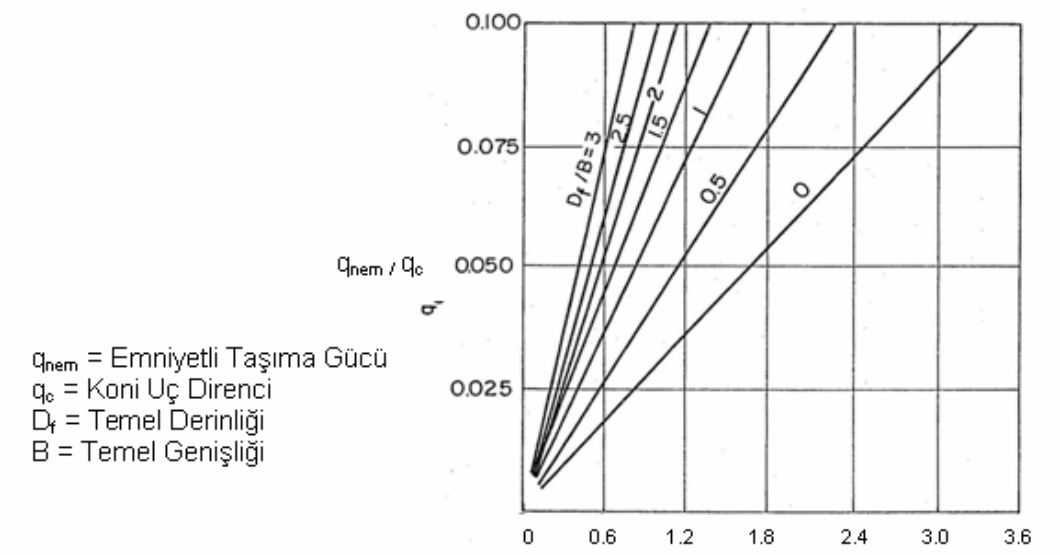
Şekil 3.4. Peck v.d. (1974) Tarafından Önerilen Taşıma Gücü Abakları

3.1.3.2 Konik Penetrasyon Deneyi (CPT)

Meyerhof (1956) zeminin emniyetli taşıma gücü q_{nem} ile koni k penetrasyon uç direnci q_c; arasında aşağıdaki korelasyonu önermiştir:

$$q_{nem} = \frac{q_c B}{40}\left[1 + \frac{D_f}{B}\right] \; kN/m^2 \qquad 3\text{-}15$$

Denklem 3-15 'in abak formu **Şekil 3.5**'de verilmiştir Bu yöntemde de oturmaların 25 mm'yi aşmayacağı öngörülmektedir.



Şekil 3.5. Konik Penetrasyon Uç Direncinden Zemin Taşıma Gücü (NAVFAC,1982)

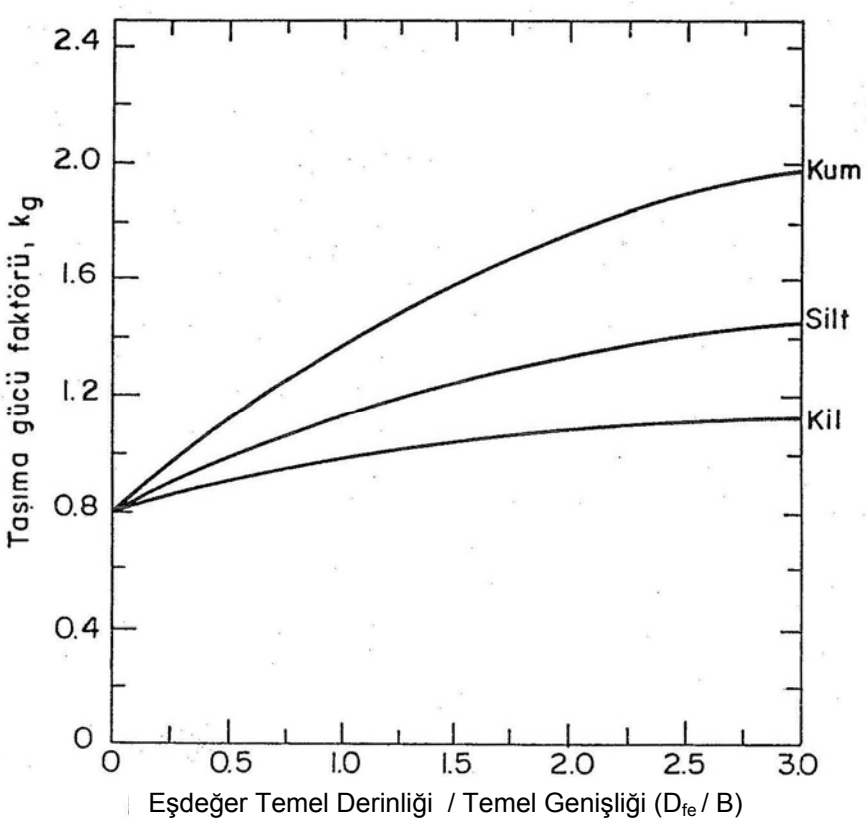
3.1.3.3 Pressiyometre Deneyi

Pressiyometre deneyinde ölçülen limit basıncı P_L değerinden zeminin nihai taşıma gücü değeri, q_u Menard (1965) tarafından aşağıdaki yöntemle hesaplanabilmektedir:

$$q_u = \gamma D_f + k_g \left(P_L - P_{oh}\right)$$

$$q_a = \frac{k_g}{G_s}(P_L - P_{oh}) \qquad \text{3-16}$$

Burada k_g : taşıma gücü faktörü; P_L: limit basıncı; ve P_{oh} : temel seviyesindeki toplam yatay gerilmedir. Taşıma gücü faktörünün zemin cinsi, temel geometrisİ ve derinliği ile değişimi **Şekil 3.6** 'da verilmiştir. Üniform zemin profilleri için eşdeğer derinliği D_{fe} temel derinliği D_f e karşıt gelmektedir. Metodun uygulanması ile ilgili ayrıntılar Biraud (1992) ve Baquelin (1978)'de verilmektedir.



Şekil 3.6.Taşıma Gücü Faktörü (Biraud 1992)

3.1.4 Eksantrik Yüklü Temeller

Üzerindeki kolon yükü ve momenti dolayısıyla bir temelin heriki ekseni için eksantrik yüklenmesi mümkündür (**Şekil 3.6**). Eksantrisite kolonun temelin merkezine yerleştirilmemiş olması veya herhangi bir nedenle temelin bir bölümünün kesilmesinden kaynaklanabilir.
Meyerhof (1953) ve Hansen (1970) tarafından yapılan gözlemler ve araştırmalar sonucunda eksantrik yüklü temellerde etkili temel boyutlarını;

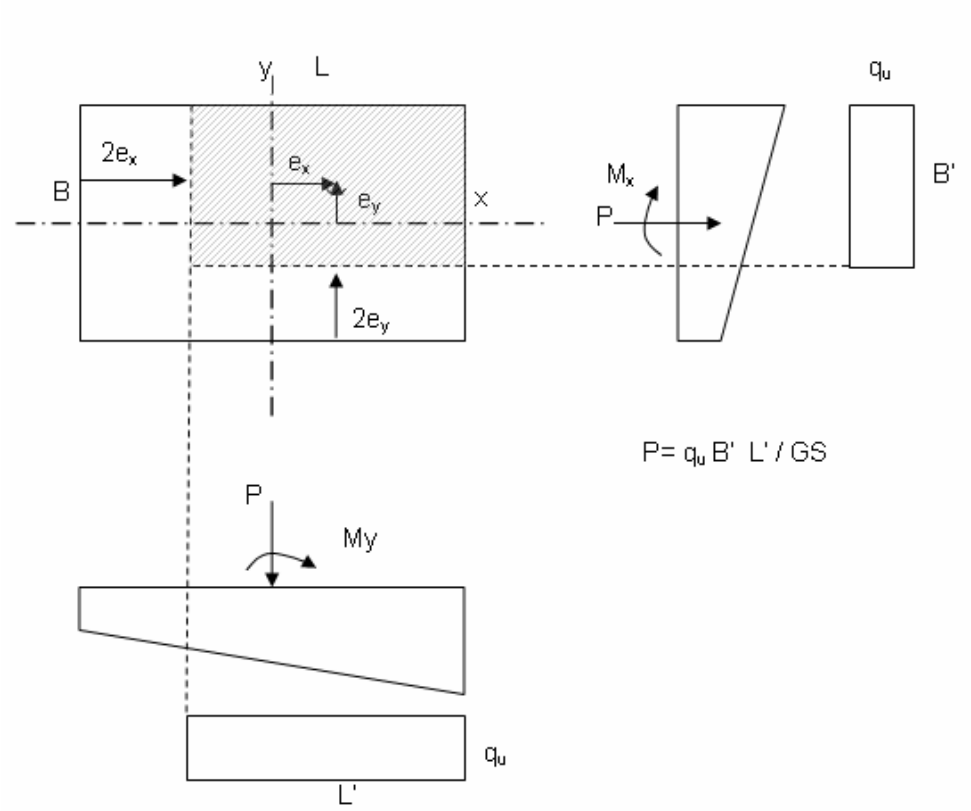
$$L' = L - 2e_x \qquad B' = B - 2e_y \qquad 3.17$$

Olarak vermişlerdir ve etkili temel alanı

$$A_f = B' L' \qquad 3.18$$

olmuştur. Taşıma gücü hesaplarında artık B yerine B' kullanılacak ve taşıma gücü düşecektir. Bu durumda temelin taşıyabileceği emniyetli taşıma kapasitesi, güvenlik sayısı, GS=3 alınarak aşağıda verilmişti;

$$P = q_u B' L' / GS \qquad 3.19$$



Şekil 3-7 Ekzantrik Yüklü Temellerde Etkili Temel Boyutu

3.2 Oturmalar

3.2.1 Genel

Zeminlerde toplam oturma üç bölümden oluşmaktadır:

i. Ani Oturmalar, S_i : Zamana bağlı olmayan, yükleme hemen sonrasında zemin su içeriğinde bir değişiklik olmaksızın ortaya çıkan oturmalardır. Bu oturmalar normal konsolide killerde toplam oturmanın küçük bir bölümünü oluşturduğundan genellikle ihmal edilir. Aşırı konsolide kil ve kum zeminlerde ise Elastik Teori kullanılarak hesaplanır.

ii. Primer Konsolidasyon Oturmaları, S_c : Kohezyonlu (kil) zeminlerde toplam oturmanın önemli bir bölümünü teşkil ederler. Yük altında zemin boşluk suyunun zamana bağlı olarak zemin bünyesinden atılması diğer bir deyişle boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesi nedeniyle gerçekleşen hacim değişiminin sonucudur. Bu oturmaların miktarı ve zaman içersindeki gelişimi konsolidasyon teorisi ve konsolidasyon deneylerinden elde edilen zemin sıkışabilirlik katsayıları kullanılarak hesaplanır

iii. Sekonder (ikincil) Konsolidasyon Oturmaları, S_{se} : Primer konsolidasyonun tamamlanmasından sonra ortaya çıkan ve uzun süre devam edebilen oturmalardır. Zeminin sabit yük altında danelerin oriyantasyonundaki değişimlerden kaynaklanmaktadır. Genellikle organik zeminlerde ve yumuşak yüksek plastisiteli killerde ortaya çıkar.

Toplam oturmalar ise yukarıda açıklanan üç bileşenin toplamıdır.

3.2.2 Ani Oturmalar

Doygun kohezyonlu zeminlerde ani oturmalar elastik teori kullanılarak ve Poisson oranının 0.5 değeri için hesaplanarak konsolidasyon oturmalarına ilave edilir. Janbu v.d.(1956) doygun killer üzerine oturan esnek temellerde ortalama elastik oturmaların hesaplanmasında aşağıdaki yöntemin kullanılmasını önermişlerdir:

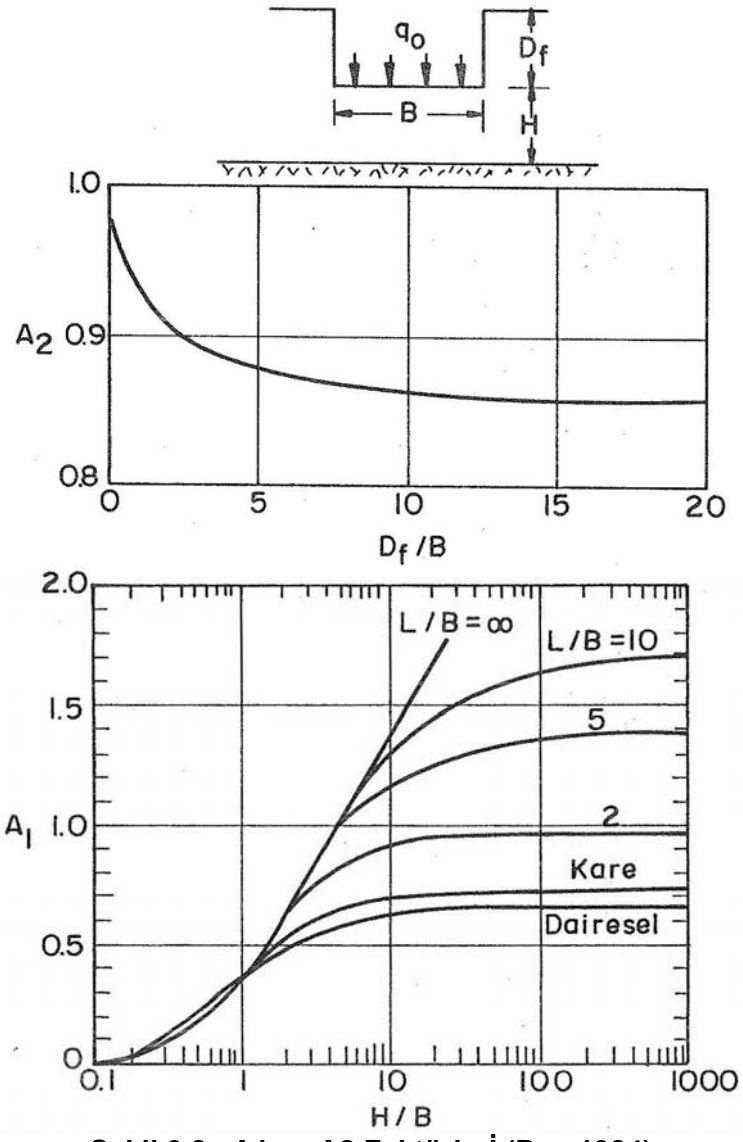
$$S_i = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_s} \qquad 3\text{-}20$$

Burada A_1 ve A_2 katsayıları Christian ve Carrier (1978) tarafından verildiği formda **Şekil 3.8**' de gösterilmiştir.

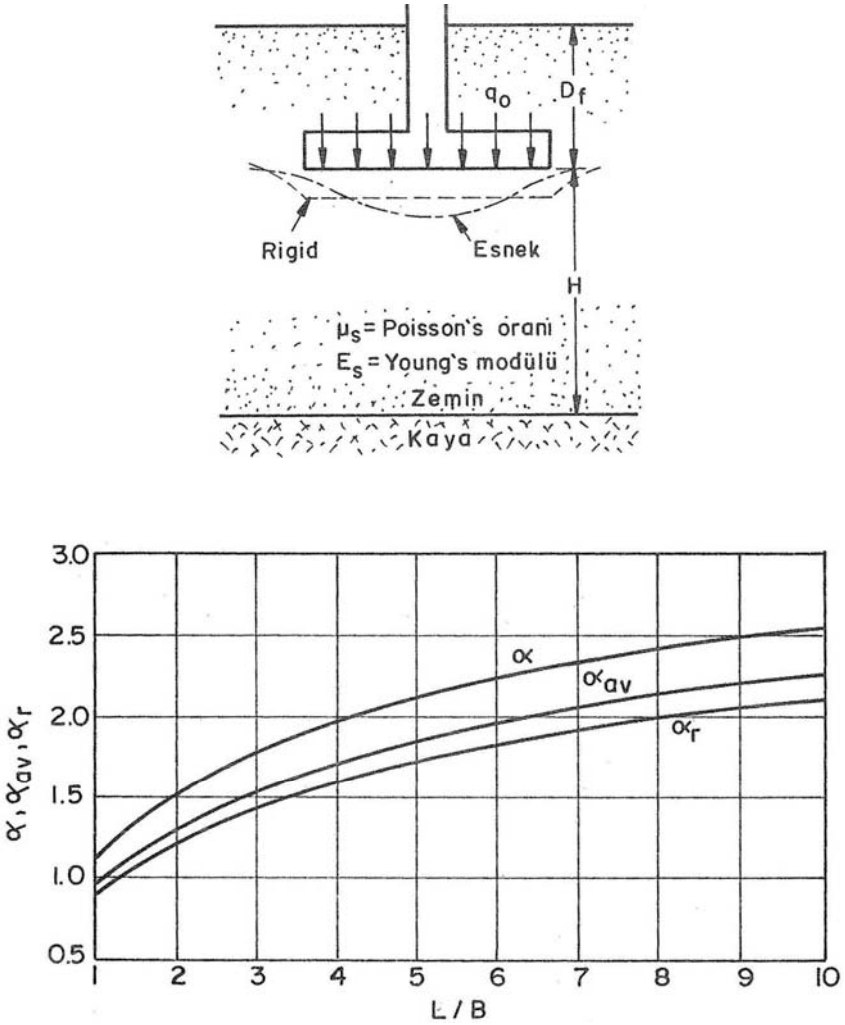
Genelolarak kil ve kum zeminlerin elastik oturma hesaplarında Harr (1966) tarafından önerilen aşağıdaki yöntem uygulanabilir. Yarı sonsuz elastik ortamda esnek dairesel veya kare sömellerde merkezde elastik oturmalar:

$$S_i = \frac{B q_0}{E_s}(1-\mu^2)\alpha \qquad 3\text{-}21$$

denkleminden hesaplanmaktadır. Yukarıdaki semboller **Şekil 3.8**'de açıklanmıştır. **Denklem 3-21** de α yerine **Şekil 3.9**'den α_{av} veya α_r kullanıldığında sırasıyla elastik averaj oturma ve rijit temelde ortalam elastik oturmalar belirlenmiş olur.



Şekil 3.8. A1 ve A2 Faktörleri (Das,1984)



Şekil 3.9. Denklem 3.20'de Tanımlanan α Faktörleri (Das, 1984)

Eksentrik yüklenmiş temellerde dönmeler:

$$\tan\theta = \frac{1-\mu^2}{E_s}\frac{M}{B^2 L} I_\theta \qquad 3\text{-}22$$

denkleminden hesaplanabilir. (Taylor 1967, Poulos and Davis 1974). Bu denklemde M sömele uygulanan moment (B istikametinde), θ : temeldeki dönme (yatay ile temel taban arasında) ve I_θ : tesir faktörüdür .Tesir faktörünün değerleri aşağıda verilmektedir:

L/B	$I_\square$	
	Esnek	**Rijit**
1.00	3.15	4.17
1.50	3.43	4.44
2.00	3.57	4.59
3.00	3.70	4.74
5.00	3.77	4.87
10.00	3.81	4.98

Poisson oranı μ deneysel olarak belirlenmesi zor bir parametre olup hesaplamalarda Bowles 1994 tarafından önerilen aşağıdaki değerler kullanılabilir.

μ	Zemin tipi
0.4 - 0.5	Killi zeminler
0.45 - 0.50	Suya doygun killi zeminler
0.3 - 0.4	Kohezyonsuz- (orta sıkı ve sıkı)
0.2 - 0.35	Kohezyonsuz- (gevşekten orta sıkıya kadar)

3.2.3 Konsolidasyon Oturmaları

Kil zeminlerde konsolidasyon sonucu ortaya çıkan oturmalar örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde yapılan konsolidasyon deneyleri sonuçlarından elde edilen zemin sıkışabilirlik parametreleri kullanılarak hesaplanır. Bu parametreler Bölüm 1 'de tarifiendiği gibi:

i. Hacimsel sıkışma indisi, m_v (m^2/kN) : zeminin belirli bir basınç aralığında uğradığı boşluk oranı değişiminin o basınç aralığına oranı, diğer bir deyişle boşluk oranı-efektif gerilme eğrisinin eğimi olarak tanımlanır.

$$m_v = \frac{1}{1+e_0}\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \qquad 3\text{-}23$$

Burada e_o : zeminin doğal boşluk oranı; Δe : yük altında boşluk oranındaki değişimi; $\Delta \sigma'$ ise efektif gerilme aralığı olarak tanımlanmıştır.

ii. Zemin kompresibilite indisi, C_c : konsolidasyon deneylerinden elde edilen e-log $\Delta \sigma'$ eğrisinin doğrusal bölümünün eğimi olarak tanımlanmıştır

$$C_C = \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \qquad 3\text{-}24$$

Bu iki parametre kullanılarak oturmalar aşağıdaki bağıntılar ile hesaplanır.

$$S = m_v \Delta \sigma' H \qquad 3\text{-}25$$

Burada S: oturma; $\Delta\sigma'$ sıkışabilir zemin tabakasında ortalama gerilme artışı; H: sıkışabilir zemin tabakasının kalınlığıdır. Oturmalar sıkışabilirlik indisi kullanılarak aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir:

$$S = \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{\sigma'_{V0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{V0}} \qquad 3\text{-}26$$

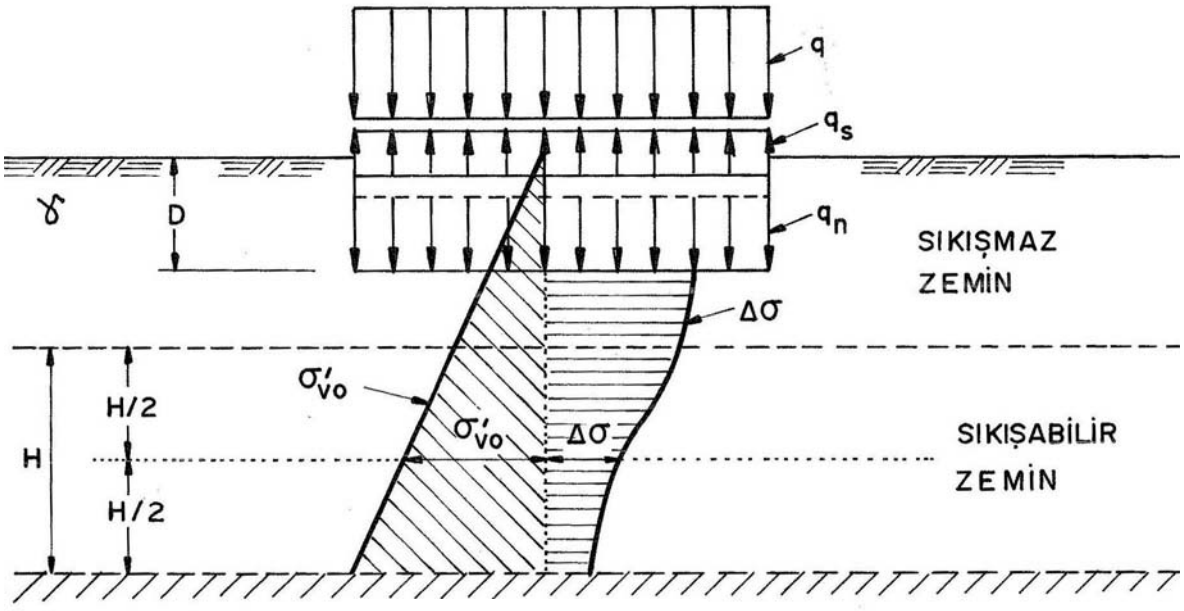
Burada σ'_{V0}: sıkışabilir zemin tabaksında konsolidasyon öncesindeki ortalama efektif gerilmedir. Oturma hesaplarında aşağıdaki hususlara dikkat etmek gerekir:

i. Oturmalar sıkışabilir zemin tabakasında temel yükleri sonucu ortaya çıkan net gerilme artışları ($\Delta\sigma$) cinsinden hesaplanmalıdır.

ii. **Denklem 3-25** kullanılarak yapılan oturma hesaplarında m_v değerinin düşey gerilme mertebesi ile değiştiği dikkate alınarak çözümü yapılan problemdeki öngerilme ve temel yükü nedeniyle ortaya çıkan gerilme artışı aralığına karşıt gelen m_v değeri kullanılmalıdır.

iii. **Denklem 3-26** Normal konsolide killer için geçerlidir.

iv. Sıkışabilir kil katmanı boyunca gerek σ'_{v0} gerekse $\Delta\sigma$ değerleri değişken olacağından ortalama değerler kil tabakasının ortasındaki gerilmeler olarak hesaplanır **(Şekil 3.9)**. Tabakanın kalın olması durumunda sıkışabilir katman iki veya daha fazla eşit tabakaya bölünerek her tabaka için hesaplanan oturmalar toplanır.



γ: zeminin toplam birim ağırlığı
D: temel derinliği
q: brüt zemin gerilmesi (yapı+temel ağırlığının yarattığı gerilme)
q_s : temel kazısı nedeniyle kaldırılan zeminin sürşarj etkisi
q_n= q-q_s : net zemin gerilmesi
Δσ= temel seviyesindeki net gerilme artışı nedeniyle sıkışabilir zemin tabakasında düşey gerilme artışı

Şekil 3.10. Oturma Hesaplarında Esas Alınacak Gerilmeler

Aşırı konsolide (önceden yüklenmiş) killerde Denklem 3-26'nın uygulaması aşağıdaki şekildedir.

$\sigma'_{V0}+\Delta\sigma < P'_C$ durumu için $S = \frac{C_s}{1+e_0} H \log \frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}$ 3-27

$\sigma'_{v0} < P_c < \sigma'_{v0}+\Delta\sigma$ durumu için $S = \frac{C_s}{1+e_0} H \log \frac{P_c}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma}{P_C}$ 3-28

Burada :
C_s : Konsolidasyon deneyinden yük boşaltma fazında zemin kabarma endisi
P_c : Ön konsolidasyon basıncı (konsolidasyon deneyinden bulunur)

Sığ temellere uygulanan bu yöntemde bazı düzeltmelerin yapılması gereği duyulmaktadır. Örneğin yukarıda bahsedilen parametreler zemin örneklerinin ödometre deneyi koşullarında yanal deformasyonu önlenniş haldeki durumunu yansıtmaktadır. Sığ temellerde ise bu koşul geçerli olmayıp deformasyonlar üç boyutta oluşmaktadır. Üç boyutlu deformasyon etkisi Skempton ve Bjerrum (1957) tarafından verilen düzeltme faktörü μ, zeminin boşluk suyu parametresi A_f ve incelenen problemin geometrisine bağlıdır. Ödometre deneyinden elde edilen oturmalar aşağıdaki şekilde düzeltilmektedir:

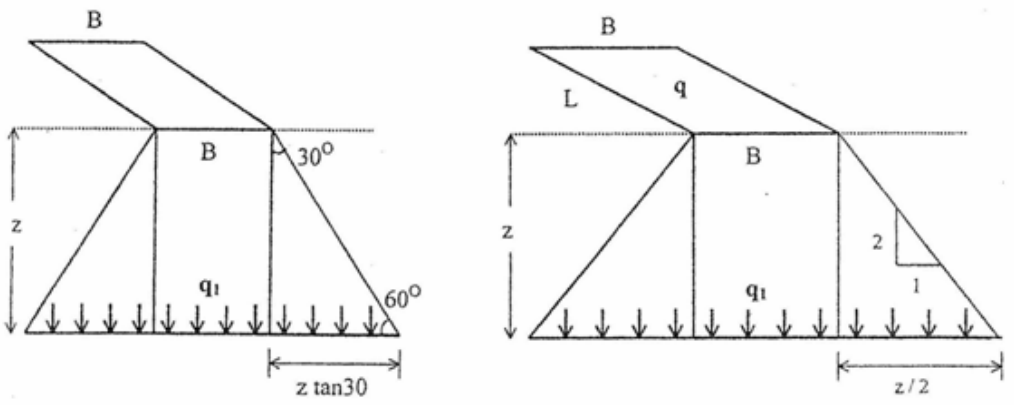
$S = \mu S_{od}$ 3-29

Burada S: düzeltilmiş oturma, S_{od}: ödometre deney sonuçlarından elde edilen oturmadır. Düzeltme faktörünün tipik değerleri aşağıda verilmektedir:

Zemin türü	μ Faktörü
Yumuşak, hassas killer	1.0 – 1.2
Normal konsolide killer	0.6 – 1.0
Önyüklenmiş killer	0.4 – 0.7
Aşırı önyüklenmiş killer	0.25 – 0.4

Kohezyonlu zeminlerde ödometre deneylerinden hesaplanan oturmalara ek olarak ani oturmalar ve sekonder konsolidasyon (krip) oturmalarının dikkate alınması gereklidir.

Zeminlerde düşey gerilmelerin derinlikle olan değişiminin hesaplanmasında Elastisite teorisi ile üretilmiş abaklar kullanılmaktadır. Rijit temellerin altındaki gerilme dağılımı **Şekil 3.11** da verilen yaklaşık metotlada bulunabilir. Üniform yayılı yük altında dairesel bir plak, dikdörtgen, münferit ve şerit temeller altında gerilmelerin değişimi **Şekil 3.12, 3.13 ve 3.14** de verilen abaklar yardımıyla hesaplanabilmektedir. Rijit temeller altında gerilme dağılımları yaklaşık metodlar kullanılarak da belirlenebilir. Bu yöntem **Şekil 3.11** de gösterilmektedir.



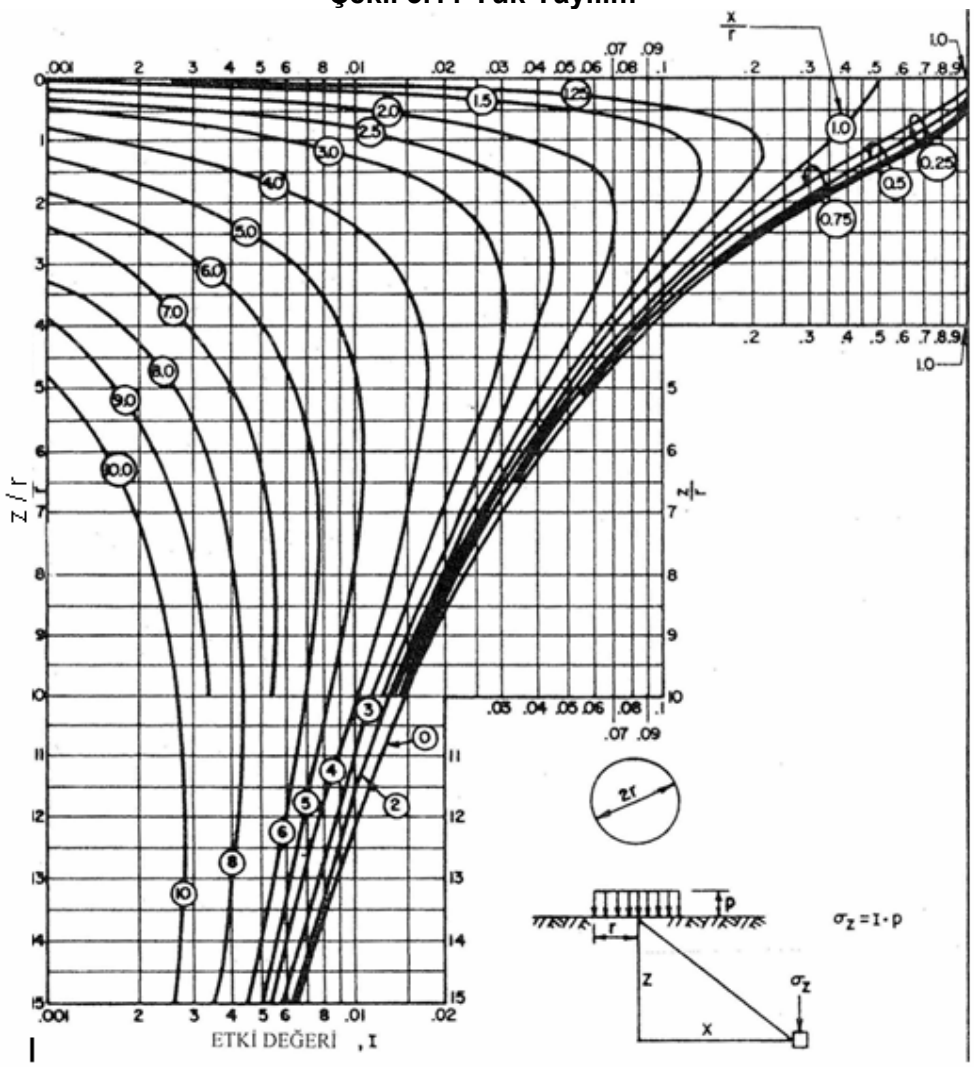
$$q_f = \frac{qBL}{(B+2z\tan 30)(L+2z\tan 30)}$$

a) 60° Yaklaşımı

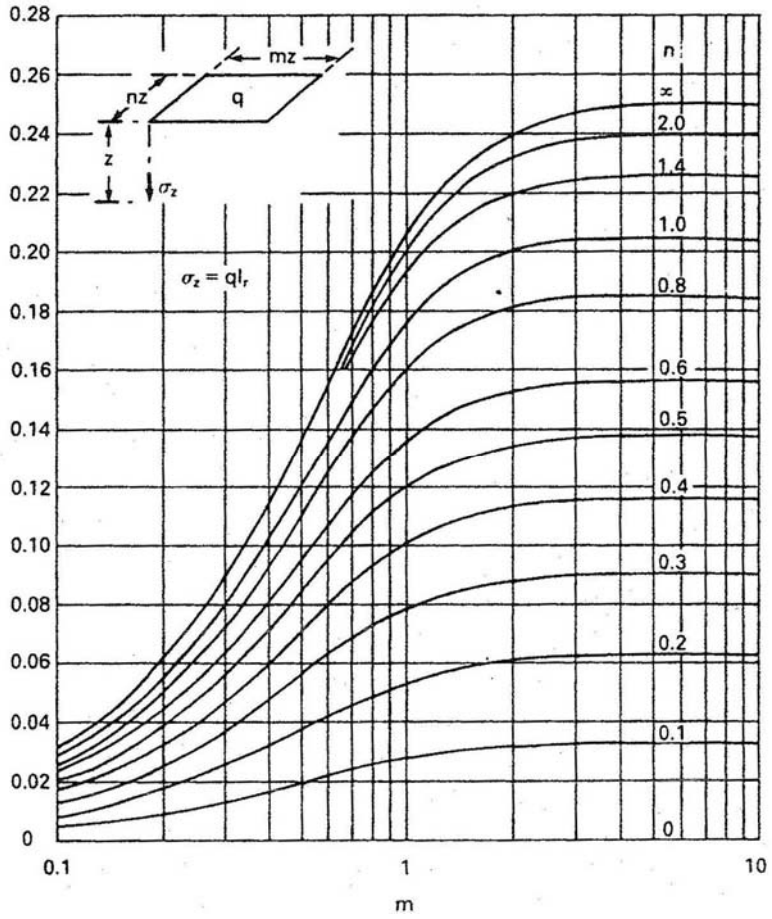
$$q_f = \frac{qBL}{(B+z)(L+z)}$$

b) 1:2 Yaklaşımı

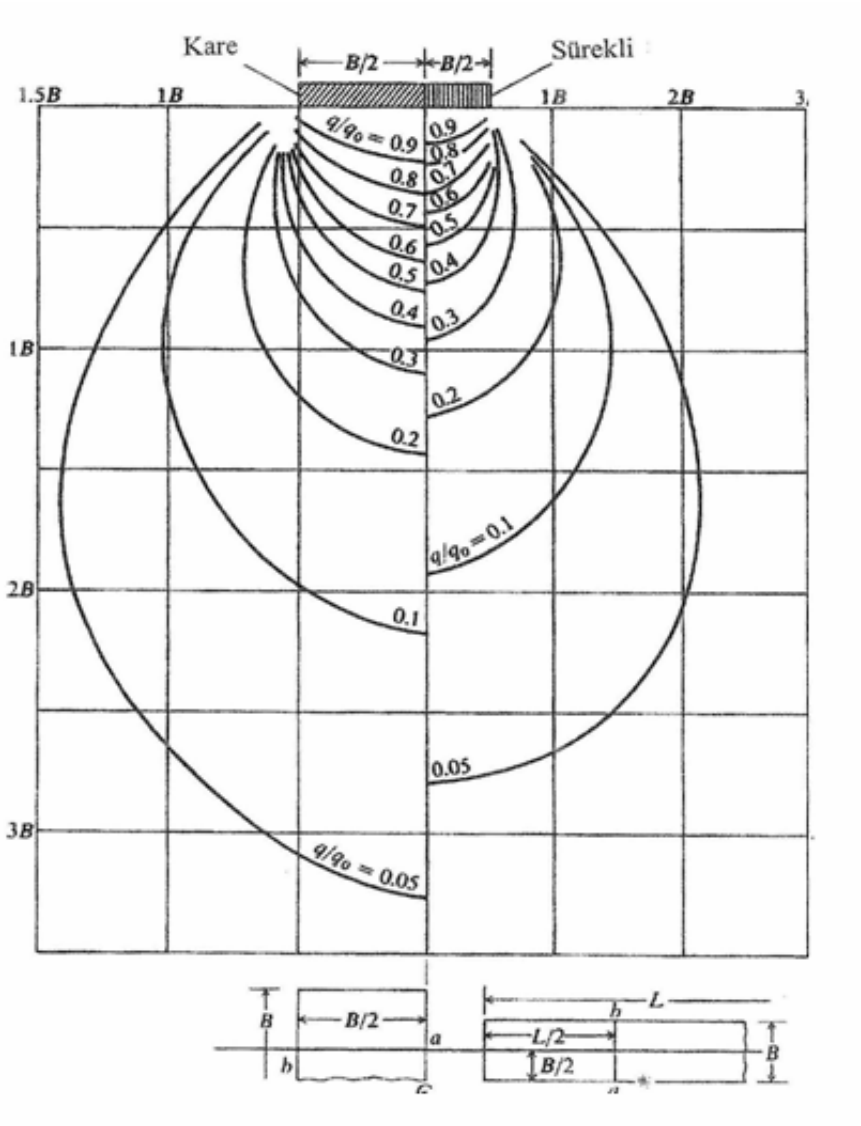
Şekil 3.11 Yük Yayılım



Şekil 3.12. Üniform Yüklenmiş Daİresel Alan Altındaki Düşey Gerİlmeler için Etki Değerleri



Şekil 3.13. Üniform Yüklenmiş Dikdörtgen Alanın Köşesi Altındaki Düşey Gerilme



Şekil 3.7. Rijit Temeller Altında Gerilme Dağılımları

Sekonder oturmalar ise:

$$S_{se} = HC_{\alpha} \log \frac{t}{t_p} \qquad 3\text{-}30$$

denkleminden hesaplanabilir. Burada S_{se}: sekonder oturma miktarı; C_{α} : sekonder oturma katsayısı; t_p: primer konsolidasyon oturmasının tamamlanma süresi; ve t: konsolidasyon tamamlandıktan sonraki süre, olarak tariflenmektedir. Sekonder oturma katsayısının yaklaşık mertebesi aşağıdaki bağıntıdan belirlenebilir.(Mesri vd.,1977)

$$C_{\alpha} = 0.04 \frac{C_c}{1 + e_o} \qquad 3\text{-}31$$

3.2.4 Kohezyonsuz Zeminlerde Oturma Hesap Yöntemleri

Standart Penetrasyon Deneyi

Burland ve Burbiridge (1985) yapılan 200'ün üzerinde oturma ölçümlerini değerlendirerek kohezyonsuz zeminlerde oturmaların direkt olarak standart penetrasyon direncinden tahmine yönelik bir metot önermişlerdir. Bu çalışmada zeminin sıkışabilirlik endisi (I_c), temel genişliği (B) ve temel altındaki gerilme etki alanı içerisindeki ortalama penetrasyon direnci (N) arasında aşağıdaki bağıntılarm geçerli olduğu vurgulanmıştır:

$$I_c = (1.71)/(\overline{N})^{1.4} \qquad 3\text{-}32$$

Normal konsolide kumlarda q_n (kN/m^2) net zemin gerilmesi altmda oturma S_i (mm):

$$S_i = q_n B^{0.7} I_c = q_n B^{0.7} \frac{1.71}{\overline{N}^{1.4}} \qquad 3\text{-}32a$$

denklemleri ile hesaplanmaktadır. Bu metodda standart penetrasyon direncinde düşey gerilmelere veya yeraltı suyu etkisine göre herhangi düzeltme yapılması gerekmemektedir. İnce kum ve siltli kumlarda:

$$N = 15 + \frac{1}{2}(N_F - 15) \qquad 3\text{-}33$$

denkleminde öngörülen düzeltmenin yapılması (N_F : arazi değeri); çakıllı kumlarda ise N değerinin %25 arttırılması önerilmiştir.

Denklem 3-32'de hesaplanacak oturmaların temel geometrisine bağlı olarak şekil faktörü f_s, oturma potansiyeli olan kum tabakasının kalınlığına (H) bağlı olarak f_1 faktörü, ve f_t zaman faktörü ile çarpılması gereklidir.

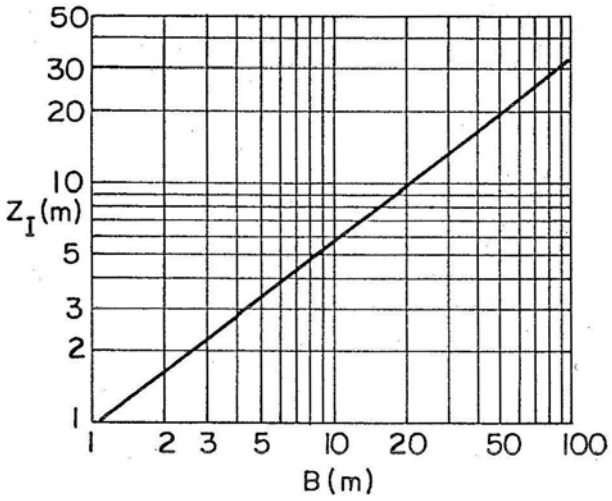
$$f_s = \left[\frac{1.25L/B}{L/B + 0.25}\right]^2 \qquad 3\text{-}34a$$

$$f_1 = \frac{H}{Z_I}\left(2 - \frac{H}{Z_I}\right) \qquad (H<Z_I) \qquad 3\text{-}34b$$

$$f_t = 1 + R_3 + R_t \log\frac{t}{3} \qquad 3\text{-}34c$$

Bu denklemlerde; L: temelin boyu; B: temel genişliği; Z_I=: gerilme etki alanıdır. Statik yüklerde R_3=0.3, R_t=0.2; dinamik yüklerde R_3=0.7, R_t=0.8 alınmalıdır. Üç yıldan fazla olma kaydıyla t: oturmaların hesaplandığı yıl sayısıdır.

Bu metodda tanımlanan etki alanının standart penetrasyon direncinin (N) derinlikle azaldığı hallerde Z_I=2B alınması; N değerlerinin derinlilde artması veya sabit kalması halinde Z_I değerinin **Şekil 3.15**'dan bulunması önerilmektedir. Hesaplanacak ortalama $\overline{N}$ değeri temel altındaki Z_I etki alanı derinliği boyunca ölçülen penetrasyon dirençlerinin aritmetik ortalaması olarak hesaplanmalıdır. **Denklem 3-34** sadece $H<Z_I$ hali için uygulanmaktadır.



Şekil 3.8. Etki Alanı Derinliği Z_I (Craig 1988)

Konik Penetrasyon Deneyi (CPT)

Kum zeminlerde oturma hesaplarında genellikle Schmertman v.d.(1978) tarafından önerilen metot kullanılmaktadır. Bu yöntemde kumdaki oturmalar,S:

$$s = C_1 C_2 q_n \sum_0^{Z_I} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \qquad 3\text{-}35$$

denkleminden hesaplanmaktadır. Bu denklemde temel derinliği faktörü C_1:

$$C_1 = 1 - 0.5\left[\frac{\sigma'_{vo}}{q_n}\right] \qquad 3\text{-}36$$

krip faktörü C_2:

$$C_2 = 1.2 + 2\log t \qquad 3\text{-}37$$

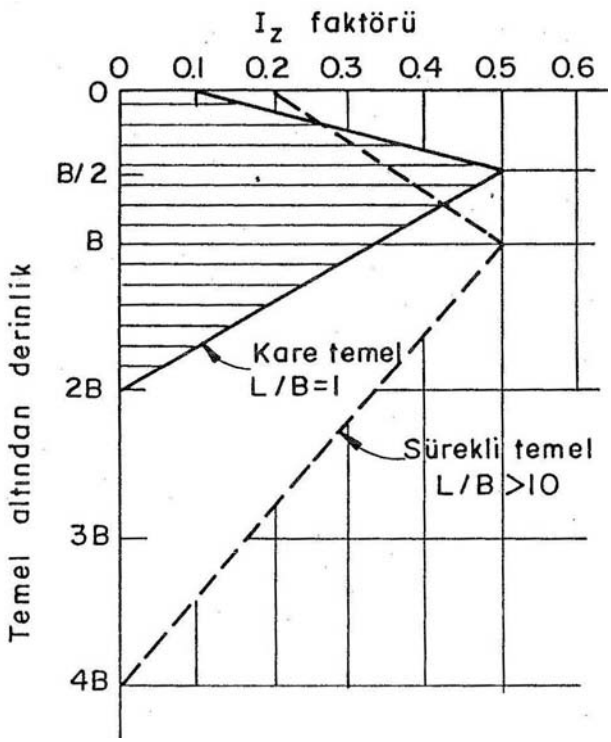
olarak tanımlanmıştır. Bu eşitliklerde

q_n: net temel gerilmesi;
σ'_{vo} = temel seviyesinde efektif sürşarj gerilmesi;
E_s: zemin deformasyon modülü;
I_z: birim deformasyon etki faktörü;
Z_I: temel altında oturmalarm oluşacağı derinlik; Kare temellerde Z_I=2B, sürekli temellerde ise Z_I=4B olarak alınmaktadır.
t: oturmaların hesaplandığı yıl sayısı olarak tariflenmiştir.

Bu yöntemde zemin deformasyon modülü E_s:

$$E_s = 2q_c \qquad 3\text{-}38$$

olarak alınmaktadır. I_Z değeri ise **Şekil 3.16**'da gösterildiği gibi bulunmaktadır. Bu metodun en önemli avantajı tabakalanma gösteren zemin profillerine uygulanma kolaylığıdır.



Şekil 3.96. I_z Faktörü (Frank, 1991)

Pressiyometre Deneyi

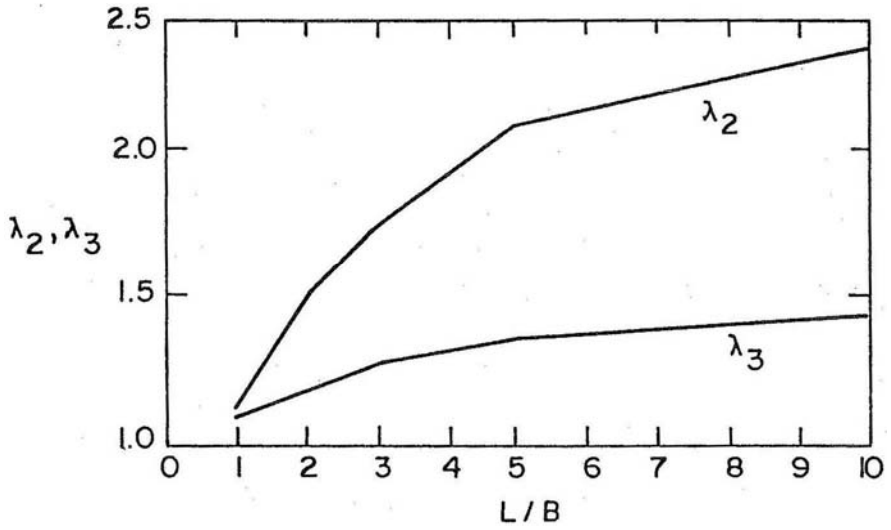
Pressiyometre deneyinin diğer arazi deneylerine kıyasla zeminin deformasyon modülünün doğrudan ölçülebilmesi ve çok değişken/heterojen zemin koşullarında uygulanabilmesidir.

Menard v.d. 1962 pressiyometre modülü E_p değerinden oturmaların aşağıdaki yöntemle hesaplanabileceğini önermişlerdir.

$$S = \frac{2q_n B_0}{9E_p}\left[\lambda_2 \frac{B}{B_0}\right]^{\alpha} + \frac{\alpha q_n \lambda_3 B}{9E_p} \qquad 3\text{-}39$$

Bu denklemde:

S	: oturma miktarı
q_n	: net temel basıncı
B_o	: 0.60 m
λ_2 ve λ_3	: şekil faktörleri (**Şekil 3.17**)
B	:temel genişliği
α	:reolojik faktör



Şekil 3.10. Denklem 3-39 de Verilen Şekil Faktörleri λ_2 ve λ_3 (Baguelin, 1975)

Sömellerin yüzeyi oturması halinde Denklem 3-39'den hesaplanan oturmaların %20 arttırılması öngörülmüştür.

Referanslar

Anagnostopoulos, A.G, (1990), "The Compressibility of Cohesionless Soi1s" Geotechnik 13:181-187 (in German)
ASTM D: 4546-90, (1990), "Standard Test Methods for One Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils" Annual Book of ASTM Standards, Vol.04.08: 846-852.
Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Shields, D.H., (1978), "The Pressuremeter and Foundation Engineering" Trans- Tech Publ.
Bery, L.P. and D.Reid, (1987), "An Introduction to Soil Mechanics" McGraw-Hill Book Company, London.
Bjermm, L., (1972), "Embankment of Sofi Ground" Sth PCS, CSCE V 01.2, pp: 1-54.
Biraud,J.L., (1992), "The Pressuremeter" A.A.Balkema.
Bow1es, J.E., (1988), "Foundation Analysis and Design" McGraw Hill.
Brab, (1968), Building Research Advisory Board Creteria for Selction and Design of Residential Slabs on Ground. Publ.11571, FHA, NTIS No: PB-261-551.
Brackley, I.J.A., (1995), "Swell Under Load" 6th. Rep. Conf. For Africa on SMMFE, V 01.2, pp:65- 70, Durban S.A.
Burland, J.B.,Broms,B.B., De Mello, V.F.B.,(1977), "Behavior of Foundations and Structures" Proc. 9th .ICSMFE, Tokyo, Vol.2.
Burland,J.B. and Burbridge, M.C.,(1985), "Settlement of Foundations on Sand and Gravel" Proc. Inst. OfCivil Engnrs. Part 1, Vol.78.
Chen, F.H.,(1988), Foundations on Expansive Soils, American Elsevier Science Publ., New York.
Christian, J.T. and Carrier, W.D., (1978), "Janbu, Bjerrum and Kjaemsli's Chart, Reinterpreted", Canadian Geotechnical Journal Vol.15, pp:124-128.
Clemence, S.P and Finbarr, A.O.,(198l), "Design Considerations for Collapsible Soils" ASCE, JSMFD, V 01.1077, No. GT3, pp.305-317.
Craig,R.F., (1988), "Soil Mechanics" Van Nostrand Zeinhold, UK.
Das, B.M., (1984), "Principles of Foundation Engineering" Brooks/Cole,Boston, Massachusetts.
DeBeer,E.E., (1970), "Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand" Geotechnique V 01.20, No.4,pp:387-411.
Erol,O.,(1990), "Emme basıncı Yöntemi ile Şişme Basıncı ile Şişme Değeri Tayini" IMa, Teknik Dergi Ci1t 1, Sayı 2.
Erol,Ü., Dhowian,A.W., Youssef, A.F.,(1990), "Evaluation of Expansive Soi1s and Foundation Methodology in S.A." Fina1 Research Report KACST -A T -88 S.A.
Frank, R., (1991), "Some Recent Developments on the Behavior of Shallow Foundations! ıoth. ECSMFE, F10rence State of art paper.
Hansen,J.B., (1970), "A Revised and extended Formula for Bearing Capacity" Danish Geotech-Inst.Bul1etion 28.
Harr,M.E.,(1966),"Fundamenta1s ofTheoretical Soil Mechanics" McGraw-Hill.
Roltz, W.G. and Rilf, J. W., (1961), "Settlement of Soil Foundations due to Saturation" 5th. ICSMFE, Vol.1, pp:673-679, Paris.
Hunt,R.E., (1984), "Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation" McGraw Rill.
Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjamsli, B., (1956), "Veiledning Ved Losning av Fundamentering-Soppgaver" Publication No.16 NGI pp:30-32.

Jennings, J.E. and Knight, K., (1975), "A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlements Due to Collapse of Grain Structure" 6th Regional Conf. For Africa on SMFE, Johannesburg, pp:99-I05.
Johnson,L.D.(1979), "Overview for Design of Foundations on Expansive Soils" U.S. Army Engnr., WES, Paper No: GL-79-21.
Johnson,L.D., Snethen D.R. (1978), "Prectiction of Potential Reave of Swelling Soils" ASTM, Geotechnical Testing Journal, Vol.1, No.3, pp:117-127.
Ladd C.C. (1991), "Stability Evaluation During Staged Construction" ASCE, JFED, vın No.4 pp:540-615
Lunne, T.and O.Eide, (l976), "Correlation Between Cove Resistance and VaDe Shear Strength" Canadian Geotech. Journal Vol.I3, No.4, pp:430-441.
Lytton,R.L.,(1972), "Design Method for Concrete Mats. 3fd.Int.Conf.Material Tech., Brazil pp.171-177.
Menard, L. and J .Rousseau, (1962), "Evaluation of Settlements, Tandance Nouvelles" in Frech, Sols soils l, 1-30.
Meyerhof,C.G., (1974), "Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Overlying Clay" Canadian Geotechnical Journal, Vol.ll, No.2, pp:224-229.
Meyerhof, C.G., (1956), "Penetration Tests and Bearing Capacity of Shallow Foundations" ASCE, JSMFD. Vol.82, SM.l, pp:1-19.
Meyerhof, C.G., (1962), "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, Vol.l, No.1, pp. 16-26.
NAVFAC, (1982), "Soil Mechanics Design Manual7.1" Dept. ofNavy, Alexandria, VA. USA.
Nelson, J.D., D.J.Miller (1992), "Expansive Soils, Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering" John Wiley.
O'Neill, M.N. (1988), "Special Topics in Foundations" Proc. OfGED, ASCE, pp:112.
Padfield, C.J. and Sharrock, M.J.(1983), "Settlement of Strocrures on Clay Soils" 132 pp. Construction Industry Research and Information Center (IRIA), London.
Peck, R.B., V.E. Hanson, T.H. Thoroburn, (1974), "Foundation Engineering" 2nd.Ed., Wiley, N. Y.
Reddy, A.S. and Srinivasan, R.J., (1967) "Bearing Capacity of Clays on Layered Clay" ASCE, JSMFD, Vo1.93, SM2, pp:83-99.
Robertson,P .K., Campanella, R.G., (1983), "Interpretation of Cone Penetration Test, Part I: Sand" Canadian Geotech. J. Vol.20, No.4,pp:718-733.
Schmertman,J.H., Hartman,J.P. and P.D. Brown (1978), "Improved Strain Factor Influence Diagrams", ASCE, J.GED., Vol:lO4, pp:1131-l135.
Schimertman, J.H., (1975), "Measurement of In-Situ Shear Strength" Proc.of Conf. On In-Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, NY.
Sclmeider, O.L. and Poor, A.D. (1974), "The Prediction of Soil heave and swell Pressures" Res.Rep.: TR-9-74, Univ. ofTexas, USA.
Skempton, A. W., B jerrum, 1957," A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay" Oeoteclmique Vol. 7, pp: 168-178.
Straud M.A. (1974), " The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Sofi Rocks" ıst European Conf. on Penetration Testing, Vol.l, pp:367-375
Swinborne: Holand,J.E., C.E. Lawrenc~, (1980), "Seasonal heave of Australian Clay Soil" Proc. of 4th.Int.Conf. on Exp.Soils, Denver, USA, pp:302-231.
Vesic,A.S., (l970),"Tests on Instrumented Piles, Ogeeche River Site" AS CE, JSMFD, Vol.96, SM2, pp:56l-584.
Terzaghi, K., (1943), "Theoretical Soil Mechanics" Wiley,N. Y.
Vander Merve, D.H., (l994), "Prediction of Heave from the Plasticity Index and Clay Fraction" Civil Engnr. South Africa, 6: l03-l07.
Vesic,A.S., (l973),"Analysis of Ultimate Load of Shallow Foundations" ASCE, JSMFD, Vol.99, SM. 1, pp:45-73.

4. DERİN TEMELLER

4 DERİN TEMELLER

Bu kısımda derin temellerin analiz ve tasarım ve inşa yöntemleri sunulmuştur. Derin temeller terimi temel derinliğinin temel genişliğine oranının 5'den büyük olduğu temel sistemleri için kullanılmıştır. Bunlar çakma, fore, keson, vb., kazık sistemleri olarak sayılabilir. Derin temeller bölümünün hazırlanmasında "Navfac 7.02 Foundations and Earth Structures, 1986" esas alınmıştır.

4.1 Tekil Kazığın Taşıma Gücü

4.1.1 Emniyetli Gerilmeler

Kazık boyunca ortaya çıkan gerilmeler kazık malzemesinin emniyetli gerilme değerleri ile malzeme kalite şartlarını sağlamalıdır. Kazığın, taşıyıcı zemin tabakası dışına uzanan kısımları varsa (örneğin : deniz tabanından yukarda su içinde ya da taşıyıcı kapasitesi oldukca düşük yüzeysel gevşek zemin içinde kalan kısımlar) kolon etkisinin gözönüne alınabilmesi için emniyetli gerilmelerde bir azaltma uygulanmalıdır.

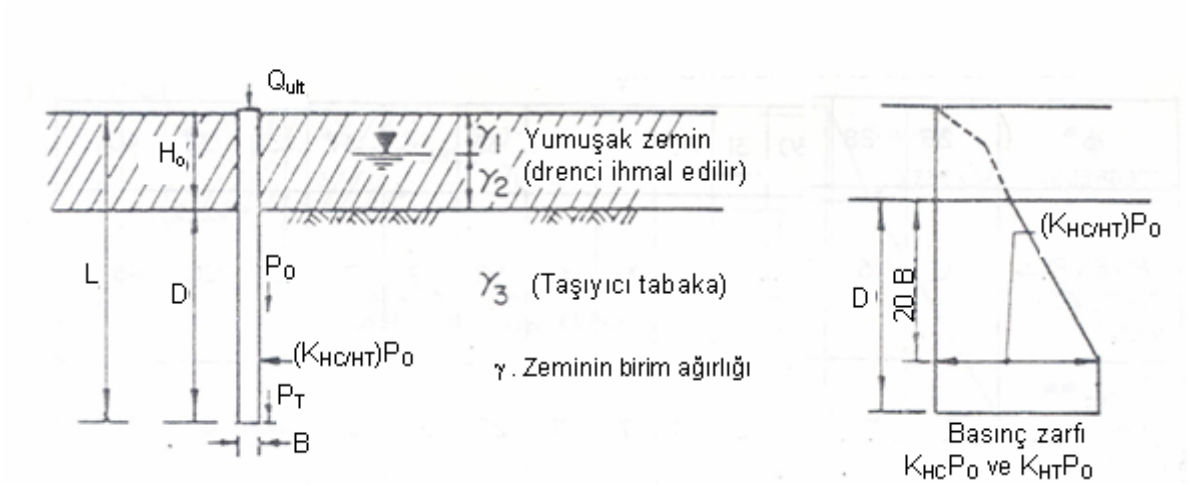
4.1.2 Zemin Desteği

Kazığı çevreleyen zeminler, basınç, çekme ve yatay kuvvetlere direnç gösterebilmelidir. Bu dirençlerin miktarı çakma sırasında elde edilen ilerleme hızları, zemin mukavemeti değerleri ya da yerinde yükleme deney sonuçları kullanılarak belirlenebilir. Zemin direncinin inşaat öncesinde, esnasında ve sonrasında değişebileceği gözönüne alınarak kazık kapasitesinin belirlenmesinde bu aşamalara karşılık gelen tutarlı zemin mukavemet değerleri kullanılmalıdır.

4.1.3 Kazık Kapasitesi

Homojen özellikler gösteren daneli (silt, kum, çakıl ve karışımları) zeminler içindeki tekil bir kazığın taşıma kapasitesi teorik olarak **Şekil 4.1**'de sunulduğu üzere hesaplanır. Benzer olarak killi zeminler içindeki bir kazığın taşıma kapasitesi ise **Şekil 4.2**'de gösterildiği üzere hesaplanır. Kazığın basınca çalıştırılmasında uç direncine ek olarak çeper sürtünmesi gözönüne alınır. Çekmeye karşı direnç ise sadece çeper sürtünmesince sağlanır.

Çapı 60 cm'den büyük fore kazıkların tasarımında izin verilebilir kazık oturmasına karşı gelen kazık yükünün emniyetli taşıma gücüne kıyasla daha kritik olabileceği dikkate alınmalıdır. Foraj sırasında bentonit kullanılması halinde kazık ucunda bentonitin hapsolarak kazık uç direncini düşürebileceği gerçeğiyle hesaplanan teorik kazık uç direnç değerinde gerekli azaltmalar yapılmalıdır. Genişletilmiş kazık uç kesitleri, genişletme esnasında daneli zeminlerin duraylılık sorunu nedeni ile mümkün olmaz.



(A) Basınç altında yük taşıma kapasitesi

$$Q_{ult} = \underset{H=Ho}{P_T}\ N_q\ A_T + \sum_{H=H_o}^{H=Ho+D} (K_{HC}.P_o\ .\ \tan\delta.\ S)$$

Q_{ult} = Basınç altında yük taşıma kapasitesi
P_T = Kazık ucundaki düşey efektif gerilme (Bkz. Not 1)
N_q = Taşıma kapasitesi katsayısı (şekil 1'in devamındaki çizelgeye bakınız)
A_T = Kazık ucunun alanı
K_{HC} = Basınç altındaki elemanın yan yüzündeki yanal efektif gerilmenin düşey efektif gerilmeye oranı
P_o = Gömülü uzunluk (D) boyunca düşey efektif gerilme
δ = Kazık ve zemin arasındaki sürtünme açısı (Şekil 1'in devamındaki çizelgeye bakınız)
S=Birim uzunluk için kazık çevre alanı
Emniyetli yük kapasitesinin (Q_{all}) hesabında güvenlik katsayısı (FS) geçici yükler için 2, sürekli yükler için 3 olarak alınır.

(B) Çekme Altında Yük Taşıma Kapasitesi

$$T_{ult} = \sum_{H=Ho}^{H=Ho+D} (K_{HT}.P_o\ .\ \tan\delta.\ S.D)$$

T_{Ult} = Çekme yük taşıma kapasitesi
K_{HT} = Çekme altındaki elemanın yan yüzündeki yatay efektif gerilmenin düşey efektif gerilmeye oranı

Emniyetli yük kapasitesinin (T_{all}) hesabında güvenlik katsayısı , FS=3 alınarak aşağıdaki ifadeyle hesap yapılır.

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{3} + Wp$$

W_P : Kazığın efektif ağırlığıdır.

Not 1 : Deney ve saha gözlemleri, daneli zeminin rölatif sıkılığına (Dr) ve su tablasının konumuna göre, taşıma basıncı ve çeper sürtünmesinin belli bir sınır derinliğe kadar düşey efektif gerilme (P_o) ile arttığını göstermiştir. Bu sınır derinlikten (10B ± den 40B±'ye) sonra uç direncinde çok düşük artmalar olmakta ve çeper sürtünmesi kazığın yüzey alanıyla doğru orantılı olarak artmaktadır. Bu sebeple D değeri 20B'den büyükse, kazık ucundaki sınır P_o değeri; D = 20 B derinliğindeki P_o değerine karşılık gelmektedir.

Not 2 : Kazık kapasitesinin yükleme deneyleriyle doğrulandığı ve oturmaların kabul edilebilir olduğu durumlarda, şayet bina yükleri ve zemin profili iyi bir şekilde biliniyorsa, 2'den az olmamak koşuluyla 3'ten daha küçük güvenlik katsayıları kullanılabilir.

Şekil 4.1. Daneli Zeminlerde Tek Kazık Taşıma Kapasitesi

TAŞIMA KAPASİTESİ KATSAYILARI - Nq

ϕ^* (DERECE)	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q ÇAKMA (DEPLASMAN) KAZIĞI	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
N_q^{**} FORE KAZIK	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

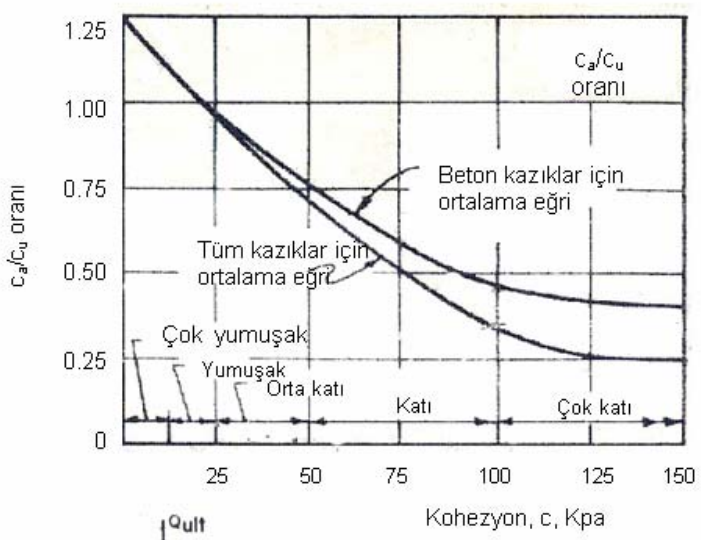
TOPRAK BASINCI KATSAYILARI K_{HC} ve K_{HT}

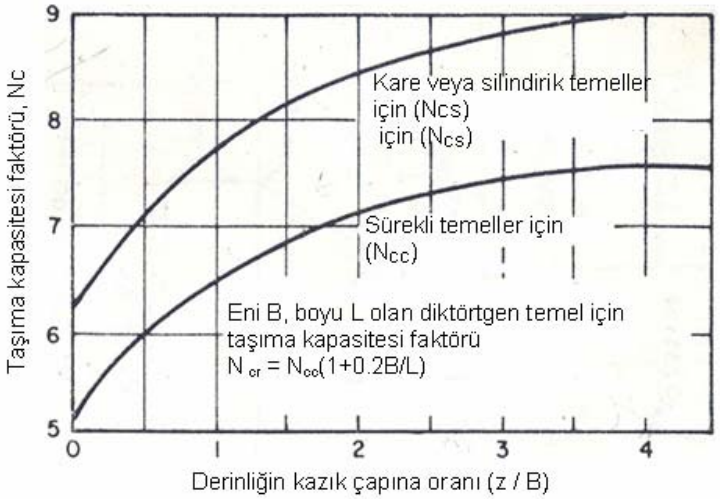
KAZIK TİPİ	K_{HC}	K_{Ht}
TEKİL ÇAKMA H VEYA UCU AÇIK ÇELİK BORU KAZIK	0.5 – 1.0	0.3 – 0.5
TEKİL ÇAKMA DEPLASMAN KAZIĞI (PREFABRİK BETON VEYA UCU KAPALI ÇELİK BORU KAZIK)	1.0 – 1.5	0.6 – 1.0
SİVRİ UÇLU TEKİL ÇAKMA DEPLASMAN KAZIĞI	1.5 – 2.0	1.0 – 1.3
FORE KAZIK	0.7	0.4

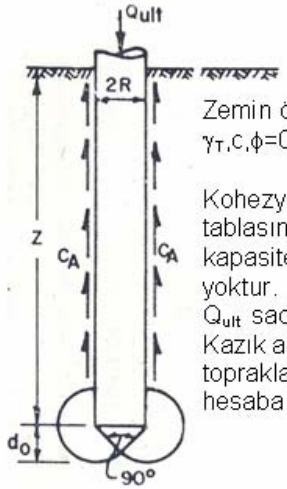
SÜRTÜNME AÇISI - δ

KAZIK TİPİ	δ
ÇELİK BETON AHŞAP	20° ¾ ϕ ¾ ϕ

Şekil 4.1.. (devamı)







Zemin özellikleri
$\gamma_T, c, \phi=0$

Kohezyon değişmedikçe su tablasının yerinin yük kapasitesi üzerinde etkisi yoktur.
Q_{ult} sadece etkiyen yüktür.
Kazık ağırlığı kaldırılan toprakla dengelendiği için hesaba katılmaz.

Basınç altında yük kapasitesi

$$Qult = c(N_{cs})\pi R^2 + c_a\, 2\pi RZ \quad (N_{cc})$$

(Önerilen adhezyon değerleri) c_a

Kazık tipi	Zemin sıkılığı	Kohezyon,c kN/m²	Adhezyon, c_A kN/m²
Ahşap ve beton	Çok yumuşak	0 - 12	0 - 12
	Yumuşak	12 - 25	12 - 23
	Orta katı	25 - 50	23 - 36
	Katı	50 - 100	36 - 45
	Çok katı	100 - 200	45 - 62
Çelik	Çok yumuşak	0 - 12	0 - 12
	Yumuşak	12 - 25	12 - 22
	Orta katı	25 - 50	22 - 33
	Katı	50 - 100	33 - 34
	Çok katı	100 - 200	34 - 36

Çekme altında yük taşıma kapasitesi: $T_{ult} = c_a\, 2\pi RZ$
Sürekli yükler altındaki T_{ult} değeri başka faktörlerle sınırlanmış olabilir.

Şekil 4.2. Kohezyonlu Zemindeki Tekil Kazık Yük Taşıma Kapasitesi Hesabı

Drenajsız kayma dayanımı 25 kN/m^2 değerinin üzerinde olan killi zeminlerde foraj sırasında zeminin mukavemetinin kalıcı olarak değiştiği (azaldığı) görülmüştür. Benzer olarak yumuşak killerde foraj sırasındaki örselenmenin kilin kayma dayanımını düşürdüğü, ancak zamanla zeminin yeniden konsolide olması sonrası mukavemetin foraj öncesi mukavemet mertebelerine geri döndüğü görülmüştür. Kazık uç direncinde foraj sebepli bir azalma beklenmez. Maksimum çekme kapasitesi, azaltılmış kayma dayanımı ve çeper alanı ile çarpılarak bulunan çeper direnci ve kazığın efektif ağırlığı veya kazık elemanının (betonarme, çelik vs.) çekmeye karşı yenilme kapasitesilerinden en küçüğü olarak kabul edilir.

Şekil 4.2'de verilen adhezyon katsayıları normal konsolide olmuş, sert, killi zeminler için oldukca güvenli tarafta kalmaktadır.

Birden fazla zemin tabakası içinde ilerleyen kazıkların taşıma kapasitesi her zemin tabakasının kazık kapasitesine katkılarının toplamı şeklindeki basit bir yöntemle hesaplanabilir. Ancak bu durumda yumuşak zemin tabakalarının konsolidasyonu sonrası yük boşaltması ya da kazığı aşağı çekmesi (negatif çeper gerilmesi) durumlarının ortaya çıkabileceği dikkate alınmalıdır.

4.1.3.1 Kazıkların Burkulması

Tamamiyle gömülü kazıkların burkulması genellikle rastlanmayan bir durumdur ve bu durum kritik görülmemektedir. Ancak serbest kazık uzunluğu, L, $4 \cdot T$'den büyük olan, serbest başlıklı kazıklarda burkulmaya karşı kritik yük, P_B, Vesic (1977) tarafından verildiği üzere hesaplanır:

$$P_B = 0.78 \cdot T^3 \cdot f \quad ; \quad L \geq 4 \cdot T \text{ için} \qquad 4.1$$

f : yanal yatak katsayısı değişim katsayısı (**Şekil 4.3**)

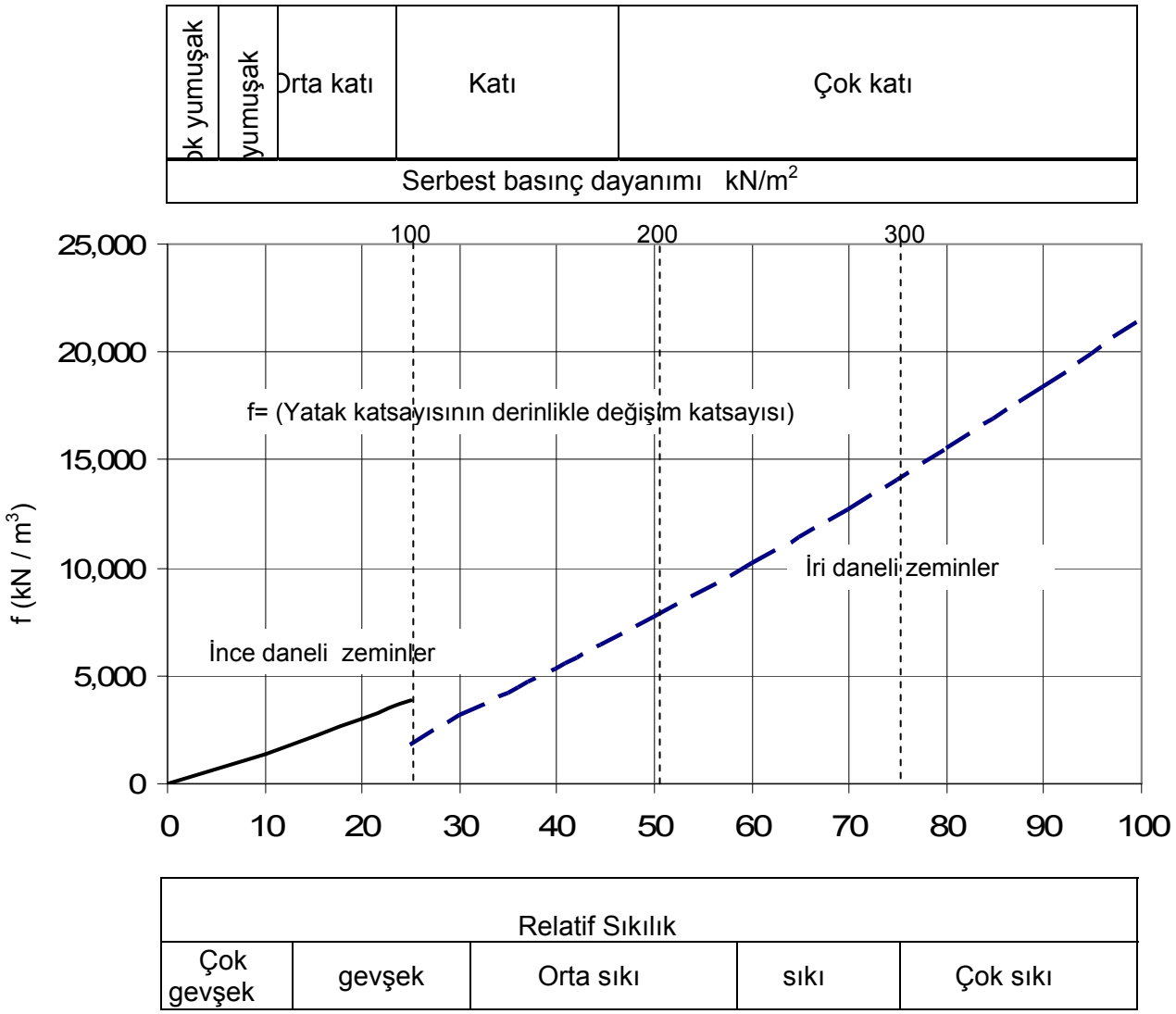
T : göreceli rijitlik oranı $\left[\frac{EI}{f}\right]^{\frac{1}{5}}$

E : Kazık malzemesinin elastik modülü
I : Kazık kesit alanının atalet momenti

Hesaplanan P_B değeri kazık başının serbest olmayıp, yatay deplasmana ve dönmeye izin vermeyecek şekilde mesnetli olduğu durumlarda % 13 artırılabilir. Yatayda tutulu ancak dönmeye serbest kazık başlığının mevcut olması halinde ise P_B değeri % 62 artırılabilir.

Kısmen gömülü kazıklar içinse,zemin yüzeyinden itibaren serbest uzanan ve $1.8 \cdot T$ derinlikte sabitlenmiş bir kolon varsayımı yapılır ve burkulmaya karşı kritik yük statik analiz metodları ile hesaplanır. Bu tip kazıklarda burkulmayı engellemek için emniyetli kazık gerilmeleri de hesaplanmalıdır. Zeminin yanal yatak katsayısının (K_h) derinlik boyunca sabit olduğu durumlarda sabitlenme derinliği $1.4 \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{K_h \cdot B}}$ ile hesaplanabilir. Verilen formülde,

E : Kazık elemanının elastisite modülü
B : Kazık çapı
I : Kazık atalet momenti
K_h : Yanal yatak katsayısı (bknz. Bölüm 1)
Olarak tanımlanmıştır.



Şekil 4.3. Yanal Yatak Katsayısı Değişim Katsayısı

Hesaplanan P_B değeri kazık başının serbest olmayıp, yatay deplasmana ve dönmeye izin vermeyecek şekilde mesnetli olduğu durumlarda % 13 artırılabilir. Yatayda tutulu ancak dönmeye serbest kazık başlığının mevcut olması halinde ise P_B değeri % 62 artırılabilir.

4.1.4 Ampirik Taşıma Kapasitesi Hesabı

Temel taşıma kapasitesinin belirlenmesi için kullanılan ampirik denklemler standart penetrasyon (SPT), konik penetrasyon ve presiyometre test sonuçlarının, kazıklar ve derin kazılarda yapılan model ve tam ölçekli saha deneyleriyle ilişkilendirilmesiyle elde edilmiştir. Aşağıda taşıma kapasitesinin kabaca belirlenmesine ilişkin kullanılabilecek bazı ampirik yöntemler verilmektedir:

Standart Penetrasyon Deneyi:
Bu deney ile taşıma kapasitesi tayini sadece daneli zeminlerle kısıtlıdır.

Çakma kazıkların uç dirençleri, Meyerhof (1976) tarafından verilen ifadeyle belirlenebilir;

$$q_{ult} = \frac{40 \cdot \overline{N} \cdot D}{B} \leq q_l \qquad 4.2$$

Verilen bu denklemdeki ifadeler aşağıdaki gibi tanımlanmışlardır.

$\overline{N} = C_N \cdot N_{60}$

N : Kazık ucu çevresindeki standart penetrasyon değeri (darbe/30 cm)

$$C_N = 0.77 \cdot \log_{10}\left(\frac{2000}{p}\right) \quad ; \; p \geq 25 \text{ kN/m}^2 \qquad 4.3$$

için

p : Kazık ucundaki efektif zemin gerilmesi (kN/m^2)

q_{ult} : Çakma kazığın uç direnci (kN/m^2)

$\overline{N}$: Kazık ucu çevresindeki ortalama standart penetrasyon direnci

D : Kazığın taneli tabaka içindeki uzunluğu (m)

B : Kazık ucunun eni veya çapı (m)

q_l : Sınır uç direnci (kN/m^2); kumlar için 400 N, silter için ise 300 N olarak alınabilir.

Fore kazıklarda taşıma kapasitesi, çakma kazıklar için yukarıda tariflendiği üzere hesaplanan q_{ult} değeri 1/3 katsayısı ile çarpılarak belirlenebilir.

Kazık ucu çevresindeki ortalama SPT direnci kazık uç kotundan 4 çap aşağıda ve 10 çap yukarıda belirlenen SPT N değerlerinin ortalamasıdır.

Emniyetli uç direnci hesaplanırken, güvenlik katsayısının 3 olarak kullanılması önerilmektedir.

Çakma kazıklarda çeper sürtünmesi aşağıdaki ifadeyle hesaplanabilir:

$$f_s = 2N \quad f_s < f_l \qquad 4.4$$

Bu ifadede,

N : Kazık boyunca ortalama standard penetrasyon değeri,

f_s : Çakma kazık için çeper sürtünmesi (kN/m^2)

f_l: Sınır çeper sürtünmesi (Çakma kazıklar için, f_l = 100 kN/m^2 olarak alınabilir)

Emniyetli çeper sürtünmesinin hesaplanmasında güvenlik katsayısı 3 olarak alınabilir. Fore kazıklarda, f_s yukarıdaki değerin yarısı olacak şekilde alınır.

Konik Penetrasyon Deneyi :

Gevşek – sıkı kum ve siltlerde çakma kazıkların uç direnci aşağıdaki formülle hesaplanabilir:

$$q_{ult} = q_c \qquad 4.5$$

Bu ifadede;

q_{ult} : Çakma kazığın nihai uç direnci, ve

q_c : Koni penetrasyon direncini göstermektedir.

Daneli taşıyıcı tabakaya penetrasyon derinliği ise en az kazık ucunun eninin (çapının) 10 katı olmalıdır.

Çeper direnciyse aşağıdaki ifadeyle belirlenebilir:

$$f_s = f_c \qquad 4.6$$

Bu ifadede;

f_s : Silindirik çakma kazığın çeper direnci, ve

f_c : konik penetrasyon deneyinde ölçülen sürütnme direnci

Kohezyonsuz zeminlerdeki fore kazıklar için, yukarıda hesaplanan değerlerin %50'si nihai direnç değerlerinin belirlenmesinde kullanılabilir.

Emniyetli taşıma gücü hesabında güvenlik sayısı GS = 3 uygulanabilir.

4.1.5 Dinamik Çakma Direnciyle Taşıma Kapasitesi Hesabı

Kazığın taşıma kapasitesi yerleştirme sırasında çakma direncine bağlı olarak belirlenebilir; fakat sonuçlar genellikle güvenilir olmadığından kazık kapasitesinin belirlenmesinde kazık çakma kayıtları yerine kazık yükleme deneyleri sonuçlarından yararlanılması daha uygundur.

4.2 Kazık Gruplarının Taşıma Kapasitesi

Kazık gruplarının taşıma kapasitesi tekil kazıkların toplam taşıma kapasitelerinden daha azdır ve bu durumun tasarım sırasında dikkate alınmalıdır. Grup verimliliği, kazık grubu kapasitesinin aynı zemin profilinde ve aynı derinlikteki tekil kazıkların toplam kapasitesine oranıyla ifade edilir.Kazık gruplarının basınç altındaki performanslarının belirlenmesinde oturma temel kriterdir.

a. Kaya üzerine yerleştirilen kazık gruplarının kapasitesi:

Bu durumda grup kapasitesi her bir tekil kazığın kapasitesiyle gruptaki toplam eleman sayısı çarpılarak belirlenir. Blok yenilmesi ancak temel eğimli bir formasyon üzerindeyse ve kayma zayıf bir düzlem üzerinde gerçekleşirse mümkün olmaktadır. Bu olasılık saha jeolojisi ve zemin etüt sonuçlarına bağlı olarak belirlenebilir.

b. Daneli zeminlerde grup kapasitesi:

Çakma kazıklarda kazık gruplarının kapasiteleri, kazık grubu teşkili esnasında kazıkları çevreleyen zeminin sıkılığının artacağı ve kazıklar çevresindeki yanal zemin gerilmelerinde

bir artış olacağı nedenleri ile gruptaki kazık kapasitesi tekil kazık kapasiteleri toplamından daha yüksektir. Bu nedenle grup azaltması yapılmaz.

Fore kazıklarda foraj nedeniyle kazıkları çevreleyen zeminde bir gevşeme ve kazıklara etkiyen yanal gerilmelerde bir azalma olacağı gerkçesi ile bir azaltma faktörü uygulanması gereklidir. Gruptaki tekil kazık kapasitelerinin toplamına uygulanacak azaltma faktörünün 0.67 alınması önerilmektedir. (Meyerhof, 1976)

c. Kohezyonlu zeminlerde grup kapasitesi:

Terzaghi – Peck metoduyla kazık grubu bir blok temel olarak modellenip toplam taşıma gücü Q_{gr} hesaplanır:

$$Q_{gr} = pL\overline{c_u} + c_u N_c^* A \qquad 4.7$$

$\overline{c_u}$: Kazık bloğunu çevreleyene zeminin ortalama drenajsız kayma dayanımı

L : Gruptaki kazıkların boyu

p : Planda kazık grubunun çevresi

A : Kazık grubunun plandaki alanı

c_u : Kazık ucundaki zeminin drenajsız kayma dayanımı

N_c^* : Skempton taşıma gücü faktörü

d. Grupların kaldırma direnci:

Daneli zeminlerde: Kaldırma direnci aşağıda verilen durumlarda hesaplanan en düşük direnç değeri seçilerek belirlenir;

i. Güvenlik katsayısı 3 seçilerek hesaplanan gruptaki tüm kazıkların çeper sürtünmeleri toplamı

ii. Grup içinde ve kazıkların uçlarından başlayarak 4 düşey ve 1 yatay ilerleyerek oluşan kamanın içinde kalan bloğun efektif ağırlığı (Güvenlik katsayısı 1 olarak alınır).

Kohezyonlu zeminlerde: Kaldırma direnci aşağıda verilen durumlara karşılık hesaplanan en düşük değer seçilerek belirlenir;

i. Gruptaki tüm kazıkların çeper sürtünmeleri toplamı

ii. $T_u = L \cdot (B + A) \cdot \overline{c}_u + W_p$

Verilen formülde;

T_u : Kazık grubunun kaldırma direnci,

A : Grubun boyu,

B : Grubun eni,

L : Kazık başlığının altındaki zemin bloğunun derinliği

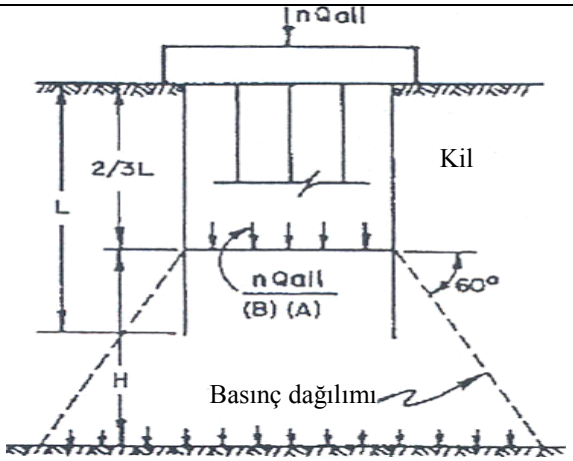
$\overline{c}_u$: Grup çevresindeki zeminin ortalama drenajsız kayma dayanımı

W_p : Kazıkların, kazık başlığının ve kazıklarca çevrelenen bloğun içerisinde kalan zeminin toplam ağırlığı

Güvenlik katsayısı, kısa süreli yüklemelerde 2, kalıcı yüklemelerdeyse 3 olarak seçilmelidir.

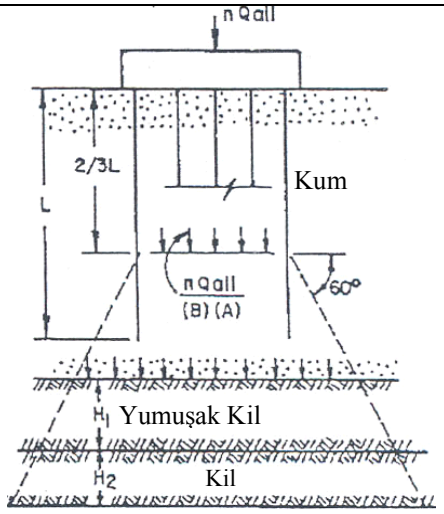
4.3 Doygun Kohezyonlu Zeminlerdeki Kazık Gruplarında Oturmalar

Bu durumda grup oturması **Şekil 4.4**'de gösterilen düşey gerilme dağılımları kullanılarak gerilme artışları bulunur ve oturmalar yüzeysel temellerde uygulanan yöntemle hesaplanır.



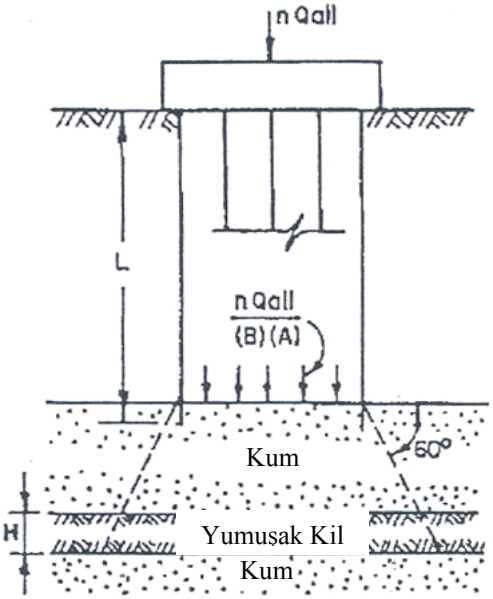
Kazık grubunu çevreleyen plan alanı = BxA
Kazık grubunun oturması = Gösterilen basınç dağılımı altında H kalınlığındaki tabakadaki sıkışma
n = Gruptaki kazık sayısı

Kildeki sürtünme kazıkları



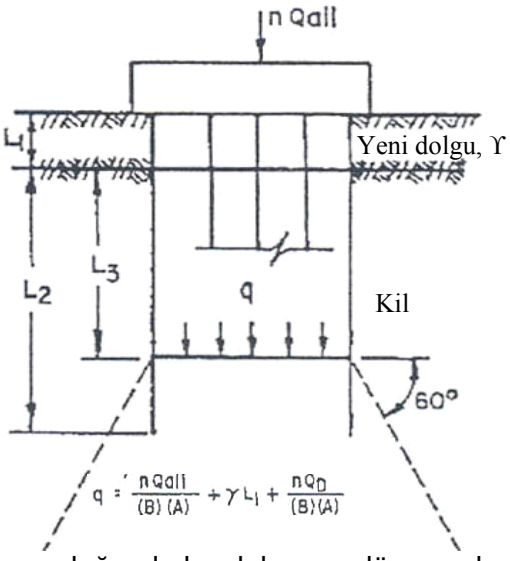
Kazık Grubundaki Oturma = H_1 ve H_2 kalınlığındaki tabakaların verilen basınç dağılımı altındaki sıkışması. nQ_{all} kill tabakalarının taşıma kapasitesiyle sınırlıdır.

Altında kil olan kum tabakasındaki sürtünme kazıkları



Kazık grubundaki oturma = H kalınlığındaki tabakada verilen basınç dağılımı altındaki sıkışma

Altında kil olan kum tabakasındaki uç kazıklar



(L_3 uzunluğunda kazık başına düşen çekme)
(Sürtünme kazıkları için taşıyıcı tabakaya kadar olan derinlik) veya 2/3 (L_2)

Üzerinde yeni dolgu olan sürtünme kazıkları

NOTLAR : 1. Kazık grubunu çevreleyen plan alan = B x A
2. Göreceli olarak rijit olan kazık başı için, basınç dağılımı derinlikle değişiminin gösterildiği gibi olduğu varsayılır.
3. Esnek döşemeler veya küçük ayrı başlıkları olan gruplarda, yer seviyesinde etkiyen yükler için basınçlar elastik çözümlerle belirlenir.

Şekil 4.4. Kazık Gruplarında Oturma

4.4 Negatif Çeper Sürtünmesi

Sıkışabilir zeminlerde kullanılan derin kazı elemanları, çevrelerindeki toprağın oturmasına bağlı olarak şaftları boyunca negatif çeper sürtünmesine maruz kalırlar. Negatif çeper sürtünmesi özellikle yumuşak kil tabakalarında su çekilmesine veya yüklemeye bağlı olarak oluşan konsolidasyon oturmaları sebebiyle görülür.

Negatif Çeper Sürtünmesinin Tekil Kazık Üzerindeki Dağılımı:
Sürtünmenin büyüklüğü ve dağılımı aşağıda verilen faktörlere bağlı olarak değişmektedir;

i. Sıkışabilir zemin ve kazık şaftının göreceli hareketi,
ii. Üst dolgu ve kazık şaftının göreceli hareketi,
iii. Kazığın çalıştığı yükler altındaki elastik sıkışması,
iv. Sıkışabilir zeminin konsolidasyon hızı

Negatif çeper sürtünmesi, kazık şaftı çevresindeki zemin oturmasının kazığın düşey (aşağı) yöndeki deplasmanını geçtiği durumda oluşmaktadır. Kazık ve çevresindeki zeminin, birbirlerine göre hiç hareket etmediği noktaya "nötr nokta" denir. Bu noktanın altından itibaren çeper sürtünmesi kazık yüklerini destekleyecek şekilde etki eder. Nötr noktaya kadar olan derinliğin sıkışabilir tabaka içindeki toplam kazık boyuna oranı yaaklaşık 0.75 olarak alınabilir. Nötr noktanın tam yeri, kazık deplasmanı ve çevre zeminin oturmalarını karşılaştırarak, deneme yanılma yöntemiyle belirlenebilir.

Yapılan gözlemler sonucu tüm negatif çeper sürtünmesinin oluşumu için kazığı çevreleyen zeminin kazığa oranla 1.5 cm oturması yeterli olmaktadır.
Tekil Kazıklarda Negatif taneli ve kohezyonlu zeminlerde negatif çeper sürtünmesinin maksimum değeri pozitif çeper sürtünmesine eşdeğerdir. Alternatif olarak negatif çeper sürtünmesi maksimum değeri, Garlanger (1973) tarafından önerilen şekilde hasaplanabilir;

$$f_n = \beta \cdot P_0 \qquad 4.8$$

Verilen denklemde;
f_n : negatif birim çeper sürtünmesi,
P_0 : efektif düşey gerilme,
β : Tam ölçekli testlerden elde edilen ampirik faktör. Önerilen β değerleri aşağıda verilmiştir.

Tablo 4-1 Tam ölçekli testlerden elde edilen ampirik faktör , β

Zemin tipi	β
Kil	0.20-0.25
Silt	0.25-0.35
Kum	0.35-0.50

Negatif Çeper Sürtünmesi için Güvenlik Katsayısı:
Negatif çeper sürtünmesi genellikle güvenli tarafta kalacak şekilde hesaplandığı için, güvenlik katsayısı 1 olarak alınabilir. Bu durumda;

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{F_s} - P_n \qquad 4.9$$

Verilen denklemde;

Q_{all} : Emniyetli kazık yükü,

Q_{ult} : Kazık yük taşıma kapasitesi,

F_s : Güvenlik katsayısı,

P_n : Maksimum negatif çeper sürtünme yükü olarak tanımlanmıştır.

Negatif Çeper Sürtünmesinin Azaltılması:

Derin temellerde, negatif çeper sürtünmesini azaltmak için uygulanabilecek yöntemler aşağıda verilmiştir;

i. İnce kazık (H-kesiti gibi) kullanarak kazık şaft alanını azaltmak,
ii. Kazık yerleşiminden önce, sıkışabilir zeminde kazık ölçüsünden daha geniş bir delik açmak, sonrasında oluşan boşluğu bentonit doldurmak,
iii. Kazık çevresine muhafaza veya ceket yerleştirmek suretiyle kazığın oturan zeminle bağlantısını kesmek,
iv. Kaymayı engellemek üzere, kazık şaftını bitümle kaplamak.

Negatif çeğer sürtünmesini engellemek üzere temiz kazık üzerine bitüm bileşenlerini sıkmak veya dökmek mümkündür. Kaplama sadece kazık çevresinde çökme beklenen zemine karşılık gelen yüzeye uygulanmalıdır ve kazığın alt kısmı (uçtan itibaren en az çapın 10 katına karşılık gelen kısım) bütün alt şaft ve uç direnci harekete geçirebilmek amacıyla kaplamasız bırakılmalıdır (Claessen ve Horvat (1974), Bjerrum ve diğerleri (1960)).

4.5 Kazıkların Yanal Yükler Altında Davranışı

Kazıklarda yanal yükler altında oluşan deplasman, moment ve kesme değerlerinin hesaplanmasında:

i. Yanal zemin desteğini yay mesnetlerle modelleyen ve yanal yatak katsayıları kullanılan çözüm yöntemleri
ii. Sürekli ortam mekaniği prensibine dayanan elastik çözümler

vardır. Günümüzde bu analizler geliştirilmiş bilgisayar yazılımları ile yapılmaktadır. Literatürde bilgisayar analizlerinde bir mertebe kontrolu yapmak amacıyla yanal yatak katsayısına dayanan grafiksel çözümler yeralmaktadır. Bunlardan bir örnek **Şekil 4.5, 4.6 ve 4.7**'de gösterilmektedir.

Şekil 4.5 de kazık gruplarında üç değişik yükleme durumu verilmiştir:

Durum I : Kazık başı serbest, dönme ve yatay hareketler sınırlanmamış
Durum II : Yer seviyesinde rijit başlığı olan kazıklar
Durum III :Yer seviyesi üzerinde rijit başlıklı kazıklar

Tekil kazıklarda oluşan yanal deplasman, moment ve kesme değerleri ve bu değerlerin derinlikle değişimi Durum I için **Şekil 4.6** ve Durum II için **Şekil 4.7** deki abaklardan elde edilecek deformasyon ($F_{\square}$momen̩tF_M) ve kesme (F_V) katsayıları kullanılarak bulunur.

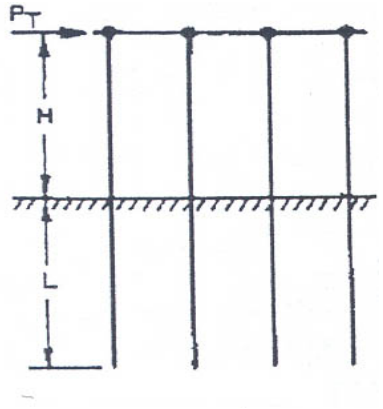
Kazık gruplarında **Şekil 4.5, 4.6 ve 4.7** de tekil kazık için verilen çözümler kullanılır, ancak yatak katsayısı değerlerine aşağıda **Tablo 4.2** deki azaltma faktörleri uygulanır:

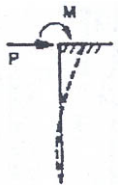
Tablo 4.2. Kazık Aralığına Bağlı Yatay Yatak Katsayısı Azaltma Faktörü

Yatay yük yönünde kazık aralığı D: kazık çapı	Yanal yatak katsayısındaki azaltma faktörü, R
8 D	1.00
6 D	0.70
4 D	0.40
3 D	0.25

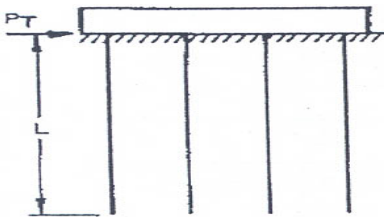
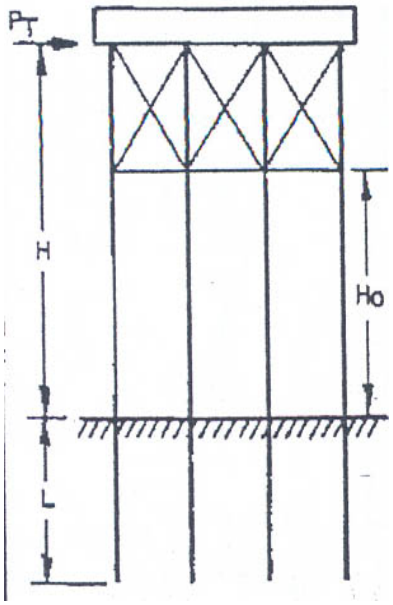
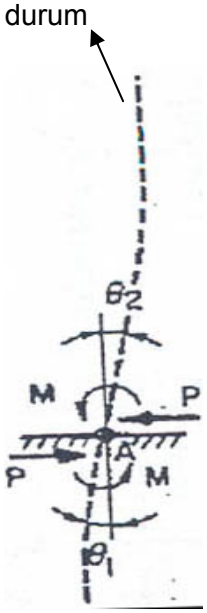
Not: **Tablo 4-2** de verilen azaltma faktörleri ile ilgili aşağıda verilen yayınlarda değişik öneriler yeralmaktadır.

- DIN 4014 March,1990: Bored Cast In-Place Piles, Formation,Design and Bearing Capacity, Deutsche Norm
- ASCE 1993, Design of Pile Foundations, US Army Corps of Engineers
- Rollins K.M. 2006, Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior: Analysis, ASCE, JGGE, Vol 132 No:10,pp: 1272-1283

<table>
<tr><td colspan="3">DURUM I. ESNEK BAŞLIK, YER SEVİYESİNİN ÜSTÜNDE</td></tr>
<tr><td>DURUM</td><td>YÜK YER SEVİYESİNDE</td><td>TASARIM YÖNTEMİ</td></tr>
<tr><td>

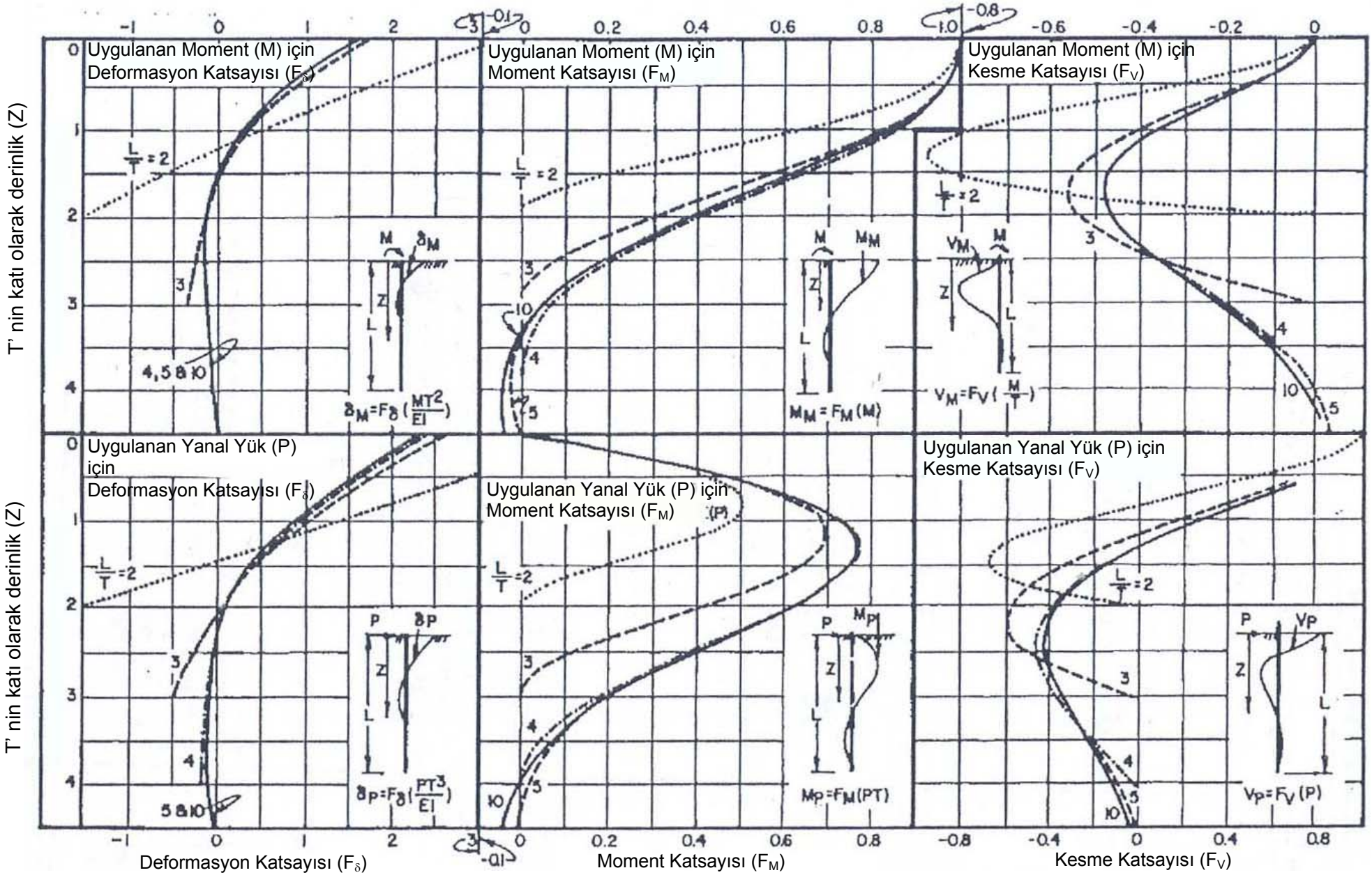
n = Kazık Sayısı</td><td>Her kazık için
$P = \frac{P_T}{n}$
M = PH


Deforme durum</td><td>Parametre tanımları için Şekil 4-7’e bakınız
1. Göreceli rijitlik oranı hesaplanır.
$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{1/5}$
2. L/T’ye uygun eğri Şekil 4-6’den seçilir.
3. İstenilen derinlikteki $F_{\square}, F_M, F_v$ değerleri bulunur.
4. Şekil 4-6’daki denklemler kullanılarak istenilen derinliklerdeki deformasyon, moment ve kesme değerleri bulunur.

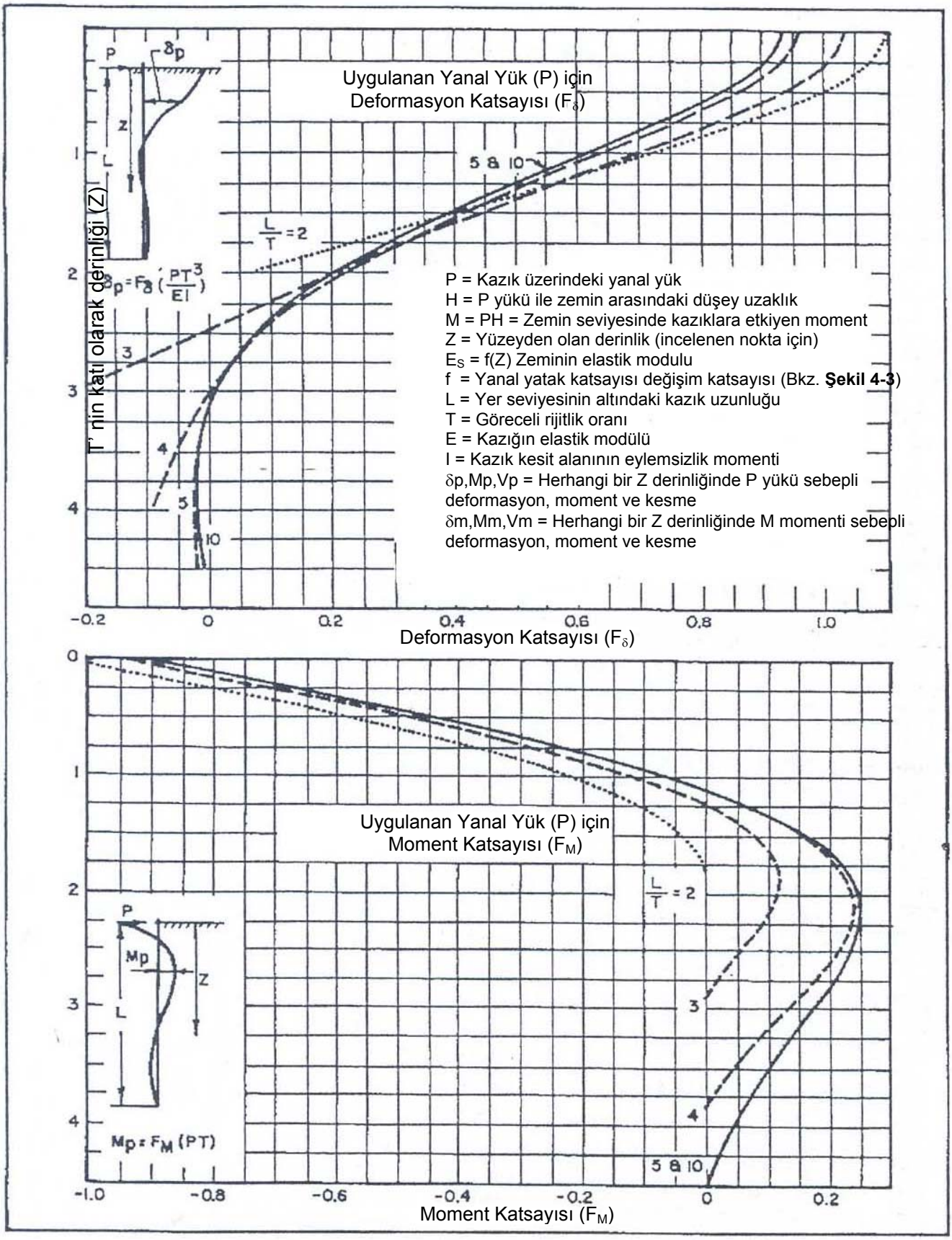
Not : “ f ” değerleri Şekil 4-3’den seçilir</td></tr>
<tr><td colspan="3">DURUM II. YER SEVİYESİNDE RİJİT BAŞLIĞI OLAN KAZIKLAR</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td><td>1. Durum 1’deki ilk adımla başlanır.
2. İstenilen derinlikteki deformasyon ve moment; $F_{\square}, F_M$ ve Şekil 4-6’daki denklemler kullanılarak hesaplanır.
3. Maksimum kesme kazık başında oluşur ve her kazık için
$P = \frac{P_T}{n}$’e eşittir.</td></tr>
<tr><td colspan="3">DURUM III, RİJİT BAŞLIK, YER SEVİYESİNİN ÜSTÜNDE</td></tr>
<tr><td>
</td><td>Deforme durum

</td><td>1. A noktasında bir mafsal olduğu ve A noktasına uygulanmış M değerinde bir denge momenti olduğu varsayılır.
2. Üst yapının özelliklerine uygun olarak, M’nin fonksiyonu olacak şekilde θ_2 eğimi hesaplanır.
3. θ_1 eğimi, Şekil 4-7’deki katsayılara bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanır.
$\theta_1 = F_{\square}\left(\frac{PT^2}{EI}\right) + F_{\square}\left(\frac{MT}{EI}\right)$
4. $\theta_1 = \theta_2$ eşitliğinden M çözülür.
5. Bilinen P ve M değerleri için, Durum I’deki gibi deformasyon, kesme ve moment hesaplanır.

Not: Şayet zemin eğimliyse, her kazık tarafından alınan P yükü, I/H_0^3 ile orantılıdır.</td></tr>
</table>

Şekil 4.5. Yanal Yüklü Kazıklar İçin Tasarım Kriterleri



Şekil 4.6 Yanal Yük ve Moment Uygulanmış Kazıklar için Tesir Değeri (Durum I. Esnek Başlık veya Sonu Mafsallı Durum)



Şekil 4.7 Yanal Yüklenmiş Kazık için Tesir Değerleri
(Durum II. Yer seviyesinde dönmeye karsı mesnetlenmiş

4.6 Kazıklarda Eksenel Yük Transferi – Deplasman (t-z) Eğrileri

API 2000 kazıklarda eksenel yük transferi (t-z) eğrilerinin teşkili için aşağıda verilen yöntemi önermektedir. (**Şekil 4.8**)

Kil Zeminler	Z/D	t/t_{maks}
	0,0016	0,30
	0,0031	0,50
	0,0057	0,75
	0,0080	0,90
	0,0100	1,00 (pik)
	0.020	0,70-0,90 (rezidüel)
	∞	0,70-0,90 (rezidüel)

Kum Zeminler	S/inç	t/t_{maks}
	0,00	0,00
	0,10	1,00
	∞	1,00

Z : kazık üzerindeki belli bir derinlikteki noktanın eksenel hareketi

D : kazık çapı

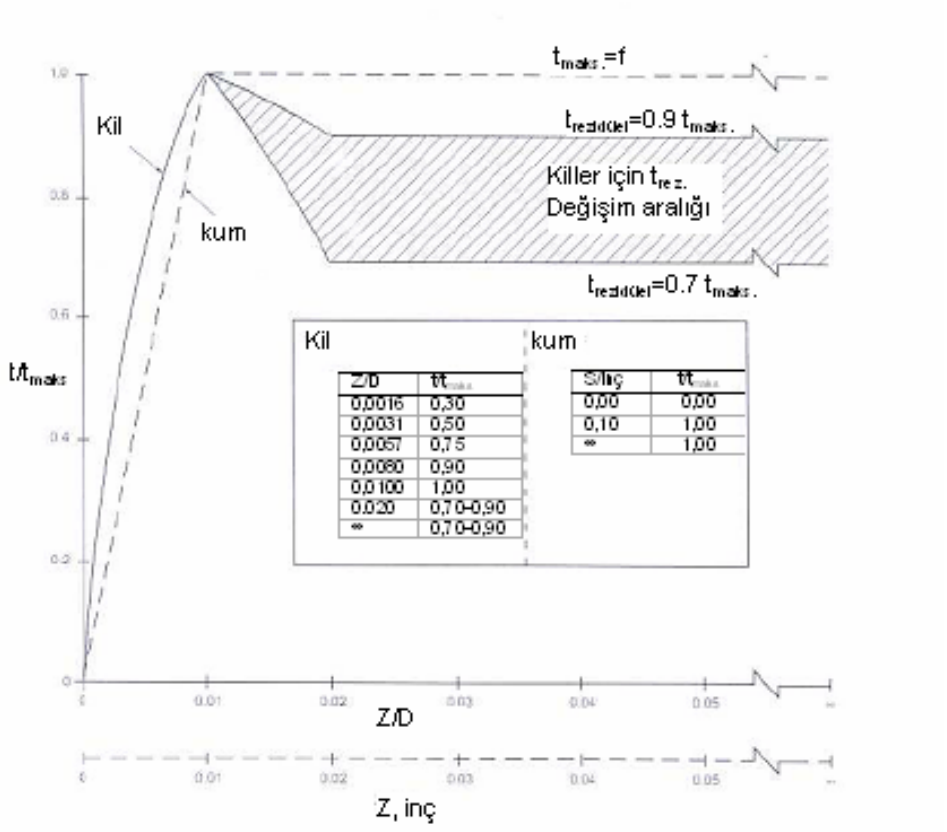
t: kazık yüzeyinde mobilize olan sürtünme gerilmesi

t_{max} : maksimum sürtünme direnci

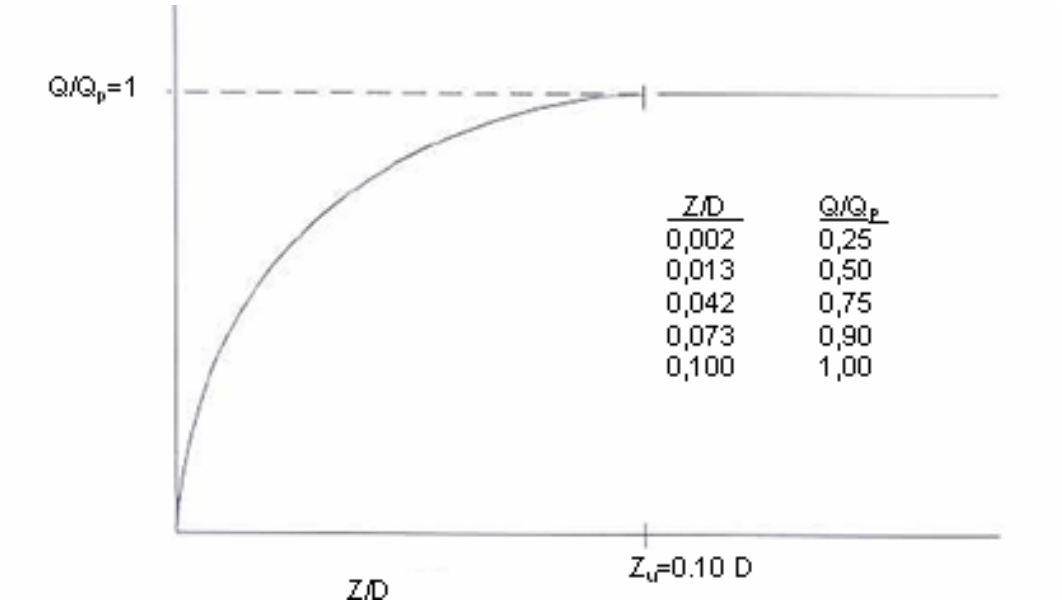
4.7 Kazıklarda Uç Yükü – Deplasman ilişkisi

Aşağıdaki API 2000 tarafından verilen kriter hem kil hem de kum zeminlerde kullanılabilecektir **(Şekil 4-9)**

Z/D	Q/Q_P	
0,002	0,25	Z : Kazık ucunun deplasmanı
0,013	0,50	D : Kazık çapı
0,042	0,75	Q : Stabilize olmuş uç direnci
0,073	0,90	Q_P : Maksimum uç direnci
0,100	1,00	



Şekil 4.8. Kazıklarda Tipik Eksenel Yük Transfer -Deplasman(t-z) Eğrileri



Şekil 4.9. Kazıklarda Uç Yükü Deplasman (Q-z) Eğrileri

4.8 Yumuşak Killerde Yanal Taşıma Gücü

Statik yanal yükler altında yumuşak killerin nihai taşıma gücü 8 c_u ile 12 c_u arasında değişmektedir. (c_u : drenajsız kayma mukavemeti). Ancak bu değerler çok sığ derinlikler için geçerli değildir. Tekrarlı yükler altında yanal taşıma gücünde bir azalma olması beklenir.

Yanal yüklü kazıklarda yumuşak kil zeminin nihai yanal taşıma gücü P_u aşağıdaki kritere göre hesaplanabilir (API 2000) :

$$P_u = 3c_u + \gamma X + j\frac{c_u X}{D} \quad \text{ve} \quad (1) \qquad 4.10$$

$$P_u = 9c_u \qquad X>X_R \text{ durumu için } (2) \qquad 4.11$$

Burada

D : kazık çapı
γ : zeminin efektif birim hacim ağırlığı
J : 0.25 ila 0.50 arasında değişen boyutsuz faktör (arazi deneyleri yardımıyla bulunur)
X: zemin yüzeyinden derinlik
X_R: zemin yüzeyinden itibaren yanal taşıma gücünün azaldığı derinlik
$X_R = 6D / (\gamma D / c_u + j)$

Eğer zemin mukavemeti derinlik ile değişiyor ise yukarıdaki eşitliklerden P_u değerinin derinlikle değişimi grafik halinde çizilir. İki eğrinin kesiştiği nokta X_R olarak belirlenir. Literatürde genelde $X_R > 2.5$ D olduğu ifade edilmektedir.

Yumuşak killerde Yanal Yük-Deplasman İlişkisi : p – y eğrileri :

Statik yükler altında kısa dönem p-y eğrileri aşağıdaki değerler yardımıyla oluşturulabilir :

P/P_u	y/y_c
0,00	0,0
0,50	1,0
0,72	3,0
1,00	8,0
1,00	00

P = gerçek yanal direnç
y = gerçek yanal deplasman
$y_c = 2.5\ \varepsilon_c D$
D = kazık çapı
ε_c = Laboratuvarda drenajsız basınç değerlerinden elde edilen maksimum düşey direncin yarısına eşit düşey gerilmede oluşan birim deformasyon.

4.9 Kumlarda Yanal Taşıma Gücü

Kum zeminlerde yanal taşıma gücü değeri aşağıda verilen sığ ve derin derinliklerde hesaplanan değerler arasında değişmektedir. Tanımlanan bir derinlik için nihai yanal taşıma gücü değeri P_u aşağıdaki iki bağıntıdan elde edilen değerlerden küçük olan olarak tanımlanmaktadır.

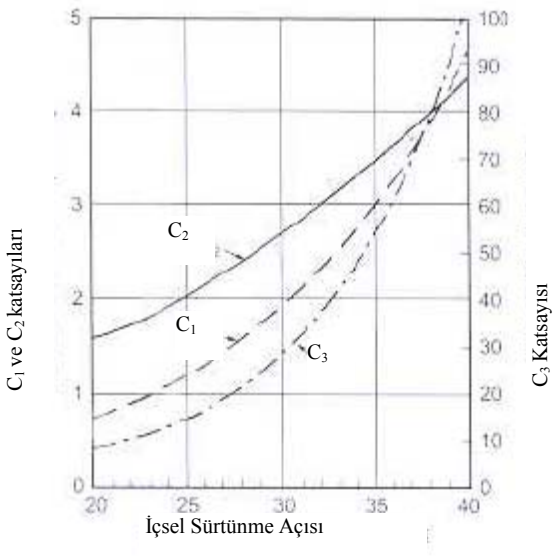
Sığ derinlikler için :

$$P_{us} = (C_I H_+ C_2 D)\, \gamma H \qquad 4.12$$

Derin seviyeler için :

$$P_{ud} = C_3 D \gamma\, H \qquad 4.13$$

γ = zeminin efektif birim hacim ağırlığı
H = derinlik
Φ'= kumun kayma direnci acısı
C_1, C_2, C_3 = Φ' değerine bağlı olarak Şekil 4-10'den elde edilen katsayılar
D= kazığın çapı



Şekil 4.10. C_1, C_2, C_3 Katsayıları

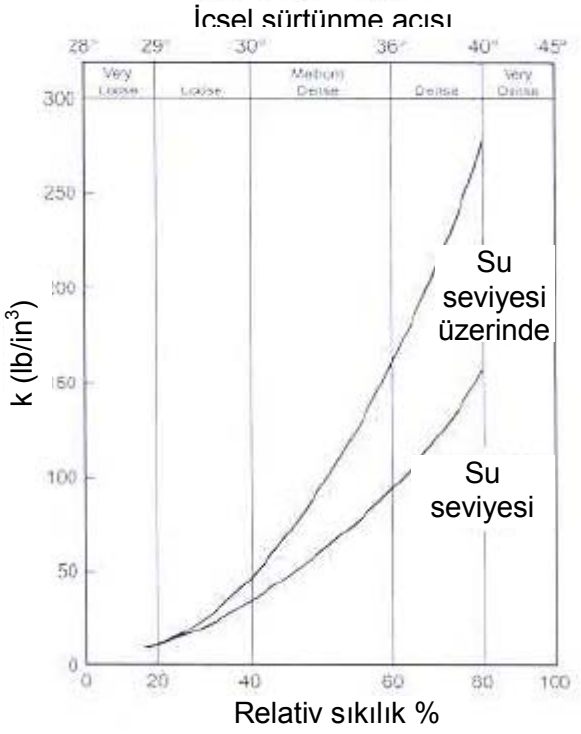
Kum zeminlerde yanal Yük – Deplasman (p-y) Eğrileri :

Kum zeminlerde yanal zemin gerilmesi – deplasman ilişkisi aşağıdaki yöntemle belirlenebilir :

$$P = AP_u \tan h \frac{kH}{AP_u} y \qquad 4.14$$

Burada :

A = Statik ve tekrarlı yük durumuna bağlı faktör
tekrarlı yükleme hali : A = 0.9
Statik yükleme hali : A = (3.0 – 0.8 H/D) ≥ 0.9
P_u = nihai yanal taşıma gücü
k = zemin yanal yatalı katsayısı (Φ' değerine göre **Şekil 4.11**den alınır)
y = yanal deplasman
H = derinlik



Şekil 4.11 k Değerleri

Referanslar

API,American Petroleum Institute, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design, 2000

Baguelin, F., Jexequel, J. F., Shields, D. H., "The Pressuremeter and Foundation Engineering", TransTech Publications, 1978.

Bjerrum, L., Johannessin, I. J., Eide, O., "Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock", Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume 2, pp. 27-30, 1960.

"Canadian Foundation Engineering Manual", Canadian Geotechnical Society, 1978.

Claessen, A. I. M., Horvat, E., "Reducing Negative Skin Friction with Bitumen Slip Layers", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Volume 100, No: GT8, 1974.

Garlanger, J. E., "Prediction of the Downdrag Load at Culter Circle Bridge", Symposium on Downdrag of Piles, Massachusetts Institute of Technology, 1973.

Meyerhof, G. G., "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Volume 102, No: GT3, 1976.

Navfac 7.02, "Temeller ve Toprak Yapıları Tasarım Rehberi",1986 (İngilizce).

Smith, E. A., "Pile Driving by the Wave Equation", Transactions, American Society of Civil Engineers, Volume 127, Part 2, pp. 1145-1193, 1962.

Vesic, A. S., "Design of Pile Foundations", National Cooperative Highway Research Program Synthesis 42, Transportation Research Board, 1977.

5. YARMALAR VE DOLGULAR

5 YARMALAR VE DOLGULAR

5.1 Yarmalar

5.1.1 Genel

Yarmalarda zemin mukavemeti, drenaj koşulları, yeraltı suyu durumu ve şev eğimleri yarma şevlerinin duraylılığını etkileyen en önemli parametrelerdir. Yarma şevlerinin projelendirilmesinde benzer zemin koşullarına sahip civar yarmalar ve doğal şev eğimlerinde yapılacak gözlemlerden yaralanılmalıdır.

Yarma kesitleri yüzeysel suların toplanması için gerekli drenaj hendeklerinin yerleştirilebilmesi için yeteri kadar geniş olmalıdır. Bunun mümkün olamadığı hallerde derin drenaj sistemleri uygulanabilecektir. Yarmalarda yeraltı suyunun mevcudiyeti şev stabilitesini olumsuz yönde etkileyip şev kaymalarına sebep olabilmektedir. Bu durumda yeraltı suyu basıncının düşürülmesi amacıyla şev tepesinde ve palyelerde drenaj hendekleri, şev yüzeylerinde yatay drenajlar uygulanabilecektir.

Genel olarak yüksekliği 15m yi aşan yarmalarda şev oranlarının tespiti amacıyla detaylı etütler yapılarak stabilite analizleri sonucunda şev projelendirilmelidir. Şev tasarımı gelişmiş bilgisayar yazılımları kullanılarak “Bishops Basitleştirilmiş Dilim Metodu” ve benzeri teorik metotlar kullanılarak yapılabilecek, analizlerde şevlerin uzun ve kısa dönem ile deprem durumundaki güvenlik durumu rapor edilecektir. Analizlerde yeraltı suyunun oluşturacağı su basınçları dikkate alınacaktır. Yarma şevleri tasarımında krirtik kayma yüzeylerinde aşağıdaki minimum güvenlik sayıları sağlanmalıdır:

Uzun dönem, statik : FS > 1.5 (Maksimum kayma dayanımı parametreleri kullanılarak)
Deprem : FS > 1.01 (bulunulan deprem bölgesine göre seçilecek eşdeğer yatay yük katsayısı K_h kullanılarak)

Analizlerde yeraltı suyu basınçları, su seviyesinin şev içerisindeki konumunu gerçekçi bir şekilde yansıtacak boşluk suyu basıncı parametresi r_u kullanılarak dikkate alınacaktır. Şev analizlerinde kullanılacak zemin kayma dayanımı parametreleri laboratuvar deney sonuçlarından ve/veya kayma mukavemeti ile arazi deneyleri sonuçları arasında verilen uluslararası kabul görmüş korelasyonlarından alınabilecektir. Deprem durumunu yansıtan şev stabilitesi analizlerinde toplam gerilme veya deprem durumunda ortaya çıkacak boşluk suyu basınçlarını dikkate alan efektif gerilme analizleri kullanılabilecektir.

Yükseklikleri 15m yi aşan yarma ve 10m yi aşan dolgu şevlerinde her 10m yükseklikte bir olmak üzere 5m genişliğinde palye teşkil edilecektir.

5.1.2 Kohezyonsuz Zeminlerdeki Yarmalar

KGM-ŞPR (Karayolları Genel Müdürlüğü, Şev Projelendirme Rehberi) (1989) yayınında önerildiği şekli ile yarma şevlerinde aşağıdaki genel yaklaşımlar uygulanacaktır :

Plastik olmayan kohezyonsuz zeminler:
İzafi sıkılık, Birleştirilmiş Toprak Sınıflandırma Grup Sembolü, ve yeraltı suyu konumuna bağlı olarak:

1Y : 1D ila 4Y : 1D aralığında

Kısmen plastik kohezyonsuz zeminler:
SPT direnci, plastisite endisi, yarma yüksekliği ve yeraltı suyu durumuna bağlı olarak:

1Y : 1D ila 3.5 Y : 1D aralığında

5.1.3 Kohezyonlu Zeminlerdeki Yarmalar (Silt ve Killer)

SPT direnci ve yarma yüksekliğine bağlı olarak *KGM-ŞPR* de verildiği şekli ile kohezyonlu zeminlerdeki yarma şevleri : 1.5Y : 1D ila 4Y : 1D aralığında seçilecektir. Aşağıdaki durumlarda şev stabilite analizleri gerekli olacaktır:

Yarma Yüksekliği	SPT direnci, N
> 13m	< 20
> 9m	5 – 20
> 5 m	2 – 5

5.1.4 Kaya Yarmaları

Kaya yarmalarında şev stabilitesi analizlerinde tabaka eğim ve doğrultuları ,çatlak sistemleri , faylanmalar dikkate alınacaktır. Şev stabilitesi hesaplarında kinematik analiz veya kaya koşullarının uygun olması durumunda (aşırı ayrışmış kayalar) dilim metodu kullanılabilecektir.Bu analizlerde kayma yüzeylerinin süreksizlik sistemleri boyunca oluşacağı gözardı edilmemelidir. Analizlerde kullanılacak mukavemet parametreleri süreksizlik sisteminin özelliklerine göre seçilecektir. Çatlaklı ayrışmış kayaçlarda kohezyon değeri ihmal edilecek veya küçük bir değer olarak alınacaktır.

Kaya yarmalarında yeraltısuyu olması stabiliteyi hem kayma dayanımı parametrelerinin ayrışma, donma-çözülme mekanizmaları sonucu azalmasına neden olarak hem de oluşturduğu boşluk suyu basınçları nedeniyle şev stabilitesini olumsuz yönde etkilemektedir. Bu nedenle suyun mümkün olduğunca kaya şevleri bölgesinden uzaklaştırılması gerekmektedir. Bu amaçla drenaj hendekleri, gerek duyulması durumunda şev yüzeyine yatay dren teşkili gibi uygulamalara gidilebilecektir.

Yüksekliği 15m yi geçen yarmalarda şev stabilitesi analizleri ve palye uygulaması gerekli olacaktır. Kaya şevlerinin ön projelendirilmesinde 15m den daha sığ olan yarmalar için *KGM-SDM (1989)* yayınında önerilen aşağıdaki şev kriterleri kullanılacaktır:

Yarma yüksekliği	Şev Eğimi (YAS yok)	Şev eğimi (YAS var)
5m	1Y : 5D to 1Y : 2D	1Y : 5D to 2Y : 3D
10m	1Y : 5D to 2Y : 3D	1H : 5V to 3Y : 4D
15m	1Y : 5D to 2Y : 3D	1H : 5V to 3Y : 4D

Kaya yarma bölgelerinde uygulanan şev eğimlerinde meydana gelebilecek kaya düşmelerinin herhangi bir tehlike yaratmaması için yarma şevi hendek genişlik ve derinlikleri şev yüksekliğine bağlı olarak *KGM-SDM* (1989) yayınında verilen esaslara göre seçilecektir.

5.2 Dolgular

5.2.1 Dolgu şevleri

Dolgu şevleri şev stabilitesi analiz sonuçlarına göre projelendirilecektir. Analizlerde kullanılacak zemin mukavemeti parametreleri bir geoteknik uzman mühendis tarafından arazi ve laboratuvar deney sonuçları dikkate alınarak seçilecektir. Yüksekliği 10m yi aşan dolgularda her 10m yükseklikte bir adet olmak üzere 5m genişliğinde palyeler teşkil edilecektir. Stabilite analizlerinde aşağıdaki minimum güvenlik sayıları aranacaktır:

Dolgu içi stabilite : uzun dönem (drenajlı parametreler) GS > 1.5
Deprem durumu GS > 1.01

Genel stabilite: Kısa dönem (drenajsız parametreler) GS > 1.3
Uzun dönem (drenajlı parametreler) GS > 1.5
Deprem durumu GS > 1.01

KGM-ŞPR de önerildiği şekliyle yüksekliği 15 m yi geçmeyen kohezyonsuz malzemelerden oluşturulmuş dolgularda, göreceli olarak yumuşak/gevşek taban zemini koşullarında genel stabilitenin tahkik edilmesi koşulu ile, aşağıdaki şev eğimlerinin güvenli olduğu kabul edilebilecektir:

Granüler şevler:

Malzeme	Şev eğimi (YAS yok)	Şev eğimi (YAS var)
Kaya dolgu	1Y : 1D	3Y : 2D
Kum ve çakıll	3Y : 2D	2Y : 1D
Siltli killi kum ve çakıl	2Y : 1D	3Y : 1D

Kohezyonlu malzeme şevleri:

Yüksekliği 13 m den fazla olan yeraltısuyu içermeyen dolgularda, ve 9m den daha yüksek yeraltı suyu içeren dolgularda detaylı stabilite analizleri yapılması koşulu ile aşağıdaki şev eğimleri güvenli kabul edilebilecektir:

Malzeme	Şev eğimi (YAS yok)	Şev eğimi (YAS var)
Siltli killi kumlar	2Y : 1D	2Y : 1D ~ 2.5 Y : 1D
Silt, siltli killi ince kum	2Y : 1D ~ 2.5Y : 1D	2Y :1D ~ 2.5Y : 1D
Plastik siltl ve kum	2Y : 1D ~ 2.5 Y: 1D	2Y : 1D ~ 3Y : 1D

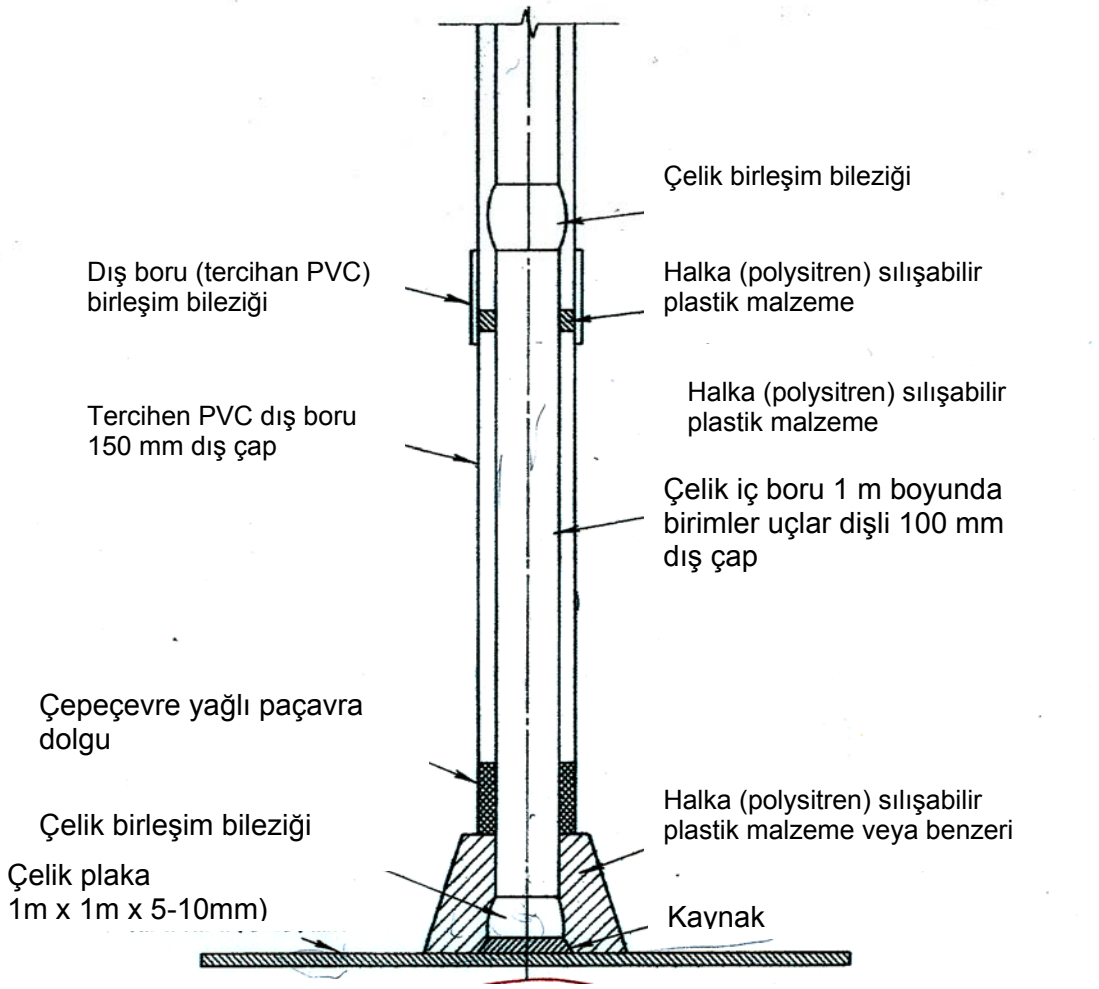
5.2.2 Oturmalar

Sıkışabilir taban zeminine oturan dolgularda, oturma analizlerinde dolgu gövdesindeki ve temel zeminindeki oturmalar birarada dikkate alınacaktır. Oturma – zaman ilişkileri laboratuvar deneylerinden elde edilecek konsolidasyon katsayıları kullanılarak tahmin olunacak ve konsolidasyon oturmalarının proje zaman sınırlamaları içerisinde tamamlanacağı gösterilecektir.

Ancak laboratuvar konsolidasyon katsayısı kullanılarak yapılan oturma – zaman ilişkisi tahminlerinin konsolidasyon zamanını gerçeğinden daha uzun verdiği geoteknik mühendisliği uygulamalarında bilinen bir gerçektir. Bunun nedeni alüvyal zeminlerde kil matriks içerisindeki kum ve diğer geçirgen mercek ve ara tabakalar ikincil drenaj hatları oluşturarak boşluk suyu basınçlarının beklenenden çok daha kısa sürede sönümlenmesini, dolayısıyla konsolidasyon zamanını önemli ölçüde azaltmasıdır. Bu nedenle reel oturma – zaman ilişkilerinin deneme dolgularında yapılacak oturma ölçümlerini ve ekstrapolasyon metodlarını kullanarak belirlenmesi yöntemi uygulanacaktır.

Oturma analizleri hattın trafiğe alınması sonrasında oluşabilecek oturmaların konvansiyonel hat bakımı yöntemleri ile giderilebilecek mertebelerde olduğunu ortaya koymalıdır.

Yüksekliği 3m yi aşan ve sıkışabilir zeminler üzerine oturan, oturmalar açısından kritik kabul edilebilecek dolgularda oturma mertebeleri ve oturmanın tamamlanma süreleri ile ilgili değerlendirmeler arazide yapılacak oturma ölçümleri sonuçlarına göre yapılacaktır. Kademeli inşaat yöntemi gerekli görülen dolgularda inşaat aşamaları deneme dolgularında yapılacak oturma gözlemlerinin değerlendirilmesi sonucu belirlenecektir. Oturma ölçümlerinde **Şekil 5.1**'de gösterilen oturma plakası veya benzeri bir enstruman kullanılabilecektir.



Şekil 5.1 Tipik Oturma Plakası

Referanslar

(KGM – ŞPR, 1989, Şev Projelendirme Rehberi, KGM Teknik Araştırma Dairesi Yayınları)

6. İSTİNAT DUVARLARI

6 İSTİNAT DUVARLARI

İstinat yapılarına etkiyen yanal zemin basınçlarının hesap yönteminde "Canadian Foundation Engineering Manual,1992" ve "Navfac Design Manual 7.2, Foundations and Earth Structures,1986" esas alınmıştır.

6.1 Yatay Zemin Basıncı Katsayısı

Herhangi bir noktadaki zemin basıncı katsayısı, K; o noktadaki yanal efektif gerilmenin σ'_h, düşey efektif gerilmeye, σ'_v oranı olarak tanımlanır.

$$K = \sigma'_h / \sigma'_v \qquad 6\text{-}1$$

6.2 Zemin Basıncı ve Yanal Birim Deformasyon Etkisi

Zeminin örselenmemiş durumundaki doğal efektif yanal gerilme sukunetteki zemin basıncı olarak adlandırılır. Normal konsolide killerdeki sukunetteki zemin basıncı, K_0, aşağıdaki eşitlikle verilir;

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \qquad 6\text{-}2$$

K_0 zeminin aşırı konsolidasyon oranına paralel artar. İlk yaklaşımda Aşırı Konsolidasyon Oranına (AKO) bağlı olarak aşağıdaki bağıntı kullanılabilir;

$$K_0 = (1 - \sin \phi') (AKO)^{0.5} \qquad 6\text{-}3$$

Rijit istinat duvarlarının arkasına yapılan dolgularda sıkıştırma etkisi sukunetteki zemin basıncı katsayısını arttırır ve K_0 değeri 1.0'i geçer hatta pasif duruma yaklaşır. Bu nedenle yanal deplasmanına izin verilmeyen yapıların tasarımında sukunetteki toprak basıncı dikkate alınmalıdır.

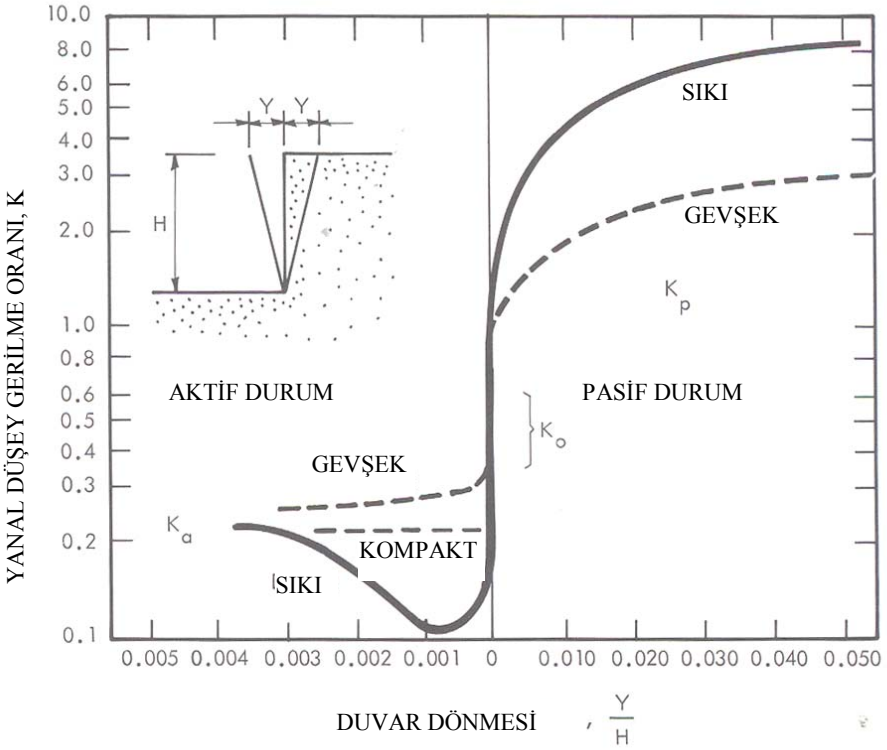
Zeminlerdeki yanal biirim deformasyon yanal basınçların değişmesine neden olur. Zeminde oluşan yanal birim deformasyonun yönü ve miktarına bağlı olarak oluşan yanal zemin basınçları iki sınır limit denge durum arasında değişir. Yapının zeminden uzaklaşması durumunda sınır gerilmeler aktif limit denge durumunda, yapının zemine doğru hareket etmesi durumunda ise pasif limit denge durumundadır.

Şekil 6-1'de bir dayanma yapısına etkiyen yanal gerilmenin belirlenmesinde zemin birim gerilmesinin rolü gösterilmektedir. Tablo 6-1'de ise değişik zemin koşullarında zemin göçme durumuna ulaşmak için gerekli yapı dönmesi (Y/H) miktarı verilmektedir.

Tablo 6.1. Göçmeye Ulaşmak için Gerekli Yapı dönme miktarı

ZEMİN CİNSİ VE DURUMU	DÖNME (Y/H*)	
	AKTİF	PASİF
Sıkı Kohezyonsuz	0.001	0.02
Gevşek kohezyonsuz	0.004	0.06
Katı kohezyonlu	0.010	0.02
Yumuşak kohezyonsuz	0.020	0.04

*Y = Yanal deplasman, H = duvar yüksekliği



Şekil 6.1. Kumlu zeminlerde Duvar Deplasmanın Zemin Basınçlarına Etkisi

6.3 Aktif Zemin Basıncı

Aktif zemin basıncı kendini bırakmış (yeterince deplasman yapmış) bir duvara etkiyen minimum zemin basıncıdır. Kendi ağırlığı altında göçme durumuna ulaşmış ve kayma mukavametinin tam mobilize olduğu durumu temsil eder. Kayma mukavemetinin mobilize olması için gereken yanal birim deformasyon (genleşme) göreceli olarak oldukça düşüktür ve sadece rijit bir şekilde desteklenmemiş yapılarda oluşur.

Kohezyonsuz zeminlerde aktif durumda yanal gerilmenin düşey gerilmeye oranı, K_a , Şekil 6 - 2'de verilen formülle hesaplanabilir. Duvar sürtünmesi, tanδ sadece duvar ile zemin arasında relatif bir hareket olması durumunda oluşur.

Tabakalı zeminlerde, K_a, her zemin için ayrı ayrı hesaplanır. Genel olarak, herhangi bir derinlikteki yanal zemin basıncı; $K_a\ \sigma'_z$ 'ye eşittir, burada σ'_z ; z derinliğindeki efektif düşey gerilmedir.

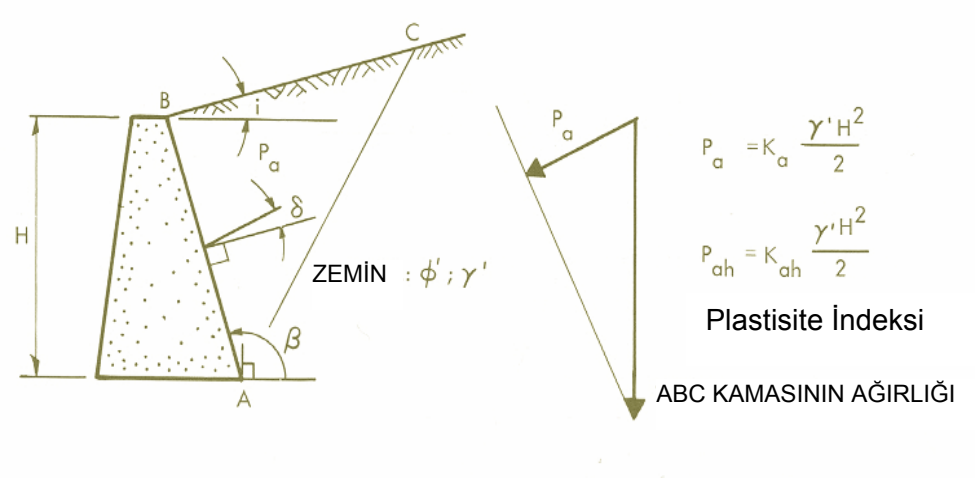
δ = 0, i = 0 ve $\beta = 90^\circ$ olan kohezyonlu zeminlerde toplam aktif zemin basıncı, P_a , toplam düşey gerilmeden drenajsız kayma mukavemetinin, c_u, iki katının çıkarılması ile aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$P_a = \sigma'_z - 2\ c_u \qquad 6\text{-}4$$

Hem kohezyon hemde sürtünme açısına sahip zeminlerde aktif zemin basıncı aşağıdaki şekilde hesaplanır;

$$P_a = K_a\ \sigma'_z - 2\ c_u\ K_a^{0.5} \qquad 6\text{-}5$$

Yapıya etkiyen toplam basıncı bulmak için hidrostatik basınç aktif basınca eklenmelidir.



$$K_a = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \sin (\beta - \phi')}{\sqrt{\sin (\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin (\delta + \phi') \sin (\phi' - i)}{\sin (\beta - i)}}} \right]^2$$

$$K_{ah} = K_a \sin (\beta + \delta)$$

$\delta = 0$ ve $i = 0$ $\beta = 90^0$ ise

$$K_a = K_{ah} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

Şekil 6.2. Aktif Zemin Basıncı Katsayısı, K_a, K_a nın yanal bileşeni K_{ah}

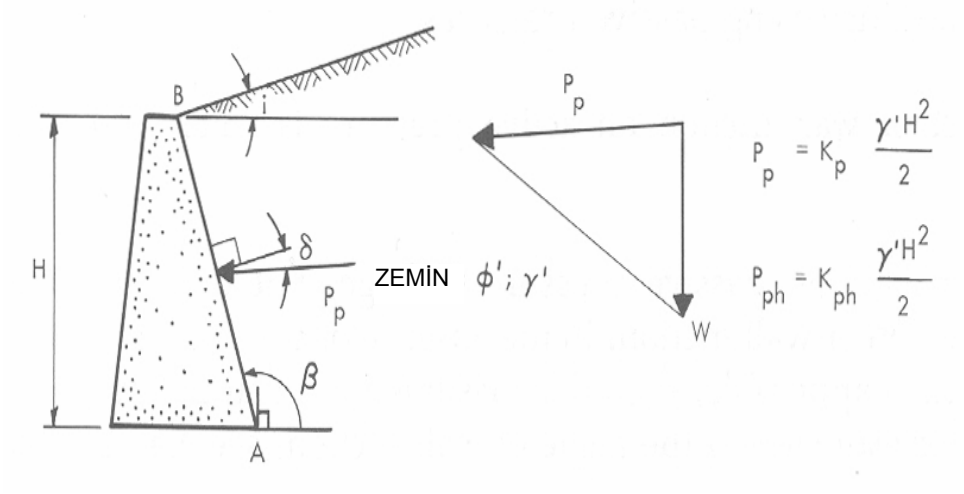
6.4 Pasif Zemin Basıncı

Pasif zemin basıncı bir yapının zemine doğru relatif hareketi sonucu oluşabilecek maksimum zemin basıncıdır. Yanal yük altında göçmeye ulaşmış ve tüm kayma mukavemetinin mobilize olduğu durumu temsil eder. Kayma mukavemetinin mobilize olması için gereken birim yanal deformasyon (sıkışma) oldukça büyük olabilir ve yapının deplasman yapabilirliği kontrol edilmelidir.Deplasmanların sınırlı olması durumunda düşük gerilmeler beklenmelidir. Diğer yandan sıkıştırılmış geri dolgular (sıkıştırma işlemi ile öngerilmiş) tam yanal pasif değere ulaşmak için çok az veya hiçbir deplasmana ihtiyaç duymazlar.

$\delta = 0$, $i = 0$ ve $\beta = 0$ için, pasif durumda yanalın düşey efektif zemin basıncına oranı, K_p, aktif zemin basıncı katsayısının tersidir ($1 / K_a$).

Pasif zemin basıncı katsayısının hesap yöntemi Şekil 6-3'de verilmiştir. Tabakalı zeminlerde K_p, her zemin için ayrı ayrı hesaplanır. Genel olarak herhangi bir derinlikteki yanal pasif zemin basıncı, $K_p \sigma'_z$ olarak hesaplanır, burada σ'_z z derinliğindeki efektif gerilmedir.

Yapıya etkiyen toplam basıncı bulmak için hidrostatik basınç pasif basınca eklenmelidir.



$$K_p = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \sin (\beta + \phi')}{\sqrt{\sin (\beta - \delta)} + \sqrt{\frac{\sin (\delta + \phi') \sin (\phi' + i)}{\sin (\beta - i)}}} \right]^2$$

$$K_{ph} = K_p \sin (\beta + \delta)$$

$\delta = 0$ ve $i = 0$ $\beta = 90^0$ ise

$$K_p = K_{ph} = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Şekil 6.3. Pasif Zemin Basıncı Katsayısı, Kp, Kp nin yanal bileşeni K_{ph}

6.5 Duvar Sürtünmesi

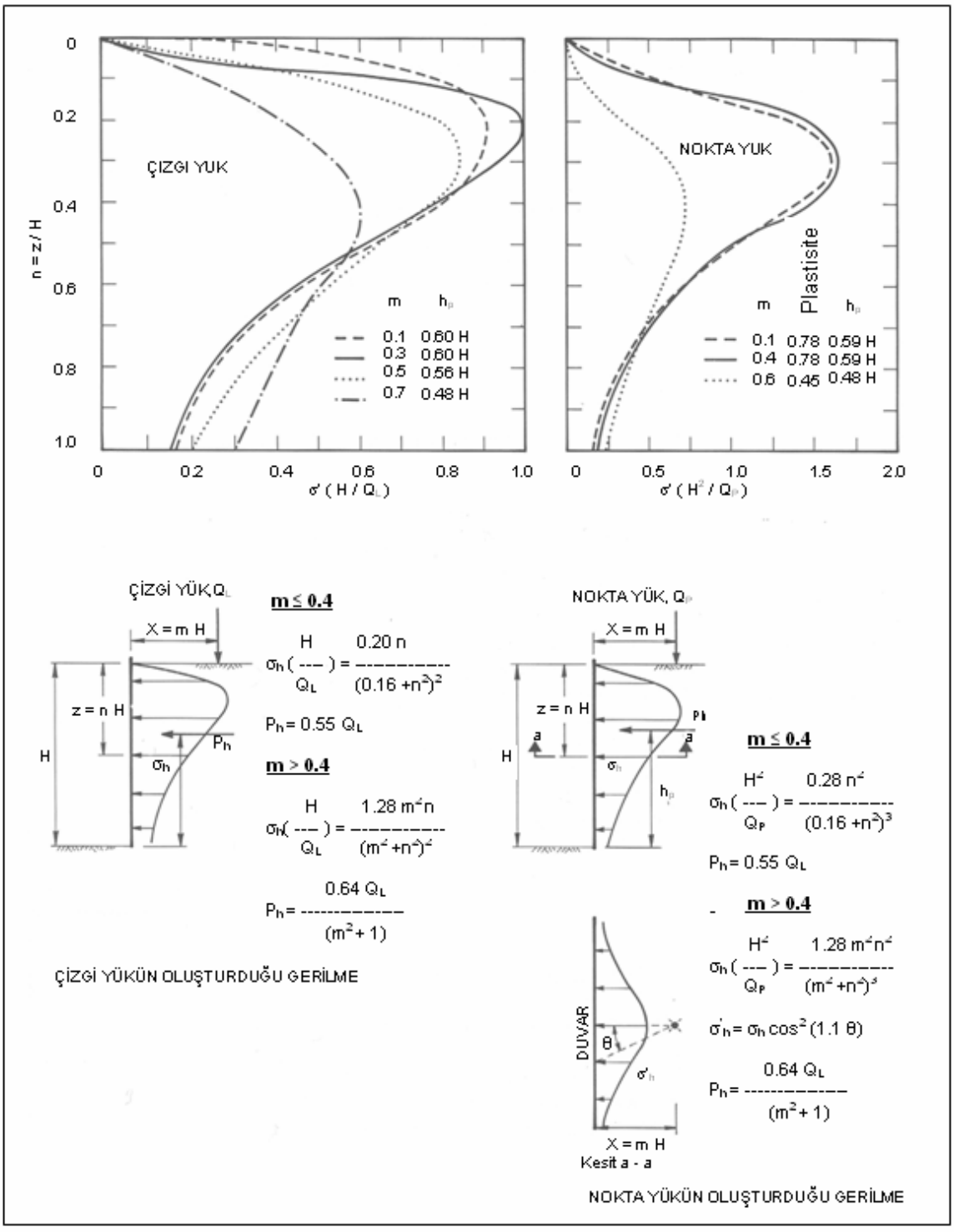
Bir istinat yapısı oturmadığı sürece gerisindeki oluşan sürtünme kuvveti aktif kamaya yukarı yönde etkimekte ve aktif basıncı azaltmaktadır. Duvar sürtünmesi pasif kamaya aşağı yönde etkimekte ve kamanın yukarı yöndeki hareketini engelleyerek pasif basıncı arttırmaktadır.

Genellikle duvar sürtünmesinin aktif yük üzerindeki etkisi küçük olup ihmal edilmektedir.

Duvar sürtünmesinin pasif basınca etkisi büyüktür, ancak sürtünmenin oluşması için mutlaka deplasmana ihtiyaç vardır. Elde ölçülmüş verilerin olmaması nedeniyle zemin sürtünme açısının 1/2 si ile 2/3 ü duvar sürtünme açısı olarak alınabilir.

6.6 Sürşarj Yükleri

Bir duvar arkasında nokta veya çizgi yük bulunması ve bu yükün geri dolgu yüküne göre küçük olması (sürşarj nedeniyle duvara etkiyen kuvvetin aktif yükün %30 undan az olması) durumunda ilave duvar basıncı **Şekil 6.4**' de gösterildiği gibi hesaplanabilir. Büyük sürşajların etkimesi durumunda kama tipi analizlerin yapılması gerekir (bkz. Navfac, 1971)



Şekil 6.4. Nokta ve Çizgi Şeklindeki Sürşarjın Duvarda yarattığı Yatay Gerilme

6.7 Rijit İstinat Duvarları

Rijit istinat duvarları yanal kapasitelerini öncelikle kendi ağırlığından ve geri dolgu ağırlığından alırlar. Bu duvarların taşıma gücü ve kaymaya karşı yeterli güvenliği sağlayacak şekilde tasarlanmalıdır.

"Tutulu olamayan" duvarlar aktif basınç oluşturmaya yetecek deplasmanı yapmasına izin verilmiş duvarlardır.

"Tutulu duvarlar" ise duvar arkasında aktif gerilmenin oluşmasını yeterli deplasmanı yapmasına izin verilmeyen duvarlardır.

İstinat duvarlarının projelendirmesinde taşıma gücü ve kayma ile ilgili kriterler **Şekil 6.5**'de verilmiştir.

Geri Dolgu Tipinin Önemi

Sıvılaşmaya Hassas Olmayan Malzeme

Su seviyesi altında olan ve depremde sıvılaşma riski taşıyan rıhtım ve benzeri dayanma yapılarının geri dolgusu sıvılaşmaya hassas olmayan malzemelerden oluşturulmalıdır. Sıvılaşmaya hassas olmayan malzeme granüler yapıda olmalı ve "*% 50 sinin tane çapı D_{50}> 10 mm ve % 10 unun tane çapı D_{10}> 1mm den büyük"* olmalıdır.

Kohezyonsuz Zeminler

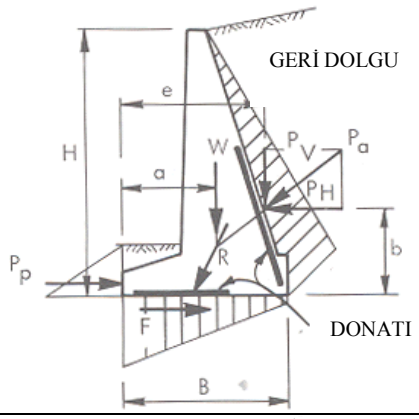
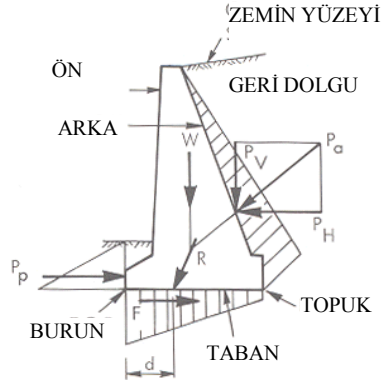
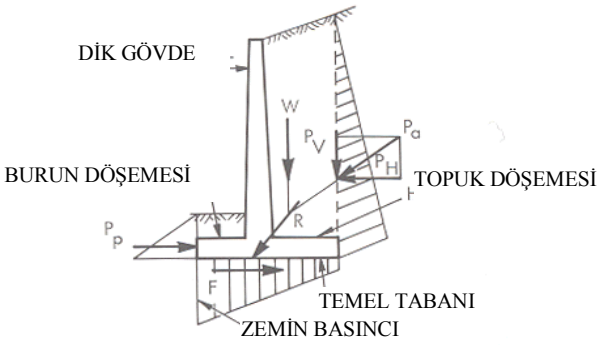
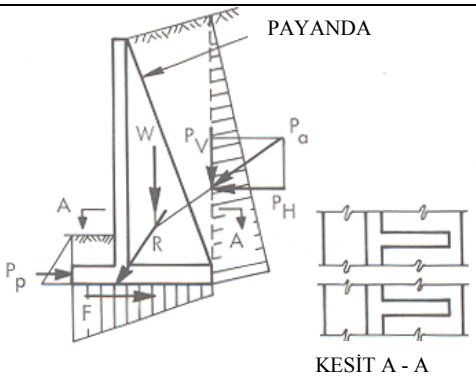
Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre GW, GP, SW veya SP tipizeminler geri dolgu için mükemmel zeminlerdir. Bu tür zeminlerin kullanılması durumunda tasarımda teorik zemin basınçları aynen kullanılabilir.

Kumlu Killer ve Killi Kumlar

Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre GC, GM, SC veya SM türü zeminlerin geri dolguda kullanılması için mutlaka kuru kalmalarının sağlanması gerekir, bu tür zeminler ıslakken dona hasastır. Yeterli drenaj önlemleri alınması durumunda teorik zemin basınçları tasarımda kullanılabilir. Bu zeminlerde ıslakken düzgün bir sıkıştırma sağlanamaz.

Siltler ve Killi Siltler

Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre CL, MH, ML veya OL tipi zeminler geri dolguda kullanıldıklarında don ve şişme özelliği gösterirler. Duvar deplasmanları oldukça artmaktadır, bu nedenle dolguda kullanılmalarından kaçınılmalıdır. Kullanılmalarının zorunlu olması durumunda dona karşı önlem alınmalı, tasarımda ise yanal zemin basınçları 1.0 alınmalıdır.

DUVAR TİPİ	YÜK DİYAGRAMI	TASARIM
AĞIRLIK		BİLEŞKE KUVVETİN YERİ $d = \frac{W a + P_v e - P_H b}{W + P_v}$ P_p = 0 kabul edilerek DEVRİLME GÜVENLİĞİ Burun noktasına göre moment $F_D = \frac{W a}{P_H b - P_V} \geq 1.5$ KAYMA GÜVENLİĞİ $F_k = \frac{(W + P_v) \tan \delta + c_a B}{P_H} \geq 1.5$ $F_k = \frac{(W+P_v) \tan \delta + c_a B + P_p}{P_H} \geq 2.0$ $F = (W+P_v) \tan\delta + c_a B$ Taban Sürtünmesi değerleri için Tablo 6- 2'ye bakınız. c_a =taban ile zemin arasındaki adhezyon $\tan\delta$ = Zemin ile taban arasındaki sürtünme (Tablo 6-2) W = Duvarın yüzer ağırlığı. Duvar ağırlığı ile ağırlık ve yarı ağırlık tipi duvarlarda duvar önündeki zemin ağırlığı dahildir. Konsol ve payanda duvarlarda temel üzerindeki zemin ağırlığı dahildir. Su basıncı ve sızma sonucu oluşabilecek kaldırma kuvveti düşülmelidir. TAŞIMA GÜCÜ Taşıma gücü kontrolu Bölüm 3 (sığ temeller) de açıklandığı gibi yapılacaktır.
YARI AĞIRLIK		
KONSOL		
PAYANDA		

Şekil 6.5. İstinat Duvarlarının Tasarım Kriterleri

Tablo 6.2. Sürtünme Katsayısı ve Adhezyon Değerleri

Malzeme	Sürtünme katsayısı, tan δ	Sürtünme açısı, δ
Ağağıdaki temel zeminlerine oturan kütle betonları	0.70	
▪ Temiz sağlam kaya	0.55 – 0.60	35
▪ Temiz çakıl, çakıl kum karışımları, kaba kum ▪ Temiz ince orta kum, siltli orta – kaba kum, siltli veya killi çakıl	0.45 – 0.55	29 – 31
▪ Temiz ince kum, siltli veya killi ince – orta kum	0.35 – 0.45	24 – 29
▪ İnce kumlu silt, plastik olmayan silt	0.30 – 0.35	19 – 24
▪ Çok katı – sert rezidüel veya aşırı konsolide kil		
▪ Orta katı – katı kil ve siltli kil	0.40 – 0.50	17 – 19
	0.30 – 0.35	22 – 26
		17 - 19
Kohezyonlu zeminler	**Adhezyon** (kN/m^2)	
▪ Çok yumuşak (c_u = 0 – 12 kN/m^2)	0 – 12	
▪ Yumuşak (c_u = 12 - 25 kN/m^2)	12 – 25	
▪ Orta katı (c_u = 25 – 50 kN/m^2)	25 – 35	
▪ Katı (c_u = 50 – 100 kN/m^2)	35 – 45	
▪ Çok katı (c_u = 100 –200 kN/m^2)	45 – 60	

6.8 Esnek İstinat Duvarları

6.8.1 Ankrajlı Esnek Duvarlar

Tek sıradan destekli ankrajlı esnek duvarlar geriye bağlanmış bir ankraj ile desteklenmiş ve kazı seviyesi altına soketlenmiş esnek bir levhadan oluşur (palplanş). Genellikle karşılaşılan üç değişik durum için tasarım kriterleri **Şekil 6.7**'de sunulmuştur.

a) Duvar Basıncı: Duvara etkiyen aktif ve pasif zemin basınçları Bölüm 6.1'de açıklandığı şekilde hesaplanacaktır. Gerekli çakma boyu ve ankraj kuvveti için Şekil 6-7 kullanılabilir.
b) Duvar Hareketleri: Aktif gerilme dağılımı duvar hareketine bağlı olarak değiştirmekte ve maksimum moment noktası da değişmektedir. Duvarın esnek yapısı hesaplanan

moment değerinin azalmasını sağlamaktadır. Momentdeki bu azalma duvar esnekliğinin bir fonksiyonudur. Moment azltma faktörü **Şekil 6.8**'den alınabilir.

6.8.2 Konsol Esnek Duvarlar

Konsol duvarlar kazı seviyesi üzerindeki aktif basıncı kazı seviyesi altındaki pasif basınç ile ankraj olmadan dengeleyen duvarlardır. Bu tür duvarların kullanılabileceği maksimum yükseklik 5.0 metrelere ulaşmakta ve taneli zeminler ile katı killerde uygulanabilmektedir. Tasarım yöntemi **Şekil 6.9**'da verimektedir. Kohezyonlu zeminlerdeki analizlerde çekme bölgesinde negatif basınç kullanılmamalıdır.

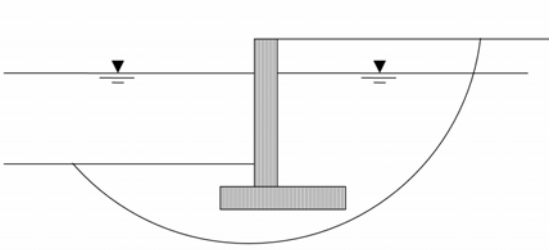
6.8.3 Sızmaya Karşı Taban Stabilitesi

Palplanş duvarlarda tabanda oluşacak sızma gevşek kumlarda taban kabarmasına sıkı kumlarda ise taban kaynamasına neden olabilir. Palplanş tabanında oluşan kaldırma kuvvetinin bu noktadaki düşey efektif basıncı geçmesi durumunda taban kabarması oluşur. Taban kabarması veya kaynamasını önlemek için palplanşın yeterli derinliğe çakılması gerekir. İzotroğik kumlarda kaynama veya kabarmaya karşı değişik güvenlik sayıları için gerekli çakma derinlikleri **Şekil 6.10** da verilmiştir.

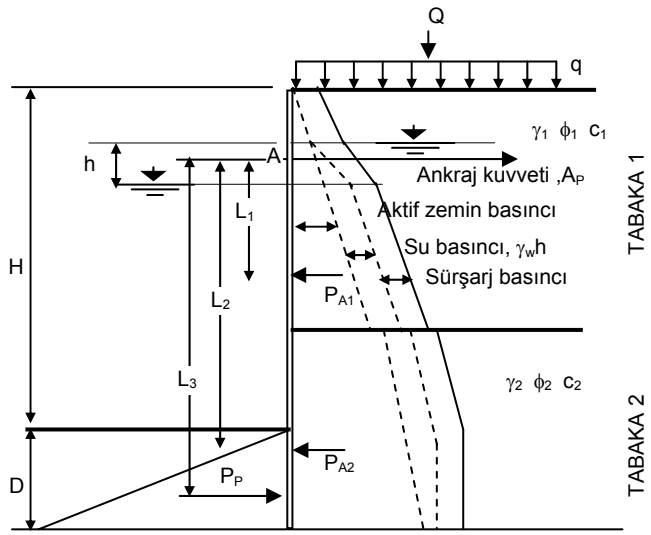
6.9 Genel Stabilite Analizi

Dayanma yapılarında yukarıda açıklanan analizlere ilave olarak genel stabilite kontrolü yapılmalıdır. Genel stabiliteden kasıt yapıyı içine alan dairesel bir kayma riskinin olup olmadığının araştırılmasıdır(**Şekil 6.6**). Bu amaçla "Bishops Basitleştirilmiş Dilim Metodu" ve benzeri teorik metotlar kullanılarak hazırlanmış ticari bilgisayar programları kullanılabilir. Analizlerde uzun ve kısa dönem ile deprem durumundaki güvenlik durumu rapor edilecektir.

Uzun dönem,statik : FS > 1.5 (maksimum kayma dayanımı parametreleri kullanılarak)
Deprem : FS > 1.01 (bulunulan deprem bölgesine göre seçilecek eşdeğer yatay yük katsayısı K_h kullanılarak)

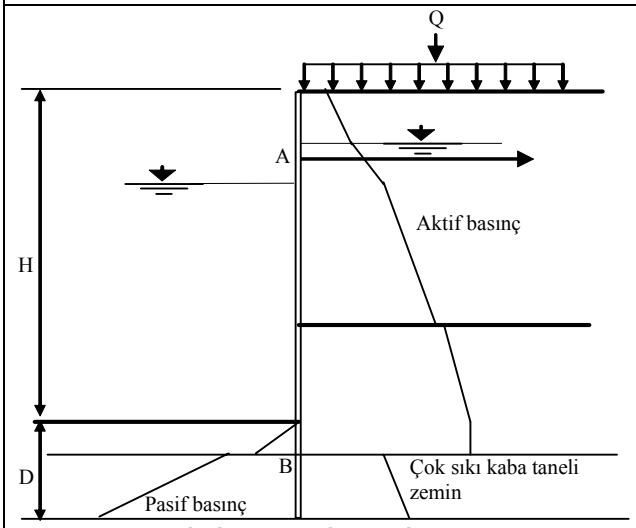


Şekil 6.6 Genel Stabilite Analizi



GENEL DURUM

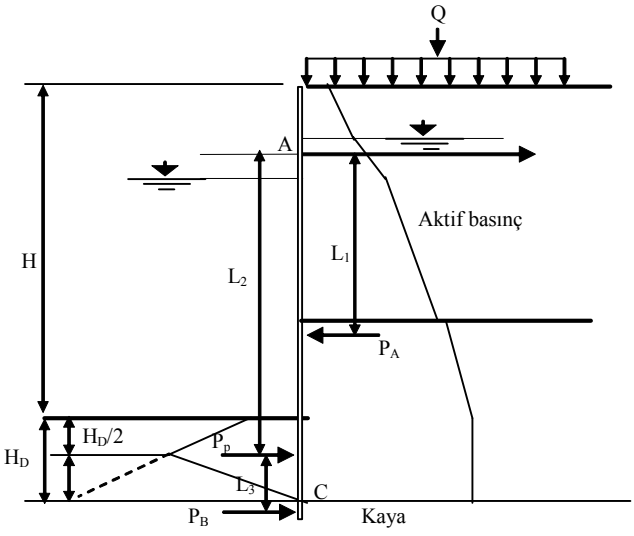
1. Aktif ve pasif basınçlar hesaplanır. Duvar sürtünmesi sadece temiz kaba çakıllarda alınır diğer zeminlerde ihmal edilir.
2. Gerekli derinlik, D; A noktasına göre moment alınır ve D için çözülür;
   $P_{A1}\, L_1 + P_{A2}\, L_2 = P_P\, L_3/G_S$
   G_S = 2-3 Kaba Taneli zeminlerde
   G_S = 1.5 – 2 İnce taneli zeminlerde
3. Ankraj Kuvveti
   $A_P = (P_{A1}+P_{A2}-P_P/G_S)$
   d (d=ankraj yatay aralığı)
4. Maksimum eğilme momenti (M_{maks})
   P_{A1}, P_{A2}, P_P/G_S kullanılarak hesaplanır. Kumlu zeminlerde moment azaltma faktörü kullanılır.
5. Uygulamada hesaplanan D değeri olası kazı ve oyulmalara karşı %20 arttırılır.



ÇOK SIKI İRİ TANELİ ZEMİNLERE SOKETLİ

1'den 3'e kadar tasrım basamakları yukarıdaki gibi olacaktır

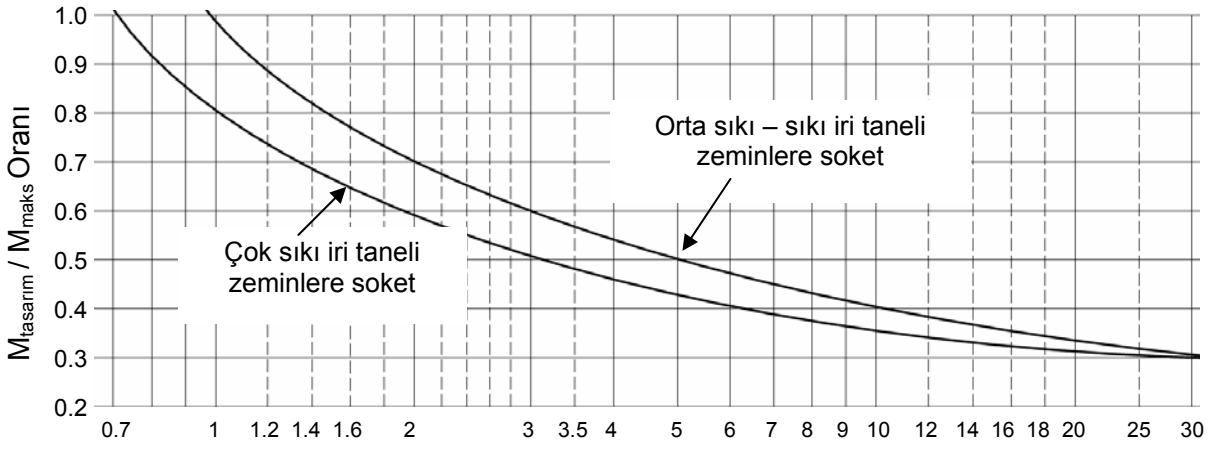
4. Maksimum eğilme momenti P_A, P_P/G_S, A_P kullanılarak hesaplanır.
5. Şekil 6-7 den $\rho \geq 20$ ise maksimum eğilme momenti AB aralığında B noktası basit mesnet alınarak hesaplanır. $\rho < 20$ iseŞekil 6-7 den moment azaltma faktörü uygulanır
6. Uygulamada hesaplanan D değeri olası kazı ve oyulmalara karşı %20 arttırılır.



KAYA VE BENZERİ ZEMİNLERE SOKETLİ

1. Basınçlar yukarıda açıklandığı gibi hesaplanır, sadece pasif basınç sert zemin üzerinde sıfır alınır.
2. Sert birime soket; A noktasına göre moment alınır ve P_B hesaplanır.
   $P_A\, L_1 – P_P/G_S\, L_2 = P_B/G_S\, (L_2 + L_3)$
   P_B nin sığ bir penetrasyon ile elde edilip edilemeyeceği tahmin edilir.
3. Ankraj kuvveti
   $A_P = (P_A – P_P/G_S – P_B/G_S))d$
4. Maksimum eğilme momenti P_A, P_B ve A_P kullanılarak ac aralığında hesaplanır C noktası basit mesnetli kabul edilir.

Şekil 6.7 Ankrajlı Esnek İstinat Duvarı Tasarım Kriterleri



$$\rho = \frac{(H + D)^4}{E\ I} \quad (m^2/\ kN)$$

M_{maks} = **Şekil 6.6**' dan hesaplanan maksimum moment

$M_{tasarım}$= Maksimum tasarım momenti

E= Palplanşa ait elastisite modülü (kN/m^2)

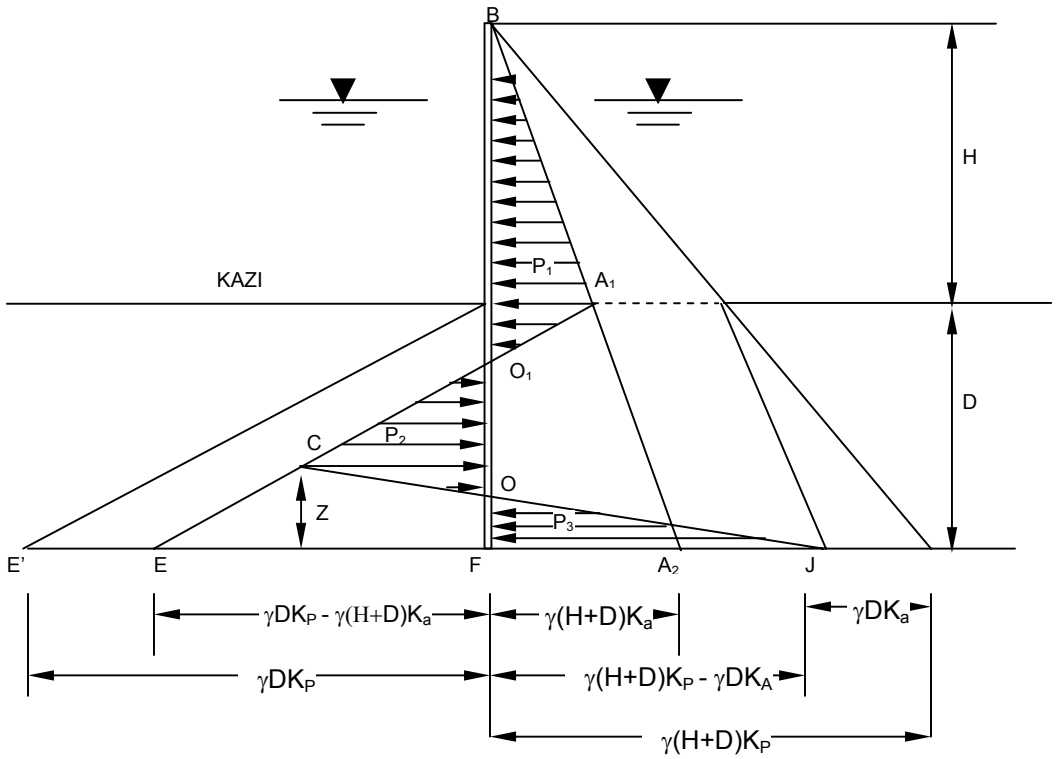
I= Palplanşa ait birim uzunluk için atalet momenti (m^4)

H= Kazı derinliği (m)

D= Soket derinliği (m)

ρ= esneklik katsayısı (m^2 / kN)

Şekil 6.8 Ankrajlı Duvarlarda Moment Azaltma Katsayısı



1. Başlangıç için bir deneme derinliği,D, kabul edilir. Bu derinlik aşağıda verilen korelasyon yardımıyla seçilebilir.

Standart Penetrasyon Direnci, N/30 cm	D (m)
0-4	2.00 H
5-10	1.50 H
11-30	1.25 H
31-50	1.00 H
+50	0.75 H

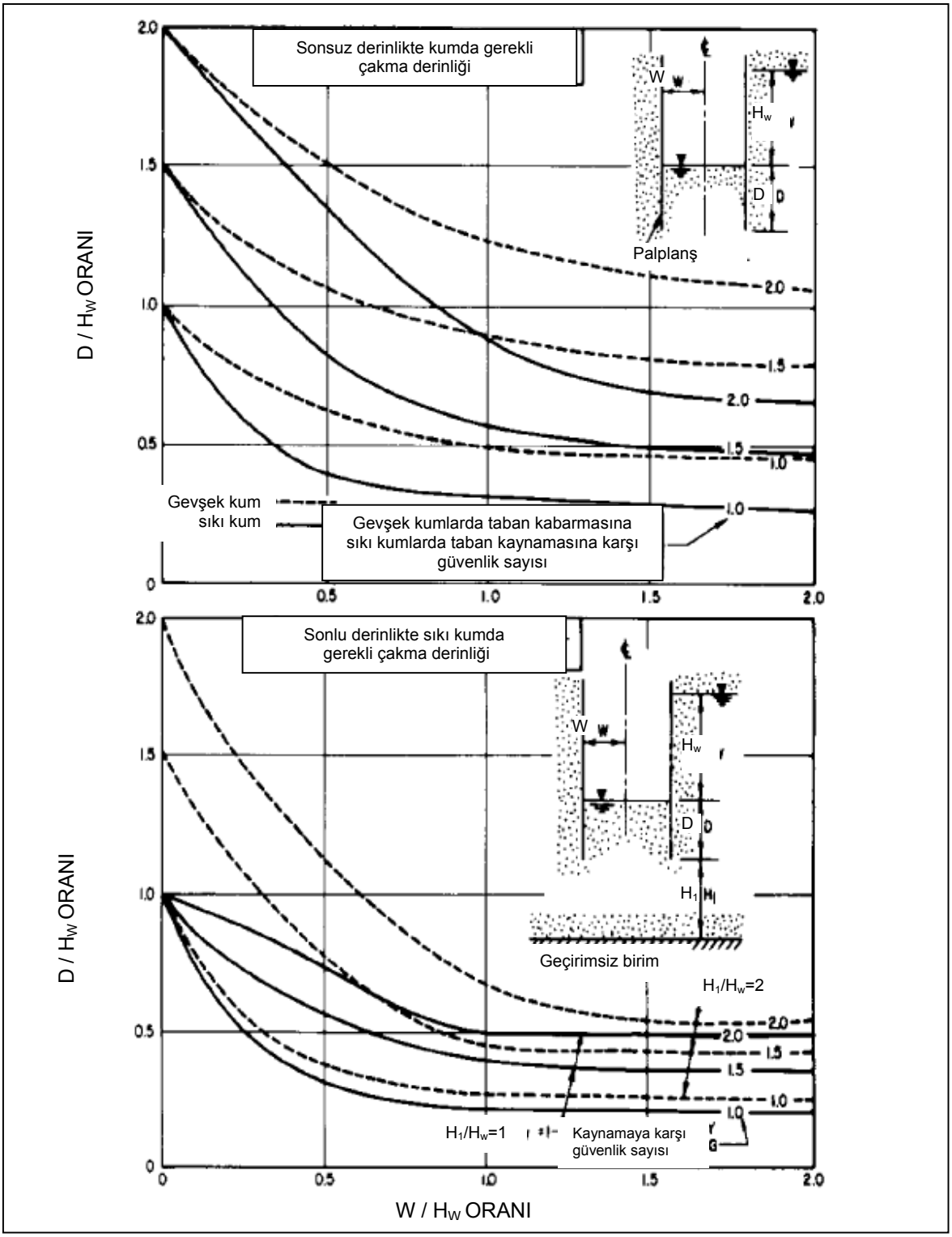
2. Aktif ve pasif zemin basınçları önceki bölümlerde anlatılan yanal basınç katsayıları kullanılarak hesaplanır.
3. Statik denge sağlanmaya çalışılır; yanal kuvvetlerin toplamı ve herhangi bir nokta etrafındaki momentlerin toplamı sıfır olmalıdır. Yanal kuvvetlerin toplamı basınç alanları olarak aşağıdaki şekilde ifade edilebilir;

$$\Delta(EA_1A_2) - \Delta(FBA_2) - \Delta(ECJ) = 0$$

Bu eşitlik uniform zemin koşulları için çözüldüğünde Z derinliği aşağıdaki şekilde hesaplanır;

$$Z = \frac{K_p D^2 - K_a (H+D)^2}{(K_p - K_a)(H+2D)}$$

Şekil 6.9 Esnek Konsol Duvarların Tasarım Kriterleri



Şekil 6.10 Taban Kabarması veya Kaynamasına Karşı Gerekli Palplanş Boyu

Referanslar

CANADIAN DESIGN MANUAL, 1992 Canadian Geotechnical Society

NAVFAC DM: 7-2 1986, Foundations and Earth Structures, Naval Facilities Engineering Command. Dept. Of Navy, Alexandria, Virginia, USA.

7. ZEMİN SIVILAŞMA ANALİZ VE YÖNTEMLERİ

7 ZEMİN SIVILAŞMA ANALİZ VE ÖNLEM YÖNTEMLERİ

7.1 Zemin Sıvılaşması Değerlendirme Raporu Kapsamı

Temel altı zeminlerinin potansiyel olarak sıvılaşabilir olduğu ve bu zemin tabakalarında düzeltilmiş temsili SPT vuruş sayısının, $N_{1,60}$ = 30 vuruş / 30 cm değerinden küçük olduğu durumlarda zemin sıvılaşması değerlendirme raporu hazırlanır.

Zemin sıvılaşması değerlendirme raporunun hazırlanmasına, maksimum zemin yüzey ivmesi, $a_{maks,zemin}$ < 0.15 g ve potansiyel olarak sıvılaşabilir tabakaların herbirinde aşağı listelenen şartlardan **en az birinin** sağlandığı durumlarda gerek duyulmayabilir:

i) kum kil karışımlarında kil içeriğinin % 20'den fazla **ve** plastisite indeksinin % 20'den yüksek olması;
ii) kum silt karışımlarında ince dane yüzdesinin % 35'den fazla **ve** düzeltilmiş SPT vuruş sayısının, $N_{1,60}$, 20 vuruş / 30 cm'den yüksek olması;
iii) temiz kumlarda düzeltilmiş SPT vuruş sayısının, $N_{1,60}$, 24 vuruş / 30 cm'den yüksek olması.

Zemin sıvılaşması değerlendirme raporu içeriğinde minimum olarak Tablo 7.1'de belirtilen değerlendirme aşamaları kapsanmalıdır.

Tablo 7.1. Zemin Sıvılaşması Değerlendirme Aşamaları

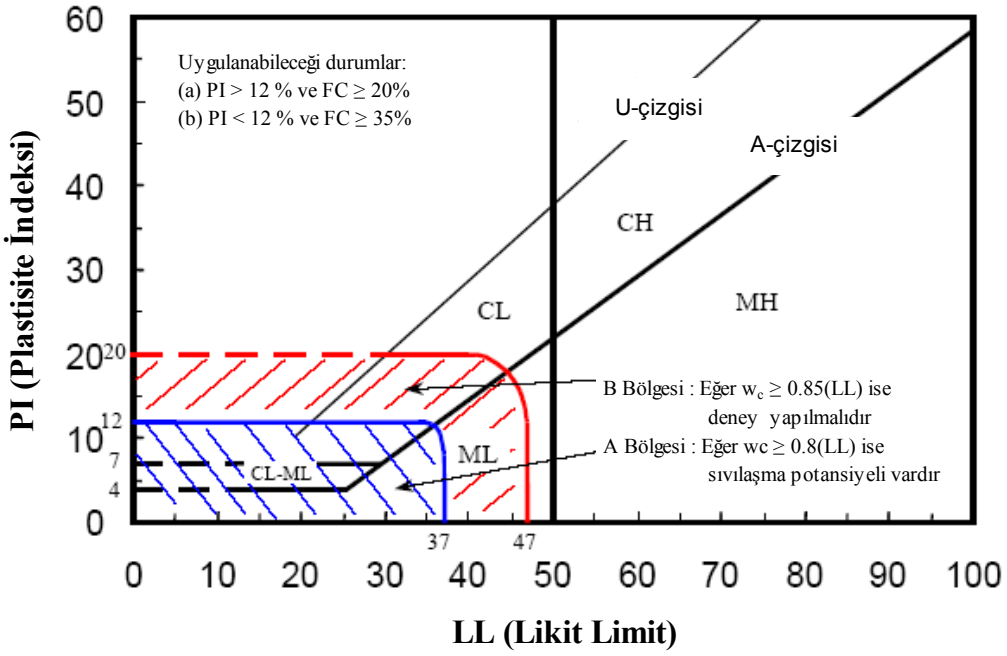
Zemin sıvılaşmasının başlama veya tetiklenme olasılığının değerlendirilmesi
Sıvılaşma sonrası zemin mukavemeti ve genel stabilitenin değerlendirilmesi
Sıvılaşma nedeniyle oluşabilecek zemin deformasyon ve deplasmanlarının belirlenmesi
Bu deformasyon ve deplasmanların üstyapı/altyapı davranışına etkilerinin değerlendirilmesi
Gerek görülürse hasar azaltıcı önlemlerin uygulanması

7.2 Sıvılaşabilir Zeminler

Sismik zemin sıvılaşması doygun haldeki kohezyonsuz ya da düşük kohezyonlu zeminlerin deprem sarsıntısı altında, boşluk suyu basıncındaki artışa paralel kayma mukavemeti ve rijitliğindeki düşüş olarak tanımlanır. Zemin sıvılaşması sırasında ve sonrasında büyük mertebelerde kalıcı zemin deformasyonları ve sıfır zemin efektif gerilme durumları gerçekleşebilir.

Zemin sıvılaşmasının değerlendirilmesine yönelik olarak yaptırılacak zemin araştırma çalışmaları minimum olarak, standart penetrasyon deneyi, (SPT) ve/veya koni penetrasyon deneyinin (CPT)'nin yapımı ile ilgili zemin tabakalarındaki dane dağılımı, su muhtevası ve Atterberg limit değerlerinin belirlenmesini içermelidir.

Potansiyel olarak sıvılaşabilir zeminler, doygun haldeki i) temiz kumlar, ii) plastik olmayan silt kum karışımları ile iii) **Şekil 7.1**'de A bölgesine düşen silt, kil, kum karışımları olarak tanımlanır. Ayrıca **Şekil 7.1**'de B bölgesine düşen ve sıvılaşma davranışı önceden kestirilemeyen karışımlardan örselenmemiş numune alınarak sıvılaşma tetiklenmesi laboratuvar ortamında test edilir.



Şekil 7.1 İnce daneli zemin karışımlarında Seed vd. (2003) tarafından önerilen sıvılaşabilirlik koşulu

7.3 Zemin Sıvılaşması Tetiklenme Analiz Yöntemleri

Tekrarlı kayma gerilmesi, CSR'nin hesaplanmasında Seed ve Idriss (1971)'in geliştirdiği "basitleştirilmiş" yöntem ya da tercihen saha dinamik tepki analizleri kullanılabilir. Basitleştirilmiş yönteme göre:

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{maks,zemin}}{g} \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\right) r_d \qquad 7\text{-}1$$

$a_{maks,zemin}$: maksimum yatay yüzey zemin ivmesi

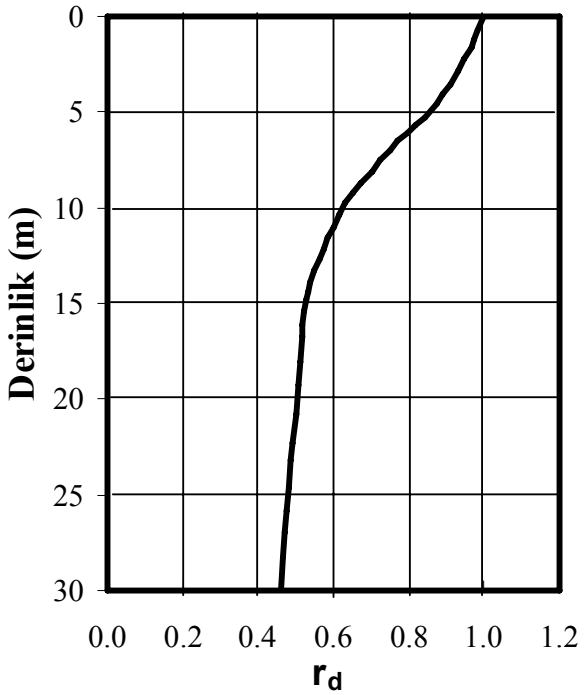
g : yeryüzü ivmesi

σ_v : toplam düşey gerilme

σ_v' : Efektif düşey gerilme

r_d : doğrusal olmayan kütle kayma katsayısı

r_d değerinin derinliğe bağlı belirlenmesinde Şekil 7-2'de sunulan bağıntının kullanılması önerilir.



Şekil 7.2 Derinliğe karşı verilen r_d değerleri (Çetin ve Seed, 2004)

7.3.1 SPT'ye Bağlı Tetiklenme Analiz Yöntemi

Zemin sıvılaşması tetiklenme direncinin belirlenmesi kapsamında, araziden ele edilmiş ham SPT verileri, N, **Tablo 7.2**'de NCEER 1997'den esinlenilerek verilen düzeltmeler kullanılarak, Denklem 7-2'de gösterildiği üzere $N_{1,60}$ değerine düzeltilir.

$$N_{1,60} = N.\ C_N\ C_R.\ C_S.\ C_B.\ C_E \qquad 7\text{-}2$$

SPT verileri kullanılarak sıvılaşma tetiklenmesine karşı tekrarlı gerilme direnç oranı, CRR, Denklem 7-3'te Çetin vd., 2004 tarafından verildiği üzere hesaplanır,

$$CRR(N_{1,60}, M_w, \sigma'_v, FC, P_L) = \exp\left[\frac{\left(\begin{array}{l} N_{1,60}\cdot(1+0.004\cdot FC)-29.53\cdot\ln(M_w) \\ -3.70\cdot\ln\left(\dfrac{\sigma'_v}{P_a}\right)+0.05\cdot FC+16.85 \end{array}\right)}{13.32}\right] \qquad 7\text{-}3$$

FC , 200 No'lu eleği geçen ince dane yüzdesini (0 ve 35 aralığında değişir ve örneğin, FC = 25% için 25 değeri kullanılır), P_a, ise atmosfer basıncını ifade eder. Tasarıma esas deprem moment büyüklüğünün belirlenmesi kapsamında çalışma sahası sismik tehlike analizlerine ihtiyaç duyulur. **Tablo 7.3**'te özetlenen fay kırığı moment büyüklüğü verilerinden genel bir fikir vermesi bakımından yararlanılabilir.

Tablo 7.2. SPT Düzeltmeleri

C_N	$C_N = (\frac{P_a}{\sigma_v})^{0.5}$ $0.50 \le C_N \le 2.00$
C_R	Tij uzunluğu Düzeltme faktörü 3-4 m 0.75 4-6 m 0.85 6-10 m 0.95 10-30 m 1.00 > 30 m < 1.00
C_S	Numune alıcıda membran boşluğunun öngörüldüğü ancak membranın kullanılmadığı durumlar için düzeltme: $C_S = 1 + \frac{N}{100}$ $1.10 \le C_S \le 1.30$
C_B	Sondaj delgi çapı Düzeltme (C_B) 65 to 115 mm 1.00 150 mm 1.05 200 mm 1.15
C_E	E_R (Enerji oranı) SPT çekicinden numune alıcıya iletilen enerjinin yüzde cinsinden oranı • En iyi yaklaşım her darbede iletilen enerjiyi doğrudan ölçmektir. Mümkün olduğu yerde doğrudan ölçümler yapılmalıdır. • Bir sonraki yaklaşım daha önceden doğrudan enerji ölçümlerine göre kalibre edilmiş bir çekiç ve mekanik çekiç kaldırma sistemi kullanmaktır. • Aksi halde E_R tahmin edilmeli. İyi arazi uygulaması, ekipman ve izleme koşullarında aşağıdaki ölçütler kullanılabilir: Ekipman — Tahmini E_R (Not 3'e bakın) — C_E (Not 3'e bakın) -Emniyet Şahmerdanı[1] 0.4 - 0.75 0.7 - 1.2 -Simit (Donat) Şahmerdanı[1] 0.3 - 0.6 0.5 - 1.0 -Simit (Donat) Şahmerdanı[2] 0.7 - 0.85 1.1 - 1.4 -Otomatik Şahmerdan (Simit veya Emniyet) 0.5 - 0.8 0.8 - 1.4 • Daha düşük kalitede arazi çalışması(düzensiz çekiç düşme mesafesi, çekicin çubuk üzerinde aşırı sürtünmesi, kedi kafasına bağlı ıslak veya yıpranmış halat v.b.) olduğu durumlarda ayarlamalar yapılmalıdır.

Not: (1) Halatlı makara sistemi, halat, makara etrafında iki tur atar, normal düşürme (Japonların "atma" yöntemi değil), halat ıslak veya aşırı yıpranmış değil.

(2) Özel Japon “atma” düşürmeli yöntemi, halatlı makara sistemi. (Not 4’e bakınız.)
(3) Gösterilen aralık için, aralığın üçte birinin ortasına düşen değerler diğerlerinden daha yaygındır, fakat eğer ki ekipman ve/veya izleme metotları iyi değilse E_R ve C_E gösterilen aralıktan daha fazla değişebilir.
(4)Yaygın Japon SPT uygulaması, delik çapı ve SPT vuruş sıklığı için ilave düzeltmeler gerektirir. Tipik Japon halatlı makara sistemi, donut sahmerdanı ve Japon “atma” düşürme yöntemi için toplam C_BxC_E çarpımı 1.0 ile 1.3 değerleri arasındadır.

Tablo 7-3 Fay kırığı uzunluğuna karşılık Deprem Moment Büyüklüğü Bağıntısı (Wells ve Coppersmith, 1994)

Fay Mekanizması	Ortalama Fay Kırığı (km)	Deprem Moment Büyüklüğü
Yanal Atımlı	20	6.3
	30	6.5
	50	6.9
	75	7.1
	100	7.3
	150	7.6
	200	7.8
Normal Atımlı	10	5.9
	20	6.3
	30	6.6
	50	7.0
	75	7.2
Ters Atımlı	10	6.0
	20	6.4
	30	6.7
	50	7.0
	75	7.3
	100	7.5

7.3.2 CPT’ye Bağlı Tetiklenme Analiz Yöntemi

CPT verileri kullanılarak sıvılaşma tetiklenme analizlerinde Denklem 7-4, 7-5 ve 7-6’da özetlendiği üzere arazi CPT uç, (q_c), Mpa biriminden, ve çeper direnci, f_s değerleri, düşey efektif gerilmenin 1 atm. olduğu gerilme koşullarına normalize edilerek, düzeltilmiş CPT uç direnci, $q_{c,1}$ ve çeper direnci, $f_{s,1}$ değerlerine dönüştürülür. Denklem 7-5’daki üstel normalizasyon katsayısı, c’nin hesaplanmasında Denklem 7-6’dan yararlanılabilir. Sürtünme oranı, $R_F = \left(\frac{f_s}{q_c}\right)\cdot 100$ olarak tanımlıdır.

$$q_{c,1} = C_q \cdot q_c \qquad 7\text{-}4$$

$$C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^c \qquad 7\text{-}5$$

$$c = f_1\left(\frac{R_f}{f_3}\right)^{f2} \qquad 7\text{-}6$$

Denklem 7-6'da kullanılmak üzere $f_1 = 0.78 \cdot q_c^{-0.33}$; $f_2 = -\left(-0.32 \cdot q_c^{-0.35} + 0.49\right)$; $f_3 = abs\left[\log\left(10 + q_c\right)\right]^{1.21}$ olarak tariflenir. "abs" mutlak değer fonksiyonunu ifade etmektedir.

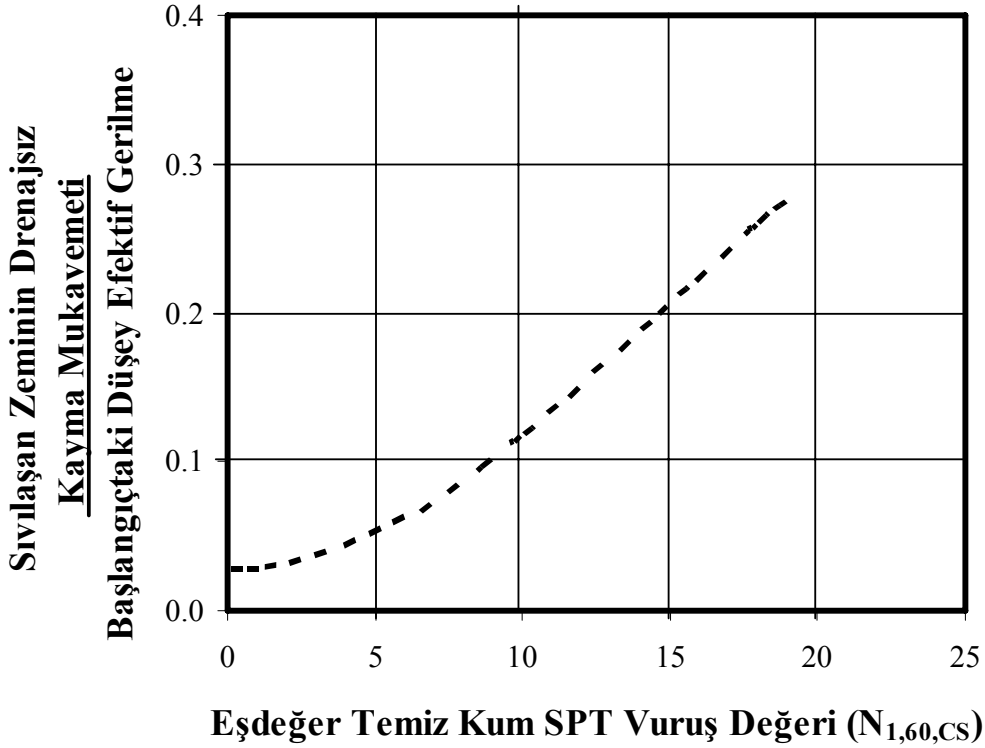
CPT verileri kullanılarak sıvılaşma tetiklenmesine karşı tekrarlı gerilme direnç oranı, CRR, Denklem 7- 7'de Moss vd., 2006 tarafından verildiği üzere hesaplanır.

$$CRR(q_{c,1}, R_f, M_w, \sigma'_v) = \exp\left[\frac{\begin{pmatrix} q_{c,1}{}^{1.045} + q_{c,1}\cdot\left(0.110\cdot R_f\right) + \left(0.001\cdot R_f\right) + c\cdot\left(1 + 0.85\cdot R_f\right) - 0.848\cdot\ln\left(M_w\right) \\ -0.002\cdot\ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) - 20.932 \end{pmatrix}}{7.177}\right] \qquad (7.7)$$

7.4 Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Sayısı ve Sıvılaşma Sonrası Zemin Performansının Değerlendirilmesi

Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı, $GK_{sıl} = \frac{CRR}{CSR}$ olarak tanımlanır.

$GK_{sıl}$ < 1.0 olması durumunda, sıvılaşması beklenen tabakaların kayma mukavemetleri ampirik bağıntılar yardımı ile belirlenir. Sıvılaşmış zeminin drenajsız kayma mukavemeti, $S_{u,r}$, **Şekil 7.3**'te verilen bağıntı yardımı ile ince dane düzeltilmesi yapılmış, SPT darbe sayısı, $N_{1,60,CS}$'ye bağlı olarak bulunabilir. Sıvılaşma durumunda zemin parametreleri azaltılarakda kullanılabilir. Tablo 7-4 sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısına bağlı zemin parametrelerine ugulanacak azaltma katsayıların vermektedir. Sıvılaşması beklenen zemin tabakaları için bu parametreler kullanılarak saha zeminlerinin sismik durumda genel stabilite (şev duraysızlığı, taşıma gücü yenilmesi, vs.) analizleri ilgili kısımlarda tartışıldığı üzere yapılır.



Şekil 7.3 $s_{u,r}/\sigma_v'$ ile $N_{1,60,CS}$ arasındaki Stark ve Mesri (1992) tarafından önerilen ilişki

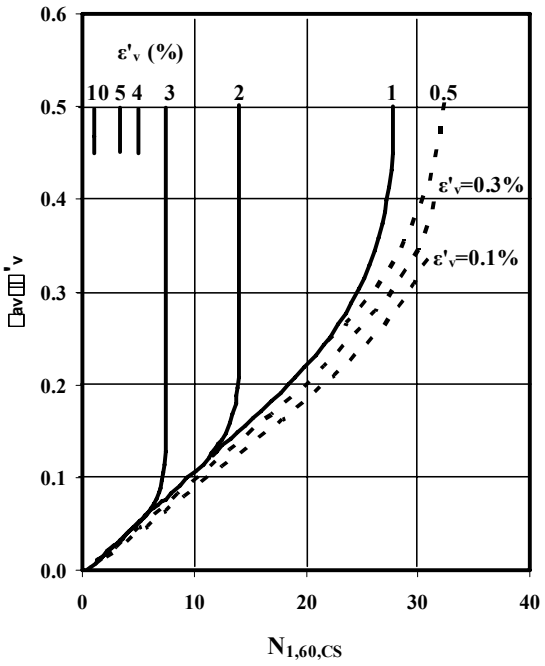
Tablo 7.4 Sıvılaşma Durumunda Zemin Parametrelerine uygulanacak Azaltma Faktörleri

GK_{SIV}	Zemin yüzeyinden derinlik (m)	Azaltma Faktörü, D_E
$GK_{SIV} \leq 0.6$	0≤x≤10 10≤x≤20	0 1/3
$0.6 < GK_{SIV} \leq 0.8$	0≤x≤10 10≤x≤20	1/3 2/3
$0.8 < GK_{SIV} \leq 1.0$	0≤x≤10 10≤x≤20	2/3 1

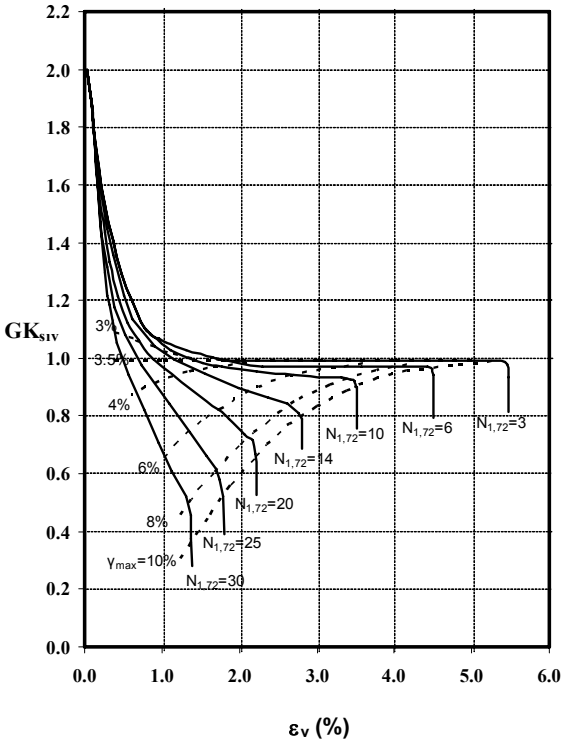
Tekrarlı yükler altında artan boşluk suyu basıncının yeniden hidrostatik denge durumuna dönmesi sonrası, gevşek zeminler deprem öncesi durumlarına göre bir parça daha yüksek rölatif sıkılığa ulaşırlar. Bu durum sonrası yapı temellerinde ve zemin yüzeyinde oturmalar görülür. Bu oturmaların belirlenmesinde öncelikle daneli zemin tabakalarının tekrarlı yükler altında ne miktarlarda hacimsel birim deformasyona (ε_v) uğrayacağı belirlenir ve ardından sahada beklenen toplam oturma ($\sum s$), bu birim deformasyonların doygun haldeki daneli zemin tabaka kalınlıkları (t) ile çarpılıp toplanması ile Denklem 7-8'de gösterildiği üzere hesaplanır.

$$\sum s = \sum (\varepsilon_{v,i} \cdot t_i) \qquad 7\text{-}8$$

Tekrarlı yükler sebebiyle oluşan hacimsel birim deformasyonların belirlenmesinde, Tokimatsu ve Seed (1984) ve Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından verilen ve **Şekil 7.4 ve 7.5**'de gösterilen yarı ampirik bağıntılar kullanılabilir.



Şekil 7.4. Tokimatsu ve Seed (1984) tarafından önerilen hacimsel birim deformasyon ilişkileri



Şekil 7.5 Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından önerilen hacimsel birim deformasyon ilişkileri

Deprem sırasında sıvılaşma sonrası mukavemetini yitiren zeminler, arazide statik durumda yatay düzlem üzerinde etkiyen kayma gerilmelerinin bulunması halinde bu gerilmelere direnç gösteremezler ve sonucunda metrelerce yatay deplasmana maruz kalabilirler. Yanal yayılmaların 1^o kadar bile düşük eğimlerde gerçekleştiği vaka örnekleri çoktur. Yanal yayılma mekanizmasının girift olması sebebi ile sayısal modellemelerle mertebe tahkiki oldukca zordur. Bu sebepten dolayı vaka örneklerinin geri analizine dayanan ampirik yöntemler sıklıkla kullanılır. En yaygın olarak kullanılan yöntem Youd vd. (2002)'dir. Bu yöntem kapsamında, sırası ile Denklem 7-9 ve 7-10'da verildiği üzere serbest yüzeyin (deniz, dere kenarları örneklerinde olduğu gibi, Şekil 7-6) bulunduğu ya da sadece şevden oluşan zemin kesitleri için sıvılaşma sebepli yanal yayılma değerleri (D_H) hesaplanır.

$$\log D_H = -16.713 + 1.532 \cdot M_w - 1.406 \cdot \log R^* - 0.012 \cdot R + 0.592 \cdot \log W + 0.540 \cdot \log T_{15} + 3.413 \cdot \log(100 - F_{15}) - 0.795 \cdot \log(D50_{15} + 0.1\text{mm}) \quad \text{7-9}$$

$$\log D_H = -16.213 + 1.532 \cdot M_w - 1.406 \cdot \log R^* - 0.012 \cdot R + 0.338 \cdot \log S + 0.540 \cdot \log T_{15} + 3.413 \cdot \log(100 - F_{15}) - 0.795 \cdot \log(D50_{15} + 0.1\text{mm}) \quad \text{7-10}$$

Verilen denklemlerde;

$R^* = R + 10^{(0.89 \cdot M_w - 5.64)}$,

R : En yakın sismik kaynağa veya fay kırığına olan yatay uzaklık (km cinsinden),

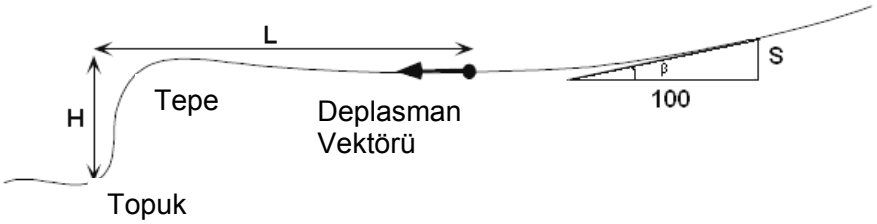
$W = H / L\ (\%)$: Serbest yüz oranı (Bu ifadede H serbest yüzün yüksekliği (m), L ise serbest yüzle deplasman noktası arasındaki uzaklık olarak tanımlanmıştır),

S : Zeminin eğimi (%),

T_{15} : $N_{1.60}$ < 15 olan doygun tabakanın kalınlığı (m),

F_{15} : T_{15} tabakasındaki ortalama ince dane yüzdesi (0.075 mm'den küçük dane boyutlu malzeme),

$D50_{15}$: T_{15} tabakasındaki ortalama $D50$ değeri (mm) olarak tanımlanmıştır.



Şekil 7.6 Topografyayla ilgili tanımlayıcı değişkenler

Belirlenen sıvılaşma sonrası deplasmanların üstyapı/altyapı davranışına etkileri değerlendirilerek ihtiyaç duyulması halinde üstyapı güçlendirmesi ve zemin iyileştirmesi uygulanır.

Bazı zemin iyileştirme yöntemleri ve kullanım faydaları Tablo 7-4'te özetlenmiştir. Zemin iyileştirme yöntemlerinin saha zeminlerinin karakteristikleri ile uyumlu seçimi uzman mühendislerce yapılır. Seçilen zemin iyileştirme uygulamasının başarısı iyileştirme sonrası CPT ve/veya SPT deneyleri ile yerinde teyit edilir.

Tablo 7.5 Zemin sıvılaşmasına karşı uygulanabilecek iyileştirme yöntemleri

Genel Kategori	İyileştirme Yöntemi	Notlar
I. Kazı ve/veya Sıkılaştırma	(a) Sıvılaşabilir zeminin kazılması ve sahadan uzaklaştırılması (b) Sıvılaşabilir zeminin kazılıp aynı zeminin sıkıştırılarak yeniden yerleştirilmesi (c) Sıvılaşabilir zeminin yerinde sıkılaştırılması	Sıvılaşabilir zeminin kazılması ve sahadan uzaklaştırılması genellikle eknomik bir yöntem değildir. Sıvılaşabilir zemin tabaka derinliğini aşan temel derinlikleri mümkünse düşünülmelidir.
II. Yerinde sıkılaştırma yöntemleri	(a) Titreşimli sonda ile kompaksiyon (b) Dinamik konsolidasyon (Ağırlık düşürme) (c) Sıkılaştırma (kompaksiyon) kazıkları (d) Patlatma ile derin sıkıştırma (e) Sıkılaştırma Enjeksiyonu	Titreşimle sıkılaştırma temiz kumlarda (FC < 12 %) etkin bir yöntemdir ve çakıl kolonlarla beraber de kullanılabilir. Sıkılaştırma kazıkları zemine iletilen kayma gerilmelerinde bir azalmaya yol açarak sıvılaşmaya karşı direnci artırır.
III. Diğer zemin iyileştirme yöntemleri	(a) Sızma enjeksiyonu (b) Yüksek Basınçlı Jet Enjeksiyonu (c) Derin karıştırma (d) Drenler - Çakıl drenler - Kum drenler - Şerit direnler (e) Önyükleme	Sızma enjeksiyonu çakıllı ve temiz kum karışımlarında etkin olarak kullanılır. Birçok dren kurulum işlemi sırasında aynı zamanda zeminde sıkılaşmaktadır.
IV. Banket, hendek, sahil duvarı, ve diğer istinat yapıları ve sistemleri	(a) Serbest yüzeyde istinat duvarları veya destek yapıları ile büyük yanal yayılmaları önlemek	Kıyı liman yapılarında ve sahil kearındaki yapılaşmalarda sıklıkla tercih edilir.
V. Derin temeller	(a) Çakma kazıklar (b) Fore kazıklar	Zemin sıkılaştırması sağladığı gibi zemine aktarılan kayma gerilmelerinde azalmaya sebep olarak sıvılaşmaya karşı direnci artırır.

Referanslar

Cetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Jr., Kayen, R. E., and Moss, R. E. S. (2004). "Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential.", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 130(12), 1314-1340.

Cetin, K. O., and Seed, R. B. (2004). "Nonlinear shear mass participation factor, r_d for cyclic shear stress ratio evaluation." Soil Dyn. Earthquake Eng. 24(2) 103–113.

Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). "Evaluation of Settlements in Sand Deposits following Liquefaction during Earthquakes" Soils and Foundations, Vol.32(1), 861-878.

Moss, R. E. S., Seed, R. B., Kayen, R. E., Stewart, J. P., Der Kiureghian, A., Cetin, K. O. (2006), "CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 132(8), 1032-1051.

NCEER (1997), "Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Edited by Youd, T. L., Idriss, I. M., Technical Report No. NCEER-97-0022, December 31, 1997.

Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No SM9, Proc. Paper 8371, September 1971, pp. 1249-1273.

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M.,

Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E., and Faris, A. (2003). "Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework." Keynote presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, CA.

Stark, T. D. and Mesri, G. (1992). "Undrained Shear Strength of Liquefied Sands For Stability Analysis." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118(11), 1727-1747.

Tokimatsu K. and Seed H.B. (1984). "Simplified Procedures for the Evaluation of Settlements in Clean Sands", Report No. UCB/EERC-84/16, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley.

Youd, T. L., Hansen C. M., Bartlett S. F. (2002), "Revised Multilinear Regression Equations for Predictions of Lateral Spread Displacement", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 128(12), 1007-1017.

Wells, D. L., Coppersmith, K. J., 1994. New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement, Bulletin of the Seismological Society of America, 84 (4), 974-1002.

8. ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ

8 ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ

Zemin iyileştirmesine gereksinim olup olmadığı, zayıf ve problemli zeminlerin tanımlanması ve özelliklerinin binanın tasarım ve yapım gereksinimleriyle birlikte değerlendirilmesiyle belirlenir. Önce mevcut iyileştirilmemiş zemine ilişkin etütlerde elde edilen geoteknik veriler baz alınarak statik ve dinamik yükler altında analiz ve değerlendirmeler yapılır.Bunun sonucunda aşağıdaki problemlerden biri veya birkaçı ortaya çıkabilir:

a) yetersiz taşıma gücü,
b) yapım sırası veya sonrasında gelişebilecek aşırı toplam oturmalar,
c) yapının eğilmesine, zarar görmesine veya yıkılmasına yol açabilecek aşırı farklı oturmalar,
d) depremler sırasında sıvılaşma,taşıma gücü kaybı,aşırı yer değiştirmeler,
e) temel kazısı veya dolgular ile ilgili sorunlar,
f) şev duraysızlığı,
g) kazı sırası ve sonrasında gelişebilecek kabarmalar,
h) problemli zeminlerin varlığı (çökebilen, şişebilen, karstik, organik vb. zeminler).

Sorun saptanıp problemli zeminin derinliği, kalınlığı ve yayılımı belirlendikten sonra çözüme yönelik bir veya birden fazla uygun iyileştirme yöntemi seçeneği belirlenir ve en uygununa karar verilerek tasarım sonuçlandırılır. Tasarım sürecinde iyileştirme tekniğinin zemine etkileri ve karşılaşılan zeminlere uygunluğunun belirlenmesi önemlidir.

Zemin iyileştirme yönteminin seçimini etkileyen faktörler aşağıda sıralanmıştır:

a) Zemin veya kayanın düşey ve yatay yönde değişimi ve özellikleri (ince tane yüzdesi, kıvam, normal konsolide/aşırı konsolide olma, süreksizlikler vb.)
b) Yeraltısuyu durumu
c) Öngörülen iyileştirme seviyesi (büyüklüğü)
d) Farklı yöntemlerle elde edilebilecek iyileştirmelerin görece büyüklüğü ve yararı
e) İyileştirilmesi hedeflenen alan ve derinlik
f) Yapıma ilişkin faktörler (iş planı, ulaşılabilirlik , malzemeler, geçit hakkı, ekipman ve iş gücü temini,yeraltında çalışabilme alanlarına ilişkin engeller
g) Çevresel faktörler
h) Maliyet
i) Yeni veya mevcut yapılarla etkileşim
j) Sonuçların kontrol edilebilirliği
g) Bakım, dayanıklılık ve işletme gereksinimleri

Bazı yöntemler bazen tek zemin tipi için uygun olurken, bazıları geniş aralıkta farklı zeminlere uygulanabilmektedir. **Tablo 8.1** uygulanacak yöntemin seçiminde bir yönlendirme amacıyla verilmiş olup, taneli ve kohezyonlu zeminler için zemin iyileştirme tekniklerini ve uygulamada hedeflenen temel amaçları göstermektedir.

Tablo 8.1. Zemin İyileştirme Yöntemleri ve Uygulanma Amaçları

ANA YÖNTEMLER		YÖNTEMLER	ZEMİN TÜRÜ		ZEMİN İYİLEŞTİRME AMACI					
			Daneli	Kohezyonlu	Taşıma Gücü	Oturma Kontrolu	Stabilite (Duraylılık)	Çevresel Nedenler	Sıvılaşma	Su Akımın Kesme
Sıkıştırma	Vibrokompaksiyon (Titreşimli sıkıştırma) Yöntemler:	Vibro Sondalar	**		*	*			**	
		Kum Sıkıştırma Kazıkları (SCP)	**		*	*			**	
		Vibroflotasyon	**		*	*			**	
		Sıkıştırma Kazıkları	**	**	**	**			**	
	Statik veya dinamik sok	Dinamik Kompaksiyon	**	*	**	**		*	*	
		Patlatma	**		*	*			**	
Yapay Drenler Kullanılarak / Kullanılmaksızın Önyükleme ile Konsolidasyon		Aşırı Dolgu ile Ön Yükleme		*	*	*				
		Yeraltısuyu Seviyesinin Düşürülmesi ile Ön Yükleme		*	*	*				
Zemin Güçlendirme		Taş Kolonlar	*	**	**	**	**		**	
		Kireç Kolonlar		*	**	**	**	*		
		Derin Karıştırma	*	*	**	**	**	*	**	*
Zemin Enjeksiyon Teknikleri (Zemin Güçlendirme II)		Permeasyon (Sızdırma-Emdirme) Enjeksiyonu	*		*	*	*	*	*	*
		Çatlatma (Yapraklanma) Enjeksiyonu		*	*	**		*		
		Kompaksiyon Enjeksiyonu	*	*	*	**			**	
		Jet Enjeksiyonu	**	*	**	**	*	*	**	*

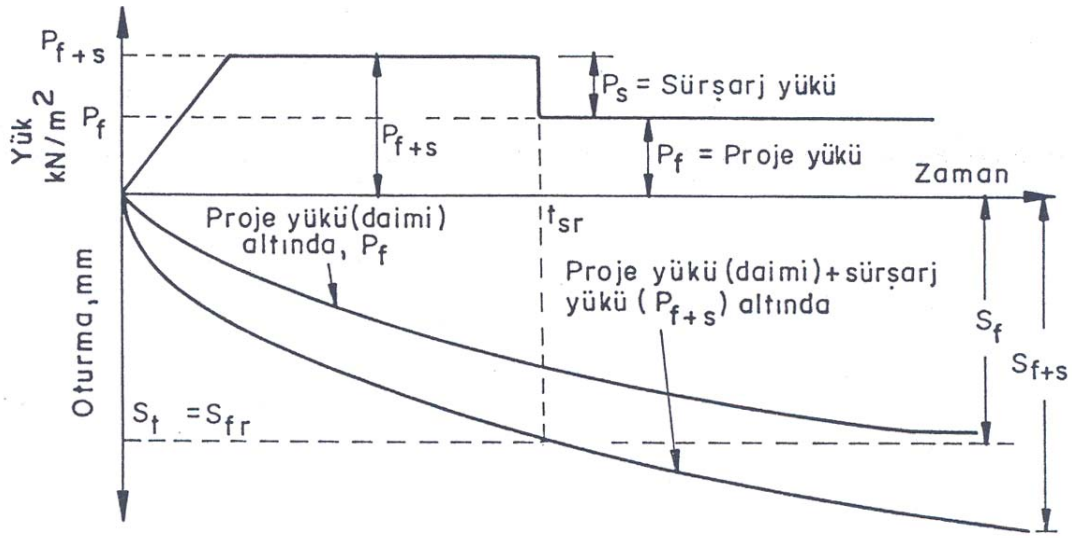
** Daha sıklıkla uygulanan zemin tipi veya ana ve daha yaygın amaç

* Daha az sıklıkla uygulanan zemin tipi veya daha az yaygın amaç

8.1 Ön Yükleme

Ön yükleme normal konsolide sıkışabilir killerde oturmaların tamamının veya önemli bir bölümünün, inşaat öncesinde gerçekleştirilmesini sağlar. Bu amaçla inşaat alanı (proje yükü) P_f + (sürşarj yükü) P_s = P_{f+s} ve eşdeğer toprak dolgu ağırlığı ile yüklenir. Önyükleme tekniğinin mekanizması **Şekil 8.1**'de gösterilmektedir.

H kalınlığında normal konsolide olmuş bir zemin tabakasının bir boyutlu toplam konsolidasyon oturması :



Şekil 8.1. Ön Yükleme Mekaniği

Proje yükü altında :

$$S_f = \frac{H}{1+e_0} C_c \log_{10}\left(\frac{\sigma'_{v0}+P_f}{\sigma'_{v0}}\right) \qquad 8\text{-}1$$

Proje yükü + sürşarj yükü altında,

$$S_{f+s} = \frac{H}{1+e_0} C_c \log_{10}\left(\frac{\sigma'_{v0}+P_f+P_s}{\sigma'_{v0}}\right) \qquad 8\text{-}2$$

(1) ve (2) ifadeleri arasındaki oran, proje yükü altındaki oturmaların proje+sürşarj yükü altındaki oturmalara yüzdesi veya konsolidasyon yüzdesidir.

$$U_{f+s} = S_f / S_{f+s}$$

Burada :

e_0=sıkışabilir zeminin boşluk oranı
C_c =sıkışabilirlik indeksi
σ'_{v0} = sıkışabilir tabakadaki ortalama düşey efektif gerilme
olarak tanımlanmıştır.

$\left[\overline{U}_{f+s}\right]$ konsolidasyon yüzdesine karşı gelen zamana (t_{sr}) kadar zemin üzerinde tutulan bir proje+sürşarj yükü, proje yükü altındaki oturmaların tamamını karşılamaktadır.

Bu süre klasik konsolidasyon teorisine göre

$$t_{sr} = \frac{TH_d^{\,2}}{C_v}$$ bağıntısından hesaplanılır.

bağıntısından hesaplanır. Burada T: belli bir konsolidasyon yüzdesine karşıt gelen boyutsuz zaman faktörü; C_v : konsolidasyon katsayısı ve H_d : drenaj boyudur. Kil tabakasının üst ve alt sınırının geçirgen olması durumunda H_d = H/2 ; üst veya alt sınırdan birinin geçirgen olması durumunda H_d = H alınır.

Ön yükleme uygulamalarında inşaat planlamasına bağlı olarak aşağıdaki tasarım kriterlerinden biri seçilebilir.

- Uygun bir sürşarj yükü P_s belirlenir ve oturmaların tamamlanması için gerekli sürşarj uygulama süresi hesaplanır
- Sürşarj uygluama süresi belirlenir ve oturmaların tamamlanması için gerekli sürşarj miktarı Ps hesaplanır.

Organik zeminler gibi bazı zeminler artık boşluk basınçları söndükten sonra (primer konsolidasyon tamamlandıktan sonra) oturmaya devam ederler. Sekonder oturma olarak tanımlanan bu deplasmanları önyükleme ile benzer şekilde önlemek mümkündür. Proje yükü (P_f) altında hem primer hem de sekonder oturmalar istenmiyor ise proje+sürşarj (P_f+P_s) yükü t_{sr} zamanı kadar etki ettirilir.

Sekonder Oturmalar,

$$s_{sec} = (H - s_f)C_\alpha \log(t_s / t_p) \qquad 8\text{-}3$$

ifadesi ile hesaplanır. Burada (H-s_f) primer konsolidasyon sonunda zemin tabakası kalınlığı C_α sekonder oturma katsayısı, t_s ve t_p sekonder ve primer oturma zamanlarıdır.

(1) ve (3) ifadelerinin toplamı (S_{sr} =S_f+S_{sec}) proje yükü+sürşarj (P_f+P_s) altındaki primer oturmalar ile karşılanır.

$$U_{f+s} = (S_f + S_{sec}) / S_{f+s} \qquad 8\text{-}4$$

ifadesi ile benzer şekilde gerekli zaman-sürşarj hesapları yapılır.

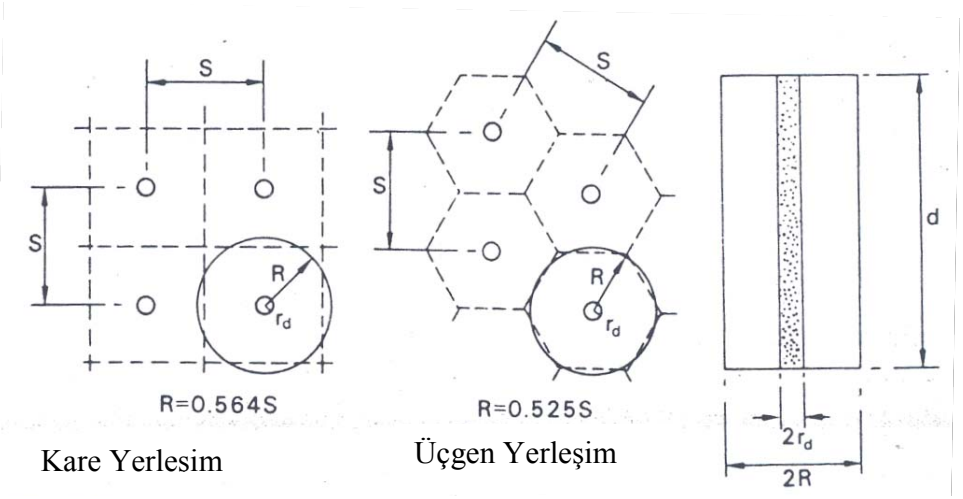
Önyükleme ve konsolidasyon sonucu kohezyonlu zeminin drenajsız kayma mukavemeti artar. Bu durum kademeli inşaat tekniğinin esasıdır.

Düşey Drenler

Oturma hızlarını artırmak ve önyükleme bekleme zamanlarını azaltmak için düşey drenler kullanılır. Düşey drenler drenaj yolunu azaltır ve boşluk suyu basınçları hızla sönümlenir.

Düşey drenler kum doldurulmuş düşey kuyular-kum drenler, veya yapay plastik şerit drenlerden oluşur. Kum drenler 20-60 cm çaplı, 1.5-6 m ara mesafeli içi kum dolu düşey kuyulardır.

Plastik drenler genellikle oluklu bir plastik kesitin etrafına sarılı geotekstil veya kartondan oluşur. Makaraya takılmış şeritler şeklinde ve bir metal mandrelin yumuşak killi zeminlere itme ile sokulması ile yerleştirilir.



Şekil 8.2. Düşey Dren Yerleşimi

Düşey drenler **Şekil 8.2**'de gösterildiği gibi plana kare veya üçgen dağılımla yerleştirilir. Tek bir drenin yarıçapı R olan silindirik bir zemin kütlesinin radyal drenajını sağladığı kabulü yapılır. Silindirik pirizmanın yarı çapı :

kare yerleşim R = 0.564 S
Üçgen yerleşim R = 0.525 S

olarak hesaplanır. Burada S : drenler arasındaki mesafedir.

Düşey drenli konsolidasyon mekanizmasında sıkışabilir tabakadaki ortalama konsolidasyon yüzdesi U, düşey U_v ve radyal U_r ortalama konsolidasyon yüzdelerinden aşağıdaki bağıntı kullanılarak hesaplanır :

$$(1-U) = (1-U_v)\,(1-U_r) \qquad 8\text{-}5$$

Tek boyutlu konsolidasyon teorisinde olduğu gibi radyal konsolidasyon yüzdesi U_r **Şekil 8.3**'de verilen teorik çözüm abağı kullanılarak boyutsuz zaman faktörü T_r ile ilişkilendirilmiştir. **Şekil 8.3'**de:

$$T_r = \frac{c_h t}{4R^2}; \qquad 8\text{-}6$$

C_h=radyal konsolidasyon katsayısı, t=konsolidasyon yüzdesinin gerçekleşeceği süre olarak tanımlanmıştır. **Şekil 8.3** de gösterilen teorik abaklar değişik etki yarıçapı /dren yarıçapı ($n = \frac{R}{r_d}$) oranları için verilmiştir.

Şekil 8-3'de verilen teorik abaklar analitik bir denklem olarak aşağıdaki bağıntı ilede ifade edilir. (Hausbo,1979)

$$U_r = 1 - e^{\frac{-8Tr}{\alpha}} \qquad 8\text{-}7$$

Burada;

$$\alpha = \frac{n^2 \ln(n)}{n^2 - 1} - \frac{(3n^2 - 1)}{4n^2} \qquad 8\text{-}8$$

Not : Düşey konsolidasyon yüzdesi hesapları klasik tek boyutlu konsolidasyon teorisine göre aşağıda bağıntılar yardımıyla yapılır. (Craig 1992) :

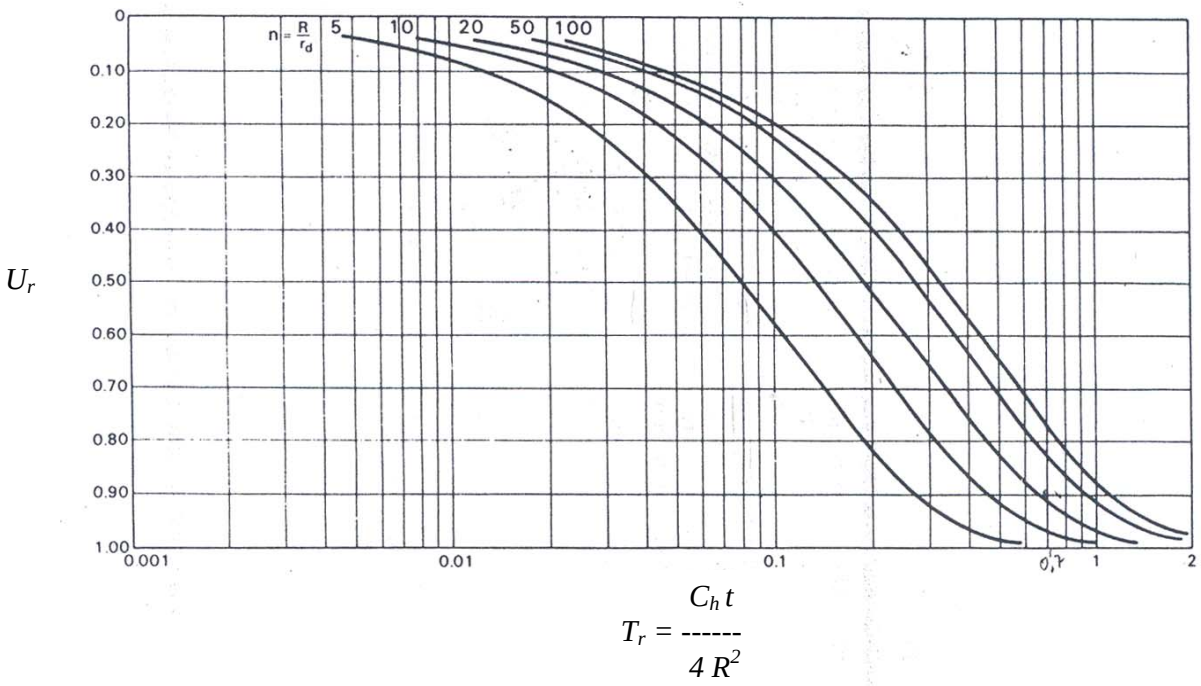
$$t = \frac{T_v \overline{H}^2_d}{C_v} \qquad 8\text{-}9$$

$U_v < 0.6$ $\qquad T_v = \frac{\pi}{4} U^2_v$ $\qquad 8\text{-}10a$

$U_v > 0.6$ $\qquad T_v = -0.933 \log(1 - U_v) - 0.085$ $\qquad 8\text{-}10b$

Genişliği b ve kalınlığı t olan bir plastik drenin ortalama yarı çapı R aşağıdaki bağıntıdan hesaplanır

$$R = \frac{(B + t)}{\pi} \qquad 8\text{-}11$$



Şekil 8.3. Radyal Konsolidasyon Çözümü

8.2 Taş Kolonlar

Taş kolonlar yumuşak ve orta yumuşak killerde oturmaları azaltmak ve kayma dayanımını arttırmak amacıyla kullanılır. Zemin davranışındaki iyileşme zemine etkiyen yükün kil ve taş kolon tarafından paylaşılmasından kaynaklanır. Kil zeminlerde taş kolonlar düşey dren olarak da işlev görürler.

Taş kolonlar kohezyonsuz veya düşük kohezyonlu ince daneli zeminlerde zemin sıkılığını arttırmak ve/veya sıvılaşmaya karşı önlem olarak kullanılırlar.

Kil zeminlerde teşkil edilen tek kolonun emniyetli taşıma yükü yaklaşık :

$$Q_{nem} = \frac{25c_u}{GS} A_s \qquad 8\text{-}12$$

bağıntısından hesaplanabilir. Burada C_u =kilin drenajsız kayma mukavemeti, A_s : taş kolon kesit alanı ve GS : güvenlik sayısıdır (Mitchell, 1982). Uygulamada GS = 3 değerinin alınması önerilmektedir.

Kil ve taş kolonların oluşturduğu kompozit zemin kütlesinin kayma dayanımı parametreleri aşağıdaki bağıntıdan hesaplanabilir (Priebe, 1978)

$$\tan\bar{\phi} = m\tan\phi_s + (1-m)\tan\phi'_c \qquad 8\text{-}13$$

$$\bar{c} = (1\text{-}m)\, c \qquad 8\text{-}14$$

Burada $\bar{c}$ ve $\bar{\phi}$: kompozit zeminin kohezyonu ve kayma direnci açısı; ϕ_s : taş kolonun kayma direnci açısı; c ve Φ_c : kilin kohezyonu ve kayma direnci açısı ve m: taş kolona etkiyen gerilme oranını belirleyen katsayıdır ve aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanabilir :

$$m = \frac{a_s n}{[1+(n-1)a_s]} \qquad 8\text{-}15$$

Burada

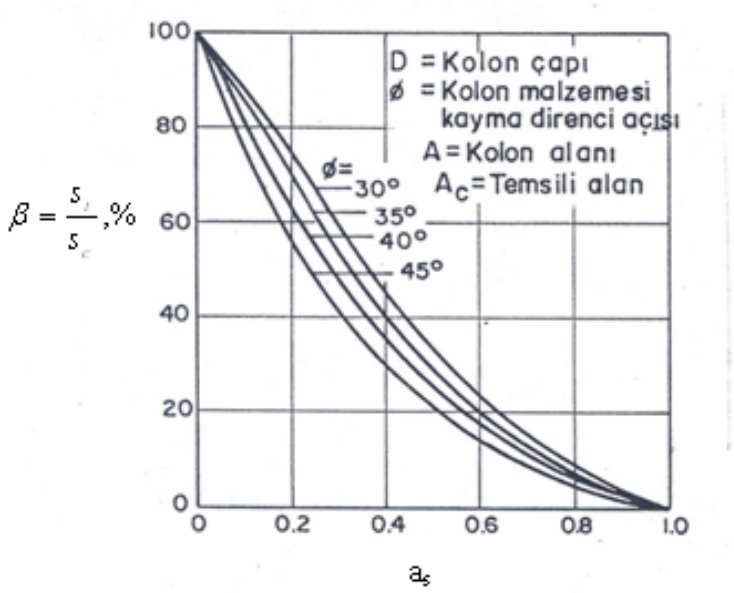
$$a_s = \frac{A_s}{A_c + A_S} \text{ = alan oranı} \qquad 8\text{-}16$$

A_c =tek kolonun desteklediği kil yüzey alanı (kolon etki alanı)
n= taş kolon /kil gerilme dağılımı oranı

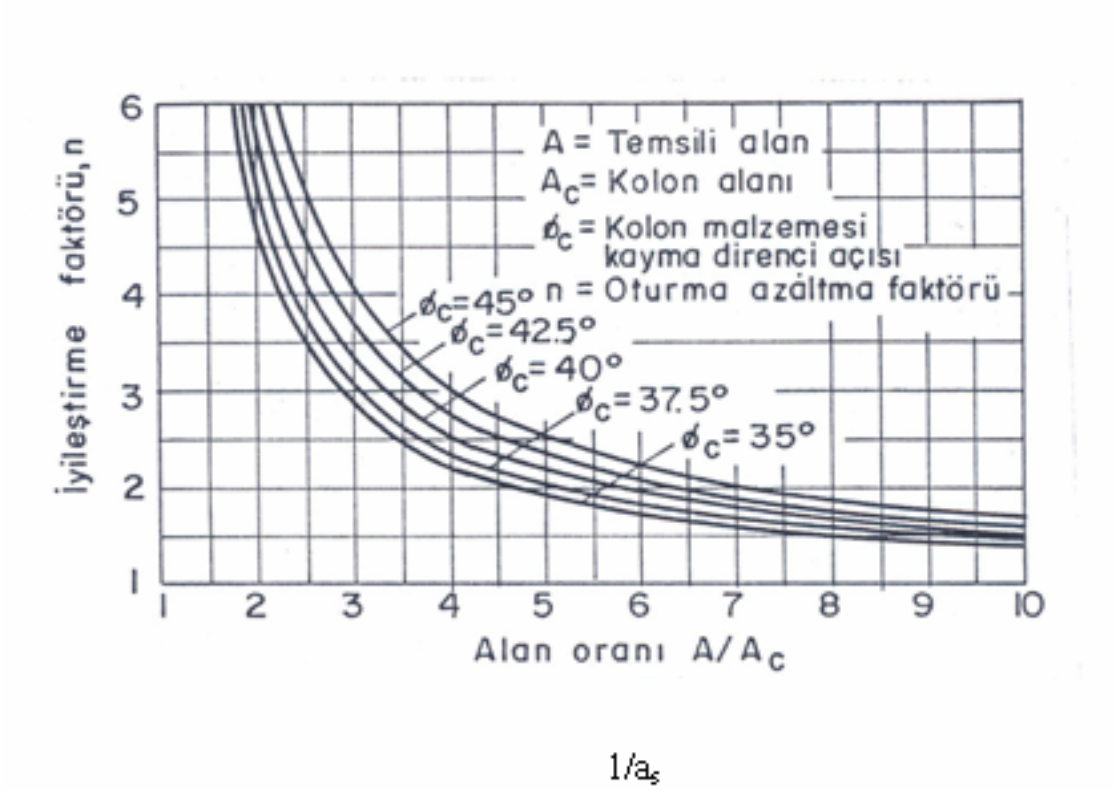
Literatürde n değerinin 2 ila 6 arasında değiştiği, genellikle de 3-4 değerlerine sahip olduğu ifade edilmektedir. (Mitchell, 1982)

Taşkolon uygulaması sonrasında oturmalardaki azalma miktarı **Şekil 8.4 ve 8.5**'de gösterilen abaklar yardımıyla belirlenebilir. Bu şekillerde

a_s = alan oranı
s_t = taş kolonla iyileştirilmiş kompozit zemindeki oturma
s_c = iyileştirilmemiş kildeki oturma
β = iyileştirme faktörü U(s_t/s_c)

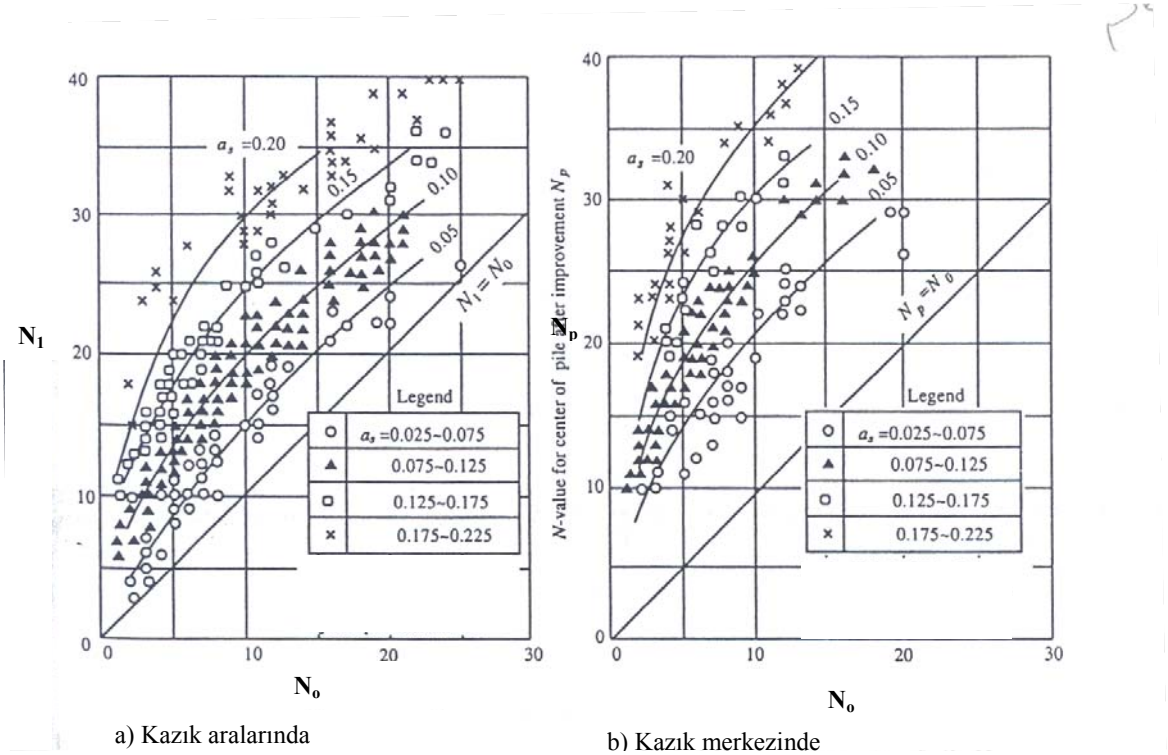


Şekil 8.4 Oturma azalma faktörü, (Van Impe ve De Beer, 1983)



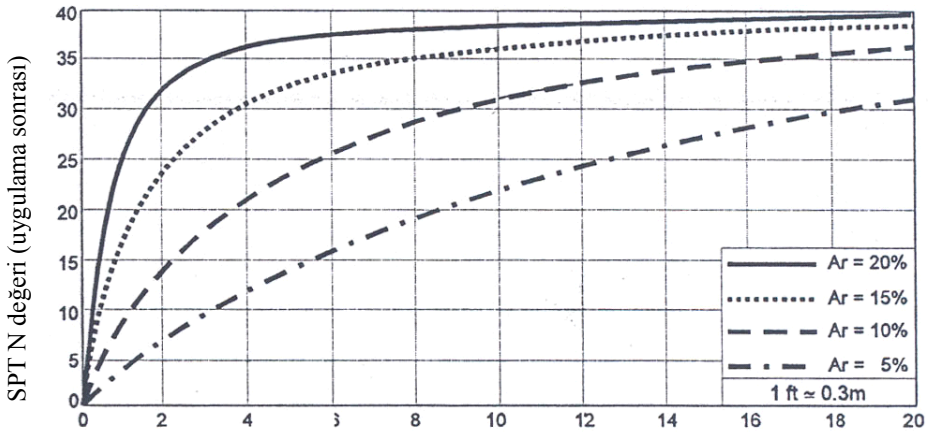
Şekil 8.5 Oturma azalma faktörü, n (Priebe, 1976)

Literatürde kohezyonsuz zeminlerde taş kolon uygulaması sonrası iyileşme miktarı orijinal zeminin SPT N değerindeki artışa bağlı olarak ifade edilmektedir. Uygulamada iyileştirilecek zemin için hedef bir iyileşme sonrası N_1 değeri belirlenir; zeminin iyileşme öncesi temsili N_o değerinden ve hedef N_1 değerinden **Şekil 8-6**'da verilen tasarım abağı kullanılarak alan değiştirme oranı, a_s belirlenir (JGS, 1998). Baez (1995) tarafından geliştirilmiş olan alternatif bir tasarım abağı **Şekil 8.6**'da gösterilmektedir.



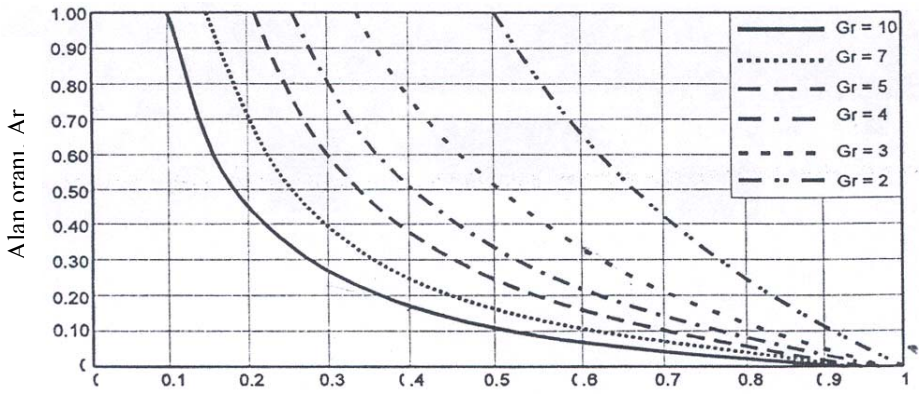
a) Kazık aralarında b) Kazık merkezinde

Şekil 8.6. Kohezyonsuz Zeminler İçin Taş Kolon Sonrası İyileşme Miktarı (JGS,1988)



Şekil 8.7. İnce-orta Taneli Siltli Kumlar (200 nolu elekten geçen <%15) İçin Taş Kolon Sonrası İyileşme Miktarı

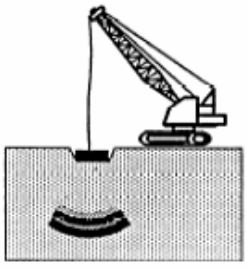
Taş kolonların zemin sıvılaşmasını önleme amacıyla kullanıldığı durumda bir ön yaklaşım olarak **Şekil 8.8'**de verilen tasarım abağı kullanılabilir. Bu yöntemde önce zeminin iyileşme öncesi sıvılışmaya karşı güvenlik sayısı F_L hesaplanır. (Sıvılaşan zeminde F_L<1.0). Sıvılışmanın önlenmesi için (F_L = 1.0) gerekli taş kolon alan oranı Şekil 5 yardımıyla belirlenir. Bu abakta tanımlanan 2 ila 10 değerleri arasında tanımlanmış olan G_r taş kolon kayma modülünün orijinal zemin kayma modülüne oranıdır.



Şekil 8.8 Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı değerini FL = 1.0 değerine ulaştırmak için gerekli alan oranı

8.3 Dinamik Kompaksiyon

Dinamik kompaksiyon işlemi ağır bir yükün tekrarlı olarak değişik yüksekliklerden zemin üzerine düşürülmesinden oluşmaktadır. Yüklerin ağırlıkları genellikle 5 ile 27 ton ve düşüş yükseklikleri ise 12 ile 30 m arasında değişmektedir. Darbe sonucu oluşan enerji genellikle tüm alan üzerindeki karelaj üzerine aşamalı olarak tek veya birden çok geçişli olarak uygulanmaktadır. Her geçişten sonra oluşan kraterler yeni geçişe başlamadan önce granüler bir dolgu malzemesiyle düzeltilir. **Şekil 8.9** dinamik kompaksiyon işlemini ve kullanılan teçhizatı göstermektedir.



Şekil 8.9 Dinamik kompaksiyon işlemi

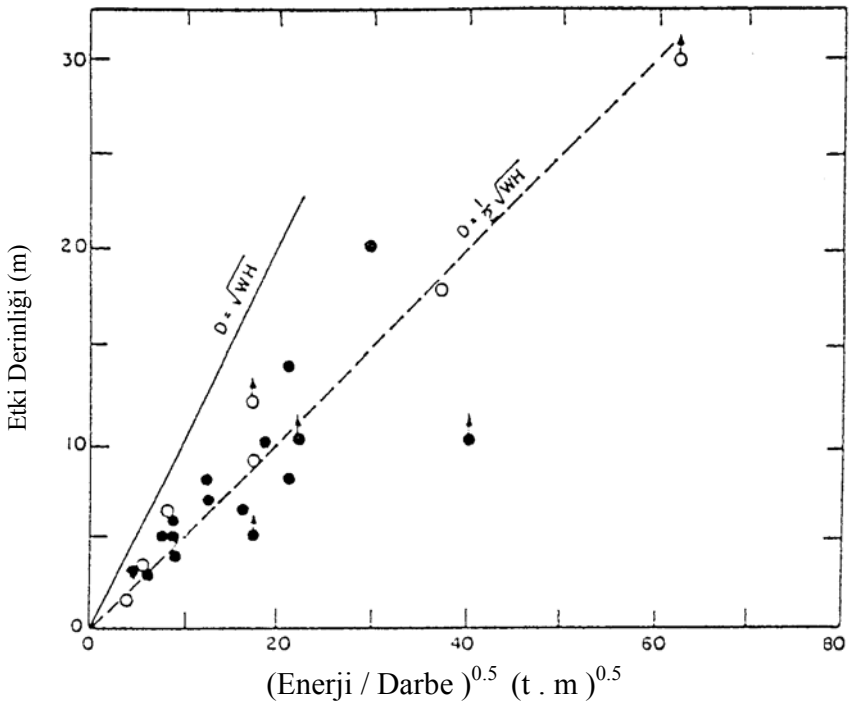
Gevşek zeminin kalınlığı ve dolayısıyla da istenilen iyileştirme derinliği genellikle zemin etüdlerinden bilinmektedir. İyileştirme derinliği ile tokmak ağırlığı ve düşüş yüksekliği arasındaki ilişki aşağıdaki şekildedir:

$$D = n * (W * H)^{0.5} \qquad 8\text{-}17$$

Burada:

D = metre cinsinden iyileştirme derinliği
W = ton cinsinden tokmak ağırlığı
H = metre cinsinden düşüş yüksekliği
n = 1.0'dan daha düşük ampirik katsayı

Ampirik katsayı n, tokmak ağırlığı ve düşüş yüksekliğinden başka iyileştirme derinliğini etkileyen faktörleri içermektedir. **Tablo 8.2** de gösterildiği gibi n değeri genellikle 0.3 ile 0.6 arasında değişmektedir. Gözlemlere göre enerji ile iyileşme etki derinliği arasında **Şekil 8.10**'da gösterilen ilişki olduğu vurgulanmaktadır (Mitchell, 1981).



Şekil 8.10 Dinamik kompaksiyon işleminde etki derinliği (Mitchell, 1981)

Tablo 8.2 Zemin tipine bağlı olarak 'n' katsayısının değişimi

Zemin Türü	Suya Doygunluk Oranı
Geçirimli Zeminler – Granüler Zeminler	Yüksek
	Düşük
Yarı geçirimli zeminler – Siltler (plastisite indisi< 8)	Yüksek
	Düşük
Geçirimsiz Zeminler – *Killer (plastisite indisi>8)	Yüksek
	Düşük

** zemin plastik limitinden daha düşük su muhtevasından bulunmalıdır*

Dinamik kompaksiyon işlemi genellikle dolgu veya yükleme yapılacak alandan daha geniş bir planda gerçekleştirilir. Genellikle kompaksiyon işleminin yükleme yapılacak alanın sınırlarının zayıf zeminin derinliği kadar genişleştirilmesiyle oluşturulan bir alanda gerçekleştirilmesi önerilmektedir.

Yüksek enerji uygulanmasından sonra genellikle zemin kütlesinin üst yüzeyi krater derinliği boyunca gevşemektedir. Bu gevşek bölge düşük enerjili bir geçişle sıkıştırılmalıdır (ironing / ütüleme) . Eğer krater derinlikleri 0.5 m'den daha azsa yukarılardaki gevşemiş zeminler bir silindir yardımıyla da sıkıştırılabilir.

Dinamik kompaksiyon işlemleri esnasında ve sonrasında ağırlık düşürülen noktaların arasında yapılacak arazi deneyleri (Standart Penetrasyon, Konik Penetrasyon , Presiyometre v.d.) ile iyileştirme uygulamasının başarı durumu tespit edilmelidir.

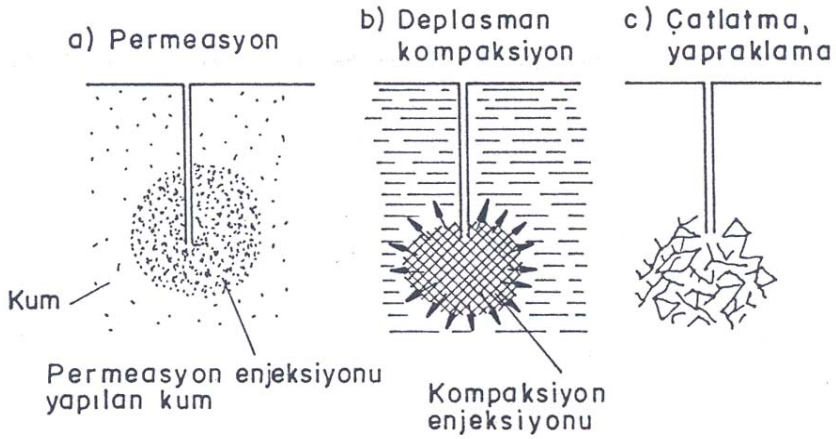
8.4 Temel Enjeksiyonu

Zemin ıslahı amacıyla zemine çimento enjeksiyonu yaygın olarak kullanılan bir yöntemdir. Enjeksiyon malzemesinin zemine sokulması üç şekilde olmaktadır (**Şekil 8.11**)

a) Permeasyon enjeksiyonu (Danelerin konumunu bozmadan, daneler arası boşluklara girerek zemin hacmini ve yapısını değiştirmeden yapılan enjeksiyon)

b) Deplasman ve kompaksiyon enjeksiyonu (zemini tamamen deplase ederek enjeksiyon malzemesinin zemine sokulması suretiyle yapılan enjeksiyon) (koyu, beton kıvamı karışım)

c) Hidrolik çatlatma veya zeminin içine belirli zayıf bölgeler itibarı ile girerek kısmi deplasman enjeksiyonu (Yapraklanma)



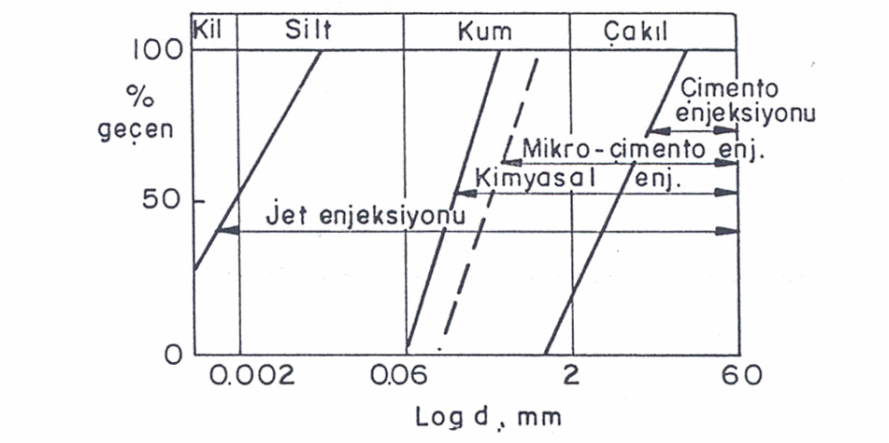
Şekil 8.11 Ana Enjeksiyon Tipleri

Permeasyon enjeksiyonu parçacıklardan (danelerden) oluşan enjeksiyon malzemeleri veya çok çeşitli kimyasal enjeksiyon malzemeleri kullanılarak yapılır. Amaç zeminin daneleri arası boşlukları doldurmak olduğundan enjeksiyon malzemesi zeminin dane çapı göz önünde bulundurularak seçilir.

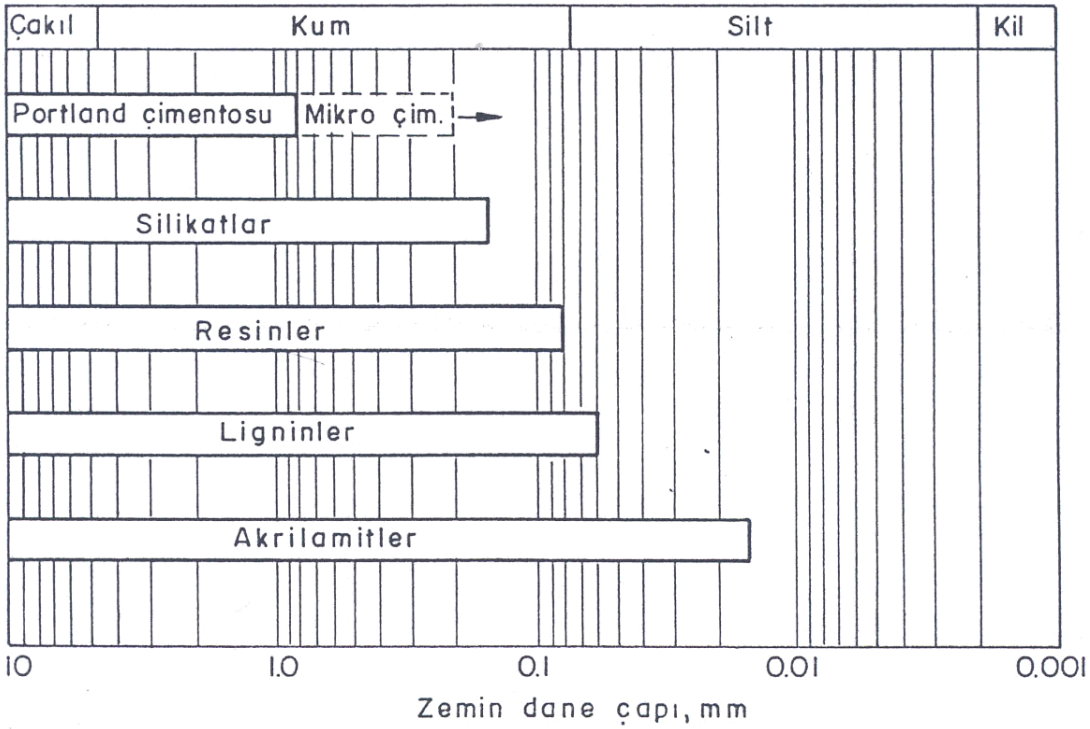
En yaygın daneli enjeksiyon malzemesi çimentodur. Toprak veya kil ve bunların çimento ile karışımları da kullanılır. Çimento katkılı veya katkısız daha ince mikroçimento olabilir. Çimentonun dane çapı **Şekil 8.12** ve **Şekil 8.13**'de görüldüğü gibi ancak iri kumların ve daha iri danelerin arasına girmeye uygundur. Mikro çimento ile ince kumlara girmek mümkündür. Kum-çimento, kil-çimento karışımları kaba daneli zeminlere girebilir. Enjeksiyon malzemelerinin değişik zeminlere girebileceği aşağıdaki enjekte edilebilirlik oranları ile gösterilir : (Mitchell, 1981).

D_{15}(zemin) /D_{85}(enjeksiyon malz.)	<24 enjeksiyon düzgün olarak mümkün <11 enjeksiyon mümkün değil
D_{10}(zemin)/D_{95}(enjeksiyon malz.)	<11 enjeksiyon düzgün olarak mümkün <6 enjeksiyon mümkün Değil

Burada Dxy zeminin ve enjeksiyon malzemesinin yüzde xy'sinin daha ince olduğu dane çaplarına karşı gelmektedir.



Şekil 8.12. Çeşitli Enjeksiyon Yöntemlerinin Dane Çapına Göre Uygunluğu



Şekil 8.13 Çeşitli enjeksiyon malzemelerinin zeminlerin dane çaplarına göre girebilme limitleri

İnce malzeme oranı (<74 mikron) %10 dan az zeminler kimyasal solüsyonlar ile permeasyon enjeksiyonuna tabi tutulur. İnce malzemenin %20 den fazla olduğu zeminlerde permeasyon mümkün olmaz.

Tablo 8.3 aşağıdaki faktörleri göz önüne alarak permeasyon enjeksiyonu için genel bir çerçeve oluşturmaktadır.

- Temel reolojik kategoriler ve enjeksiyon malzemesi türleri
- Enjekte edilebilecek zemine bağlı olarak uygulama alanları
- Geçirimlilik katsayısı ve özgül dane yüzeyi cinsinden yaklaşık enjekte edilebilirlik sınırları
- Temel enjeksiyon teknikleri

Tablo 8.3 Enjeksiyon malzemelerinin sınıflandırılması (Gallavresi, 1992)

<table>
<tr><td rowspan="2">Reolojik Kategori</td><td colspan="2" rowspan="2">Partiküler Süspansiyonlar (Bingham Akışkanları)</td><td colspan="3">Çözeltiler (Newton Akışkanları)</td><td colspan="2" rowspan="2">Gaz Emülsiyonları</td></tr>
<tr><td colspan="2">Koloit Çözeltiler (Vizkozite zamanla artmakta)</td><td>Saf Çözeltiler (Vizkozite zamanla değişmemekte)</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Enjeksiyon Malzemelerinin Ana Türleri</td><td rowspan="3">Sadece çimento</td><td rowspan="3">Bentonit veya kil ile birlikte çimento</td><td rowspan="3">Topaklaşmamış bentonit</td><td colspan="3">Kimyasal Enjeksiyon Malzemeleri</td><td colspan="2">Şişebilen Enjeksiyon Malzemeleri</td></tr>
<tr><td colspan="2">Sodyum Silikat bazlı</td><td rowspan="2">Organik Reçineler bazlı</td><td rowspan="2">Çimento bazlı</td><td rowspan="2">Organik Ürünler bazlı</td></tr>
<tr><td>Yüksek dayanımlı</td><td>Orta-Düşük dayanımlı</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Uygulama Alanları</td><td rowspan="3">Çatlaklı kaya ve duvar</td><td colspan="3"></td><td colspan="3">Mikro fisürlü ve geçirimli kaya</td><td rowspan="3">Büyük boşluklar veya oyuklar</td><td rowspan="3">Boşluklar ve hızlı akan sızıntı suları</td></tr>
<tr><td colspan="5">GRANÜLER ZEMİNLER</td></tr>
<tr><td>Çakıl</td><td>Kaba Kumlar</td><td>Orta-İnce Kum</td><td colspan="2">İnce Siltli Kumlar (Kumlu Siltler)</td></tr>
<tr><td colspan="3">Geçirimlilik Katsayısı,k, (m/s)</td><td>$>5.10^{-4}$</td><td>$>5.10^{-5}$</td><td>$>5.10^{-5}$</td><td>$>1.10^{-5}$</td><td>$>1.10^{-6}$</td><td colspan="2" rowspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="3">Özgül Yüzey, S_s, (m^2/N)</td><td><0.5</td><td><1.5</td><td><1.5</td><td><4</td><td><10</td></tr>
<tr><td colspan="2">Temel Enjeksiyon Tekniği</td><td>Yüksek Basınç</td><td colspan="5">Kontrollü hacim ve basınç</td><td colspan="2">Düşük basınç (Boşlukların doldurulması)</td></tr>
</table>

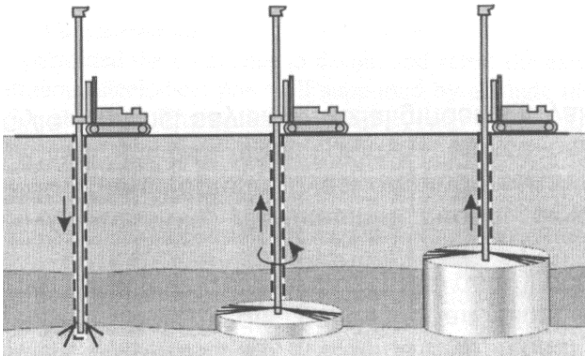
8.5 Jet Enjeksiyonu

Jet enjeksiyon uygulamasında tasarım derinliğe kadar su kullanılarak delgi yapılmakta ve delgi için kullanılan tijlerin ucundaki birkaç mm çapındaki deliklerden (nozul) yüksek basınçlarda çimento şerbeti zemine jetlenmektedir. Jetleme esnasında tijler belirli bir hızla döndürülmekte ve yine belirli bir hızla da zemin içinden aşağıdan yukarıya doğru çekilmektedir. Böylece, belirli bir çapta ve boyda zemin içinde silindirik bir kolon oluşturulmaktadır (**Şekil 8.14**).

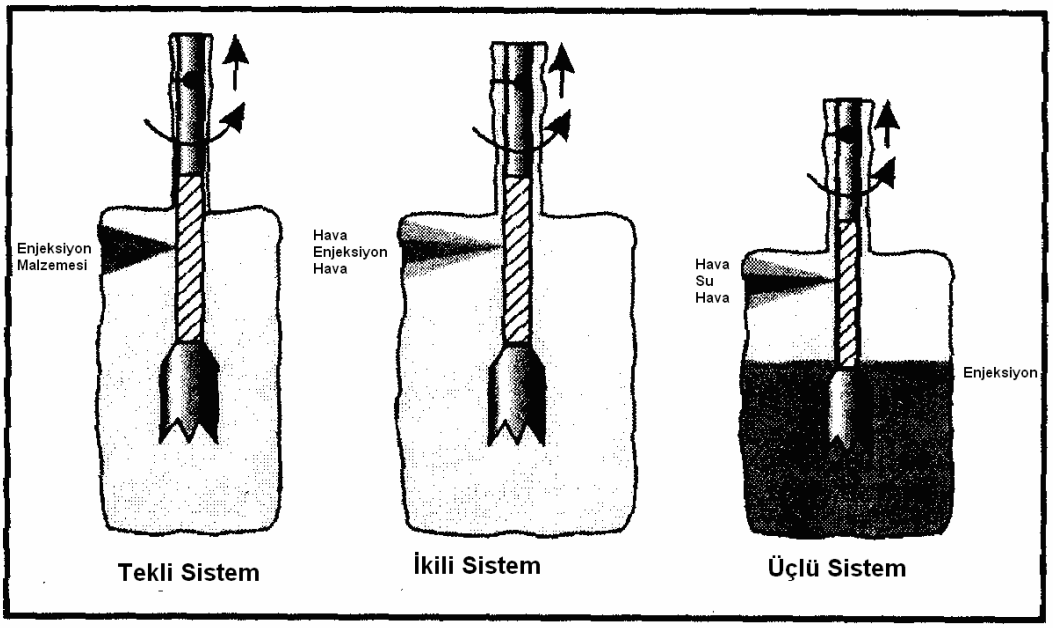
Jetleme esnasında kolon çapını artırabilmek için çimento jeti yanında hava ve su jetleri de kullanılabilmektedir (**Şekil 8.15**). Buradaki mekanizmadan anlaşılabildiği gibi jet enjeksiyonu aslında bir enjeksiyon tekniği değil bir karıştırma yöntemidir. Sonuçta zemin içerisinde beton-zemin karışımı yüksek dayanımlı ve düşük geçirimli kolonlar elde edilmektedir.

Jet enjeksiyonu sonucu zemin içerisinde oluşturulan kolonlar temeller, döşemeler ve dolgular altında taşıma gücü ve oturma kontrolü için kullanılabileceği gibi yumuşak zeminlerde açılan tünellerde tünel kesiti üzerinde taşıyıcı şemsiye, yine yumuşak killerdeki derin kazılarda kazı tabanı altında payanda elemanı olarak da kullanılabilir.

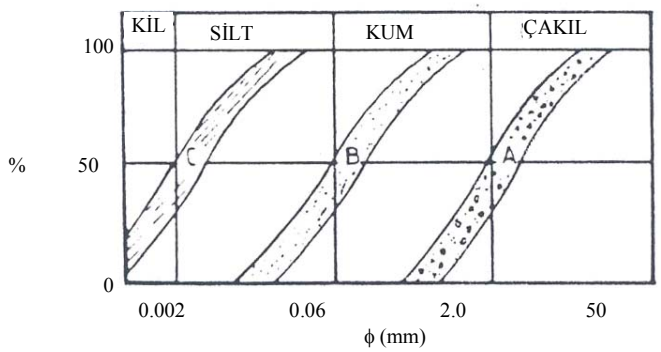
Bell 1993 zemin türü ve enjeksiyon sistemine bağlı olarak oluşabilecek kolon çapı mertebelerini **Şekil 8.16**, oluşan kolonların mukavemet ve geçirgenlik özelliklerini **Tablo 8.4**' de vermektedir.



Şekil 8.14 Jet enjeksiyonu işlemi



Şekil 8.15 Temel Jet Enjeksiyonu Sistemleri



Zemin Tanımı	Jet Enjeksiyon Çapı S (m)	Jet Enjeksiyon Çapı T (m)
C- Killi Silt	0.4-0.5	0.8-1.0
B- Siltli Kum	0.8-0.9	1.4-1.6
A- Kumlu Çakıl	0.9-1.0	2.0-2.4

Şekil 8.16 Değişik zeminlerde beklenen jet enjeksiyon kolonu çapları

Tablo 8.4 Jet enjeksiyon ile iyileştirilmiş zeminlerde beklenen basınç dayanımı ve geçirgenlik katsayısı değerleri

Zemin Cinsi	Basınç Dayanımı (N/mm^2)	Geçirgenlik katsayısı, k, (m/s)
Çakıllar (kumlu çakıllar dahil)	5 - >30	$10^{-7} – 10^{-9}$
Kumlar (siltli veya çakıllı kumlar dahil)	5 - >25	$10^{-7} – 10^{-10}$
Siltler (killi siltler dahil)	4-18	$10^{-7} – 10^{-10}$
Killler (siltli killer dahil)	0.5-8	$10^{-7} – 10^{-10}$

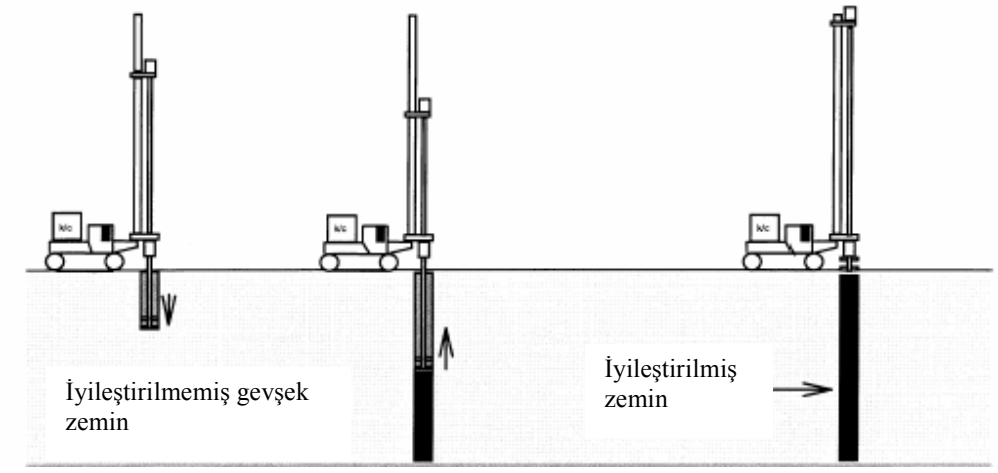
8.6 Derin Karıştırma

Derin zemin karıştırma tekniğinde zemine iyileştirme derinliğinde katkılar enjekte edilir ve bunlar kolonlar veya iyileştirilmiş malzeme panelleri oluşturacak şekilde büyük çaplı tek veya çok-eksenli burgular yardımıyla iyice karıştırılır. Yerinde karıştırma kolonlarının çapı 1 m veya daha fazla olabilir.

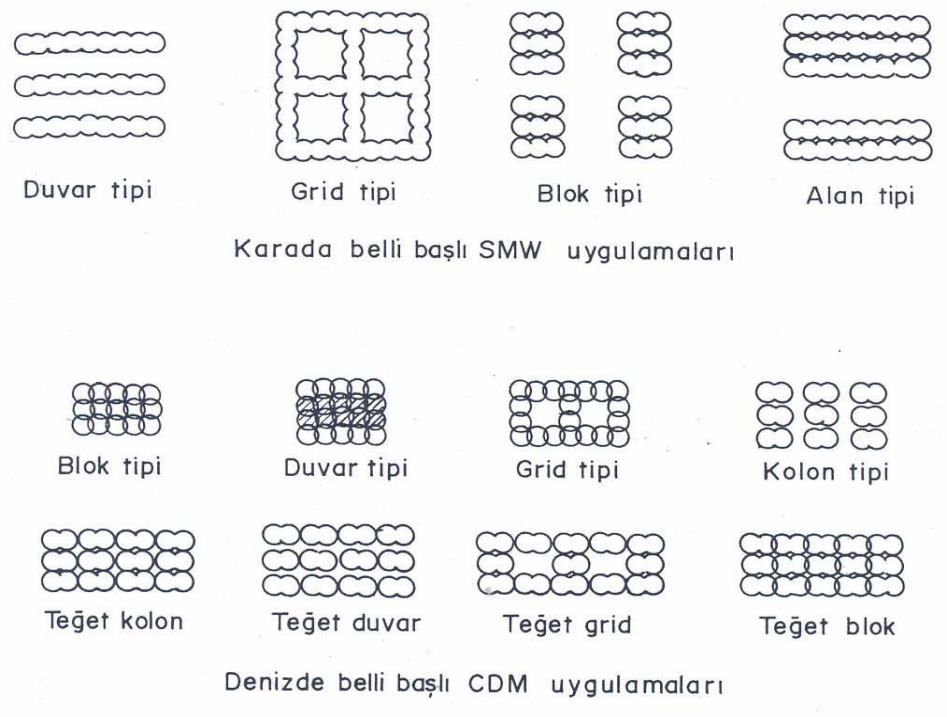
İyileştirme, dayanımını artırarak ve sıkışabilirliğini ve permeabilitesini (geçirimliliğini) düşürerek, zeminin mühendislik özelliklerini değiştirir. Tipik katkılar çimento ve kireçtir ancak cüruf veya diğer katkılar da kullanılabilir. Yerinde-karıştırma kolonlar tek başına, ayaklar oluşturmak için gruplar halinde, duvarlar için tek sıra halinde veya hücreler oluşturmak için belirli kalıplarda uygulanabilirler (**Şekil 8.17**). Bu işlem kaba-daneli zeminlerde sızdırmaz perde duvar oluşturmak için, kazı destek duvarları inşa etmek için ve sıvılaşabilir zeminleri stabilize etmek için kullanılabilir. Derin karıştırma hakkında detaylı açıklamalar ASCE (1997)'de sunulmuştur.

Uygulamada çimento veya kireç, su ile bir çamur oluşturacak şekilde önceden karıştırmak ve bağlayıcıyı sıvı halde zemin içerisine dağıtılır. Bu teknik "yaş derin karıştırma" olarak bilinir . Zeminlerin suya doygun ve yeraltı suyu seviyesi altında olduğu durumlarda katkı malzemesi krıştırıcının ucundan kompresörler yardımıyla kuru olarak enjekte edilir. Bu teknik kuru derin karıştırma olarak tanımlanır. Karıştırma işleminin amacı, bağlayıcıyı zemin içerisinde, kimyasal reaksyionların gerçekleşmesi için en uygun ortamı hazırlayacak şekilde dağıtmaktır. Derin karıştırmanın üretim süreci **Şekil 8.17**'de gösterilmiştir. Bu üç safhaya ayrılabilir:

- Karıştırıcının gerekli derinliğe kadar girmesi
- Bağlayıcının dağılımı
- Moleküler difüzyon

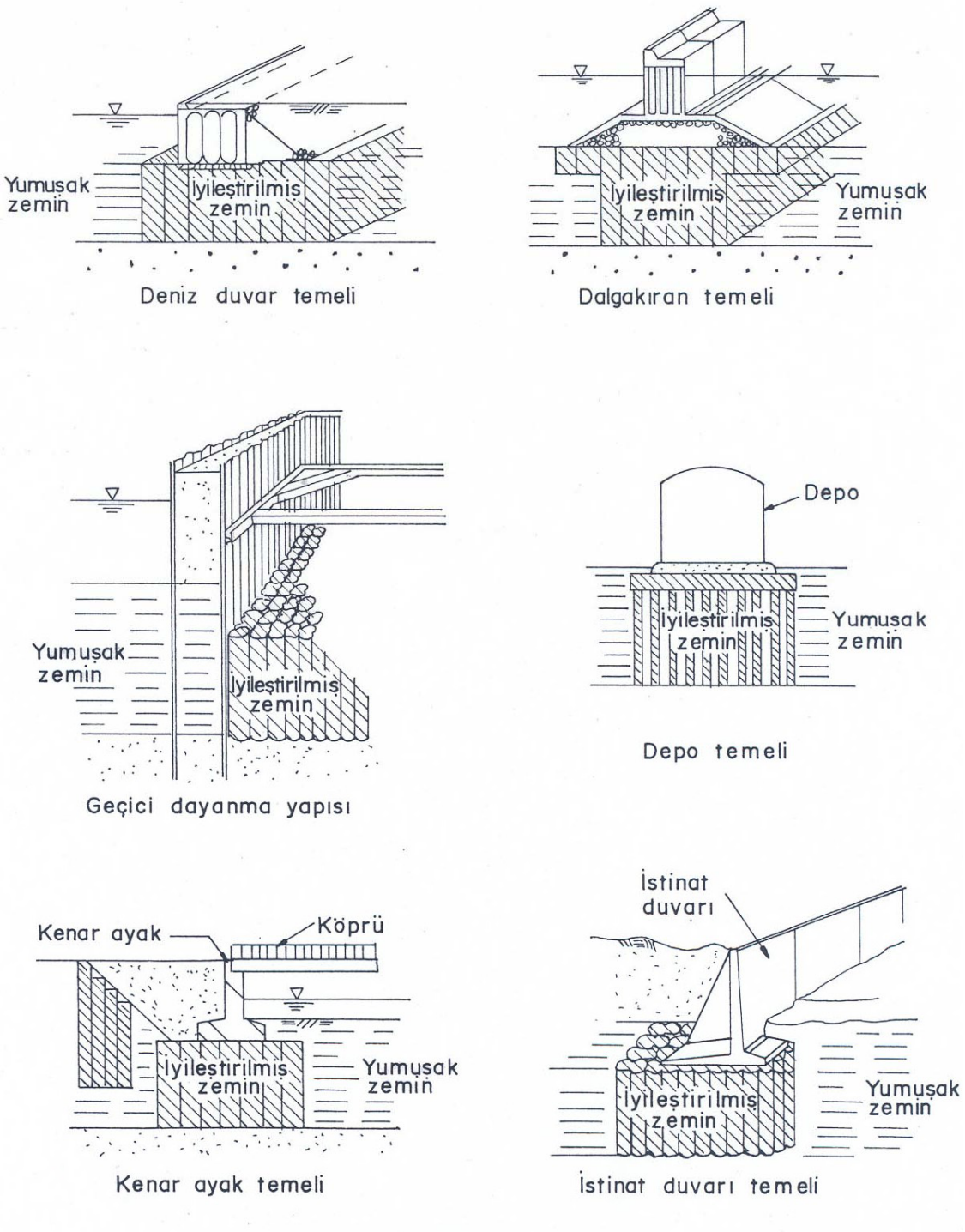


Şekil 8.17 Derin karıştırma tekniğinde kolon tekniği



Şekil 8.18 Belli başlı derin karıştırma uygulama şekilleri

Derin karıştırma ile zemin iyileştirilmesinin değişik uygulamaları **Şekil 8.19**'da gösterilmektedir.



Şekil 8.19 Zemin stabilizasyonu için derin karıştırma

Referanslar

ASCE Soil Improvement and Geosynthetics Committee, Ground Improvement Subcommittee (1997). "Soil Improvement and Geosynthetics Committee Report," Ground Improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment, Developments 1987-1997, Geotechnical Special Publication No. 69, Proceedings of the sessions sponsored by the Committee on Soil Improvement and Geosynthetics of the Gee-Institute of ASCE in conjunction with Geo-Logan '97, Logan, Utah July 1997, V.R. Schaefer, cd., ASCE, pp. 1-371.

Bell A. L. 1993 Jet Grouting, Ground Improvement Edited by M.P. Moseley, 149-172, Blackie Academic & Professional, USA.

Hansbo,1979 Consolidation of Clay by Band Shaped Prefabricated Drains, Ground Engineering 12, p.16-25

Mitchell, J.K. (1981), Soil Improvement- State of the Art Report, Proc. 10th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol.3 pp.509-65