

GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE SAHA DENEYLERİ

Prof.Dr. A. Orhan EROL
Orta Doğu Teknik Üniversitesi

Dr. Zeynep ÇEKİNMEZ
Orta Doğu Teknik Üniversitesi

Ankara 2014

Yüksel Proje Yayınları No: 14 -01
www.yukselproje.com.tr

İÇİNDEKİLER

1. STANDART PENETRASYON DENEYİ (SPT)	1
1.1. Giriş	1
1.2. Deney Düzenegi ve Detayları	3
1.3. SPT Yapım Yöntemi	9
1.4. SPT – N Değerini Etkileyen Faktörler ve Olası Hatalar	10
1.5. SPT – N için Düzeltmeler	13
1.6. SPT – Zemin Parametreleri Korelasyonları	20
1.6.1. SPT – Zemin Sınıflandırması	21
1.6.2. Kohezyonsuz Zeminler	21
1.6.2.1. SPT – Bağıl Yoğunluk (D_r)	21
1.6.2.2. SPT – Kayma Direnci Açısı (ϕ')	26
1.6.2.3. SPT – Deformasyon Modülü (E_s)	30
1.6.3. Kohezyonlu Zeminler	34
1.6.3.1. SPT – Drenajsız Kayma Dayanımı (c_u)	34
1.6.3.2. SPT – Odometrik Deformasyon Modülü (M)	38
1.6.3.3. SPT – Drenajsız Deformasyon Modülü (E_u)	39
1.7. Sığ Temel Tasarımı	40
1.7.1. Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini	40
1.7.2. Oturma Tahmini	43
1.8. Kazıklı Temel Tasarımı	48
1.8.1. Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini	48
1.8.2. Kazık Grupları için Oturma Tahmini	50
1.9. SPT'den Sıvılaşma Değerlendirmesi ve Zemin İyileştirmesine Yönelik Bağlıntılar	51
1.10. SPT – N Değerine Bağlı Diğer Korelasyonlar	59
1.11. Kaynaklar	62

2. KONİK PENETRASYON DENEYİ (CPT)	69
2.1. Giriş	69
2.2. Deney Düzenegi ve Detayları	74
2.2.1. Konik Penetrasyon Sondası	75
2.2.2. İtme Ekipmanı	79
2.3. CPT Yapım Yöntemi	81
2.4. CPT Ölçümlerini Etkileyen Faktörler ve Uygulanan Düzeltmeler	84
2.5. CPT Verilerinin Yorumlanması	88
2.6. CPT – Zemin Parametreleri	90
2.6.1. Zemin Sınıflandırması	90
2.6.2. CPT- Birim Hacim Ağırlığı (γ)	93
2.6.3. CPT – SPT Korelasyonları	95
2.6.4. Kohezyonlu Zeminler	97
2.6.4.1. CPT – Drenajsız Kayma Dayanımı (c_u)	97
2.6.4.2. CPT – Odometrik Deformasyon Modülü (M)	102
2.6.4.3. CPT – Drenajsız Deformasyon Modülü (E_u)	105
2.6.4.4. CPT – Aşırı Konsolidasyon Oranı (OCR) ve Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı (K_0)	108
2.6.4.5. CPTU Sönümlenme Deneyleri: Zeminlerin Konsolidasyon ve Geçirgenlik Özellikleri	110
2.6.5. Kohezyonsuz Zeminler	114
2.6.5.1. CPT – Bağıl Yoğunluk (D_r)	114
2.6.5.2. CPT – Kayma Direnci Açısı (ϕ')	116
2.6.5.3. CPT – Deformasyon Parametreleri	121
2.7. Sığ Temel Tasarımı	127
2.7.1. Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini	127
2.7.2. Oturma Tahmini	129
2.8. Kazıklı Temel Tasarımı: Taşıma Gücü Tahmini	135
2.8.1. Kazık Birim Uç Direnci (q_p)	135
2.8.2. Kazık Birim Çevre Sürtünmesi Direnci (q_s)	140
2.9. CPT'den Sıvılaşma Değerlendirmesi	149
2.10. Sismik Koni Uygulamaları	150
2.11. Kaynaklar	152

3. PRESİYOMETRE DENEYİ (PMT)	159
3.1. Giriş	159
3.2. Presiyometre Çeşitleri	160
3.3. Sistemin Kalibrasyonu	165
3.4. PMT Yapım Yöntemi	170
3.5. PMT Verilerinin Yorumlanması	173
3.6. PMT – Zemin Parametreleri	179
3.6.1. Zemin Sınıflandırması	179
3.6.2. PMT – CPT Korelasyonları	181
3.6.3. PMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı (K_0)	182
3.6.4. PMT – Drenajsız Kayma Dayanımı (c_u)	182
3.6.5. PMT – Odometrik Deformasyon Modülü (M)	186
3.6.6. PMT – Kayma Direnci Açısı (ϕ')	186
3.7. Sığ Temel Tasarımı	191
3.7.1 Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini	191
3.7.2 Oturma Tahmini	194
3.8. Kazıklı Temel Tasarımı: Taşıma Gücü Tahmini	196
3.9. PMT – Diğer Uygulamalara Yönelik Korelasyonlar	200
3.10. Kaynaklar	202
4. ARAZİ KANATLI KESME (VEYN) DENEYİ (FVT)	205
4.1. Giriş	205
4.2. Deney Düzeneği ve Detayları	206
4.3. FVT Yapım Yöntemi	211
4.4. Drenajsız Kayma Dayanımı Hesaplamaları	214
4.5. Düzeltme Faktörü (μ)	220
4.6. Aşırı Konsolidasyon Oranı (OCR) ve Ön Konsolidasyon Basıncı (P'_c)	221
4.7. Kaynaklar	223
5. DİLATOMETRE DENEYİ (DMT)	225
5.1. Giriş	225
5.2. Deney Düzeneği ve Detayları	228
5.3. DMT Yapım Yöntemi	231
5.4. Dilatometre Deneyinden Elde Edilen Veriler ve DMT İndislerinin Hesaplanması	235

5.5. DMT – Zemin Parametreleri Korelasyonları	238
5.5.1. Zemin Sınıflandırması	238
5.5.2. Kohezyonlu Zeminler	240
5.5.2.1. DMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı (K_0)	240
5.5.2.2. DMT – Aşırı Konsolidasyon Oranı (OCR)	242
5.5.2.3. DMT – Odometrik Deformasyon Modülü (M)	243
5.5.2.4. DMT – Başlangıç Teğet Deformasyon Modülü (E'_0)	243
5.5.2.5. DMT – Drenajsız Kayma Dayanımı (c_u)	244
5.5.2.6. DMT – Ön Konsolidasyon Basıncı (P'_c)	245
5.5.2.7. DMT – Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR)	246
5.5.3. Kohezyonsuz Zeminler	246
5.5.3.1. DMT – Efektif Kayma Direnci Açısı (ϕ')	246
5.5.3.2. DMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı (K_0)	248
5.5.3.3. DMT – Aşırı Konsolidasyon Oranı (OCR)	248
5.5.3.4. DMT – Deformasyon (Young) Modülü (E_s)	249
5.6. Kaynaklar	250

6. ZEMİN PARAMETRESİ SEÇİMİNE YÖNELİK KORELASYONLAR	254
6.1. Giriş	254
6.2. Zemin Geçirgenlik Katsayısı (k)	255
6.3. Kohezyonlu Zeminlerde Kayma Dayanımı Parametreleri	258
6.4. Konsolidasyon Parametreleri	264
6.5. Sıkıştırılmış Zeminlerin Kayma Direnci Açıları	266
6.6. Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı (K_0)	268
6.7. Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR)	271
6.8. Zemin Yatak Katsayıları	272
6.8.1. Düşey Yatak Katsayısı (K_v)	272
6.8.2. Yatay Yatak Katsayısı (K_h)	273
6.9. Kaynaklar	276

ÖNSÖZ

Geoteknik mühendisliğinde zemin davranışını modelleyen teoriler 1900'lü yıllarda geliştirilmeye başlanmış, günümüzde teorik zemin mekaniği ve temel mühendisliği yeterli olgunluğa ulaşmıştır. Yine günümüzde zemin davranışını modelleyen nümerik metotlar en karmaşık yapı geometrisi ve zemin koşullarında yapı-zemin ilişkisini analiz edebilecek seviyededir. Gerek teorik yaklaşımları gerekse nümerik metotları uygulayabilmek için en önemli aşama zeminin doğru modellenmesi, diğer bir deyişle zemin davranışını yansıtacak geoteknik parametrelerin gerçekçi olarak belirlenebilmesidir.

Uygulamada bu tasarım parametrelerinin belirlenmesine yönelik iki ana yaklaşım vardır: (i) örnek alımı ve laboratuvar deneyleri, (ii) saha deneyleri ile zemin parametreleri arasındaki korelasyonların kullanılması. Aslında bu iki yaklaşım birbirini tamamlayan metotlardır. Laboratuvar deneyleri, sınıflama ve mühendislik deneyleri olarak iki gruba ayrılmaktadır. Sınıflama deneyleri, zaman almayan ve maliyetli olmayan deneyler olup, her etütte, her tür zemin için örselenmiş zemin örnekleri üzerinde yeterli sayıda yapılmaktadır. Mukavemet ve sıkışabilirlik parametrelerinin türetildiği mühendislik deneyleri yüksek kalitede örselenmemiş örnek alımını gerektirmektedir. Bu yöntem kohezyonlu zeminler için uygulanabilir olmakta, ancak örselenmemiş örnek alımının pratik olarak mümkün olmadığı kohezyonsuz zeminlerde bu deneyleri yapmak çoğu zaman mümkün olamamaktadır. Dolayısıyla kohezyonsuz zeminlerde, saha deneylerinin ilk uygulandığı yıllardan itibaren, mühendislik parametreleri ile saha deneylerinde ölçülen zemin dirençleri arasında korelasyonlar oluşturulmaya çalışılmış ve bu doğrultuda günümüz literatüründe çok sayıda ampirik bağıntı önerilmiştir. Bu bağıntılar günümüzde geoteknik tasarımda yaygın olarak kullanılmaktadır.

Kohezyonlu zeminlerde ise örselenmemiş örnekler üzerinde yapılan ve mukavemet/deformasyon parametrelerinin belirlenmesine yönelik laboratuvar deneyleri parametre seçimi için en geçerli yöntemdir. Ancak, bu deneyler

genellikle zaman alıcı deneyler olup ülkemizde az sayıda ve iyi donanımlı laboratuvarlarda yapılabilmektedir. Kohezyonlu zeminler için türetilmiş parametre–saha deneyi zemin direnci korelasyonlarının, laboratuvar deneylerinin yapılamadığı koşullarda veya laboratuvar deneyleri sonuçlarını kontrol etmek amacıyla kullanılması doğru bir yaklaşımdır.

Zemin davranışını yansıtan parametrelerin belirlenmesine yönelik korelasyonlar belli coğrafyalarda oluşmuş zemin koşulları için geçerli olup, farklı bölgelerde yer alan zeminler için ne derece sağlıklı oldukları araştırılmalıdır. Diğer taraftan korelasyonların türetildiği veri tabanları incelendiğinde genel eğilimden sapmaların yüksek olduğu, dolayısıyla korelasyonlardan elde edilen parametrelerde hata payının yüksek olabileceği sıkça gündeme getirilen bir husustur.

Literatürde aynı saha deneyi ve aynı zemin parametresi için değişik araştırmacılar tarafından önerilmiş farklı korelasyonlar yer almaktadır. Bu korelasyonlardan elde edilen parametreler arasında da önemli farklılıkların olduğu sıkça gözlemlenen bir husustur. Ayrıca uygulamada en çok kullanılan statik ve dinamik penetrasyon deneylerinde zemine uygulanan birim deformasyonlar, zemin-yapı etkileşiminde ortaya çıkan birim deformasyonların çok üzerindedir. Bazı araştırmacılar bu deneylerden türetilen parametrelerin, özellikle de deformasyon modülü değerlerinin, gerçek zemin davranışını yansıtmayabileceği görüşünü belirtmektedirler.

Bu kitap ağırlıklı olarak geoteknik dalında çalışan mühendislere saha deneyleri sonuçlarından zemin modellemesi/zemin parametreleri seçimi konusunda yol gösterici bir döküman sunma amacıyla hazırlanmıştır. Kitap içeriğinde ulusal ve uluslararası düzeyde yaygın olarak kullanılan, *Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)*; *Konik Penetrasyon Deneyi (CPT)*; *Presiyometre Deneyi (PMT)*; *Dilatometre Deneyi (DMT)*; *Arazi Veyn Deneyi (FVT)* saha deneylerine yer verilmiştir.

Literatürde bu deneylerden elde edilen sonuçlardan zemin özelliklerini ve mekanik davranışlarını yansıtan parametrelerin belirlenmesine yönelik birçok korelasyon önerilmiştir. Bu kitapta, literatürde yer alan mümkün olduğunca çok sayıda korelasyon sunulmuştur. Farklı korelasyonların sunulmasındaki amaç, mühendisin mümkün olduğunca tüm metotları kullanarak aranan parametre için bir değişim aralığı belirlemesi ve sonuçları istatistiksel olarak yorumlayarak nihai parametre seçimini yapmasına olanak sağlamaktır.

Korelasyonların türetildiği veri tabanı ve standart sapmalar mümkün olduğunca okuyucunun dikkatine sunulmuş ve seçilen parametre değerindeki olası hata paylarının yorumlanmasına imkan sağlanması amaçlanmıştır.

Zemin modellemesi ve parametre seçimi dışında, literatürde saha deneyleri verileri kullanılarak yüzeysel ve kazıklı temellerde taşıma gücü ve oturmaların tahminine yönelik çok sayıda metot önerilmiştir. Bu yaklaşımlarda saha deneyleri sonuçları ile doğrudan geoteknik tasarım yapılabilir. Kitabın içeriğinde doğrudan geoteknik tasarıma yönelik literatürde ulaşılabilen farklı metotlar sunulmuş, mühendisin alternatif yöntemlerin tamamını kullanarak tasarım yapması ve farklı metotlardan elde edilen sonuçları istatistiksel olarak yorumlayarak tasarımı sonlandırması önerilmiştir.

Metotların kullanımında yukarıda konu edilen tüm sınırlamaların dikkate alınması, mühendisin tasarımda kitapta sunulan yöntemleri sorgulaması, olası hata paylarını yorumlamaya özen göstermesi ve mümkün olduğunca farklı metotları kullanarak sonuçları istatistiksel olarak değerlendirmesi gerçekçi bir tasarımın ortaya konması için mutlak surette gerekli aşamalardır.

A.Orhan EROL
Zeynep ÇEKİNMEZ
Mart 2014

SEMBOLLER

$\bar{\tau}a$	: eşdeğer uç direncinin hesaplandığı kazık ucundan mesafeler
A_c	: koni izdüşüm alanı
A_D	: DMT kesit alanı
A_n	: koni gerisindeki şaftın dolu kesit alanı
A_p	: kazık ucu kesit alanı
A_s	: sürtünme şaftı/kazık şaftı yüzey alanı
A_{sb}	: alt kesit alanı
A_{st}	: tepe kesit alanı
a	: koni alan oranı
a_A ve a_B	: presiyometre eğrisinde “A” ve “B” noktalarındaki presiyometre hücre yarıçapı
a_{max}	: maksimum yer ivmesi
a_s	: taş kolon alan oranı
a_v	: kanatlı kesici çevre oranı
a^*	: gerilme dağılım faktörü
B	: temel genişliği
B_0	: referans temel boyutu
B_g	: kazık grubunun eni
B_q	: boşluk suyu basıncı oranı
b	: PMT net limit basıncı – efektif kayma direnci açısı korelasyon katsayısı
b_v	: kayma dayanımı izotropi katsayısı
C_1	: derinlik faktörü
C_2	: kırıl faktörü
C_3	: şekil faktörü
C_α	: sekonder konsolidasyon katsayısı
C_B	: delgi çapı düzeltme faktörü
C_{BF}	: darbe vuruş hızı düzeltme faktörü
C_C	: sıkışma indisi
C_E	: iki farklı SPT sisteminin enerji oranı

C_N	: örtü yükü düzeltme faktörü
C_R	: tij uzunluğu düzeltme faktörü
C_S	: örnek alıcı tipi düzeltme faktörü
C_U	: üniformaluk katsayısı
C_w	: yeraltı suyu seviyesi düzeltme faktörü
c	: konsolidasyon katsayısı
c_h	: yatay yönde konsolidasyon katsayısı
c_u	: drenajsız kayma dayanımı
c_{uH}	: yatay düzlemdeki drenajsız kayma dayanımı
c_{up}	: maksimum (pik) drenajsız kayma dayanımı
c_{ur}	: rezidüel kayma dayanımı / sıvılaşma sonrası eşdeğer rezidüel kayma dayanımı
c_{uV}	: düşey düzlemdeki drenajsız kayma dayanımı
c_{uv}	: veyn deneyinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı
$(c_u)_C$	: üç eksenli basınç deneyinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı
$(c_u)_D$	: direk kesme deneyinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı
$(c_u)_E$	: üç eksenli çekme deneyinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı
$(c_u)_{lab}$	: laboratuvar deneyleri ile belirlenen ortalama drenajsız kayma dayanımı değeri
$(c_u)_{saha}$	: sahadaki gerçek drenajsız kayma dayanımı değeri
c_u^*	: Bjerrum düzeltmesi yapılmış drenajsız kayma dayanımı
c_v	: düşey yönde konsolidasyon katsayısı
c'	: kil zeminlerde efektif kohezyon
c^*	: ampirik taşıma gücü katsayısı
CBR	: Kaliforniya taşıma oranı
CF	: kil yüzdesi
CPT	: konik penetrasyon deneyi
$CPTU$	: piyezokoni deneyi (boşluk suyu basınçlarının da ölçüldüğü konik penetrasyon deneyi)
CRR	: devirsel direnç oranı
CSR	: devirsel gerilme oranı
D	: temel derinliği
D_5	: danelerin %5'inin küçük olduğu dane boyutu

D_{10}	: danelerin %10'unun küçük olduğu dane boyutu
D_{50}	: danelerin %50'sinin küçük olduğu dane boyutu
D_{60}	: danelerin %60'ının küçük olduğu dane boyutu
D_e	: eşdeğer temel derinliği
D_r	: bağlı yoğunluk
D_v	: veyn çapı
D_w	: yeraltı suyu seviyesinin zemin yüzeyinden derinliği
DMT	: dilatometre deneyi
d	: kazık çapı
d_c	: koni çapı
d_e	: taşıyıcı tabakada eşdeğer soketlenme derinliği
d_H	: delgi çapı
d_{PM}	: presiyometre hücresi çapı
d_s	: koni gerisindeki shaftın çapı
d_v	: tij çapı
d_z	: sıkışabilir tabaka kalınlığı
E_0	: kohezyonsuz zeminlerde başlangıç teğet deformasyon modülü
E'_0	: kohezyonlu zeminlerde başlangıç teğet deformasyon modülü
E_{25}	: %25 nihai gerilme mertebesindeki sekant deformasyon modülü
E_{50}	: %50 nihai gerilme mertebesindeki sekant deformasyon modülü
E_C	: beton elastisite modülü
E_c	: izotropik gerilme bölgesi deformasyon modülü
E_D	: dilatometre elastisite modülü
E_d	: deviator gerilme bölgesi deformasyon modülü
E_M	: Menard veya presiyometre modülü
E_m	: $E_m = E_s / (1 - \nu^2)$
E_R	: enerji oranı
E_r	: yeniden yükleme fazında deformasyon modülü
E_s	: deformasyon modülü
E'_s	: killerde uzun dönem deformasyon modülü (efektif gerilme bazlı)
E_u	: kohezyonlu zeminlerde drenajsız deformasyon modülü
E_{ur}	: boşaltma fazında deformasyon modülü
$(E_u)_{25}$	: kohezyonlu zeminlerde %25 nihai gerilme mertebesindeki sekant drenajsız deformasyon modülü
e	: boşluk oranı

e_L	: likit limit su içeriğindeki boşluk oranı
e_{max}	: kumun en gevşek konumdaki boşluk oranı
e_{min}	: kumun en sıkı konumdaki boşluk oranı
e_n	: doğal boşluk oranı
e_v	: kanat kalınlığı
FC	: ince malzeme oranı (< 0.075 mm)
FVT	: arazi kanatlı kesme (veyn) deneyi
f_1 ve f_2	: Stroud (1974) korelasyon katsayıları
f_l	: sıkışabilir tabaka düzeltme faktörü
f_s	: koni sürtünme direnci (ölçülen değer)
f_{sa}	: kazık şaftı boyunca ortalama koni sürtünme direnci
f_{sh}	: şekil düzeltme faktörü
f_t	: düzeltilmiş sürtünme direnci
f_{tc}	: krip faktörü
F_r	: normalize edilmiş sürtünme oranı
F_s	: sürtünme şaftı yüzeyinde ölçülen kuvvet
G	: kayma deformasyon modülü
G_0	: başlangıç kayma deformasyon modülü
G_{dmax}	: küçük birim deformasyonlarda dinamik kayma modülü
G_k	: rijit kolon kayma deformasyon modülü
G_r	: kolon/zemin kayma modülü oranı
G_s	: özgül ağırlık
G_z	: zemin kayma deformasyon modülü
GS	: güvenlik sayısı
g	: yer çekimi ivmesi
H_v	: veyn yüksekliği
h	: istinat yapısının soket boyu
h_0	: delikli filtreden önceki kalınlık
h_c	: koni yüksekliği
I_c	: zemin sıkışabilirlik indisi
I_D	: DMT materyal indisi
I_f	: etkileşim katsayısı
I_m	: zemin davranış modeli indisi
I_r	: rijitlik faktörü
I_z	: birim deformasyon etki katsayısı

$I_{z=0}$	: temel seviyesindeki birim deformasyon etki katsayısı
I_{zp}	: birim deformasyon etki katsayısının maksimum değeri
i_v	: konik uçlu kanatların taban açısı
K	: taşıma gücü katsayısı
K_0	: sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı
K_A	: aktif gerilme katsayısı
K_D	: yatay gerilme indisi
K_d	: derinlik faktörü
K_h	: yatay yatak katsayısı
K_P	: pasif gerilme katsayısı
K_r	: presiyometre modülü zemin türü katsayısı
K_v	: düşey yatak katsayısı
K_{v1}	: 30 cm x 30 cm plaka boyutu için düşey yatak katsayısı
k	: geçirgenlik (permeabilite) katsayısı
k_c	: taşıma gücü faktörü
k_e	: düzeltilmiş taşıma gücü faktörü
k_h	: yatay yönde geçirgenlik (permeabilite) katsayısı
k_m	: boyutsuz modül katsayısı
k_p	: PMT taşıma gücü faktörü
k_v	: düşey yönde geçirgenlik (permeabilite) katsayısı
k^*	: aşırı konsolidasyon oranı ve ön yükleme basıncı için önerilen korelasyon katsayısı
L	: temel uzunluğu
LI	: likidite indisi
LL	: likit limit
l	: kazık boyu
l_v	: veyn – kalın tij arası mesafe
M	: odometrik deformasyon modülü
M_0	: başlangıç odometrik deformasyon modülü
M_d	: deprem moment büyüklüğü
MPM	: Menard tipi (kuyu) presiyometre
MWF	: deprem magnitüt ağırlık faktörü
m	: temel (boy/en) oranı
m_D	: $K_0 - K_D$ korelasyon katsayısı
m_v	: hacimsel sıkışma katsayısı

N	: 30 cm penetrasyon için darbe sayısı
N_1	: örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT değeri
$(N_1)_E$	: enerji ve örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT değeri
$(N_1)_{60}$	: %60 enerji oranı ve örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT değeri
$(N_1)_{60-tk}$	: temiz kum eşdeğer SPT direnci
$(N_1)_{70}$	: %70 enerji oranı ve örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT değeri
N_{55}	: örtü yükü düzeltmesi yapılmamış %55 enerji oranına göre düzeltilmiş SPT değeri
N_{60}	: örtü yükü düzeltmesi yapılmamış %60 enerji oranına göre düzeltilmiş SPT değeri
N_{ave}	: temel altında “B” derinlik çerisindeki SPT – N değerlerinin ortalaması
N_c	: taşıma gücü faktörü
N_i	: sıvılaşma potansiyeline sahip zeminin doğal durumdaki SPT direnci
N_f	: zemin iyileştirme sonrası hedeflenen SPT direnci
N_k	: koni faktörü
N_{kt}	: düzeltilmiş koni direnci ile tanımlanan koni faktörü
N_k^*	: düzeltilmiş kanatlı kesme dayanımına bağlı koni faktörü
N_q	: taşıma gücü faktörü
N'	: siltli kum düzeltmesi yapılmış SPT değeri
NC	: normal konsolide zemin
n	: gözlem / tabaka / kazık adedi
n_h	: kohezyonsuz zeminlerde yatay yatak katsayısı sabiti
n_m	: gerilme sabiti
n_u	: $n_u = E_u/c_u$
OC	: aşırı konsolide zemin
OCR	: aşırı konsolidasyon oranı
P	: düzeltilmiş basınç
P_{0h}	: presiyometre deney derinliğinde yatay gerilme
P_A ve P_B	: presiyometre eğrisinde “A” ve “B” noktalarındaki basınç değerleri
P'_c	: ön konsolidasyon basıncı
P_D	: DMT penetrasyon direnci
P_f	: krip basıncı
P_i	: deney esnasında uygulanan basınç kademesi

P_L	: limit basıncı
P_{Le}	: kazık uç bölgesindeki eşdeğer limit basıncı
P_{LN}	: net limit basıncı
P_{LNe}	: eşdeğer net limit basınç
P_P	: kazık ucu çevresi uzunluğu
PI	: plastisite indisi
PIP	: zemine itilen (sürmeli) presiyometre
PL	: plastik limit
PMT	: presiyometre deneyi
p_0	: diyaframın 0.0 mm şişme durumundaki basınç okuması
p_1	: diyaframın 1.1 mm şişme durumundaki basınç okuması
p_2	: diyaframın 0.0 mm şişme durumuna döndüğü durumdaki basınç okuması
p_a	: atmosferik basınç ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$)
q	: kazık grubuna gelen toplam yükün kazık grubu alanına oranı
q_b	: toplam temel gerilmesi
q_c	: CPT koni direnci (ölçülen değer)
$\bar{q}_c$	: temel altında ortalama koni direnci
q_{c1}	: normalize koni direnci
$\bar{q}_{c1}$	: kazık ucundan y_d derinliğine kadar q_c değerlerinin ortalaması (yukarı yönde min. iz prensibine göre)
$\bar{q}_{c2}$	: kazık ucundan yukarı istikamette $8d$ uzunluk içerisindeki q_c değerlerinin ortalaması (min. iz prensibine göre)
q_{ca}	: kazık uç bölgesindeki eşdeğer koni direnci
q'_{ca}	: $\mp a$ derinlikler arasındaki q_c değerlerinin ortalaması
q_D	: DMT penetrasyon birim gerilmesi
q_n	: net koni direnci
q_{nem}	: net emniyetli taşıma gücü kapasitesi
q_{net}	: net temel gerilmesi
q_p	: kazık nihai birim uç direnci
q_s	: kazık nihai birim çevre sürtünmesi direnci
q_t	: düzeltilmiş toplam uç direnci
q_{ult}	: nihai taşıma gücü
Q_c	: koni ucunda ölçülen kuvvet
Q_p	: kazık nihai toplam uç direnci

Q_s	: kazık nihai sürtünme direnci
Q_t	: normalize edilmiş koni direnci
Q_u	: kazık nihai taşıma kapasitesi
R	: yarıçap
R_3 ve R_t	: zamana bağlı oturma oranı faktörleri
R_e	: etki yarıçapı
R_f	: CPT sürtünme oranı
R_k	: temel derinlik ve şekil faktörü
R_M	: odometrik deformasyon modülü korelasyon katsayısı
RR	: tekrar yükleme fazındaki sıkışma indisi
r	: kanatlı kesicinin merkezinden olan mesafe
r_d	: derinlik azaltma faktörü
r^2	: korelasyon katsayısı
S	: oturma
S_e	: elastik oturma
S_{gr}	: kazık gruplarının oturması
S_m	: mücade edilir oturma
S_{max}	: oturma üst limiti
S_p	: $\ln(\text{efektif basınç}) - \ln(\text{radyal birim deformasyon})$ eğrisi eğimi
S_t	: hassasiyet derecesi
S.D.	: standart sapma
SBP	: kendinden delgili presiyometre
SCPTU	: sismik dalga hızı ve boşluk suyu basınçlarının da ölçüldüğü konik penetrasyon deneyi
SPT	: standart penetrasyon deneyi
s	: sıkışabilir tabaka kalınlığı düzeltme faktörü
T	: boyutsuz zaman faktörü
T^*	: rijitlik oranına göre revize edilmiş zaman faktörü
T_{50}	: %50 sönümlenmeye karşıt gelen boyutsuz zaman faktörü
T_H	: uygulanan torkun yatay kayma düzlemindeki bileşeni
T_V	: uygulanan torkun düşey kayma düzlemindeki bileşeni
T_v	: veyn deneyinde uygulanan tork
T_{vm}	: veyn deneyinde maksimum tork
T_{vr}	: veyn deneyinde rezidüel tork
t	: zaman

t_{50}	: %50 sönümlenme için geçen süre
t_R	: radye kalınlığı
U (%)	: boşluk suyu basıncı sönümlenme oranı
U_0	: normalize boşluk suyu basıncı
u	: boşluk suyu basıncı
u_0	: hidrostatik basınç
u_1	: koni üzerinde ölçülen boşluk suyu basıncı
u_2	: koni gerisinde ölçülen boşluk suyu basıncı
u_3	: sürtünme şaftı gerisinde ölçülen boşluk suyu basıncı
u_i	: sönümleme deneyi başlangıç boşluk suyu basıncı
u_t	: sönümleme deneyinde t süre sonundaki boşluk suyu basıncı
V	: düzeltilmiş hacim
V_0	: presiyometre hücresinin şişirilmemiş konumundaki hacmi
V_{30}	: ilgili basınç kademesindeki 30. saniyedeki hacim
V_{60}	: ilgili basınç kademesindeki 60. saniyedeki hacim
V_{90}	: ilgili basınç kademesindeki 90. saniyedeki hacim
V_A ve V_B	: presiyometre eğrisinde “A” ve “B” noktalarındaki hacim değerleri
V_a	: kanatlı kesici alan oranı
V_i	: deney esnasında ölçülen hacim değeri
V_m	: psüdo-elastik fazda presiyometre hücresinin ortalama hacmi
V_s	: kayma dalgası hızı
w	: su içeriği
w_n	: doğal su içeriği
YASS	: yeraltı suyu seviyesi
Z_e	: kesit modülü
z	: zemin yüzeyinden derinlik
z_f	: temel altından derinlik
z_{fp}	: birim deformasyon etki katsayısının maksimum değerinin ulaşıldığı derinlik
z_I	: temel altında gerilme etki alanı derinliği
$z_{I=0}$	: temel altında gerilme etkisinin sönümlendiği derinlik
z_m	: atmosferik basınç altında manometre okuması

α	: deformasyon modülü – koni direnci korelasyon katsayısı
α_c	: kohezyonlu zeminlerde sürtünme faktörü
α_E	: deformasyon modülü net koni direnci korelasyon katsayısı
α_{FV}	: korelasyon katsayısı
α_f	: sürtünme dönüşüm katsayısı
α_M	: Menard reolojik faktörü
α_m	: odometrik deformasyon modülü korelasyon katsayısı
α_s	: kohezyonsuz zeminlerde sürtünme faktörü
α'	: $C_c - LL$ korelasyon faktörü
α^*	: efektif kohezyon korelasyon katsayısı
β	: plastikleşme açısı
β_p	: PMT drenajsız kayma dayanımı – net limit basıncı korelasyon katsayısı
β'	: kısa/uzun dönem deformasyon modülü dönüşüm katsayısı
β^*	: normal ve aşırı konsolide killerde drenajsız kayma dayanımı oranı
γ	: zeminin birim hacim ağırlığı
γ_k	: kayma birim deformasyonu
γ_{kmax}	: maksimum kayma birim deformasyonu
γ_s	: zeminin doymuş birim ağırlığı
γ_w	: suyun birim hacim ağırlığı
γ'	: zeminin efektif birim hacim ağırlığı
δ	: koni – zemin sürtünme açısı
$\Delta\sigma_v$	: gerilme artışı
ΔA ve ΔB	: DMT basınç düzeltme değerleri
ΔN	: SPT düzeltme değeri
ΔP	: basınç değişimi
ΔP_k	: basınç düzeltmesi
Δp	: diyaframın merkezden net olarak zeminin içine 1.10 mm kadar şişmesi için gerekli olan basınç
Δq_{c1}	: normalize edilmiş koni direnci ince malzeme düzeltmesi
ΔR	: yarıçaptaki artış miktarı
Δu	: artık boşluk suyu basıncı
Δu_2	: sönümlenme deneyinde koni gerisinde ölçülen artık boşluk suyu basıncı
ΔV	: hacim değişimi

ΔV_k	: hacim düzeltmesi
Δz	: zemin katmanları kalınlığı
ε_a	: eksenel birim deformasyon
ε_v	: sıvılaşma sonrası hacimsel birim deformasyon
λ_c ve λ_d	: şekil faktörleri
μ	: veyn deneyi Bjerrum düzeltme faktörü
ν	: Poisson oranı
ν_c	: betonun Poisson oranı
ρ	: kütle yoğunluğu
ρ_d	: kuru kütle yoğunluğu
σ'_{m0}	: ortalama efektif örtü yükü
σ_{h0}	: toplam gerilme cinsinden yatay gerilme
σ'_{h0}	: efektif gerilme cinsinden yatay gerilme
σ_{v0}	: toplam gerilme cinsinden zemin örtü yükü
σ'_{v0}	: efektif gerilme cinsinden zemin örtü yükü
σ'_{v0p}	: birim deformasyon etki faktörünün maksimum değerindeki efektif düşey gerilme
ϕ	: toplam gerilmeler cinsinden kayma direnci açısı
ϕ_{CV}	: sabit hacimde kayma direnci açısı
ϕ'	: efektif kayma direnci açısı
ϕ'_r	: rezidüel efektif kayma direnci açısı
ϕ'_{tc}	: üç eksenli basınç deneyinden elde edilen efektif kayma direnci açısı
τ	: kayma gerilmesi
τ_H	: veyn merkezinden r mesafede kayma gerilmesi
τ_{mH}	: yatay kayma düzleminde silindirin dış sınırındaki maksimum kayma gerilmesi
τ_{mV}	: düşey kayma düzleminde silindirin alt ve tepe sınırındaki maksimum kayma gerilmesi
τ_n	: kayma gerilmesi
ψ	: hacimsel genleşme açısı

Bölüm 1

STANDART PENETRASYON DENEYİ (SPT)

1.1. Giriş

Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) tüm dünyada en yaygın olarak kullanılan saha deneyidir. ABD’de 19. yüzyılda sondajlar su ile açılmakta ve zemin türü kuyudan çıkan sondaj çamuru içerisindeki zemin danelerinden tanımlanmaktaydı. Daha sonra, 1902’de Albay Charles R. Gow, zemin türünü tanımlamak için 110 libre (yaklaşık 50 kg) ağırlığındaki bir şahmerdan ile çakılan 1 inç (yaklaşık 2.5 cm) çapındaki açık örnek alıcı geliştirmiştir (Fletcher, 1965). Zamanla ABD’de bu örnek alıcının farklı tipleri geliştirilmiştir. SPT, ABD’deki Raymond Kazık Şti. tarafından 1920’li yıllarda zemin dayanımı ile ilgili bir fikir sahibi olmak ve zeminin gerçekçi olarak tanımlanmasını sağlayan bir örnek alımı amacı ile kullanılmıştır (Douglas, 1983).

Günümüzde zemin türünü, kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerin sıklık, mukavemet, kıvam ve sivilaşma durumu ile temel zemini taşıma kapasitesi ve tahmini oturmaya belirlemekte kullanılan bu deney için ‘Standart Penetrasyon Deneyi’ terimi ilk olarak Terzaghi tarafından 1947’de düzenlenen Teksas Zemin Mekaniği Konferansı’nda kullanılmış ve bir örnek alıcı tüpün zeminin içerisine çakılması olarak tanımlanmıştır (Clayton vd., 1995). Terzaghi, SPT’den zemin türünün yanı sıra zemine ait sıklık ve kıvam ile ilgili bilgilerin de elde edilebileceğini belirtmiştir. Önerilen bu örnek alım yöntemi günümüzdeki SPT standardına oldukça benzemektedir. Terzaghi ve Peck (1948) SPT’den elde edilen veriler ışığında birçok tasarım abağı ve korelasyonu önermiştir. Bu tarihten sonra ABD ve İngiltere’den başlayarak bütün dünyada SPT’nin kullanımı hızla artmıştır.

Deney düzeneği basit olup tüm zemin etüt firmaları SPT ekipmanlarına sahiptir. SPT en genel anlamda sondaj kuyusunun içerisinde yapılan, en uçta ‘boyuna yarık tüp’ olarak bilinen standart örnek alıcısının bağlı olduğu tijlerin üzerine, 140 lb (63.5 kg) ağırlığındaki bir şahmerdanın 76.2 cm yükseklikten tekrarlı bir şekilde bırakılarak kuyu tabanından toplamda 45 cm’lik penetrasyon sağlanana kadar çakılması ve bunun için gerekli olan darbe sayısı (SPT-N) değerlerinin belirlenmesi olarak tanımlanabilir. Deney süresi kısa olup yapım yöntemi basittir ve deneyin bütün dünyada yaygın olarak kullanılması sonucu, deneyin yorumlanmasına yönelik zengin bir bilgi birikimi ve veri tabanı oluşmuştur. Deneyde elde edilen örnek, zeminin sağlıklı bir şekilde tanımlanmasını sağlamaktadır. Bu nedenlerle uygulamada tüm zemin etütlerinde SPT yapılmaktadır.

Literatürde SPT sonuçları ile kohezyonsuz zeminlerin göreceli sıklığı, kohezyonlu zeminlerin kıvam durumu, zeminlerin kayma dayanımı ve sıkışabilirlik parametreleri, sıvılaşma potansiyeli arasında çok sayıda korelasyon mevcuttur. SPT, birçok zeminde uygulanabilse de özellikle iri granüler danelerin olmadığı kumlu zeminlerde gerçekçi ve tutarlı sonuçlar vermektedir (Kulhawy ve Mayne, 1990). Ayrıca, özellikle kohezyonsuz zeminlerde, yüzeysel temellerde taşıma gücü ve potansiyel oturmaların tahminine, ve kazıklı temellerde taşıma gücü tayinine yönelik ampirik yöntemler geliştirilmiştir. Tüm bu nedenlerle SPT’nin geoteknik tasarımda önemli bir yeri vardır. SPT’nin avantajları ve dezavantajları Tablo 1.1’de özetlenmiştir (Kulhawy ve Mayne, 1990).

1980’lerin başında De Mello, her ülkede yapım yöntemi farklılık gösteren deneylerin, uluslararası düzeyde standartlaştırılarak “*Uluslararası Referans Deney Prodesürleri (International Reference Test Procedures, IRTTP)*” oluşturulması fikrini önermiştir (Clayton vd., 1995). Bunun üzerine, ISSMFE tarafından 1988’de uluslararası geçerlilikte tek tip SPT uygulama yöntemi geliştirilmiştir (Décourt, 1990). Bunun haricinde ulusal standartlar birçok ülkede mevcut olup bunlardan en geçerli olanları İngiliz (BS: 1377, Kısım 9: 1990), Amerikan (ASTM D1586) ve Japon (JIS:-A219 1976) standartlarıdır (Clayton vd., 1995).

Tablo 1.1. SPT'nin avantajları ve dezavantajları

Avantajlar	Dezavantajlar
- Deney süresi kısadır. - Deneyin yapımı basittir. - En geniş uygulama tarihine ve verisine sahiptir. Uluslararası düzeyde en yaygın olarak kullanılan arazi deneyidir. - Hem penetrasyon direnci ölçülüp hem de örnek alınarak, bunun sağlanabileceği diğer deneylerden daha az maliyetlidir. - Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerin yanı sıra sıkı, ince çakıl ve dolgu tabakalarına da uygulanabilmektedir. - Literatürde, SPT verilerinden mühendislik yorumu ve parametreleri elde etmek için önerilen çok sayıda yöntem vardır.	- Operatör hatasından etkilenen bir deneydir. - Deney sonuçları, sondaj ekipmanından uygulama yöntemine kadar birçok değişkene bağlı ve oldukça hassastır. - İri granüler, blok veya kaya gibi zeminlerde örnek alıcı hasar görebileceğinden elde edilen sonuçlar sağlıklı olmayabilir. - Çok yumuşak ve hassas killerde yanıltıcı sonuçlar verebilmektedir. - Yeraltı suyu seviyesi altında kuyu tabanında kaynamaya neden olma ve yanıltıcı sonuçlar verme olasılığı vardır.

1.2. Deney Düzenegi ve Detayları

Standart Penetrasyon Deney düzenegi genel olarak aşağıdaki ünitelerden oluşmaktadır:

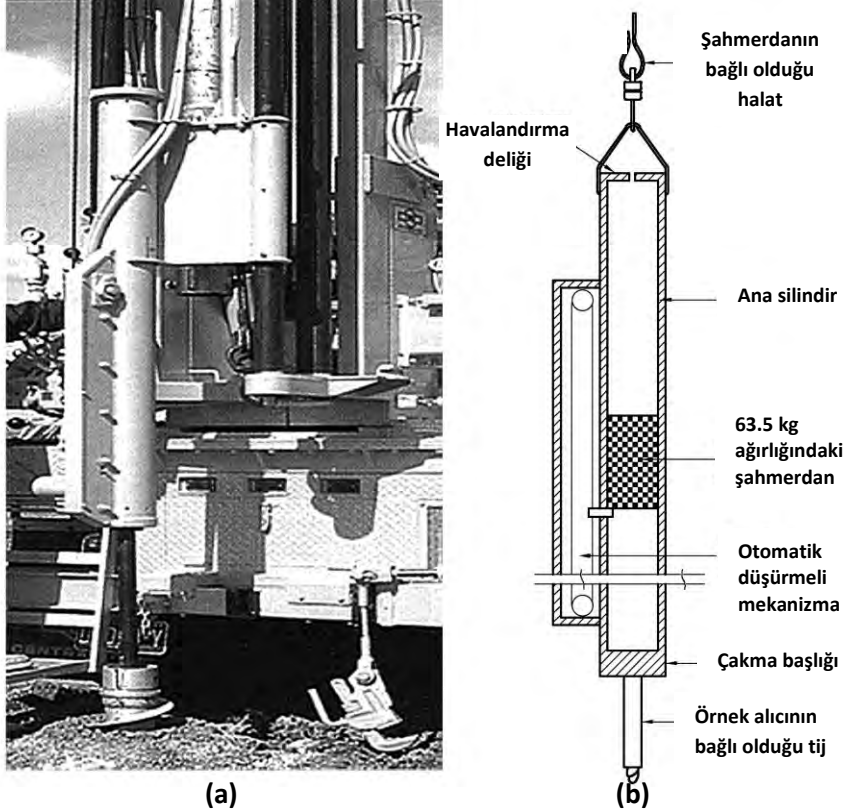
- Şahmerdan ve şahmerdan düşürme mekanizması
- Tijler
- Boyuna yarık tüp örnek alıcı
- Sürme pabucu

Bölüm 1.1’de de bahsedildiği üzere kullanılan ekipmanlar ülkeler arasında farklılık göstermektedir. Bunun nedeni yukarıda sıralanan ünitelerin farklı olmasından kaynaklanmaktadır. Sonuçta zemine aktarılan enerji değişmekte ve ölçülen SPT-*N* değerleri aynı koşullar altındaki aynı zemin için farklı olabilmektedir. Bu bölümde her bir ünitenin farklı tipleri özetlenmiştir. Farklı tip ünitelerin deney sonuçlarına olan etkisi ve bunlara bağlı olarak önerilen düzeltme katsayıları ise Bölüm 1.4’te verilmiştir.

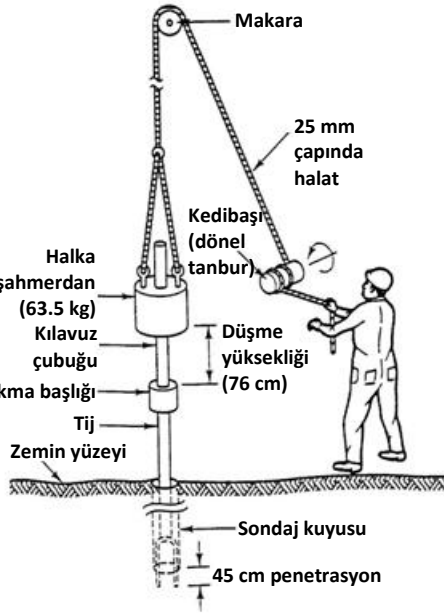
Şahmerdanlar ve Şahmerdan Düşürme Mekanizması: Farklı ülkelerde kullanılan şahmerdan düşürme mekanizmaları incelendiğinde üç farklı yöntem sıralanabilir:

- (i) **Otomatik Düşürmeli Şahmerdanlar:** Şekil 1.1’de gösterilen otomatik düşürmeli şahmerdanlar, operatör hatasına izin vermeyen, her düşüşte tiplere iletilen enerjide sapmanın en az olduğu, dolayısıyla da en sağlıklı şahmerdan türüdür. Clayton (1990)’a göre otomatik düşürmeli şahmerdanlarla, başlangıçtaki enerjinin ortalama %73’ü zemine aktarılabilen ve standart sapma %2.8 civarında olmaktadır. Otomatik düşürmeli şahmerdanlar, İngiltere’de standart olarak kullanılan bir mekanizma olup, Japonya, Amerika ve İsrail’de de yaygın olarak kullanılmaktadır (Clayton vd., 1995).
- (ii) **Elle Düşürmeli Şahmerdanlar:** Elle düşürmeli uygulamada, şahmerdan standart yüksekliğe bir vinç yardımıyla kaldırılıp serbest düşüye bırakılır. Bu yöntemde kişisel hata payı yüksektir ve yaygın olarak kullanılan bir yöntem değildir.
- (iii) **Halatla Kaldırmalı Şahmerdanlar:** Halatla kaldırmalı uygulamada, Şek. 1.2’de gösterildiği gibi şahmerdanın bağlı olduğu halat sondaj kulesinin tepesindeki makaradan geçer ve kedibaşı ile çekilir. ASTM D1586’ya göre kedibaşı en az dakikada 100 döngü hız ile çekilmelidir. Operatörün halatı çekmesi ile şahmerdan yükselir ve halat bırakılarak serbest düşüye izin verilir. Bu işlem esnasında

makarada ve halatın dolandığı kedi başında sürtünme kayıpları olur. Dolayısıyla şahmerdanın her seferinde aynı yüksekliğe çekilmesi ve halatın aynı şekilde kedi başına dolanması önemli olup, aksi durumda her defasında farklı enerji kayıpları gerçekleşecek ve deney güvenilirliğini kaybedecektir. Sonuç olarak bu sistemde de operatör hataları deney sonuçlarını etkilemektedir. Halatla kaldırmalı şahmerdanlar; A.B.D., Japonya ve Güney Amerika da dahil olmak üzere dünyada en çok kullanılan sistemdir. Halatlı kaldırmalı uygulamada, Şek. 1.3'te gösterilen halka tipi ve emniyetli şahmerdanlar kullanılmaktadır.

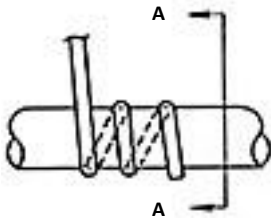


Şekil 1.1. Otomatik düşürmeli şahmerdan mekanizması (a) FHWA (1997) ve (b) Coduto (2000)



(a)

(b)



A-A kesiti

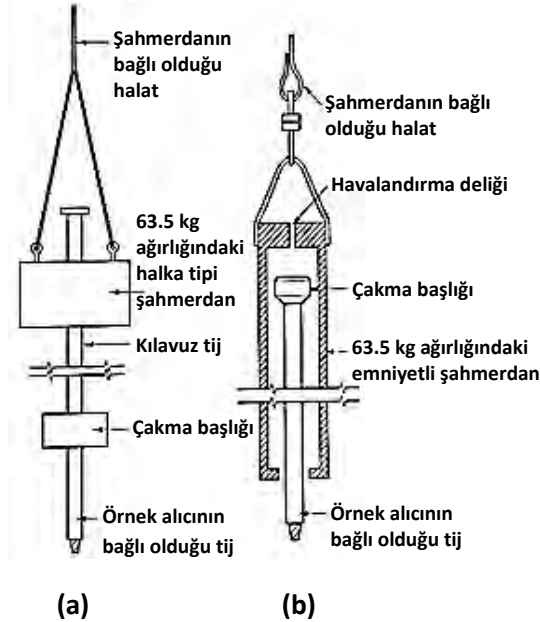
(c)

Şekil 1.2. (a) ve (b) halatla kaldırmalı sistemin uygulaması (Coduto,2000), (c) kedibaşı detayı (saatin ters yönünde 1.81 tur attığındaki şekli ile gösterilmiştir, ASTM D1586-11)

Tijler: Tijler sondaj aşamasında torkları aktaran, şahmerdan düşürme aşamasında ise düşey kuvvetleri ileten elemanlardır. Şahmerdan tipi ve şahmerdanın düşürülme mekanizması kadar, tijler de enerji kayıplarında

önemli bir unsurdur. Bu kapsamda İngiliz standartlarında tijlerin belirli bir ağırlık ve rijitliğe sahip olması şartı koşulmuş ve bu ölçütler aşağıdaki maddelerde özetlenmiştir (Clayton vd., 1995).

- BS 1377’de tijlerin iyi kalite çelikten yapılması gerektiği; 20 m derinliğe kadar olan kuyularda (sığ kuyular) tijlerin rijitliğinin en az BS 4019’da belirtilen AW, 20 m’den daha derin kuyular (derin kuyular) için ise BW tipi ile aynı olması gerektiği belirtilmiştir.
- BS 1377’de 10.0 kg/m’den daha ağır tijlerin kullanılmaması, tij bağlantılarında eğilmelerin önlenmesi ve de tij boyunca olan göreceli sapmanın tij uzunluğunun 1/1000’inden az olması gerektiği belirtilmiştir.
- IRTP ve BS 1377 tarafından önerilen tij türleri, boyutları, kesit modülü ve ağırlığı Tablo 1.2’de verilmiştir.

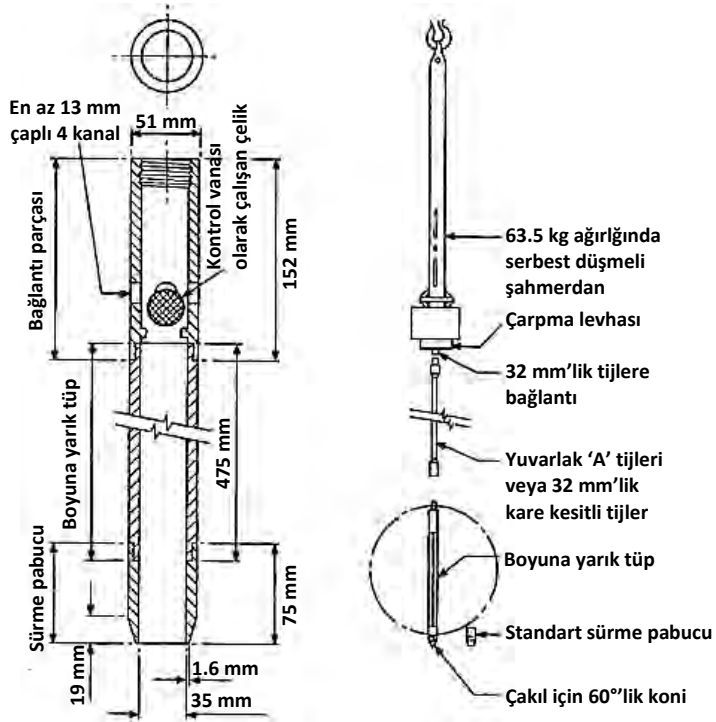


Şekil 1.3. Halatlı uygulamada kullanılan şahmerdan tiplerinden bazıları (a) halka tipi şahmerdan ve (b) emniyetli şahmerdan (Coduto, 2000)

Tablo 1.2. IRTP ve BS 1377 standartlarında yer alan tij özellikleri

Standart	Tij Türü	Tij Çapı (mm)	Kesit Modülü, Z_e ($m^3 \times 10^6$)	Tij Ağırlığı (kg/m)
IRTP	-	40.5	4.28	4.33
	-	50.0	8.59	7.23
	-	60.0	12.95	10.03
BS1377	AW	43.6	5.10	4.57
	BW	54.0	8.34	7.86

Boyuna Yarık Tüp: Tüpün boyutları Şek. 1.4'te gösterilmiştir. Bazı uygulamalarda boyuna yarık tüpün örneği bırakmasını engelleyen astarlı örnek alıcılar da kullanılmaktadır.



Şekil 1.4. Boyuna yarık tüpün boyutları (Clayton vd., 1995)

Deney esnasında alınan örnekler örselenmiş örneklerdir ve bu örneklerden, zemin tipi ve sınıfı belirlenir.

Sürme Pabucu: Genel olarak uygulamada örnek alıcının ucunda standart açık kesitli pabuç kullanılmaktadır. Bu pabuç yerine, çakıllı-bloklu granüler zeminlerdeki uygulamalarda 60° açılı deliksiz konik pabuç kullanılmaktadır. Clayton (1993), konik pabucun penetrasyon direncini yaklaşık iki katına çıkardığını iddia ederek, kullanılmamasını önermiştir. Standart açık ve deliksiz konik pabuçlar Şek. 1.4'te gösterilmiştir.

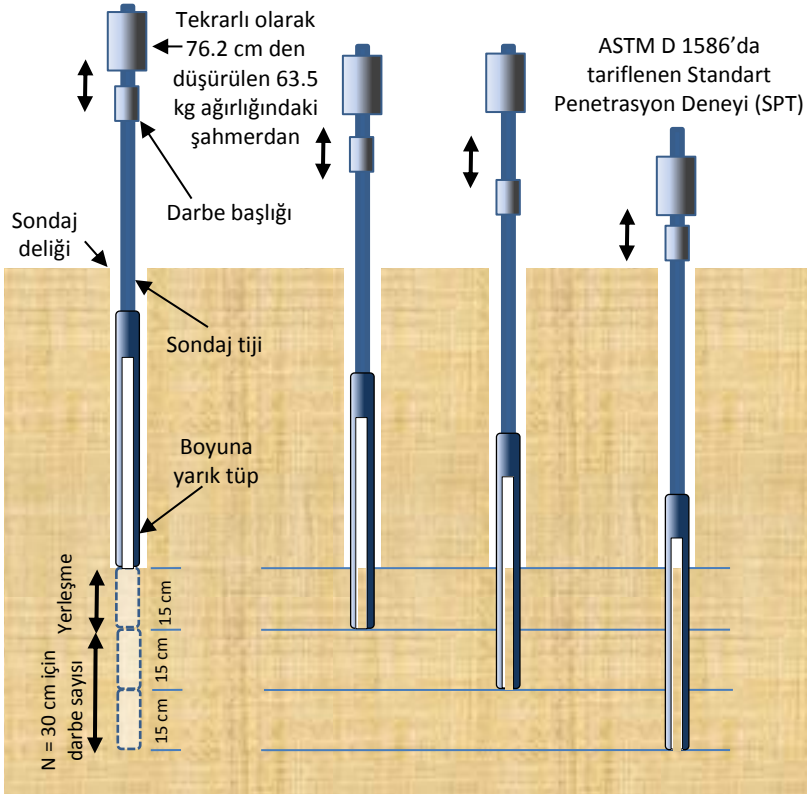
1.3. SPT Yapım Yöntemi

Deney, standart boyutlara sahip boyuna yarık tüpün (*split spoon sampler*) 63.5 kg ağırlığında bir şahmerdanın 76.2 cm'den serbestçe düşürülmesi sonucu tatbik edilen dinamik enerji ile zemine çakılması esasına dayanmaktadır.

Bu deney için bir sondaj delgisi gereklidir. Sondaj delgisinin tabanı iyice temizlendikten sonra deney derinliği 0.030 m hassasiyet ile kaydedilir. Sondaj tijlerine SPT tüpü sabitlendikten sonra tüp tabana yumuşak bir şekilde düşürülmeden indirilir. Tij üzerinde üç adet 15 cm'lik ilerleme adımı işaretlenir. Her 15 cm'lik penetrasyon aşaması için şahmerdanın darbe (serbest düşü) sayısı belirlenir. Sert zeminlerde, ardarda üç 15 cm ilerleme aşamasından bir tanesinde, 50 darbeye 15 cm penetrasyon gerçekleşmez ise deney durdurulur ve refü değerine ulaşıldığı şeklinde yorumlanır. Bu durum 50 darbe/penetrasyon miktarı olarak not edilir. Bazı uygulamalarda 100 darbeye ulaşıldığında 300 mm'den daha az ilerleme kaydedilmiş ise deney sonlandırılır. Eğer 10 darbe sonrasında hiç ilerleme kaydedilmemiş ise yine deneye son verilir.

İlk 15 cm'lik penetrasyon yerleşme aşaması olarak tanımlanmakta ve bu penetrasyon için gerekli darbe sayısı delgi tabanında oluşabilecek örselenmeler nedeniyle dikkate alınmamaktadır. İkinci ve üçüncü 15 cm'lik penetrasyon için gerekli darbe sayıları toplanarak; bu değer Standart Penetrasyon Sayısı, N , değeri olarak kaydedilir. Deney sondaj içerisinde genellikle 1.5 m'de bir adet

olmak üzere tekrarlanır. Deneyin, maksimum dane boyunun örnek alıcının yarıçapından daha büyük olan zeminler için uygulanması tavsiye edilmemektedir. Standart penetrasyon deney aşamaları Şek. 1.5'te verilmiştir.



Şekil 1.5. Standart penetrasyon deneyi aşamaları (FHWA, 2002b)

1.4. SPT-N Değerini Etkileyen Faktörler ve Olası Hatalar

Deney yapımı esnasında genel olarak operatörden veya standartlara uyulmamasından kaynaklanan hatalar oluşmaktadır. Bu hatalar deney sonuçlarını önemli ölçüde etkileyebilmektedir. NAVFAC DM-7.1 (1982)'de, deney öncesinde ve esnasında yapılan olası hatalar ve bu hataların SPT-N değeri üzerindeki etkileri Tablo 1.3'te özetlenmiştir.

Tablo 1.3. SPT-*N* değerlerini etkileyebilecek faktörler (NAVFAC DM-7.1, 1982)

Faktörler	SPT-<i>N</i> değerleri üzerindeki etkileri
Sondaj deliğinin iyi temizlenmemesi	Orjinal zemine sondaj çamurunun karışmasından dolayı doğru sonuçlar alınamamaktadır. Çamur örnek alıcıyı tıkayabilir ve SPT- <i>N</i> değerleri artabilir.
Boyuna yarık tüpün örselenmemiş zemine tam olarak oturmaması	SPT- <i>N</i> değerleri yanıltıcıdır.
Boyuna yarık tüpün muhafaza borusu tabanının üzerinden sürülmesi	Kumlu zeminlerde SPT- <i>N</i> değerleri artarken, kohezyonlu zeminlerde azalır.
Sondaj kuyusu içerisinde yeterli hidrostatik seviyenin sağlanamaması	Kumda açılan sondaj kuyusunun içerisindeki piyezometrik seviye ile yeraltı suyu tablası seviyesi aynı olmalıdır. Aksi taktirde, sondaj kuyusu tabanındaki kum gevşer ve kaynama olabilir. Sonuç olarak ölçülen SPT- <i>N</i> değerleri daha düşüktür.
Operatörün dikkati	Operatörün deney prosedürünü her aşamada aynı ve doğru olarak uygulaması gereklidir. Operatörün eğitim seviyesi ve ciddiyeti, deney esnasında çalışma koşullarındaki çevresel/iklimsel koşullardaki zorluklar deney sonuçlarını etkilemektedir.
Örnek ağzının granüler bir zeminle (çakıl gibi) tıkanması	SPT- <i>N</i> değerleri olması gerekenden yüksektir.
Muhafaza borusunun tıkanması	Hidrostatik basınç kumun muhafaza borusu içinde yükselmesine sebep olur ve muhafaza borusu tıkanabilir. Su tablasının altındaki gevşek kumlarda kaydedilen SPT- <i>N</i> değerleri artar.

Tablo 1.3. (devamı)

Faktörler	SPT-N değerleri üzerindeki etkileri
Muhafaza borusunun önünün fazla yıkanması	Sıkı kumlarda SPT-N değerlerini düşürür.
Sondaj yöntemi	Değişik sondaj yöntemleri (örn.: muhafaza borusu veya bentonit bulamacı ile açılan delgiler) ile yapılan deneylerde farklı SPT-N değerleri kaydedilir.
Şahmerdanın serbest düşüşünün gerçekleşmemesi	Halatın dönen tambur etrafında 1.5 turdan fazla dolanması durumunda, serbest düşüş engellenmektedir. Ölçülen SPT-N değerleri olması gerekenin üzerindedir.
Şahmerdanın çakma başlığı üzerine eksantrik olarak çarpması	Darbe enerjisi düştüğünden, ölçülen SPT-N değerleri olması gerekenin üzerindedir.
Kılavuz tijinin kullanılmaması	Ölçülen SPT-N değerleri yanıltıcıdır.
Boyuna yarık tüpün ucunda düzgün bir pabucun kullanılmaması	Eğer pabuç hasarlı ise, açıklık azalabilir veya uç alanı genişleyebilir, SPT-N değerleri artabilir.
Standartlarda belirtilen değerlerden daha ağır tijlerin kullanılması	Daha ağır tijler daha çok enerji sönmelenmesine yol açar. Dolayısıyla kaydedilen SPT-N sayısı gerçek değerinin üzerindedir.
Darbe sayısının ve penetrasyon miktarının doğru kaydedilmemesi	Ölçülen SPT-N değerleri yanıltıcıdır.
Sondaj kuyusu açma yöntemlerindeki yanlışlıklar	Sondaj esnasında zeminin ciddi anlamda örselenmesi durumunda, kaydedilen SPT-N değerleri yanıltıcıdır.
Çok geniş çaplı sondaj kuyularında SPT yapılması	100 mm çaptan daha geniş sondaj kuyuları önerilmemektedir. Daha geniş çaplı sondaj kuyularında, ölçülen SPT-N değerleri olması gerekenin altındadır.

1.5. SPT- N için Düzeltmeler

Daha önce belirtildiği gibi deney düzeneğindeki farklılıklar ölçülen arazi N değerlerini etkilemektedir. Ayrıca siltli kum ve ince kum zeminlerde penetrasyon esnasında yükselen boşluk suyu basınçları darbe sayılarını değiştirmektedir. Bu nedenlerle deney sonuçlarının yorumlanması öncesinde SPT- N değerlerinde bir seri düzeltmeler yapılması gereklidir. Bu düzeltmeler aşağıda açıklanmaktadır.

(a) Siltli Kum/İnce Kum Düzeltmesi: Siltli kum düzeltmesi bazı kaynaklarda hacimsel genleşme (*dilatancy*) düzeltmesi olarak da anılmaktadır. Dinamik yüklemelere maruz kalan suya doygun siltli veya ince dane oranı yüksek kumlu zeminlerde düşük geçirgenlikten dolayı su aniden drene edilememekte ve boşluk suyu basınçları yükselmektedir. Drene olmayan suyun varlığı zeminin mukavemetini geçici olarak arttırmakta ve SPT- N değerini yanıltıcı olarak yükseltmektedir. Bu nedenle N değerlerine, aşağıdaki koşulların tamamı geçerli olması durumunda siltli kum düzeltmesi yapılır:

- i. Deney yeraltı suyu seviyesi altında yapılmış ise
- ii. Deneyin yapıldığı zemin türü ince kum veya siltli kum ise
- iii. $N > 15$ darbe / 30 cm ise

Siltli kum düzeltmesi Bağintı (1.1) kullanılarak yapılır (Terzaghi ve Peck, 1948).

$$N' = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \quad (1.1)$$

Burada; N' : siltli kum düzeltmesi yapılmış SPT- N değeridir.

(b) Enerji Düzeltmesi: SPT tüpüne uygulanan dinamik enerji her darbe için 63.5 kg ağırlığındaki bir kütlenin 76.2 cm'den düşürülmesi olarak standartlaştırılmış olmakla birlikte, deney esnasında yapılan ölçümler tüpün ucuna transfer edilen enerjinin, tatbik edilen 473.4 Jül enerjinin %40'larına kadar inebildiğini

göstermiştir. Enerji kayıplarının başlıca nedenleri aşağıda sıralanmıştır (Skempton, 1986; Clayton vd., 1995):

- Tij ve şahmerdanların ağırlığı tarafından sönmölen enerji
- Şahmerdanın örsö çarpması sonucu açığa çıkan ısı ve ses enerjisi
- Tijlerin eğilmesi veya atalet momenti küçük tijlerin kullanımı
- Değişik şahmerdan parçaları arasında, halatların sürtündüğü yüzeylerdeki enerji kayıpları

Yapılan enerji ölçümleri, kullanılan şahmerdan ve düşürme mekanizmasına bağılı olarak deney düzeneğinden delgi tabanına aktarılan enerji seviyelerinin değişken olduğunu göstermiştir. Sonuçta SPT-N değerlerine bir enerji düzeltmesi yapılması öngörölmüştür. Enerji düzeltmelerinde, emniyetli şahmerdan sisteminde elde edilebilen %60 enerji transferi standart olarak alınmış, ve diğör sistemlerdeki enerji transfer değerlerine oranlanmıştır. Farklı ölkelerde kullanılan farklı sistemlerdeki enerji oranları Tablo 1.4'te verilmektedir.

Ölkemizde son zamanlarda emniyetli tip şahmerdanlar kullanılmaya başlanmış olsa da, halen yaygın olarak halka tipi şahmerdan, kedibaşı ve iki tur dolama sistemi kullanılmaktadır. Tablo 1.4'te göröldüğü gibi bu sistemde enerji oranı %45'tir. Tablo 1.4 incelendiğinde enerji oranlarının %43 ila %85 aralığında değiştiğı, dolayısıyla enerji düzeltmesi yapılmadığı durumda SPT-N değerlerinde iki kat mertebesinde farklılıklar ortaya çıkabildiğı anlaşılmaktadır.

Zeminde yeterli penetrasyonu sağlamak için gerekli darbe sayısı ile SPT tüpüne iletilen enerji ters orantılı olup, iki farklı enerji ileten sistem arasındaki oran Bağıntı (1.2)'de verilmiştir (Clayton vd., 1995).

$$N_x/N_y = E_y/E_x \quad (1.2)$$

Buna göre kullanılan şahmerdan ve şahmerdan düşürme mekanizmasına bağlı olarak ortalama enerji oranı E_y ve arazide kaydedilen SPT- N değerleri N_y ise, E_x enerji oranı için hesaplanacak N_x değeri Bağıntı (1.3)'ten elde edilmektedir.

$$N_x = N_y * \left(\frac{E_y}{E_x} \right) = N_y * C_E \quad (1.3)$$

Burada; C_E : iki farklı sistemin Tablo 1.4'ten alınan enerji transferlerinin oranıdır.

Tablo 1.4. Şahmerdan ve düşürme mekanizmasına bağlı enerji oranları (Clayton vd., 1995)

Ülke	Şahmerdan Tipi	Şahmerdan Düşürme Mekanizması	Enerji Oranı, E_R (%)
Arjantin	Halka	Kedibaşı	45
Brezilya	İğneli Ağırlık	Elle bırakmalı	72
Çin	Otomatik Halka	Elle dolamalı	60
	Halka	Serbest bırakma	55
	Halka	Kedibaşı	50
Kolombiya	Halka	Kedibaşı	50
Japonya	Halka	Tombi	78 – 85
	Halka	Kedibaşı, 2 tur+özel salıverme	65, 67
İngiltere	Otomatik	Gitgel	73
ABD	Emniyetli	Kedibaşı, 2 tur	55 – 60
	Halka	Kedibaşı, 2 tur	45
Venezuela	Halka	Kedibaşı	43

(c) Delgi Çapı, Tüp Tipi, Tij Uzunluğu ve Darbe Hızı için Düzeltmeler: SPT- N değerlerine delgi çapına, standart penetrasyon tüpünde astar olup olmasına, darbe vuruş hızına ve deney yapılan derinlikteki tij uzunluğuna bağlı olarak düzeltme faktörleri uygulanmaktadır. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen bu düzeltme faktörleri Tablo 1.5'te özetlenmiştir.

(d) Örtü Yükü Düzeltmesi: Zeminin homojen, derinlikle değişmeyen birim ağırlık ve su içeriğine sahip olması durumunda SPT- N değerleri derinlikle artmaktadır. Bunun nedeni derine inildikçe örtü yükü gerilmelerinin (*overburden stress*) artması, dolayısıyla da deneyin daha yüksek düşey ve yatay çevre basınçları altında gerçekleştirilmesidir. Sonuçta aynı penetrasyonu sağlayan darbe sayısı artmaktadır. Örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT- N değeri N_1 olarak gösterilmektedir.

Aynı özellikteki zemini derinlikten bağımsız tek bir standart penetrasyon N değeri ile tanımlamak amacıyla örtü yükü etkisi için bir düzeltme faktörü (C_N) uygulanmaktadır. Bu faktörün tanımında efektif örtü yükünün (σ'_{v0}) yaklaşık 100 kN/m² olduğu derinliklerde $C_N = 1.0$ olarak tanımlanmakta, daha düşük örtü yüklerinde $C_N > 1.0$, ve daha yüksek örtü yüklerinde $C_N < 1.0$ değerleri uygulanmaktadır.

Örtü yükü düzeltmesi, deney esnasında zemin davranışının drenajsız koşulda olduğu gerekçesiyle, kohezyonlu zeminlerde uygulanmamalıdır.

Örtü yükü düzeltme faktörleri için önerilmiş değişik yöntemler vardır. Tablo 1.6'da tanımlanan faktörler yaygın olarak kabul görmüş yaklaşımlardır.

Bazaraa (1967), Seed (1979) ve Liao ve Whitman (1986) tarafından önerilen bağıntıların karşılaştırmalı gösterimi Şek. 1.6'da verilmiştir. Örtü yükü düzeltme faktörü değerlerinin pratikteki uygulama derinlikleri içerisinde 0.5 ila 2.0 aralığında değiştiği anlaşılmaktadır. Canadian Design Manual (1994) somut gerekçesi olmadığı koşullarda maksimum C_N değerinin 1.5 olarak alınmasını önermektedir.

Şekil 1.6 incelendiğinde önerilen C_N değerleri arasında önemli farklar olmadığı anlaşılmaktadır. Yazarlar, Liao ve Whitman (1986) tarafından önerilen, $C_N = 9.78 * (1/\sigma'_{v0}(\text{kN/m}^2))^{0.5}$ bağıntısının kullanılmasını önermektedirler.

Tablo 1.5. Delgi çapı, tüp tipi, tij uzunluğu ve darbe vuruş hızı düzeltme faktörleri (Aggour ve Radding, 2001)

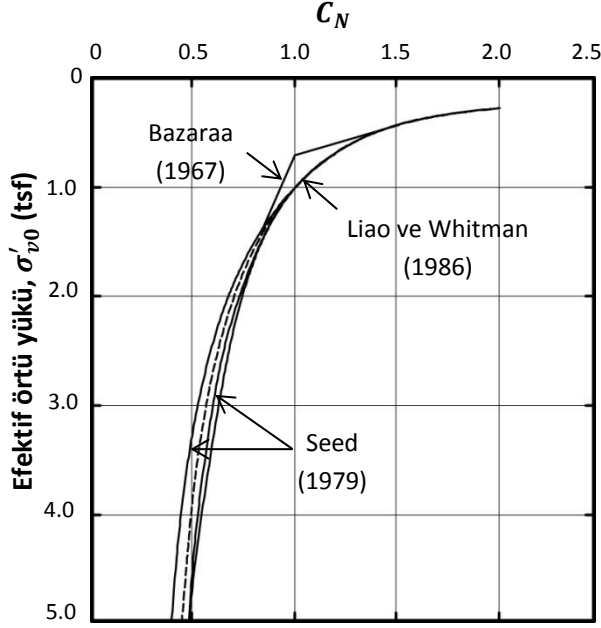
Değişkenler		Düzeltilme Faktörü				
		Semboller	Skempton* (1986)	Robertson ve Wride (1997)	McGregor ve Duncan (1998)	Bowles (1996)
Tij	> 30 m	C _R	1	< 1.0	1	1
Uzunluğu	10 – 30 m		1	1	1	1
	6 – 10 m		0.95	0.95	1	0.95
	4 – 6 m		0.85	0.85	1	0.85
	3 – 4 m		0.75	0.75	1	0.75
	0 – 3 m		0.75	-	0.75	0.75
Tüp	Astar olmayan örnek alıcı kullanılmış ise	C _S	1.2	1.1 – 1.3	-	1.0
	Standart tüp (astar olan) örnek alıcı :					
	Gevşek kum		1	1	-	0.9
	Sıkı kum ve kil		1	1	-	0.8
Delgi Çapı	60 – 120 mm	C _B	1	1	-	1
	150 mm		1.05	1.05	-	1.05
	200 mm		1.15	1.15	-	1.15
Darbe	20'den az ve 10-20 darbe/dk	C _{BF}	-	-	0.95	-
Vuruş Hızı	20'den fazla ve 10-20 darbe/dk		-	-	1.05	-

* Uygulamada genellikle Skempton (1986) faktörleri kullanılmaktadır.

Tablo 1.6. Örtü yükü düzeltme faktörleri (C_N)

Araştırmacılar		C_N
Teng (1962)		$\frac{50}{10 + \sigma'_{v0}(psi)}$
Bazaraa (1967)	$\sigma'_{v0} \leq 1.5$ ksf ise,	$\frac{4}{1 + 2\sigma'_{v0}(ksf)}$
	$\sigma'_{v0} > 1.5$ ksf ise,	$\frac{4}{3.25 + 0.5\sigma'_{v0}(ksf)}$
Peck vd. (1974)	Normal konsolide kum ve $\sigma'_{v0} \geq 0.25$ tsf ise,	$0.77 \log\left(\frac{20}{\sigma'_{v0}(tsf)}\right)$
Seed vd. (1976)		$1 - 1.25 \log(\sigma'_{v0}(tsf))$
Tokimatsu ve Yoshimi (1983)		$\frac{1.7}{0.7 + \sigma'_{v0}(kg/cm^2)}$
Skempton (1986)	Normal konsolide kum ve $D_r = \%40-60$ ise,	$\frac{2}{1 + \sigma'_{v0}(tsf)}$
	Normal konsolide kum ve $D_r = \%60-80$ ise,	$\frac{3}{2 + \sigma'_{v0}(tsf)}$
Liao ve Whitman (1986)	Normal konsolide kumlarda ise,	$9.78 \times \left(\frac{1}{\sigma'_{v0}(kN/m^2)}\right)^{0.5}$

Not: $psi = lb/in\check{c}^2$, $ksf = kip/ft^2$, $tsf = ton/ft^2$ ve $kPa = kN/m^2$ olup;
 $1 kg/cm^2 \cong 100 kN/m^2 \cong 1 tsf \cong 2 ksf \cong 14 psi$ 'dir.



Şekil 1.6. σ'_{v0} - C_N ilişkisi (Liao ve Whitman, 1986)

Sonuç olarak geoteknik tasarımda kullanılacak N değerlerine Bağıntı (1.4)'te tanımlanan düzeltme faktörleri uygulanmalıdır.

$$(N_1)_E = N * C_E * C_N * C_B * C_S * C_R * C_{BF} \quad (1.4)$$

Burada; $(N_1)_E$: düzeltilmiş darbe sayısı, N : gereği halinde Bağıntı (1.1)'deki yeraltı suyu düzeltmesi uygulanmış değer, C_E : enerji düzeltme faktörü, C_N : örtü yükü düzeltme faktörü, C_B : delgi çapı düzeltme faktörü, C_S : tüp tipi düzeltme faktörü, C_R : tij uzunluğu düzeltme faktörü ve C_{BF} : darbe hızı düzeltme faktörüdür.

Geoteknik parametrelerin elde edildiği birçok korelasyonda % 60 enerji oranına göre düzeltilmiş SPT- N değeri kullanıldığından, $(N_1)_{60}$ değeri Bağıntı (1.5) kullanılarak elde edilir.

$$(N_1)_{60} = N * \frac{E_R}{60} * C_N * C_B * C_S * C_R * C_{BF} \quad (1.5)$$

Burada, $(N_1)_{60}$: %60 enerji ve örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT değeri ve E_R : Tablo 1.4'te verilen enerji oranıdır. Örtü yükü düzeltmesi (C_N) uygulanmamış SPT değeri, N_{60} sembolü ile gösterilmektedir.

1.6. SPT – Zemin Parametreleri Korelasyonları

Standart penetrasyon deneyinin ilk uygulandığı yıllardan itibaren zemin parametreleri ile SPT dirençleri arasında korelasyonlar oluşturulmaya çalışılmış ve bu doğrultuda günümüz literatüründe çok sayıda ampirik bağıntı önerilmiştir. Ancak önerilen korelasyonlardaki verilerin genel davranıştan sapmaları, bir anlamda standart sapmaların mertebesi, korelasyonların ne derece geçerli olduğunun sorgulanmasını gerektirmektedir. Literatürde verilen korelasyonlarda çoğunlukla standart sapma veya regresyon katsayısı değerleri yer almamaktadır, ve kullanılan bağıntının gerçek zemin özelliklerini hangi hata payı ile temsil ettiği değerlendirilememektedir. Bu nedenle yazarlar mümkün olduğunca veri tabanını yansıtan korelasyonları sunmaya özen göstermişlerdir.

Diğer taraftan, önerilen korelasyonlar genellikle belli bir coğrafyada yer alan zeminler için türetilmiştir. Farklı bölgelerde bu korelasyonların kullanılması durumunda bölgesel farklılıkların etkisi olabileceği dikkate alınmalıdır.

Güncel olarak türetilen ampirik bağıntılarda (1970 sonrası) çoğunlukla SPT enerji seviyeleri belirtilmektedir. Daha önce geliştirilen korelasyonlarda (1970 öncesi) SPT enerji seviyeleri tanımlanmamış olup bu korelasyonlar kullanılırken, enerji seviyesinin %50 veya %55 mertebesinde olduğu varsayılabilir.

Yazarların önerisi, herhangi bir parametrenin belirlenmesi aşamasında, mevcut tüm korelasyonlar kullanılarak, parametrenin hangi aralıkta değişebileceğinin ortaya konması ve tüm değerler dikkate alınarak bir mühendislik yorumuyla parametre seçiminin yapılmasıdır.

1.6.1. SPT – Zemin Sınıflandırması

Tablo 1.7’de, Clayton (1993) tarafından önerilen zemin ve kayalar için SPT- N değerine bağlı basit bir sınıflandırma örneği olarak verilmiştir.

Tablo 1.7. SPT- N değerine bağlı zemin ve kaya sınıflandırması (Clayton, 1993)

Zemin Türü	SPT-N	Zemin Sınıflandırması
Kum	$(N_1)_{60}$	0 – 3 Çok gevşek
		3 – 8 Gevşek
		8 – 25 Orta sıkı
		25 – 42 Sıkı
		42 – 58 Çok sıkı
Kil	N_{60}	0 – 4 Çok yumuşak
		4 – 8 Yumuşak
		8 – 15 Sıkı
		15 – 30 Katı
		30 – 60 Çok katı
		> 60 Sert
Zayıf kaya	N_{60}	0 – 80 Çok zayıf
		80 – 200 Zayıf
		> 200 Orta derecede zayıftan çok serte kadar

1.6.2 Kohezyonsuz Zeminler

1.6.2.1. SPT – Bağıl Yoğunluk (D_r)

Bağıl yoğunluk (*relative density*), D_r , Bağıntı (1.6) ile tanımlanmakta olup kum zeminin doğal halde, en sıkı/en gevşek yerleşmesi durumuna oranla, konumunu yansıtmaktadır.

$$D_r = \frac{(e_{max} - e_n)}{(e_{max} - e_{min})} \quad (1.6)$$

Burada, e_{max} : kumun en gevşek konumdaki boşluk oranı, e_{min} : en sıkı konumdaki boşluk oranı ve e_n : doğal boşluk oranıdır.

Meyerhof (1957), penetrasyon direncinin bağıl yoğunluğun karesi ve efektif örtü yükü ile doğru orantılı olduğunu belirterek Bağintı (1.7)'yi önermiştir.

$$N = \left(17 + 24 \frac{\sigma'_{v0}}{98} \right) D_r^2 \quad (1.7)$$

Burada, σ'_{v0} : efektif örtü yükü (kN/m^2) ve D_r : bağıl yoğunluktur (ondalık birimde).

Gibbs ve Holtz (1957) SPT- N değeri, D_r ve zemin örtü yükü (σ'_{v0}) ilişkisini Şek. 1.7'de gösterildiği gibi tanımlamışlardır.

Şekil 1.7'de gösterilen ilişkinin analitik olarak Bağintı (1.8) ile temsil edildiği ifade edilmiştir.

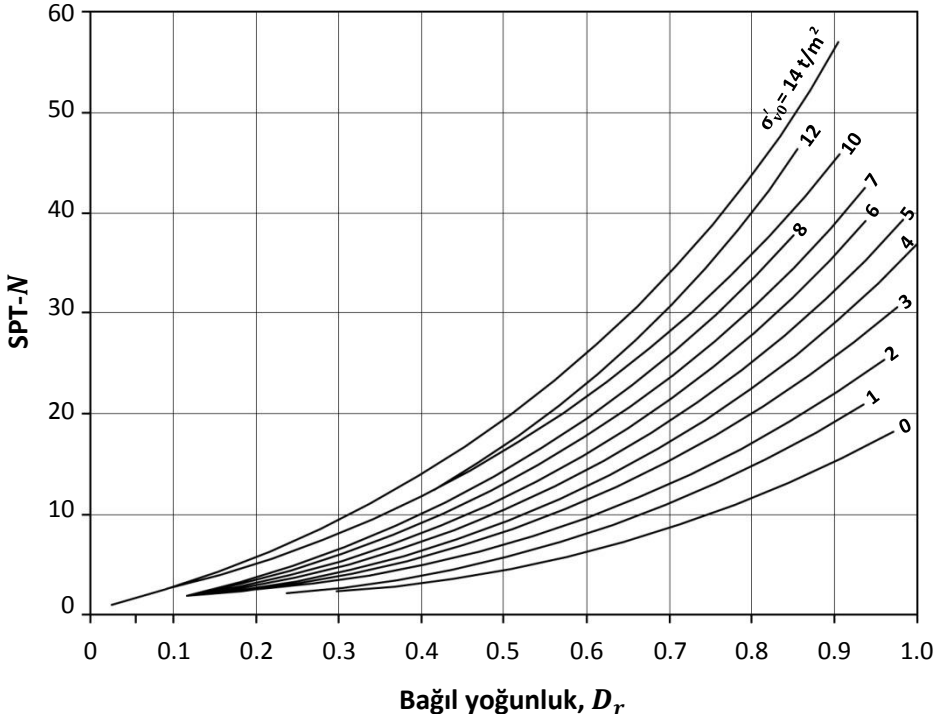
$$D_r \approx \left(\frac{N}{12\sigma'_{v0} + 17} \right)^{0.5} \quad (1.8)$$

Burada, σ'_{v0} : efektif örtü yüküdür (ton/m^2).

Terzaghi ve Peck (1967), SPT- N değeri ile D_r ilişkisini, genel bir yaklaşımla, Tablo 1.8'deki gibi tanımlamışlardır.

Tablo 1.8. SPT- N - D_r ilişkisi (Terzaghi ve Peck, 1967)

<i>SPT-N aralığı</i>	<i>Bağıl Yoğunluk</i>	<i>D_r (%)</i>
0 – 4	Çok gevşek	0 – 15
4 – 10	Gevşek	15 – 35
10 – 30	Orta sıkı	35 – 65
30 – 50	Sıkı	65 – 85
> 50	Çok sıkı	85 – 100



Şekil 1.7. SPT- N – D_r – σ'_{v0} ilişkisi (Gibbs ve Holtz, 1957)

Skempton (1986) tarafından önerilen $SPT-(N_1)_{60}$ değeri ile D_r arasındaki ilişki Bağıntı (1.9) verilmiştir.

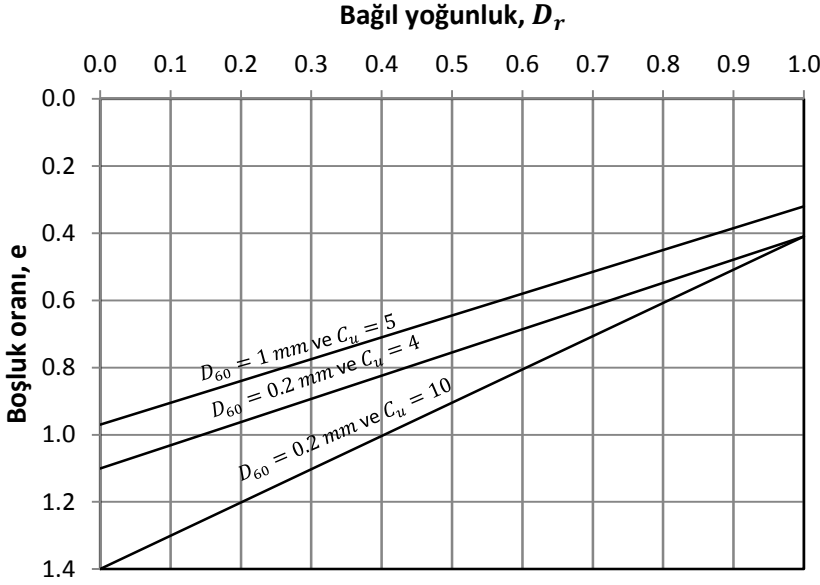
$$D_r(\%) = 100 \left(\frac{(N_1)_{60}}{0.28\sigma'_{v0} + 27} \right)^{0.5} \quad (1.9)$$

Burada, σ'_{v0} : efektif örtü yükü (kN/m^2).

Jamilowski vd. (1988) tarafından önerilen SPT- N değeri ile D_r arasındaki ilişki Bağıntı (1.10)'da verilmiştir. Bu bağıntı $D_r > \%35$ için verilmiş olup, N_{60} değeri iri kumlarda 0.92, ince kumlarda 1.08 faktörleri ile çarpılmalıdır.

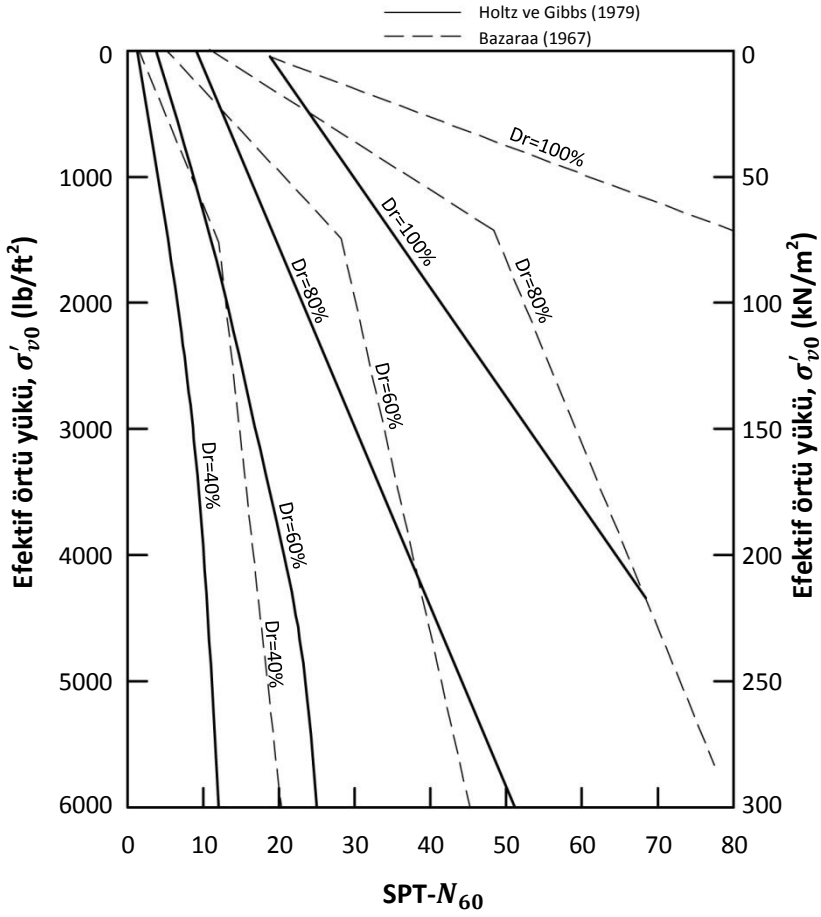
$$D_r(\%) \approx 100 \left(\frac{N_{60}}{60} \right)^{0.5} \quad (1.10)$$

Özellikle kumlarda derin sıkıştırma tasarımında kullanılmak üzere Aboshi vd. (1991) tarafından önerilen bağıl yoğunluk (D_r) – boşluk oranı (e) ilişkisi Şek. 1.8’de verilmektedir. Şekil 1.8’de, C_u : üniformluk katsayısıdır ve D_{60} : danelerin %60’ının küçük olduğu dane boyutudur.



Şekil 1.8. D_r – e ilişkisi (Aboshi vd., 1991)

Coduto (2000), önerilen korelasyonlar arasında önemli farklılıklar olduğuna dikkat çekerek Holtz ve Gibbs (1979) ve Bazaraa (1967) tarafından önerilen korelasyonlardaki farklılıkları Şek. 1.9’da göstermiştir.



Şekil 1.9. Bazaraa (1967) ve Holtz ve Gibbs (1979) korelasyonlarının karşılaştırması (Coduto, 2000)

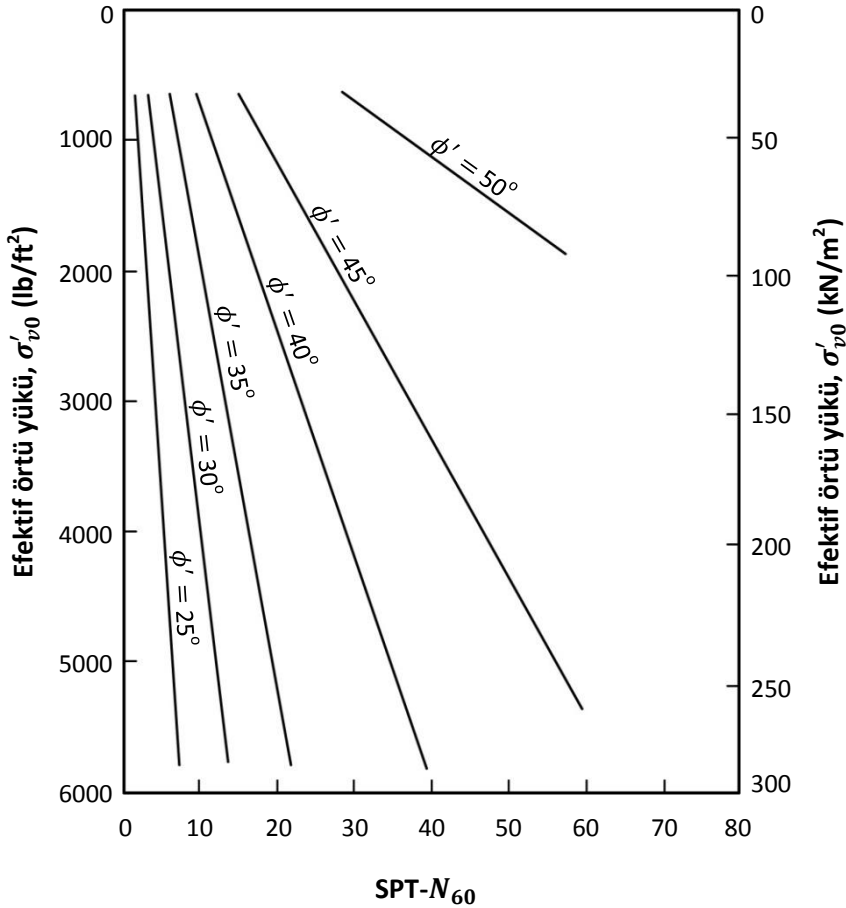
Cubrinovski ve Ishihara (1999), $SPT-N_1$ - D_r - D_{50} arasındaki ilişkiyi Bağını (1.11) ile tanımlamışlardır.

$$N_1/D_r^2 = 9 * \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)^{-1.7} \quad (1.11)$$

Burada; D_{50} : danelerin %50'sinin küçük olduğu dane boyutu ve D_r : bağlı yoğunluktur (ondalık birimde).

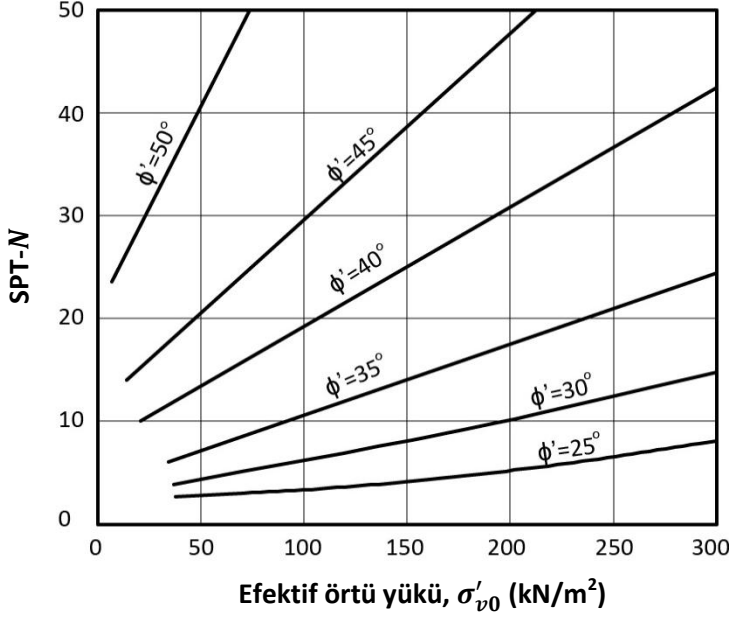
1.6.2.2. SPT – Kayma Direnci Açısı (ϕ')

DeMello (1971), SPT- N ile ϕ' arasındaki ilişkinin efektif örtü yüküne bağlı olduğunu dikkate alarak, σ'_{v0} , SPT- N_{60} ve ϕ' arasında Şek. 1.10'da gösterilen korelasyonu önermiştir.



Şekil 1.10. σ'_{v0} - SPT- N_{60} - ϕ' ilişkisi (De Mello, 1971)

Schmertmann (1975) tarafından önerilen σ'_{v0} - SPT- N - ϕ' arasındaki ilişki Şek. 1.11'de verilmiştir.



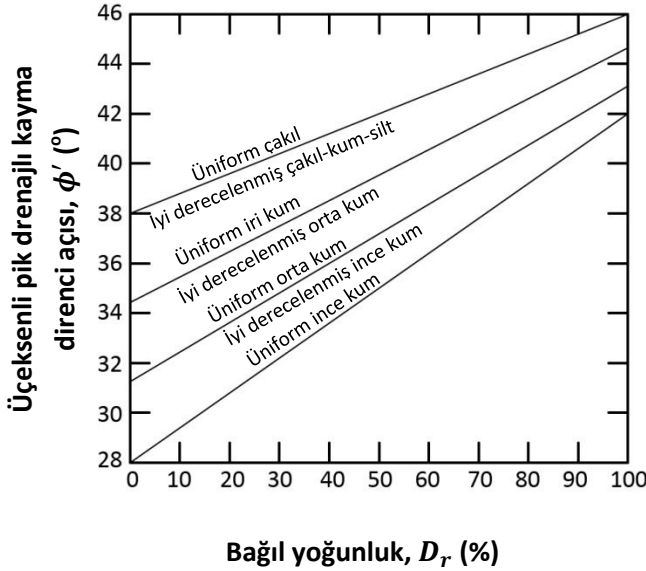
Şekil 1.11. σ'_{v0} - SPT- N - ϕ' ilişkisi (Schmertmann, 1975)

Kulhawy ve Mayne (1990), Şek. 1.11'de verilen korelasyonun yaklaşık olarak Bağntı (1.12) ile de temsil edilebileceğini ifade etmiştir.

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{N}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0.34} \quad (1.12)$$

Burada; p_a : atmosferik basınç olup $\cong 100 \text{ kN/m}^2$ 'dir.

Benzer bir yaklaşımla Schmertmann (1975) bağıl yoğunluk (D_r) ile kayma direnci açısı (ϕ') arasında Şek. 1.12'de gösterilen korelasyonu önermiştir.

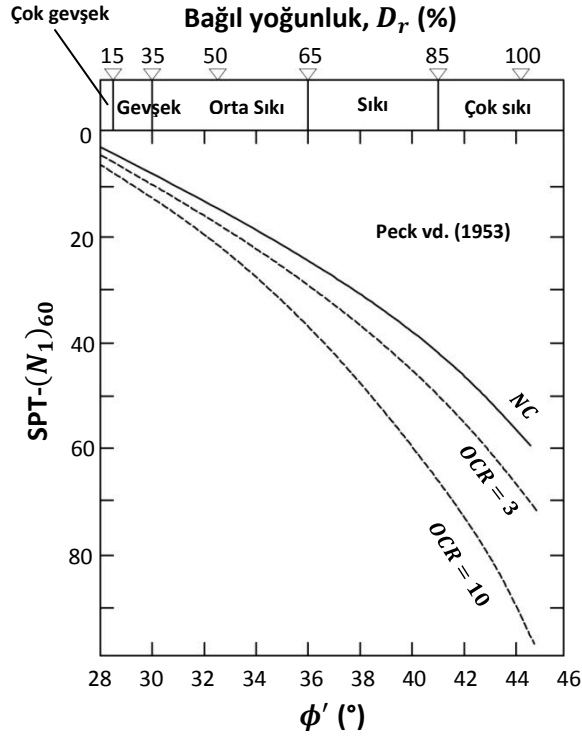


Şekil 1.12. D_r - ϕ' ilişkisi (Schmertmann, 1975)

Peck vd. (1974) tarafından önerilen N - ϕ' korelasyonu, Stroud (1988) tarafından $(N_1)_{60}$ düzeltilmesi yapılarak yeniden düzenlenmiştir. Şekil 1.13'te gösterilen bu düzenlemede ayrıca SPT- $(N_1)_{60}$ - ϕ' ilişkisinin aşırı konsolidasyon oranı (OCR) ile bağıntısı da yansıtılmıştır. Burada; NC normal konsolide zeminleri temsil etmektedir.

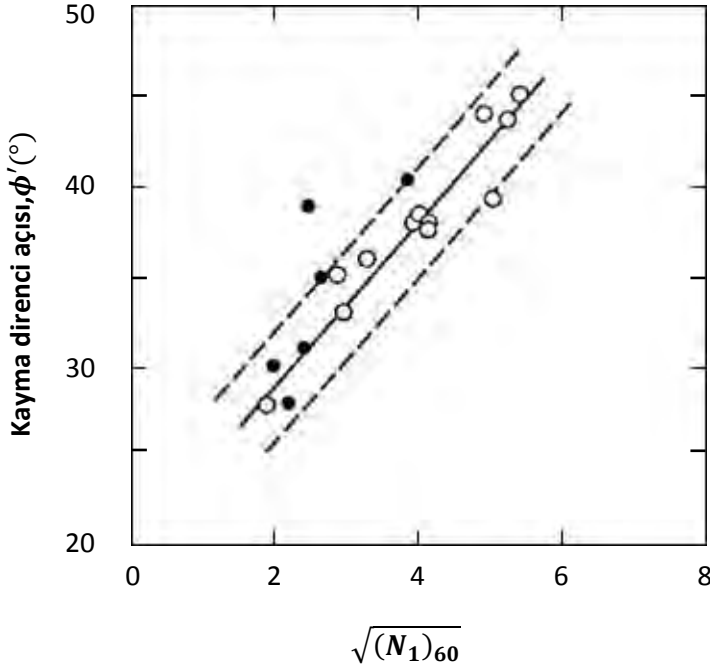
Bowles (1996), SPT- $(N_1)_{70}$ - bağıl yoğunluk (D_r) - kayma direnci açısı (ϕ') - doymun birim ağırlık (γ_s) arasındaki ilişkileri Tablo 1.9'da vermektedir. Bowles (1996) tarafından verilen bu tabloda önerilen ϕ' değerleri analitik olarak Bağıntı (1.13) ile de temsil edilebilmektedir. Bu bağıntıda D_r ondalık cinsindendir.

$$\phi' = 28^\circ + 15^\circ D_r (\mp 2^\circ) \quad (1.13)$$

Şekil 1.13. SPT- $(N_1)_{60}$ - ϕ' - OCR ilişkisi (Stroud, 1988)Tablo 1.9. SPT- $(N_1)_{70}$ - D_r - ϕ' - γ_s ilişkisi (Bowles, 1996)

Tanım	Çok gevşek	Gevşek	Orta sıkı	Sıkı	Çok sıkı
D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
$(N_1)_{70}$					
ince	1 – 2	3 – 6	7 – 15	16 – 30	-
orta	2 – 3	4 – 7	8 – 20	21 – 40	> 40
iri	3 – 6	5 – 9	10 – 25	26 – 45	> 45
ϕ'					
ince	26 – 28	28 – 30	30 – 34	33 – 38	< 50
orta	27 – 28	30 – 32	32 – 36	36 – 42	
iri	28 – 30	30 – 34	33 – 40	40 – 50	
$\gamma_s(kN/m^3)$					
	11 – 16	14 – 18	17 – 20	17 – 22	20 – 23

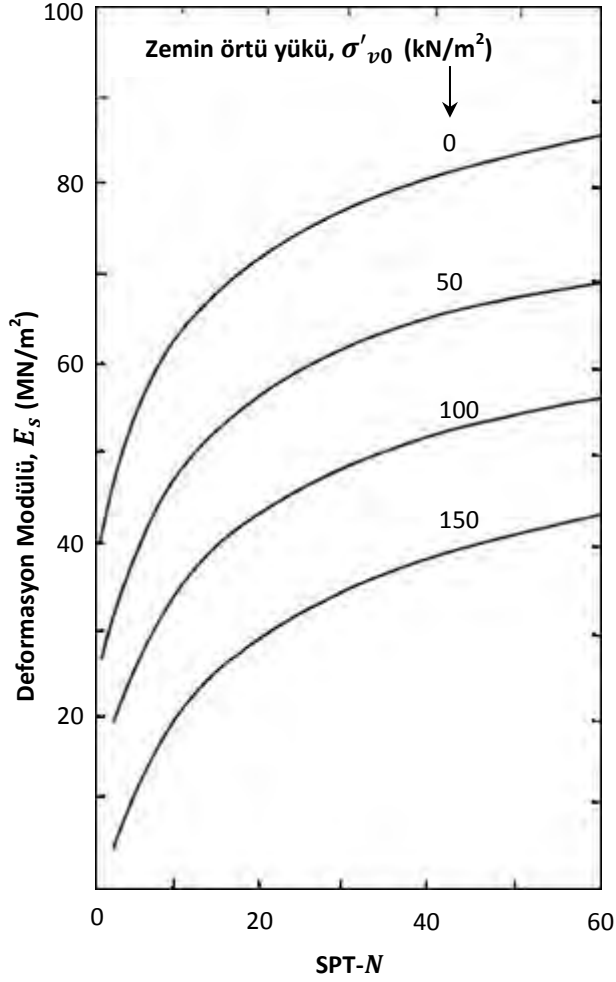
Hatanaka ve Uchida (1996) aldıkları yüksek kalitede dondurulmuş kum örnekleri üzerinde üçeksenli basınç deneyleri yaparak ϕ' değerlerini belirlemişler ve aynı sahadan elde edilen $SPT-(N_1)_{60}$ değerleri ile bağıntısını araştırmışlardır. Bu çalışmalar sonucu Şek. 1.14'te verilen korelasyonu önermişlerdir.



Şekil 1.14. $SPT-(N_1)_{60} - \phi'$ ilişkisi (Hatanaka ve Uchida, 1996)

1.6.2.3. SPT – Deformasyon Modülü (E_s)

Menzenbach (1967), Şek. 1.15'te $SPT-N - E_s$ ilişkisini efektif düşey gerilmenin fonksiyonu olarak vermiştir. Bu korelasyonda efektif düşey gerilmelerdeki artışın deformasyon modülü değerlerinde önemli azalmalara neden olduğu görülmektedir.



Şekil 1.15. SPT-N – E_s – σ'_{v0} ilişkisi (Menzenbach, 1967)

D'Appolonia vd. (1970) önceden yüklenmiş kumlarda SPT-N – E_m ilişkisinin Bağntı (1.14a) ile, normal konsolide kumlar için ise Bağntı (1.14b) ile temsil edilebileceğini belirtmiştir. Bu bağntılarda $E_m = E_s / (1 - \nu^2)$ olarak tanımlanmıştır ve tsf cinsindendir.

$$E_m(\text{tsf}) = \begin{cases} \text{önceden yüklenmiş kumlar:} & 420 + 10N_{ave} \\ \text{normal konsolide kumlar:} & 194 + 8N_{ave} \end{cases} \quad (1.14a)$$

$$(1.14b)$$

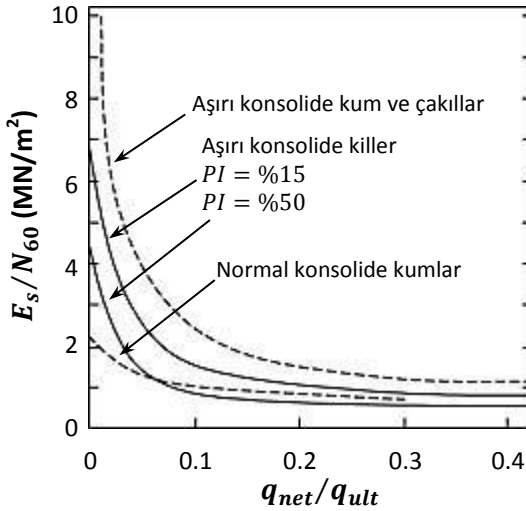
Burada; N_{ave} : temel altında, temel genişliği kadar kalınlıktaki tabakanın ağırlıklı ortalama SPT- N değeri ve ν : Poisson oranıdır.

Schultze ve Sherif (1973) ise kohezyonsuz zeminlere oturan temellerde ölçülen deplasmanların geri analizlerinden elde ettiği Bağıntı (1.15)'te verilen SPT- $N - E_s$ (kN/m²) korelasyonunu önermiştir.

$$E_s = 9.4 N^{0.87} \sqrt{B} \left(1 + 0.4 \frac{D}{B} \right) \quad (1.15)$$

Burada; B : temel genişliği (m) ve D : temel derinliğidir (m).

Stroud (1988) zengin bir veri tabanını değerlendirerek SPT- $N - E_s$ ilişkisinin zeminin nihai taşıma gücünün hangi oranda yüklenmesine bağlı olduğunu vurgulayarak, kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminlerde (efektif gerilmeler cinsinden) E_s değerleri için Şek. 1.16'da verilen korelasyonları önermiştir. Burada; q_{net} : net temel gerilmesi ve q_{ult} : zeminin nihai taşıma gücüdür. Taşıma gücü için kullanılan güvenlik sayısının genellikle 3 olduğu düşünülürse bu çalışmaya göre $E_s/N_{60} = 1 \text{ MN/m}^2$ mertebesinde olduğu söylenebilir.



Şekil 1.16. $E_s - \text{SPT-}N - (q_{net}/q_{ult})$ ilişkisi (Stroud, 1988)

Kulhawy ve Mayne (1990), kumlar için SPT- N değerlerinden yaklaşık E_s değerinin Bağıntı (1.16) ile tahmin edilebileceğini belirtmiştir.

$$E_s (kN/m^2) = \begin{cases} \text{Siltli, killi kumlar:} & 500N_{60} \\ \text{Temiz kumlar:} & 1000N_{60} \\ \text{Aşırı konsolide temiz kumlar:} & 1500N_{60} \end{cases} \begin{matrix} (1.16a) \\ (1.16b) \\ (1.16c) \end{matrix}$$

Bowles (1996) literatürde araştırmacılar tarafından değişik zemin türleri için önerilen SPT- $N_{55} - E_s$ korelasyonlarını Tablo 1.10'da özetlemiştir. Bu değerler normal konsolide kumlar için verilmiş olup önceden yüklenmiş kumlarda bu tablodaki değerlerin $(OCR)^{0.5}$ faktörü ile çarpılması önerilmiştir.

Tablo 1.10. SPT- $N_{55} - E_s$ bağıntıları (Bowles, 1996)

Zemin Türü	$E_s (kN/m^2)$
Normal konsolide kumlar	$500(N_{55} + 15)$ $7000\sqrt{N_{55}}$ $6000N_{55}$ $(15000 - 22000) \ln N_{55}$ $(2600 - 2900)N_{55}$
Suya doymuş kumlar	$250(N_{55} + 15)$
Çakıllı kumlar	$1200(N_{55} + 6)$ $N_{55} \leq 15$ için $600(N_{55} + 6)$ $N_{55} > 15$ için $2000 + 600(N_{55} + 6)$
Killi kumlar	$320(N_{55} + 15)$
Silt, kumlu silt, killi silt	$300(N_{55} + 6)$

FHWA (2002a) yayınında Tablo 1.11'deki bağıntılar önerilmektedir.

Tablo 1.11. SPT- N – E_s bağıntıları (FHWA, 2002a)

Zemin Türü	E_s (kN/m²)
Silt, kumlu silt, düşük kohezyonlu karışık zeminler	$400(N_1)_{60}$
Temiz ince-orta kum ve az siltli kum	$700(N_1)_{60}$
İri kum ve çakıllı kum	$1000(N_1)_{60}$
Kumlu çakıl	$1200(N_1)_{60}$

1.6.3. Kohezyonlu Zeminler

Standart penetrasyon deneyi esas olarak kohezyonsuz zeminlerdeki bir uygulamadır. Ancak deney yaygın olarak kohezyonlu zeminlerde de yapılmaktadır. Örselenmemiş örnek almanın mümkün olduğu durumlarda kohezyonlu zeminlerde kayma dayanımı ve sıkışabilirlik parametreleri mutlak surette zemin mekaniği laboratuvar deneyleri ile belirlenmelidir.

Kohezyonlu zeminlerde önerilen korelasyonlar herhangi bir nedenle laboratuvar deney sonuçlarının olmaması durumunda veya laboratuvar sonuçlarını kontrol etmek amaçlı kullanılmalıdır.

1.6.3.1. SPT – Drenajsız Kayma Dayanımı (c_u)

Terzaghi ve Peck (1967), kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma dayanımı ile SPT- N değeri arasındaki korelasyonu genel bir çerçevede Tablo 1.12'deki gibi vermişlerdir.

Kulhawy ve Mayne (1990), Tablo 1.12'deki ilişkinin kabaca $(c_u/p_a) = 0.06 N$ bağıntısına karşıt geldiğini ifade etmektedirler.

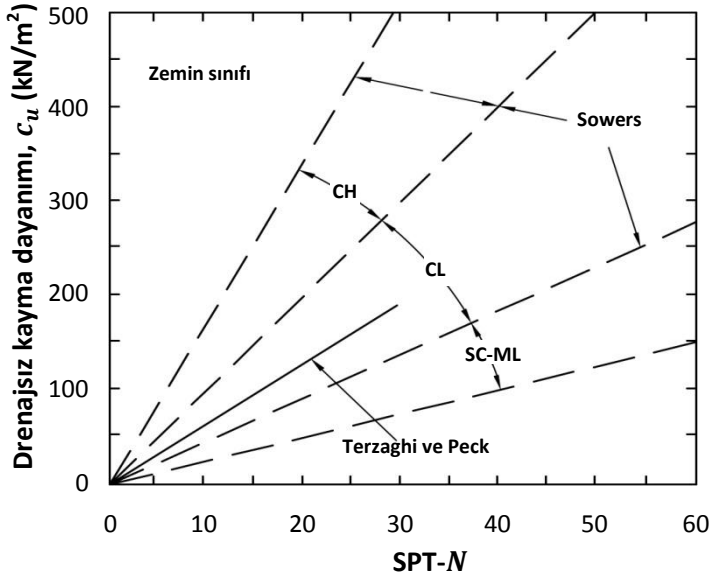
Tablo 1.12. SPT- N – c_u ilişkisi (Terzaghi ve Peck, 1967)

SPT- N	Kıvam	Yaklaşık c_u/p_a oranı
0 – 2	Çok yumuşak	$< 1/8$
2 – 4	Yumuşak	$1/8 – 1/4$
4 – 8	Orta katı	$1/4 – 1/2$
8 – 15	Katı	$1/2 – 1$
15 – 30	Çok katı	$1 – 2$
> 30	Sert	> 2

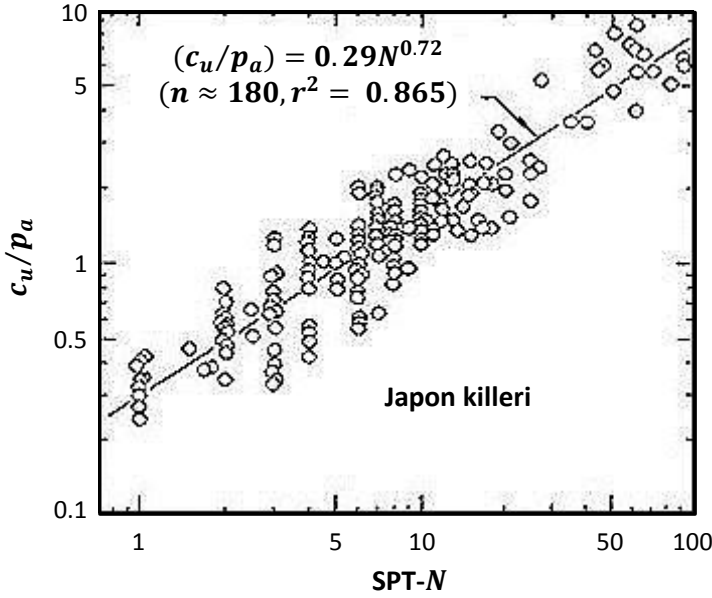
p_a : atmosferik basınç $\cong 100 \text{ kN/m}^2$

Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilen SPT- N – c_u korelasyonu Şek. 1.17’de gösterilmektedir. Aynı şekil üzerine Sowers (1979) tarafından önerilen, kilin plastiklik özelliklerini de dikkate alan, farklı bir korelasyon da eklenmiştir. Bu ilişki analitik olarak da Bağntı (1.17) ile de temsil edilebilmektedir.

$$c_u (\text{kN/m}^2) = \begin{cases} \text{Yüksek plastisiteli kil:} & 12.5 N \\ \text{Orta plastisiteli kil:} & 7.5 N \\ \text{Düşük plastisiteli kil:} & 3.75 N \end{cases} \quad \begin{matrix} (1.17a) \\ (1.17b) \\ (1.17c) \end{matrix}$$

Şekil 1.17. SPT- N – c_u ilişkisi (Terzaghi ve Peck, 1967 ve Sowers, 1979)

Hara vd. (1974) aynı SPT deney düzeneğini kullanarak ve laboratuvarında konsolidasyonsuz-drenajsız üçeksenli basınç deneyleri (UU) yaparak elde ettikleri 180 gözlemden oluşan veri tabanında, SPT- N ile c_u arasında uygun sayılabilecek bir korelasyon olduğunu göstermişlerdir (Şek. 1.18). Bu ilişki $(c_u/p_a) = 0.29 N^{0.72}$ bağıntısı ile de temsil edilmektedir.



p_a : atmosferik basınç $\cong 100 \text{ kN/m}^2$, n : gözlem sayısı, r : korelasyon katsayısı

Şekil 1.18. SPT- N – c_u ilişkisi (Hara vd., 1974)

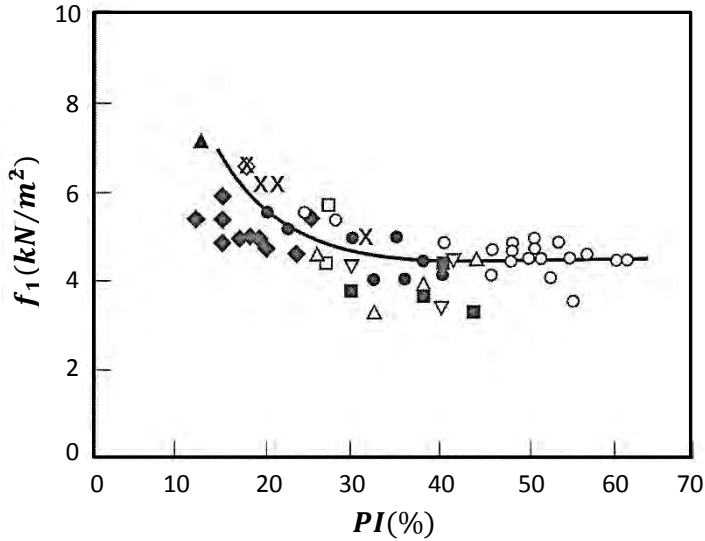
Stroud (1974) İngiltere’de 42 değişik sahada 1200 adet SPT- N değerinden oluşan bir veri tabanı oluşturmuştur. Bu çalışmada iyi kalitede 102 mm çaplı örselenmemiş örnekler alınarak konsolidasyonsuz-drenajsız üçeksenli basınç deneyleri (UU) yapılmış ve killerin drenajsız kayma dayanımları belirlenmiştir. Bu araştırmada killerin ve yumuşak kayaların plastisite indislerinin $PI = 25 - 60$, SPT- N değerlerinin $N_{60} = 10 - 80 \text{ darbe/30cm}$ ve de laboratuvar deneylerinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı değerlerinin $c_u = 25 - 500 \text{ kN/m}^2$ aralıklarında değiştiği rapor edilmiştir.

Bu araştırmalar sonucunda Stroud (1974), $SPT-N_{60}$ değeri ile c_u arasında geçerli bir korelasyonun var olduğunu, genel eğilimlerden oluşan aşırı sapmaların killerin fisürlü yapısından kaynaklandığını vurgulamıştır. $SPT-N_{60}$ değeri ile c_u ilişkisi şek. 1.19'da gösterilmektedir. Korelasyon,

$$c_u(kN/m^2) = f_1 * N_{60} \quad (1.18)$$

bağıntısı ile verilmektedir. Burada; f_1 faktörü kilin plastisite indisine bağlı olarak (artan PI değeri ile azalan) $4 - 6 kN/m^2$ aralığında değişmektedir. Stroud (1974) korelasyonu uygulamada yaygın olarak kullanılmaktadır. Aynı zamanda, bu ilişki yaklaşık olarak Bağıntı (1.19) ile de temsil edilebilmektedir.

$$c_u(kN/m^2) = \begin{cases} PI < 20 \text{ için:} & (6 - 7) N_{60} \\ 20 < PI < 30 \text{ için:} & (4 - 5) N_{60} \\ PI > 30 \text{ için:} & 4.2 N_{60} \end{cases} \quad \begin{matrix} (1.19a) \\ (1.19b) \\ (1.19c) \end{matrix}$$



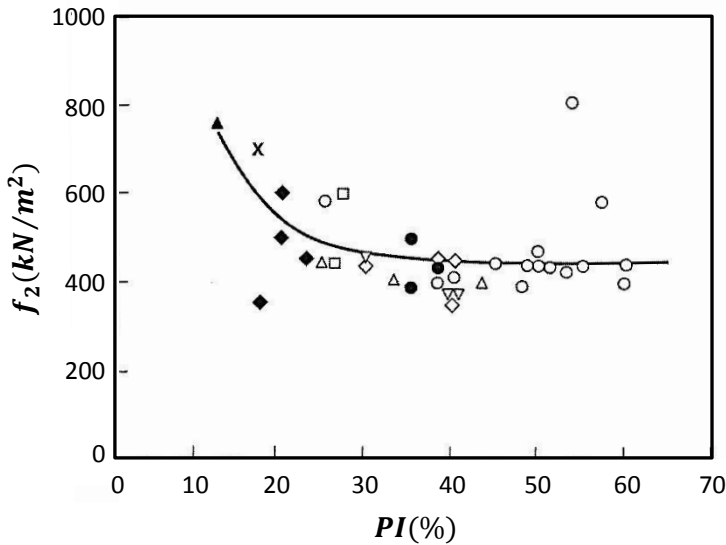
şekil 1.19. $SPT-N_{60} - c_u - PI$ ilişkisi (Stroud, 1974)

1.6.3.2. SPT – Odometrik Deformasyon Modülü (M)

Odometrik deformasyon modülü, tek eksenle yüklenen zeminin, yüklendiği yöne dik olan yönde sıfır birim deformasyon kabulünü esas alan, gerilme-deformasyon koşulundaki yüklemekten kaynaklanan aksel gerilmenin aksel birim deformasyona oranı olarak tanımlanmaktadır. Odometrik modül, laboratuvaroda odometre deneyinden elde edilmekte olup, geniş temeller altındaki kohezyonlu zeminlerin uzun dönemli deformasyon modülünü temsil etmektedir.

Stroud (1974), Bölüm 1.6.2.1’de detayları verilen araştırmalar kapsamında kohezyonlu zeminlerde hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) ile SPT değerleri arasındaki ilişki için Şek. 1.20’de verilen korelasyonu önermektedir. Burada; $m_v = 1/f_2 N_{60}$ olarak m^2/kN cinsinden tanımlanmıştır. Buna göre, killi zeminler için odometrik modül (M) Bağıntısı (1.20)’deki gibidir.

$$M(kN/m^2) = \frac{1}{m_v} = f_2 * N_{60} \quad (1.20)$$



Şekil 1.20. SPT- N_{60} - m_v - PI ilişkisi (Stroud, 1974)

Öte yandan, Bölüm 1.6.2.3'te de belirtildiği üzere Stroud, 1988 yılında yayınladığı bir başka çalışmada da yine PI değerlerine bağlı olarak, $SPT-N$ değerleri ile killerin uzun dönemdeki deformasyon modülü arasında Şek. 1.16'da gösterilen ilişkiyi önermiştir.

1.6.3.3. SPT – Drenajsız Deformasyon Modülü (E_u)

Butler (1975) birçok vaka analizinden elde ettiği sonuçlar doğrultusunda, drenajsız deformasyon modülü, E_u , ile $SPT-N$ arasındaki ilişkinin Bağintı (1.21)'deki oran ile ifade edilebileceğini belirtmiştir.

$$E_u/N_{60} = (1 - 1.2) (MN/m^2) \quad (1.21)$$

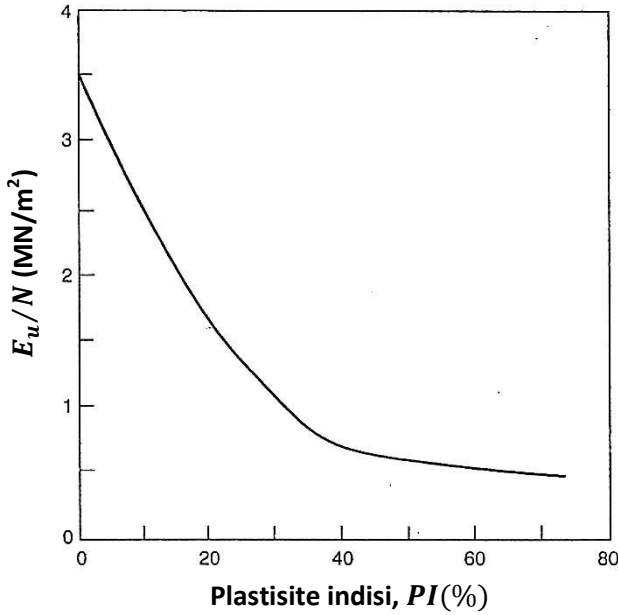
Kohezyonlu zeminlerde uzun dönem/drenajlı deformasyon modülü, E'_s , ile kısa dönem/drenajsız modülü, E_u arasında Bağintı (1.22) önerilmiştir.

$$E'_s = \beta' E_u \quad (1.22)$$

Bu yaklaşımda zeminin Poisson oranı değerine bağlı olan β' faktörü Tablo 1.13'ten, E_u değerleri ise $SPT-N$ ve plastisite indisi (PI) değerlerinin fonksiyonu olarak Şek.1.21'den alınmaktadır.

**Tablo 1.13. Değişik zemin türleri için önerilen β' faktörleri
(Poulos ve Small, 2000)**

Zemin Türü	β' faktörü
Çakıl	0.9
Kum	0.8
Silt, siltli kil	0.7
Sert kil	0.6
Yumuşak kil	0.4



Şekil 1.21. Plastisite indisi ile E_u/N arasındaki ilişki (Poulos ve Small, 2000)

1.7. Sığ Temel Tasarımı

1.7.1 Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini

Kohezyonsuz zeminlere oturan sığ temellerin projelendirilmesinde iki koşul aranmaktadır:

- (i) toplam göçmeye karşı emniyetin (GS) en az 2.0 olması;
- (ii) oturmaların 25 mm değerini aşmaması.

Genel olarak çeşitli boyuttaki temeller üzerinde yapılan ölçümlerden temel genişliği $B < 1.0$ m olması halinde taşıma gücünün kritik olduğu; $B > 1.0$ m durumunda emniyetli taşıma gücünü oturmaların kontrol ettiği anlaşılmıştır (Berry ve Reid, 1987). Uygulamada temel genişliğinin genellikle 1.0 m'nin üzerinde olduğu dikkate alındığında, kum zeminde sığ temellerin oturma kriterine göre projelendirilmesi esas alınmalıdır. Genişliği $B < 1.0$ m olan

temellerde emniyetli net taşıma gücü değeri Şekil 1.22’de verilen tasarım abaklarında eğimli doğru üzerinden okunmaktadır. Bu değer temelin toplam göçmeye karşı $GS = 2$ olduğu duruma karşıt gelmektedir.

Temel genişliği $B > 1.0$ m olduğu durumda, Peck vd. (1974) tarafından önerilmiş olan ve standart penetrasyon direnci N değerinden taşıma gücünü veren abaklarda (Şek. 1.22) temel genişliği (B) faktörü ortadan kalkmakta ve taşıma gücü aşağıda açıklanan kriterler yardımıyla hesaplanabilmektedir. Şekil 1.22’deki N değerleri $(\bar{N}_1)_{55}$ değerleridir.

Yeraltı suyu seviyesinin temel altından B veya daha derin olması halinde net emniyetli taşıma gücü (q_{nem}) Bağntı (1.23a)’da verilmiştir.

$$q_{nem}(kN/m^2) = 11 (\bar{N}_1)_{55} \quad (1.23a)$$

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

$$q_{nem}(kN/m^2) = 0.5 * 11 (\bar{N}_1)_{55} \quad (1.23b)$$

yeraltı suyu seviyesinin $D < D_w < D + B$ olması halinde ise,

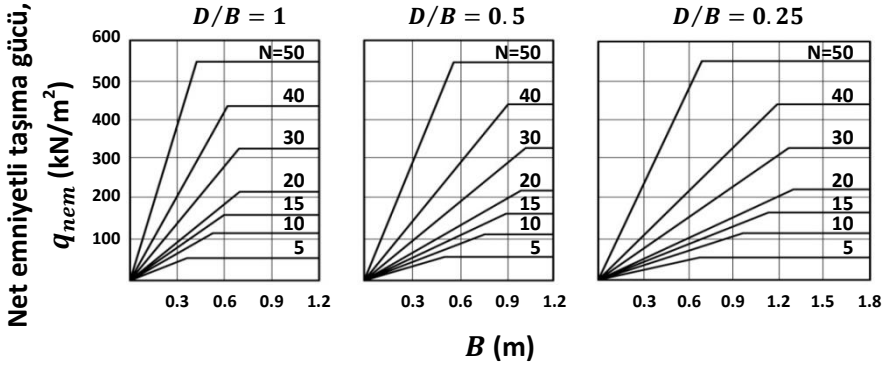
$$q_{nem}(kN/m^2) = 11 (\bar{N}_1)_{55} C_w \quad (1.23c)$$

ve

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D + B} \quad (1.23d)$$

olmaktadır. Yeraltı suyu seviyesinin temel altından B veya daha derin olması durumunda yeraltı suyu düzeltmesi yapılmamaktadır. Burada; D : temel derinliği, D_w : yeraltı suyu seviyesinin zemin yüzeyinden derinliği, $(\bar{N}_1)_{55}$: temel seviyesinden $0.5B$ yukarısı ve $2B$ aşağısı aralığındaki zeminin $(N_1)_{55}$ değerlerinin ağırlıklı ortalaması ve C_w : yeraltı suyu düzeltmesi faktörüdür. Bu bağntıda net emniyetli taşıma gücü temelde toplam oturmanın 25 mm’yi aşmaması kriterine göre verilmiştir. Müsaade edilir oturmaların (S_m) bu

değerden daha az veya daha fazla olması durumunda hesaplanan q_{nem} değeri ($S_m/25 \text{ mm}$) faktörü ile çarpılmalıdır. Örneğin, radye temellerde genellikle toplam 50 mm oturmaya müsaade edileceğinden net emniyetli taşıma gücü Bağıntısı (1.23)'te hesaplanan değer iki katı [$22 (\bar{N}_1)_{55} C_w$] olacaktır.



Şekil 1.22. Taşıma gücü abakları (Peck vd., 1974)

Deneysel bulgulara dayanarak Bowles (1996) yukarıda verilen Peck vd. (1974) metodunu aşırı güvenli bulmuş özellikle de yeraltı suyu etkisini yansıtan faktörün gereksiz olduğunu vurgulayarak, taşıma gücü hesabı için Bağıntı (1.24)'ü önermiştir.

$$q_{nem}(kN/m^2) = \begin{cases} B \leq 1.2 \text{ m için:} & \frac{\bar{N}_{55}}{0.05} K_d \\ B > 1.2 \text{ m için:} & \frac{\bar{N}_{55}}{0.08} \left[\frac{B + 0.3}{B} \right]^2 K_d \end{cases} \quad (1.24a)$$

$$(1.24b)$$

Burada; K_d derinlik faktörü olup,

$$K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33 \quad (1.25)$$

olarak verilmektedir. $\bar{N}_{55}$ ise temel seviyesinden $2B$ aşağıya kadar uzanan zemin tabakasının N_{55} dirençlerinin ağırlıklı ortalamasıdır. Bu bağtıda net emniyetli taşıma gücü temelde toplam oturmanın 25 mm'yi aşmaması kriterine göre verilmiştir. Müsaade edilir oturmaların (S_m) bu değerden daha az veya

daha fazla olması durumunda hesaplanan q_{nem} değeri ($S_m/25 \text{ mm}$) faktörü ile çarpılmalıdır. Örneğin, radye temellerde genellikle toplam 50 mm oturmaya müsaade edileceğinden net emniyetli taşıma gücü Bağıntı (1.24)'te hesaplanan değer iki katı olacaktır.

1.7.2 Oturma Tahmini

Schultze ve Sherif (1973), kumlardaki oturmanın hızlı bir şekilde aşağıdaki SPT- N değerine bağlı olarak Bağıntı (1.26)'dan tahmin edilebileceğini belirtmişlerdir.

$$S = \frac{S * q_{net}}{N^{0.87} * [1 + (0.4 + D/B)]} \quad (1.26)$$

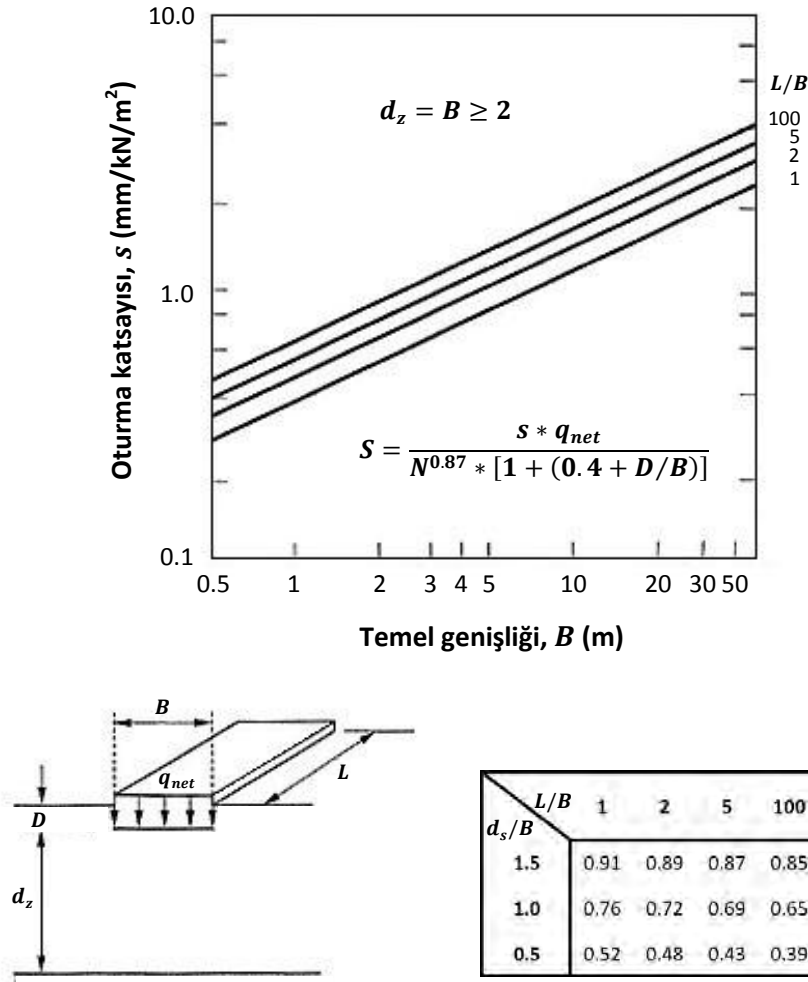
Bu bağıntı, sıkışabilir tabaka kalınlığının (d_z), $2B$ veya daha fazla olduğu durum için verilmiştir.

Burada; S : oturma (mm), q_{net} : ortalama temel net gerilmesi (kN/m^2), N : temel seviyesinden $2B$ aşağıya kadar uzanan zemin tabakasının ağırlıklı ortalama SPT- N değeri, D : temel derinliği (m), B : temelin eni (m) ve s : oturma katsayısı (mm/kN/m^2) olup Şek. 1.23'ten alınmaktadır. Şekil 1.23'teki d_z : sıkışabilir tabaka kalınlığı (m), L : temelin boyudur (m). Sıkışabilir tabaka kalınlığı $d_z/B < 2$ olması durumunda Bağıntı 1.26'dan hesaplanan oturmalar Şek. 1.23'te verilen tablodan elde edilen ve L/B oranına bağlı " s " azaltma faktörü ile çarpılmalıdır.

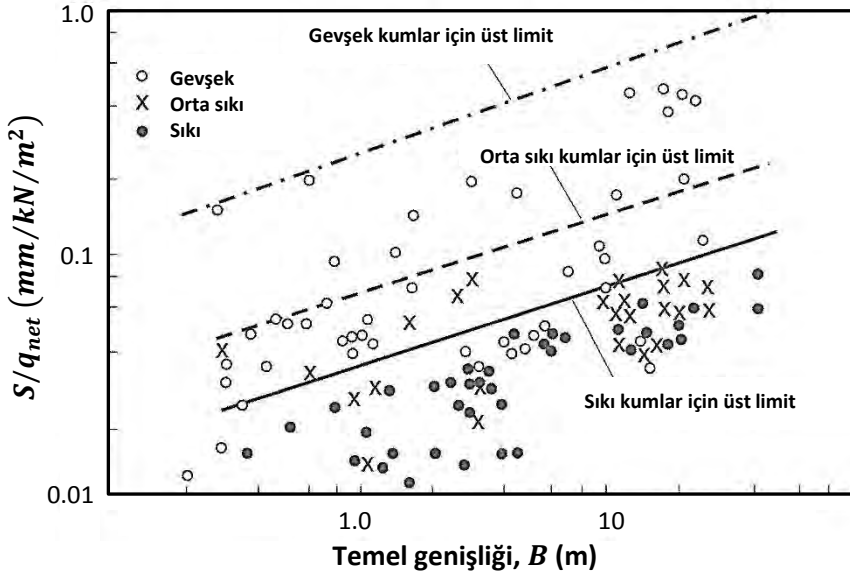
Benzer bir çalışma Burland vd. (1977) tarafından yapılmış olup, gevşek, orta sıkı ve sıkı kumlar için oturma üst limitlerinin (S_{max}) Bağıntı (1.27) ile bulunabileceği önerilmiştir.

$$S_{max} = \begin{cases} \text{gevşek kumlar } (\bar{N} < 10) : & q_{net} (0.32B^{0.3}) \\ \text{orta sıkı kumlar } (10 < \bar{N} < 30) : & q_{net} (0.07B^{0.3}) \\ \text{sıkı kumlar } (\bar{N} > 30) : & q_{net} (0.03B^{0.3}) \end{cases} \quad \begin{matrix} (1.27a) \\ (1.27b) \\ (1.27c) \end{matrix}$$

Burada; q_{net} : net temel gerilmesi (kN/m^2), B : temelin eni (m) ve $\bar{N}$: temel seviyesi altında $1.5B$ kalınlıktaki zemin tabakasının ortalama SPT- N değeridir. Oturma limitlerinin türetildiği veri tabanı Şek. 1.24'te gösterilmektedir. Gerçekleşecek oturma için bu bağıntıdan bulunan oturma için yaklaşık olarak yarısı mertebesinde olacağı belirtilmiştir.



Şekil 1.23. Oturma tahmin yöntemi (Schultze ve Sherif, 1973)



Şekil 1.24. Oturma üst limitleri (Burland vd., 1977)

Burland ve Burbidge (1985) yapılan 200'ün üzerinde oturma ölçümünü değerlendirerek kohezyonsuz zeminlerde oturmaların doğrudan standart penetrasyon direnci değeri kullanılarak tahminine yönelik bir yöntem önermişlerdir. Bu çalışmada zeminin sıkışabilirlik indisi (I_c), temel genişliği (B) ve temel altındaki gerilme etki alanı içerisindeki ortalama penetrasyon direnci (N_{60}) arasında aşağıdaki bağıntıların geçerli olduğu vurgulanmıştır.

Normal konsolide kumlarda net temel gerilmesinin, q_{net} (kN/m^2), yaratacağı oturma S (mm):

$$S = f_{sh} f_l f_{tc} q_{net} B^{0.7} I_c \quad (1.28a)$$

Aşırı konsolide kumlarda eğer $q_{net} \leq P'_c$ (P'_c : ön konsolidasyon basıncı) ise, oturma, S (mm):

$$S = f_{sh} f_l f_{tc} q_{net} B^{0.7} \frac{I_c}{3} \quad (1.28b)$$

Aşırı konsolide kumlarda eğer $q_{net} \geq P'_c$ ise, oturma, S (mm):

$$S = f_{sh} f_l f_{tc} \left(q_{net} - \frac{2}{3} P'_c \right) B^{0.7} I_c \quad (1.28c)$$

ve

$$I_c = \frac{1.71}{\bar{N}_{60}^{1.4}} \quad (1.29)$$

bağıntıları ile hesaplanmaktadır. Bu yöntemde standart penetrasyon direncinde zemin örtüyüğü veya yeraltı suyu etkisi için herhangi düzeltme yapılması gerekmemektedir. İnce kum ve siltli kumlarda Bağıntı (1.1)'de verilen siltli kum düzeltmesinin yapılması; çakıllı kumlarda ise N_{60} değerinin %25 artırılması önerilmiştir.

Bağıntı (1.28)'deki faktörler, oturmaların temel geometrisine bağlı şekil faktörü f_{sh} , temel altında sıkışabilir tabaka kalınlığı, d_z , değerinin $d_z < z_I$ olması durumunda uygulanan azaltma faktörü f_l ve zaman faktörü f_{tc} , olup Bağıntı (1.30), (1.31) ve (1.32)'den hesaplanır.

$$f_{sh} = \left[\frac{1.25(L/B)}{(L/B) + 0.25} \right]^2 \quad (1.30)$$

ve

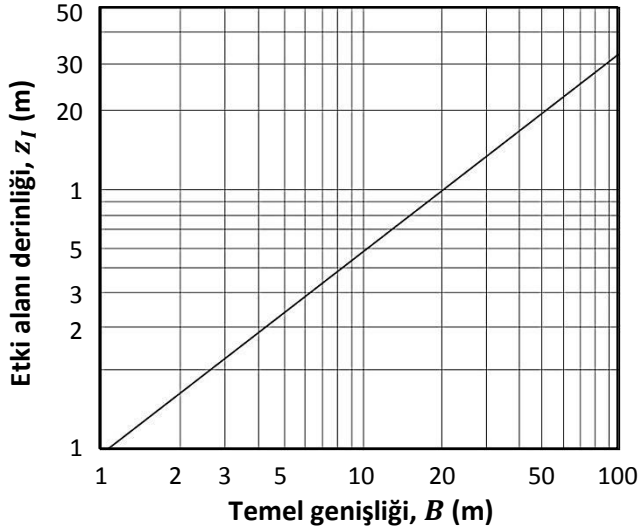
$$d_z < z_I \text{ ise } f_l = \frac{d_z}{z_I} \left(2 - \frac{d_z}{z_I} \right) \quad (1.31)$$

ve

$$f_{tc} = 1 + R_3 + R_t \log \frac{t}{3} \quad (1.32)$$

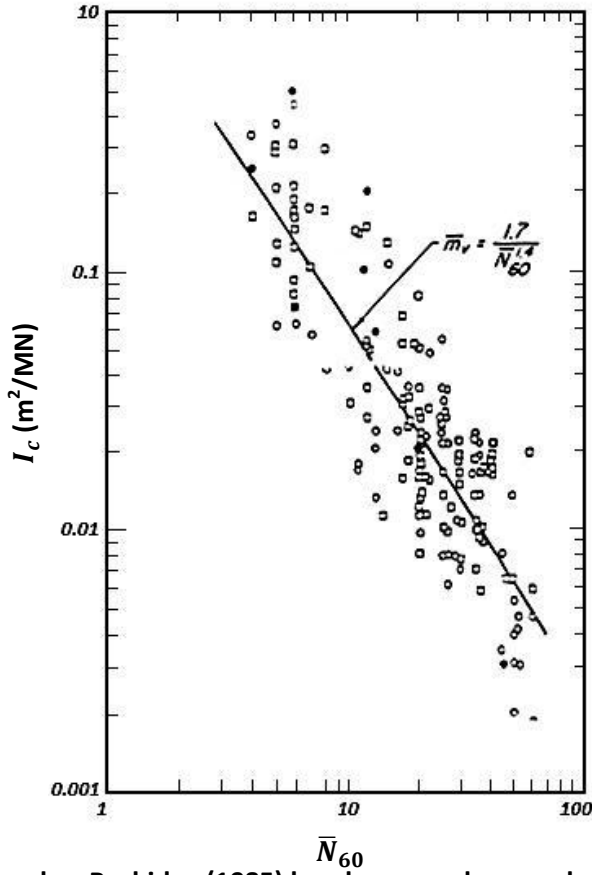
Bu bağıntılarda; L : temelin boyu, B : temel genişliği ve z_I : gerilme etki derinliğidir. Statik yüklerde zamana bağlı oturma oranı faktörleri olan $R_3 = 0.3$, $R_t = 0.2$; dinamik yüklerde $R_3 = 0.7$, $R_t = 0.8$ alınmalıdır. Üç yıldan fazla olması kaydıyla t : oturmaların hesaplandığı yıl sayısıdır.

Bu yöntemde tanımlanan etki derinliğinin, z_I , standart penetrasyon direncinin (N) derinlikle azaldığı hallerde $z_I = 2B$ alınması; N değerlerinin derinlikle artması veya sabit kalması halinde z_I değerinin Şekil 1.25'ten veya $z_I \approx B^{0.75}$ bağıntısından bulunması önerilmektedir. Hesaplanacak $\bar{N}_{60}$ değeri temel altındaki etki alanı derinliği, z_I , boyunca ölçülen penetrasyon dirençlerinin ağırlıklı ortalaması olarak hesaplanmalıdır.



**Şekil 1.25. Temel altı etki alanı derinliği ve temel genişliği ilişkisi
(Burland ve Burbridge, 1985)**

Burland ve Burbridge (1985) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminin sıkışabilirlik indisi (I_c) ile N_{60} arasında türettikleri korelasyonu oluşturan veri tabanı Şek. 1.26'da gösterilmektedir. Şekil 1.26'dan genel eğilimden sapmaların önemli boyutlarda olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 1.26. Burland ve Burbidge (1985) korelasyonunda esas alınan veri tabanı

1.8. Kazıklı Temel Tasarımı

1.8.1 Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini

Literatürde Avrupa pratiğinde SPT verileri ile kazık taşıma gücü tahminine yönelik yaygın olarak kullanılan bir yöntem yer almamaktadır. SPT ile birim kazık çevre sürtünmesi (q_s) ve uç direnci (q_p) tahmin yöntemleri ABD ve kısmen de Japon literatüründe yer almaktadır. Genel olarak çevre sürtünmesi için kullanılan SPT- N değerleri kazık boyunca ölçülmüş değerlerin ortalamasıdır. Uç direnci için alınan değerler ise kazık ucu civarındaki ölçülmüş

SPT- N değerlerinin ortalaması olup bu derinlik aralığı yöntemden yöntemle farklılık göstermektedir.

Schmertmann (1975), çakma kazıklar için q_s ve q_p değerlerinin SPT- N direncine ve zemin sınıflarına bağlı olarak belirlenmesine yönelik Tablo 1.14'te verilen değerleri önermiştir.

Tablo 1.14. q_s ve q_p değerleri (Schmertmann, 1975)

Zemin Türü	Grup Sembolü	q_c/N	$R_f(\%)*$	q_s (tsf)	q_p (tsf)
Temiz kum (su tablasının üstündeki ve altındakiler için)	GW, GP, GM, SW, SP, SM	3.5	0.6	$0.019\bar{N}$	$3.2\bar{N}$
Kil-silt-kum karışımı, siltli kum, silt, marl	GC, SC, ML, CL	2.0	2.0	$0.04\bar{N}$	$1.6\bar{N}$
Plastik kil	CH, OH	1.0	5.0	$0.05\bar{N}$	$0.7\bar{N}$
Yumuşak kireçtaşı, kireç kayası	-	4.0	0.25	$0.01\bar{N}$	$3.6\bar{N}$

*** R_f : konik penetrasyon deneyi sürtünme oranı**

Bu tabloda Schmertmann (1975), $N < 5$ olması durumunda $N = 0$, $N > 60$ durumunda ise $N = 60$ alınmasını önermiştir.

Meyerhof (1976), kohezyonsuz zeminlerde çakma kazıkların q_p ve q_s değerlerinin SPT- N direncinden tahmini için sırasıyla Bağıntı (1.33) ve (1.34)'ü önermiştir.

Kumlu zeminler için;

$$q_p(kN/m^2) = 40 \bar{N}_{55} \frac{l}{d} \leq 400 \bar{N}_{55} \quad (1.33a)$$

Plastik olmayan siltli zeminler için;

$$q_p(kN/m^2) = 40 \bar{N}_{55} \frac{l}{d} \leq 300 \bar{N}_{55} \quad (1.33b)$$

Burada; $\bar{N}_{55}$: kazık ucunun 5 çap altı ve 10 çap üstü derinlik aralığındaki SPT- N_{55} değerlerinin ortalaması, l : kazık boyu ve d : kazık çapıdır.

$$q_s(kN/m^2) = 2 \bar{N}_{55} \quad (1.34)$$

Burada; $\bar{N}_{55}$: kazık shaftı boyuncaki N_{55} değerlerinin ortalamasıdır.

Meyerhof (1976)'un çakma kazıklar için önerdiği yukarıdaki bağıntılardan hesaplanan değerlerin; fore kazıklar için q_s değerinin yarısının, q_p değerinin ise üçte birinin alınması tavsiye edilmektedir (Birand, 2001).

Briaud vd. (1985), kumlu zeminlerde çakma kazıkların uç direnci ve çevre sürtünmesi belirlenmesine yönelik Bağıntı (1.35) ve (1.36)'yı önermiştir.

$$q_p = 19.7 p_a (\bar{N}_{60})^{0.36} \quad (1.35)$$

ve,

$$q_s = 0.224 p_a (\bar{N}_{60})^{0.29} \quad (1.36)$$

Fore kazıklar için; Reese vd. (2006) $q_p(kN/m^2) = 57.5N_{60}$, Ng vd. (2003) ise $q_p(kN/m^2) = 100N$ yaklaşımlarını önermişlerdir.

1.8.2. Kazık Grupları için Oturma Tahmini

Meyerhof (1976), daha derinlerde yumuşak bir tabakanın bulunmadığı homojen kumlu zemin içerisindeki kazık gruplarının oturmasının konservatif bir yaklaşımla SPT- N değerlerinden Bağıntı (1.37) kullanılarak tahmin edilebileceğini belirtmiştir.

$$S_{gr} = \left\{ \begin{array}{ll} \text{Kumlu zeminler :} & \frac{0.96 q I_f \sqrt{B_g}}{(\bar{N}_1)_{60}} \\ \text{Siltli kumlu zeminler :} & \frac{1.92 q I_f \sqrt{B_g}}{(\bar{N}_1)_{60}} \end{array} \right\} \quad (1.37)$$

Burada; S_{gr} : kazık grubunun oturması (inç), q : kazık grubuna gelen toplam yükün kazık grubu alanına oranı (tsf), I_f : etkileşim katsayısı $= 1 - l/(8d) \geq 0.5$, l : kazık boyu (ft) , B_g : kazık grubunun eni (ft), $(\bar{N}_1)_{60}$: kazık ucu ile kazık ucundan B_g aşağıya kadar uzanan zemin tabakasının ağırlıklı ortalama $(N_1)_{60}$ değeridir.

1.9. SPT'den Sıvılaşma Değerlendirmesi ve Zemin İyileştirmesine Yönelik Bağıntılar

Özellikle suya doygun gevşek kohezyonsuz zeminlerin, deprem sırasında aşırı mertebede yükselen boşluk suyu basıncı nedeniyle efektif gerimelerin çok küçük değerlere inmesi sonucu, zemin kayma direncini tamamen yitirmekte ve bir sıvı gibi hareket etmektedir. Zeminlerin bu davranış biçimi "sıvılaşma" olarak tanımlanmaktadır.

Sıvılaşma sonucu oluşan düşey deplasman ve yatay ötelenmeler sonucu yapılarda önemli hasarlar oluşmaktadır. Bu hasarlar zemin sıvılaşması sonucu yanıl desteğin kaybolması nedeniyle deprem koşullarının yarattığı ilave yanıl tesirleri taşıyamaz duruma gelmektedir.

Zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik durumu Seed ve Idriss (1971) tarafından Bağıntı (1.38)'de verilen güvenlik sayısı (GS) kavramı ile tanımlanmıştır.

$$GS = \frac{CRR}{CSR} \quad (1.38)$$

Burada; CRR : devirsel direnç oranı, CSR : devirsel gerilme oranı olup Bağıntı (1.39)'dan hesaplanmaktadır.

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (1.39)$$

Burada; a_{max} : zeminde oluşan yatay ivmenin maksimum değeri, g : yer çekimi ivmesi, σ_{v0} ve σ'_{v0} : incelenen derinlikte toplam ve efektif düşey gerilme ve r_d : derinlik azaltma katsayısı olup Bağıntı (1.40)'tan hesap edilebilir.

$$r_d = \begin{cases} z < 9.15 \text{ m için} & 1.0 - 0.00765z \\ 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m için} & 1.174 - 0.0267z \end{cases} \quad (1.40)$$

Burada; z : incelenen derinliktir (m).

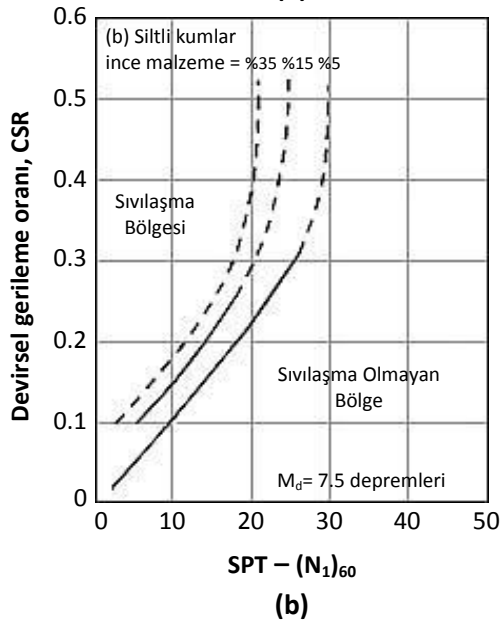
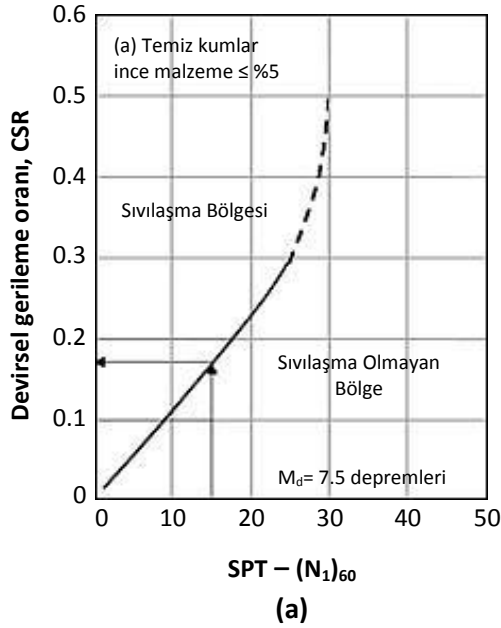
Devirsel direnç oranı (CRR) ise SPT- N değerleri veya CPT uç direnci q_c parametreleri yardımı ile tayin edilmektedir. Seed ve De Alba (1986) tarafından önerilen devirsel gerilme oranı (CSR) ile zeminin devirsel direnç oranını temsil eden SPT- N değeri arasındaki ilişki Şek. 1.27'deki abakta verilmektedir. Buradaki $(N_1)_{60}$ değeri zemin örtü yükü için düzeltilmiş değerdir. Bu abakta; FC : zemindeki ince malzeme yüzdesi (< 0.075 mm dane boyutu, % silt+kil) ve M_d : depremin moment büyüklüğüdür (*moment magnitude*).

Eğer incelenen derinlikteki bir kum biriminde CSR ve $(N_1)_{60}$ değerleri ile temsil edilen nokta Şek. 1.27'de tanımlanan sınır çizgilerinin sağında kalıyor ise zeminde sıvılaşma riski yoktur ($GS > 1.0$). Nokta sınır çizgisinin solunda kalıyor ise zeminde sıvılaşma riski vardır ($GS < 1.0$) ve önlem alınmalıdır.

Doğal haldeki zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının hesaplanması için değişik yöntemler önerilmiştir. Burada, Youd (1991) tarafından önerilen basit bir yöntem sunulmuştur. Bu yöntemde depremin yaratacağı devirsel gerilme oranı CSR , Bağntı (1.39)'da verilen eşitlikten hesaplanır. Zeminin $(N_1)_{60}$ değerinden Şek. 1.27'ye girilerek sıvılaşmayı tetikleyecek CSR değeri okunur ve zeminin devirsel direnç oranı CRR olarak tanımlanır. Sonuç olarak zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı Bağntı (1.41)'den hesaplanır.

$$GS = \frac{\text{Şekil 1.27'den bulunan } CRR}{\text{Denklem 1.39'dan hesaplanan } CSR} \quad (1.41)$$

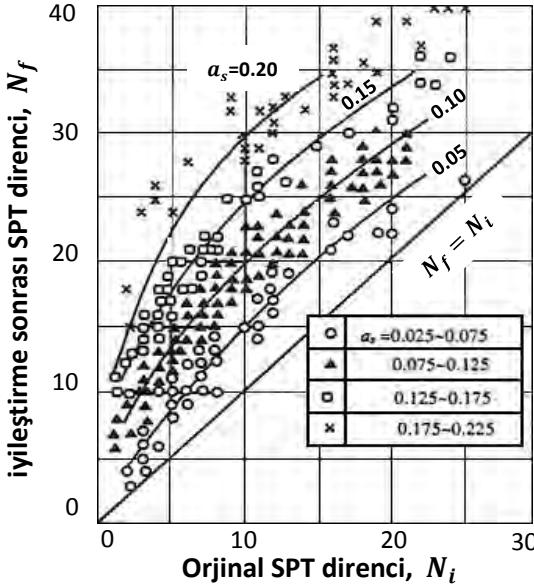
Örneğin; $(N_1)_{60} = 15$ değerine sahip bir kum tabakasının bulunduğu bölge için Bağntı (1.39)'dan hesaplanan CSR değeri 0.30 ise Şek. 1.27(a)'da CRR değeri 0.17 olarak belirlenir ve $GS = 0.17 / 0.30 = 0.57$ olarak hesaplanır.



Şekil 1.27. SPT- N değerine bağlı sıvılaşma direnci (a) temiz kumlar ve, (b) siltli kumlar (Ferrito, 1997)

Eğer sıvılaşmaya karşı önlem olarak vibro-sıkıştırma yöntemi uygulanacak ise Şek. 1.27'deki abakta sıvılaşma sınır çizgisinin solunda olan noktanın, CSR değeri sabit kalmak koşulu ile, sınır çizgisinin sağına geçebilmesi için gerekli $(N_1)_{60}$ değeri belirlenir. Bu değer, iyileştirme sonucu ulaşılması gereken minimum hedef değerdir (N_1).

Sıvılaşmaya karşı önlem olarak vibro-sıkıştırma yöntemi kullanılacak ise, geçmişte yapılan gözlem ve deneyimlerden istatistiksel değerlendirmeler sonucu geliştirilmiş olan tasarım abağı (Şek. 1.28) kullanılabilir (Japanese Geotechnical Society, 1998). Bu abakta, yatay ekseninde orjinal zeminin SPT direnci N_i olarak tanımlanmıştır. İyileştirme sonrası ulaşılacak değer, N_f , düşey ekseninde tanımlanmıştır. Abakta gösterilen eğriler değişik alan oranlarına ($a_s = 0.05 - 0.20$) karşılık gelmektedir. Burada, N_f değeri kolonlar arası mesafenin ortasındaki SPT direnci olarak verilmekte olup, kolon etrafında uygulama noktasından uzaklaştıkça azalan bir iyileşme oranı olduğu düşünüldüğünde, bir anlamda iyileştirilmiş zemin kütesinin minimum sıklığını yansıtmaktadır.

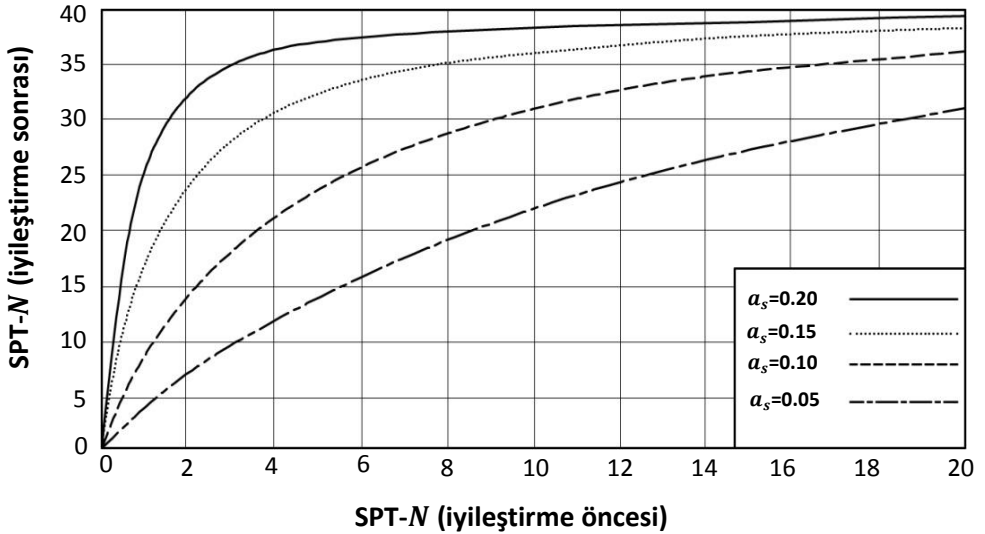


Şekil 1.28. Orjinal SPT direnci, N_i , ile iyileştirme sonrası kolonlar arası SPT direnci, N_f , ilişkisi (Japanese Geotechnical Society, 1998)

Metodun uygulanmasında orijinal SPT direnci, N_i , ve hedef SPT direnci, N_f , değerlerinden alan oranı a_s doğrudan Şek. 1.28'den okunur.

Baez (1995) uygulama öncesi ve sonrasında SPT ve CPT deneyleri yapılan 18 adet vakayı incelemiş ve alan oranları 0.05 ila 0.20 arasında değişen uygulamalar ile ince malzeme oranının %15'i aşmadığı siltli kumlar için Şek. 1.29'daki tasarım abağını önermiştir. Tasarım abağındaki SPT değerleri zeminin örtü yüküne göre düzeltilmiş değerlerdir.

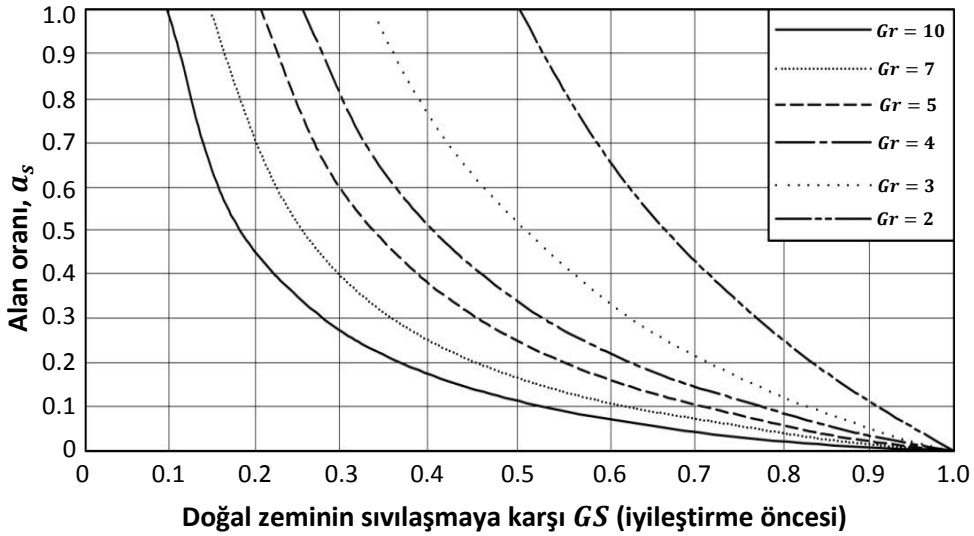
Şekil 1.28 ve 1.29'da alan oranı, a_s , vibro-kolon alanının tek kolon etki alanına oranı olarak tanımlanmıştır.



Şekil 1.29. İyileştirme öncesi ve sonrası SPT dirençleri (Baez, 1995)

Baez (1995) kum zeminlerin sıvılaşmayı önlemek amacıyla vibro-kompaksiyon ile iyileştirilmeleri durumunda, deprem esnasında ortaya çıkan kayma gerilmelerinin zeminde teşkil eden rijit kolonlarla paylaşılacağı prensibine dayalı, Şek. 1.30'da gösterilen, bir tasarım abağı geliştirmiştir. Bu yöntemde önce doğal zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (GS) hesaplanmaktadır. Abakta gösterilen eğriler değişik rijit kolon kayma modülü (G_k) / doğal zemin kayma modülü (G_z) oranlarına (G_r) karşılık gelmektedir. Abakta yatay eksen

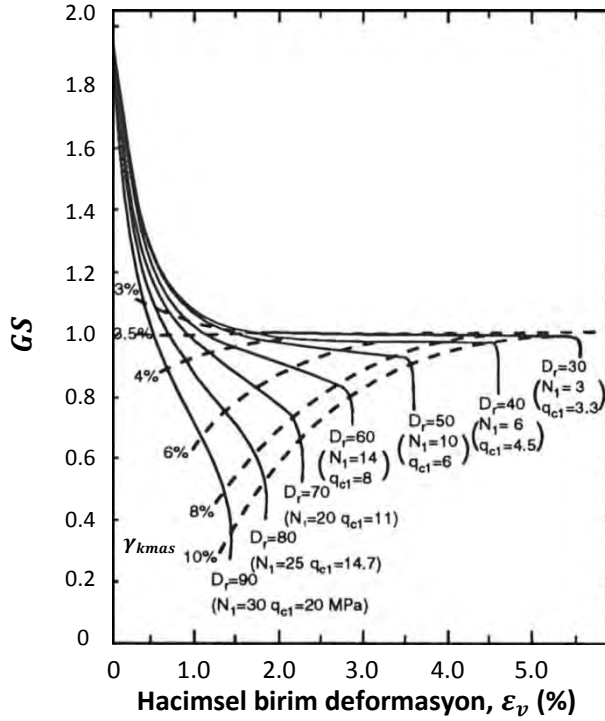
iyileşme öncesi GS değerinden girilerek belirlenen G_r oranını yansıtan eğri üzerinden düşey eksende $GS = 1.0$ değerini sağlayacak alan oranı okunur. Bu yöntemde doğal zeminin G_z değeri bilinmekte olup abakta seçilmiş G_r oranından, teşkil edilecek rijit kolonların G_k değerleri belirlenir ve tasarım kriteri olarak uygulamada bu değere ulaşılması şartı aranır.



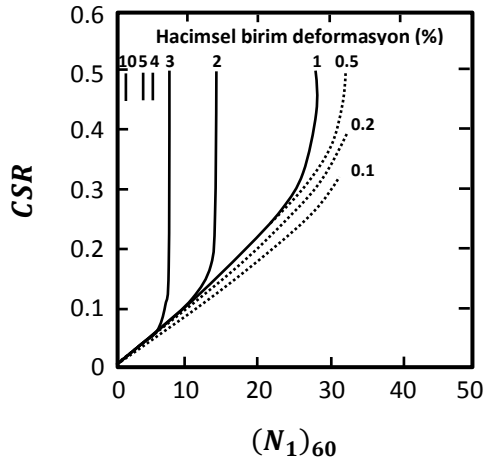
Şekil 1.30. İyileştirme sonrası sıvılaşmaya karşı $GS = 1$ elde etmek için gerekli alan oranları (Baez, 1995)

Ishihara ve Yoshimine (1992) temiz kumlarda sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı kullanılarak, sıvılaşma sonrası zeminde ortaya çıkacak oturmaların tahminine yönelik Şek. 1.31'deki abağı önermektedirler. Bu abakta sıvılaşma sonrası oluşacak hacimsel birim deformasyonlar; $(N_1)_{60}$ değeri, bağıl yoğunluk ($\% D_r$) veya normalize koni direncinin (q_{c1} , kg/cm^2) fonksiyonu olarak belirlenebilmektedir. Abak oluşabilecek maksimum kayma birim deformasyonlarının (γ_{kmax}) mertebesini de vermektedir.

Tokimatsu ve Seed (1984) tarafından geliştirilen sıvılaşma sonrası kumlarda oluşan hacimsel birim deformasyonlarının, $(N_1)_{60}$ ile ilişkisi Şek. 1.32'de verilmektedir.



Şekil 1.31. Sıvılaşıma sonrası hacimsel birim deformasyonlar (Ishihara ve Yoshimine, 1992)



Şekil 1.32. Sıvılaşıma sonrası hacimsel birim deformasyonlar (Tokimatsu ve Seed, 1984)

Şekil 1.31 ve 1.32'de verilen abaklar magnitüd değeri $M_d = 7.5$ olan depremler için geliştirilmiştir.

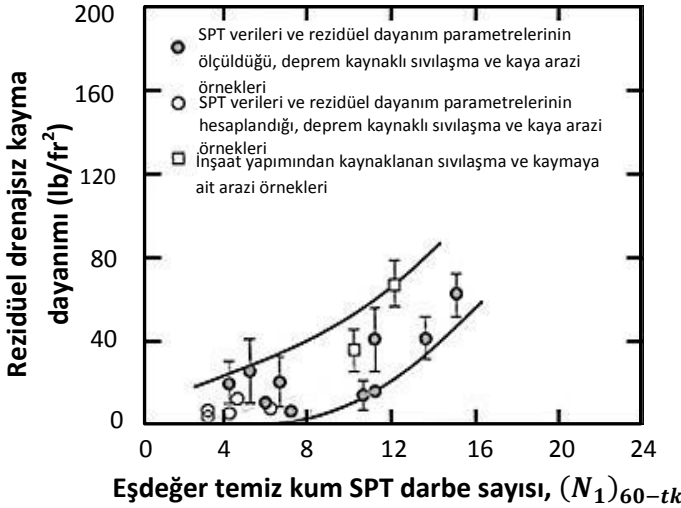
Seed ve Harder (1990) ve Stark ve Mesri (1992) tarafından geliştirilmiş zeminin sıvılaşma sonrası rezidüel kayma dayanımı (c_{ur}) ile SPT- $(N_1)_{60-tk}$ arasında korelasyonlar Şek. 1.33'te verilmektedir. Sıvılaşma sonrası rezidüel kayma dayanımları, deprem sonrası yaşanan göçmelerin geri analizlerinden türetilmiştir. Stark ve Mesri (1992) rezidüel kayma dayanımı (c_{ur}) değerini düşey efektif gerilmeye (σ'_{v0}) göre normalize ederek Bağıntı (1.42)'yi önermiştir.

$$c_{ur}/\sigma'_{v0} = 0.0055 (N_1)_{60-tk} \quad (1.42)$$

Bu yaklaşımların tümünde $(N_1)_{60-tk}$ değeri temiz kum eşdeğer SPT direnci olup, $(N_1)_{60}$ değerinin kumun ince malzeme oranına göre Bağıntı (1.43)'e göre düzeltilmesi sonucu bulunur.

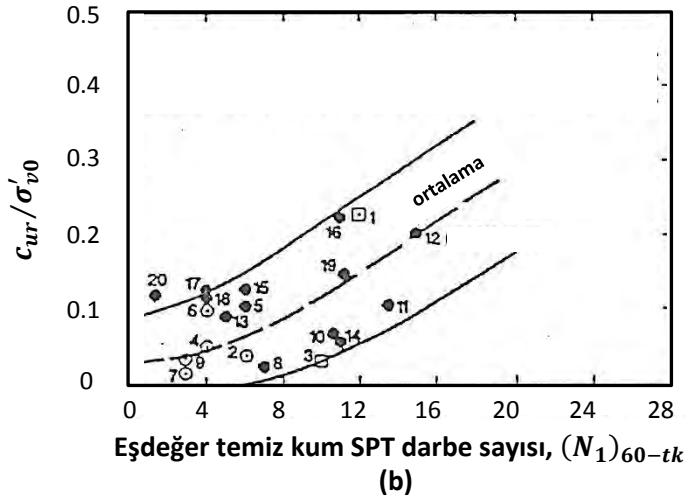
$$(N_1)_{60-tk} = (N_1)_{60} + \Delta N \quad (1.43)$$

Burada; ΔN : düzeltme değerleri olup Tablo 1.15'te verilmektedir.



(a)

Şekil 1.33. (a) c_{ur} ilişkileri Seed ve Harder (1990)

Şekil 1.33. (b) c_{ur} Stark ve Mesri (1992)Tablo 1.15. ΔN değerleri (Seed ve Harder, 1990 ve Stark ve Mesri, 1992)

FC(%)	ΔN	
	Seed ve Harder (1990)	Stark ve Mesri (1992)
0	0	0
10	1	2.5
15	-	4
20	-	5
25	2	6
30	-	6.5
35	-	7
50	4	7
75	5	7

1.10. SPT- N Değerine Bağlı Diğer Korelasyonlar

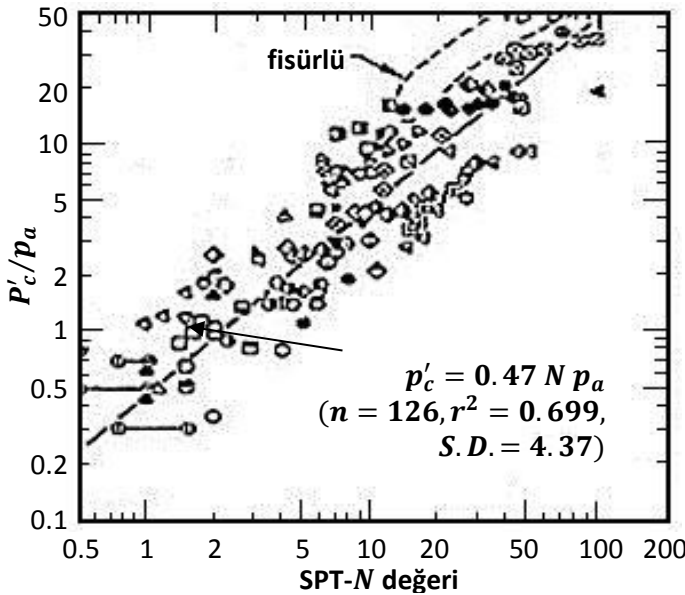
Kulhawy ve Mayne (1990), ön konsolidasyon basıncı (P'_c) ile SPT- N değeri; aşırı konsolidasyon oranı (OCR) ile SPT- N değeri; sükunetteki yanıl toprak basıncı

katsayısı (K_0) ile SPT- N değeri arasındaki olası korelasyonları derlemiş ve sırasıyla Şek. 1.34, 1.35 ve 1.36'da vermiştir. Ancak şekillerde verilen regrasyon katsayılarından ve veri tabanındaki dağınıklıktan bu korelasyonların ne derece gerçekçi olduğu tartışmaya açıktır.

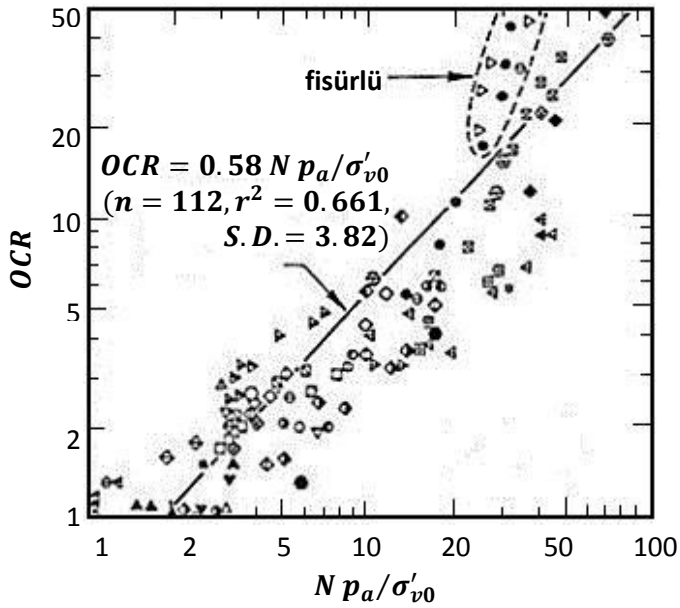
Imai vd. (1976), SPT direnci ile kayma dalgası hızı (V_s) yaklaşık değerleri arasında Tablo 1.16'daki korelasyonları önermektedir.

Tablo 1.16. SPT direnci ile kayma dalgası hızı ilişkisi (Imai vd., 1976)

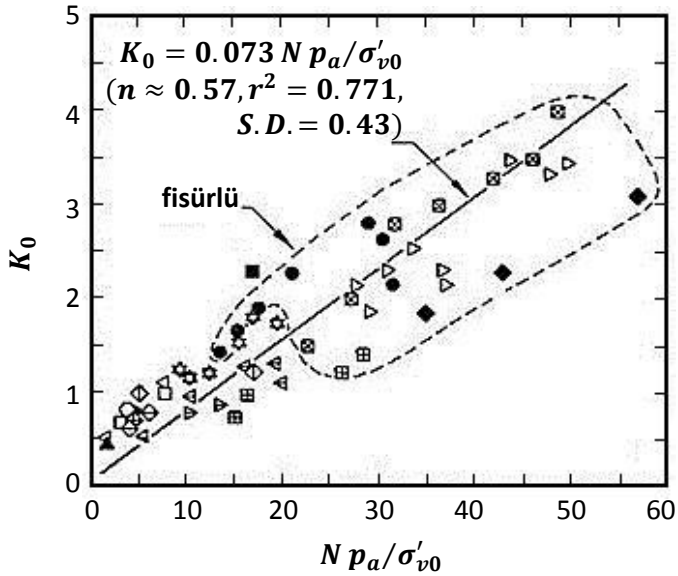
Zemin Türü	V_s (m/sn)
Kumlu alüvyon	$102.0 N^{0.29}$
Killi alüvyon	$80.6 N^{0.33}$
Ortalama değer	$89.8 N^{0.34}$
Ortalama değer	$89.8 N^{0.34}$



Şekil 1.34. Ön konsolidasyon basıncı (P'_c) – SPT- N ilişkisi (Garett ve Barnes, 1984; Mayne ve Kemper, 1988)



Şekil 1.35. Aşırı konsolidasyon oranı (OCR) – SPT-N ilişkisi
 (Garett ve Barnes, 1984; Mayne ve Kemper, 1988)



Şekil 1.36. Sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı (K_0) – SPT-N ilişkisi
 (Kulhawy vd., 1989)

1.11. Kaynaklar

Aboshi H., Mizunu Y., ve Kuwabara M. (1991) "Present State of Sand Compaction Pile in Japan" Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing, ASTM, STP 1089.

Aggour, M. S. ve Radding, W. R. (2001). "Research Report: Standard Penetration Test (SPT) Correction, Final Report" Maryland Department of Transportation-State Highway Administration, Maryland.

Alpan I. (1964). "Estimating the Settlements of Foundations on Sands" Civil Engineering and Public Works Review 59: 1415 - 1418.

ASTM-D1586-11 (2011). "Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils" American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.

Baez J. I. (1995). "A Design Model for the Reduction of Soil Liquefaction by Vibro-Stone Columns" Ph.D. Dissertation, Univ.of South Caroline, LA, CA, 207p.

Bazaraa, A. R. S. S. (1967). "Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand" Ph.D. Thesis, University of Illinois, Champaign-Urbana, Illinois.

Berry, P. L. ve Reid, D. (1987). "An Introduction to Soil Mechanics" The McGraw-Hill Companies, Inc., New York.

Birand, A. (2001). "Kazıklı Temeller" Teknik Yayınevi, Ankara.

Briaud, J.-L., Smith, T.D. ve Tucker, L.M. (1985). "A Pressuremeter Method for Laterally Loaded Piles" Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 3: 1353.

Bowles, J. E. (1996). "Foundation Analysis and Design" 5th edition, The McGraw-Hill Companies, Inc., London.

BS 1377-2 (1990). "Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes. In-situ Tests" British Standards, UK.

BS 4019-3 (1993). "Rotary Core Drilling Equipment. Specification for System A. Metric Units" British Standards, UK.

Burland, J. B., Broms, B. B. ve De Mello, V. F. B. (1977). "Behaviour of Foundations and Structures" State-of-the-Art Review, 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., Tokyo, 3: 495 – 546.

Burland, J. B. ve Burbridge, M. C. (1985). "Settlement of Foundations on Sand and Gravel" Proc. Inst. of Civil Engrs., Part 1, Vol.78.

Canadian Design Manual (1994). Ministry of Transportation and Highways, Province of British Columbia, Canada.

Clayton, C. R. I. (1990). "SPT Energy Transmission Theory, Measurement and Significance" Ground Engineering, 23(10): 35 – 43.

Clayton, C. R. I. (1993). "The Standard Penetration Test (SPT) – Methods and Use" Construction Industry Research and Information Association, Funder Report/CP/7, CIRIA, London, 129 syf.

Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. ve Simons, N. E. (1995). "Jeoteknik Saha İncelemesi (Çetin, H., Kayabalı, K. ve Arman, H., Çev)" Gazi Kitabevi, Ankara (2005).

Coduto, D. P. (2000). "Foundation Design: Principles and Practices" 2nd edition, Prentice Hall, Inc., New Jersey.

Cubrinovski, M., ve Ishihara, K. (1999). "Empirical Correlation between SPT N-value and Relative Density for Sandy Soils" Soils and Foundations, 39(5): 61 - 71.

D'Appolonia, D. J., D'Appolonia, E. D., Brisette R. F. (1970). "Closure: Settlement of Spread Footings on Sand" JSMFD, ASCE, 96: 754 – 762.

Décourt, L. (1990). "The Standard Penetration Test, State of the Art Report" Norwegian Geotechnical Institute Publication, Oslo, Norway, Part II (179): 1 - 12..

DeMello V. (1971). "The Standart Penetration Test - A State of the Art Report " 4th. PanAmerican Conf. on SMFE, 1: 1 – 86.

Douglas D. J. (1983). "The Standart Penetration Test" In-Situ Testing For Geotechnical Investigations, A. A. Balkema, Sydney, Australia, say: 21 - 32.

Ferrito, J. M. (1997). "Seismic Design Criteria for Soil Liquefaction" Naval Facilities Engineering Service Center Technical Report TR-2077-SHR, California, USA.

Fletcher, G.F.A. (1965). "Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses" Proc. ASCE, J. Soil Mech. and Found. Engng. Div., 91 (SM4): 67 – 75.

FHWA-HI-97-021 (1997). "Geotechnical and Foundation Engineering Module 1 - Subsurface Investigatons " Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

FHWA-IF-02-034 (2002a). "Geotechnical Engineering Circular No.5: Evaluation of Soil and Rock Properties" Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

FHWA-NHI-01-031 (2002b). "Subsurface Investigations (Geotechnical Site Characterization)" Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

Garett, C. ve Barnes, S. J. (1984). "The Design and Performance of the Dunton Green Retaining Wall" Geotechnique, 34(4): 533 – 548.

Gibbs, H. J. ve Holtz W. G. (1957). "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing" Proc. 4th. ICSMFE, London, 1: 35 - 39.

Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., ve Banno, T. (1974). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils" Soils and Foundation, 14(3): 1 - 12.

Hatanaka M. ve Uchida A. (1996). "Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils" Soils and Foundations, 36(4): 1 – 10.

Holtz, W. G. ve Gibbs, H. J. (1979). "Discussion of SPT and Relative Density in Coarse Sand" ASCE, JGED, 105(GT3): 439 - 441.

- Imai, T., Fumoto, H. ve Yokata, K. (1976). "P-and S-Wave Velocities in Subsurface Layers of Ground in Japan" Technical Report, TN-14, Oyo Corp., Tokyo.
- Ishihara, K., ve Yoshimine, M. (1992). "Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes" *Soils Found.*, 32(1): 173 – 188.
- ISSMFE (1988). "International Reference Test Procedures, IRTF" 1st International Symposium on Penetration Testing.
- Jamilowsky, M., Ghionna V. N., Lancelotto R., ve Pasqualini E. (1988). "New Correlations of Penetrating Testing" *Penetration Testing ISOPT-1*, AA Balkema, 1: 263 - 296.
- JIS:-A219 (1976). *Japanese Standard, Japan.*
- Japanese Geotechnical Society (1998). "Remedial Measures Against Soil Liquefaction from Investigation and Design to Implementation" A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.
- Kulhawy, F. H., Jackson, C. S. ve Mayne, P. W. (1989). "First-Order Estimation of K_0 in Sands and Clays" *Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, ed. F.H. Kulhawy, ASCE, New York.
- Kulhawy, F. H. ve Mayne, P. W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", EL-6800 Project 1493-6 Final Report, Electric Power Research Institute (EPRI), New York.
- Liao, S. S. C. ve Whitman, R. V. (1986). "Overburden Correction Factors for SPT in Sand" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112(3): 373 – 377.
- Mayne, P. W. ve Kemper, J. B. (1988). "Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT" *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 11(2): 139 – 147.
- McGregor, J. A. and Duncan, J. M. (1998). "Performance and Use of the Standard Penetration Test in Geotechnical Engineering Practice", Center for Geotechnical Practice and Research, Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg, VA.

Menzenbach, E. (1967). "Le Capacidad Soportante de Pilotes y Grupos Pilotes, Tecnologia" *Ingenieria Civil, Aavana University, Cuba, Series 2(1): 20 - 21.*

Meyerhof, G. G. (1957). "Discussion on Research on Determining the Density of Sands by Penetration Testing" *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Vol. 1: 110.*

Meyerhof G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations" *JGED, ASCE, 102(GT3): 195 – 228.*

NAVFAC Design Manual-7.1 (1982). "Soil Mechanics" Department of the Navy, Virginia.

Ng, W.W. C., Simons, N. ve Menzies, M. (2003). "Soil Structure Engineering of Deep Foundations, Excavations and Tunnels" Thomas Telford.

Ordemir, İ. (1984). "Foundation Engineering I" Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.

Peck R. B., Hanson W. E. ve Thornburn T. H. (1974). "Foundation Engineering" John Wiley & Sons, New York.

Poulos, H.G. ve Small, J.C. (2000). "Development of design charts for concrete pavements and industrial ground slabs" Chapter 2, *Design Applications of Raft Foundations*, Ed. J.A. Hemsley, Thomas Telford, 39-70.

Reese, L.C., Isenhower, W.M. ve Wang, S.T. (2006). "Analysis and design of Shallow and Deep Foundations" John Wiley.

Robertson, P. K. and Wride, C. E. (1997), "Cyclic Liquefaction and Its Evaluation Based on the SPT and CPT" *Proceedings of the National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), Report No 970022.*

Schmertmann J.H. (1975). "Measurement of In-Situ Shear Strength" *7th PSC, ASCE, 2: 57 -138.*

Schmertmann J.H., Hartman J.P. ve Brown P.R. (1978). "Improved Strain Influence Factor Diagrams" *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104(8): 1131-1135.*

Schnaid, F. (2009). *"In Situ Testing in Geomechanics-The Main Tests"* Taylor and Francis, New York, U.S.A.

Schultze E. ve Sherif G. (1973). *"Prediction of Settlements from Evaluated Settlement observations for Sand"* 8th. ICSMFE, Moskow, say: 225 - 230.

Seed, H. B. ve Idriss, I. M. (1971). *"A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential"* Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, No. SM6.

Seed, H. B., Martin, G. R., ve Lysmer, J. (1976). *"Pore-water Pressure Changes During Soil Liquefaction."* J. Geotech. Engrg. Div., 102(GT4): 323 – 346.

Seed, H. B. (1979). *"Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes."* J. Geotech. Engrg. Div., 1052: 201 – 255.

Seed, H. B. ve De Alba, P. (1986). *"Use of SPT and CPT Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands"* Clemence, S.P. ed., *Use of In-situ Tests in Geotechnical Engineering*, New York, ASCE, say: 281 – 302.

Seed, R. B., ve Harder, L. F. Jr. (1990). *"SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength."* Proc., H.B. Seed Memorial Sym., BiTech Publishers, Richmond, BC, Canada, say: 351 – 376.

Skempton A. W. (1986). *"Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation"* Geotechnique, 36(3): 425 - 447.

Sowers, G. F. (1979). *"Introductory Soil Mechanics and Foundations,"* 4th edition, Macmillan, New York.

Stark, T. D. ve Mesri, G. (1992). *"Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis"* J. Geotech. Engg. ASCE, 118: 1727 – 1747.

Stroud, M. A. (1974) *"The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Softrock"* Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden, 2(2): 367 - 375.

Stroud M. A. (1988). *"The Standart Penetration Test - Its Implication and Interpretation"* Penetration Testing in the UK, Thomas Telford, London.

Teng, W. C. (1962). *“Foundation Design” 3rd edition, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.*

Terzaghi, K. ve Peck, R. B. (1948). *“Soil Mechanics in Engineering Practice,” John Wiley & Sons, New York.*

Terzaghi, K. ve Peck, R. B. (1967). *“Soil Mechanics in Engineering Practice” John Wiley & Sons, New York.*

Tokimatsu, K. ve Yoshimi, Y. (1983). *“Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content.” Soils Found., 23(4): 56 – 74.*

Tokimatsu, K., ve Seed, H. B. (1984). *“Simplified Procedures of the Evaluation of Settlements in Clean Sands.” Rep. No. UCB/GT-84/16, Univ. of California, Berkeley, California.*

Youd, T. L. (1991). *“Mapping of Earthquake-induced Liquefaction for Seismic Zonation.” Proceedings Fourth International Conference on Seismic Zonation, Stanford, CA.*

Bölüm 2

KONİK PENETRASYON DENEYİ (CPT)

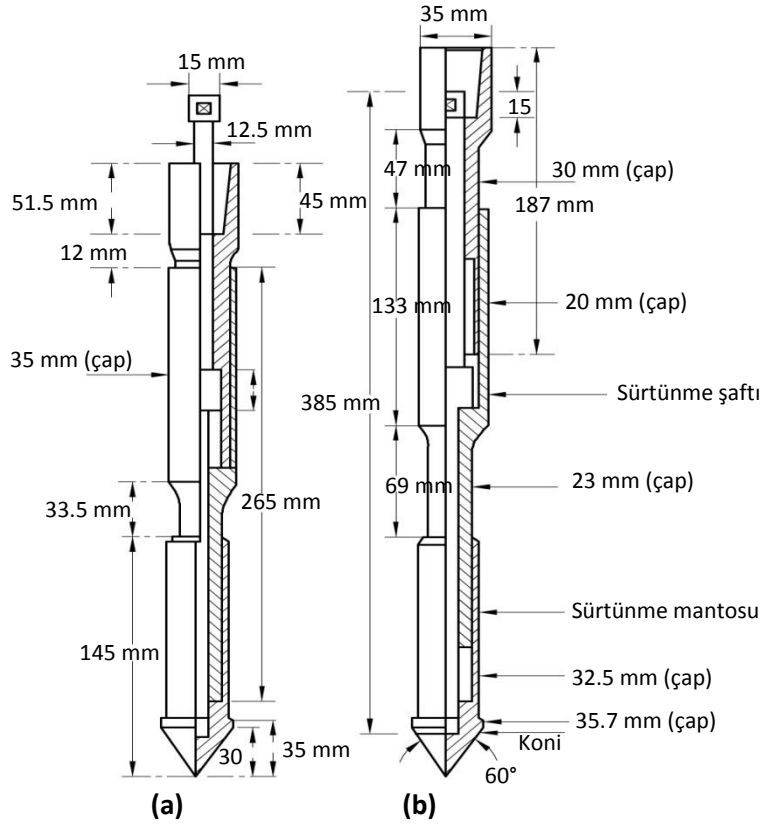
2.1. Giriş

Konik penetrasyon deneyi (CPT), aynı zamanda “statik penetrasyon deneyi” olarak da tanımlanmakta olup konik geometriye sahip bir ucun metal çubuklara monte edilerek kuyu açmaya gerek kalmaksızın hidrolik baskı ile zemine sabit bir hızla itilmesi için gerekli kuvvetin sürekli olarak ölçümünü kapsamaktadır.

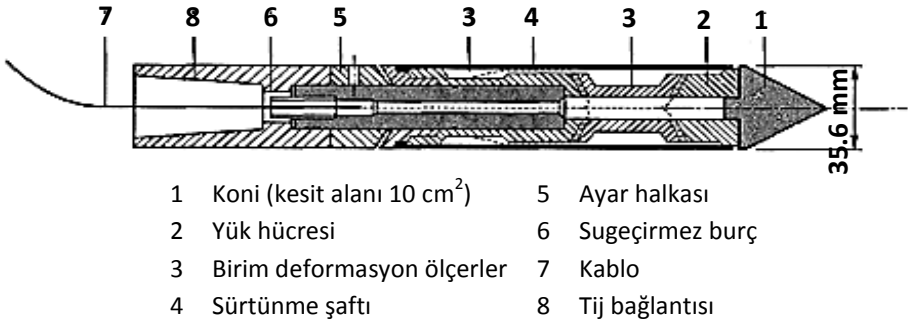
Konik penetrasyon deneyi ilk olarak 1934’te Hollanda’da çakma kazık tasarımına yönelik yumuşak alüvyon kil depozitler içindeki kum tabakalarının yerleşimini ve bu tabakaların sıklığını belirlemek amacıyla kullanılmıştır. Bu ilk CPT, Şek. 2.1’de gösterildiği gibi dış çapı 35 mm olan bir boru içinden geçen 15 mm çaplı metal çubuk ucuna monte edilmiş mekanik koninin zemine itilmesi şeklinde uygulanmıştır (Sanglerat, 1972). Daha sonra 1948 yılında Vermeiden ve Plantema (1948) zeminin dış boru ve iç çubuk arasından içeri girmesini ve yapışmasını önlemek amacıyla mekanik konik ucun gerisine konik (Delft mantosu olarak da bilinen) bir ünite eklemişlerdir (Şek. 2.2).

Begemann (1965), mekanik koniye sürtünme şaftı monte ederek CPT teknolojisinde önemli bir gelişme kaydetmiştir (Şek. 2.3).

Ölçümlerin koninin hemen üst kısmına yerleştirilmiş birim deformasyon ölçerler veya sensörler ile alındığı elektrik konisi ile ilgili çalışmalar 1949 yılında başlamış ve sürtünme ölçer ataşmanı da olan ilk elektrikli koni 1957 yılında üretilmiştir (Clayton, 1995). Fugro ve Hollanda Devlet Araştırma Enstitüsü 1965

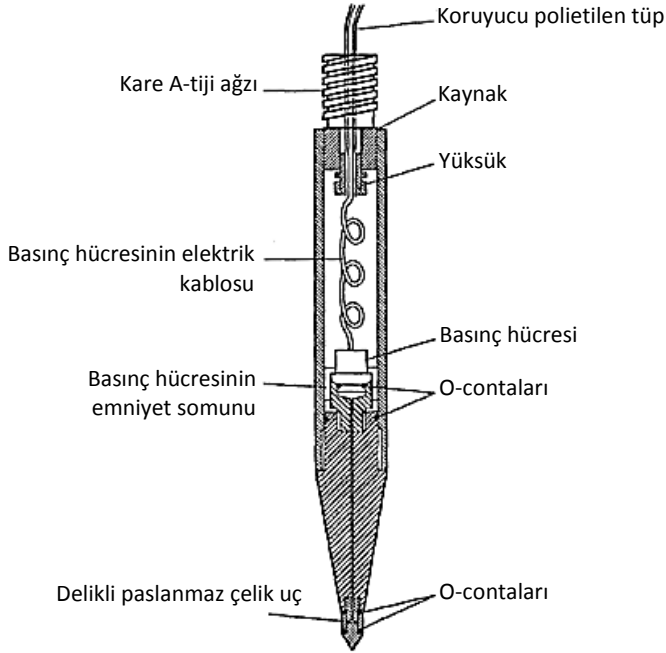


Şekil 2.3. Mekanik sürtünme konisi (a) kapalı ve (b) tamamen açık konumda (Begemann, 1965)



Şekil 2.4. Fugro tipi elektrikli sürtünme konisi (Lunne vd., 1997)

Penetrasyon esnasında sadece boşluk suyu basıncını ölçen ilk elektrikli piyezometre uçları 1974 yılında Norveç Geoteknik Enstitüsü'nde geliştirilmiştir. 1975 yılında ise İsveç'te Torstensson ve ABD'de Wissa vd. hem konik dirençleri hem de boşluk suyu basıncını beraberce ölçebilen piyezokoni aletleri geliştirmişlerdir (Lunne vd., 1997). Wissa vd. (1975)'nin geliştirdiği elektrikli piyezometrik koni Şek. 2.5'te gösterilmiştir.



Şekil 2.5. Elektrikli piyezometrik koni (Wissa vd., 1975)

Günümüzde uygulamada kullanılan farklı tip konik sonda uçları aşağıda sıralanmıştır:

- Mekanik konik sondalar (Begemann tipi)
- Elektrikli konik sondalar
- Piyezo-elektrik konik sondalar (CPTU)
- Sismik-piyezo konik sondalar (SCPTU)
- Özel ataşmanlı konik sondalar

Özetle, mekanik ve elektrikli konik sondalar ile koninin zemine itilmesi esnasında oluşan uç ve sürtünme dirençleri, piyazo-elektrik konik sondalar ile de bunlara ilaveten boşluk suyu basıncı ölçülmektedir. Öte yandan sismik konik sondada, konik uca jeofonlar eklenerek sismik dalgaların gelişi algılanmakta, dalga hareket hızı ile sismik kayma dalgası hızları tahmin edilerek zemin rijitliği yorumlanabilmektedir (Clayton, 1995). Yakın geçmişteki araştırmalar çok küçük birim deformasyonlardaki başlangıç kayma deformasyon modülü (G_0) tahmininde SCPTU'nun başarılı bir yöntem olduğunu göstermektedir.

Özel ataşmanlı sondalar ile i. yanal gerilme ölçümleri, ii. presiyometrik ölçümler, iii. sismik ölçümler, iv. elektrik direnci ölçümleri, v. ısı akışı ölçümleri, vi. ses hızı ölçümleri, vii. gama ışıını geri saçınımı, viii. radyoizotop ölçümleri vb. zeminlerin değişik özellikleri belirlenebilmektedir.

CPT'nin zemin araştırmalarındaki rolü aşağıdaki maddeler ile özetlenebilir:

- Zemin profilinin belirlenmesi
- Yeraltı suyu seviyesinin belirlenmesi
- Boşluk suyu basıncının tahmini
- Zemin katmanlarının fiziksel ve mekanik özelliklerinin tahmini
- Sığ ve derin temellerde oturma ve taşıma gücü yaklaşımları
- Sıvılaşma potansiyeli değerlendirmeleri
- Çevre geotekniğinde kontaminantların tespiti (zemin özdirenci ölçümü ile)
- Zemin iyileştirme uygulamalarında kalite kontrolü
- Üç bileşenli jeofonlar ile sismik dalga hızı ölçümleri

CPT'nin avantajları ve dezavantajları Tablo 2.1'de özetlenmiştir (Kulhawy ve Mayne, 1990).

Tablo 2.1. CPT'nin avantajları ve dezavantajları

Avantajlar	Dezavantajlar
- Deney süresi kısadır. - Yumuşak ve zayıf zeminlere yönelik diğer arazi deneylerine göre daha ekonomiktir. - Turba, organik ve yumuşak killer gibi problemlili zemin tabakalarının tespiti hızlıca yapılabilmektedir. - Deney verisi deney esnasında eşzamanlı ve sürekli olarak kaydedilmektedir. - Deney sonuçları dijital ortamda hızlıca değerlendirilebilmektedir. - SPT'ye oranla operatör hatasının deney sonuçlarına etkisi çok daha azdır. - İnce tabakalar, bantlar ve mercekler tespit edilebilmektedir. - Koni üzerine yerleştirilen ölçüm cihazlarıyla zeminlerin değişik özellikleri belirlenebilmektedir.	- Deney çok sıkı zeminler ile iri çakıl ve kaya bloklarının yer aldığı koşullarda uygulanamamaktadır. - Deney esnasında örnek alınamamaktadır. - İnklinometre atışmanı ile kontrol edilmediği durumlarda, penetrometre 15 m'den daha derinlerde düşey eksenden sapabilmektedir.

2.2. Deney Düzeneği ve Detayları

Başlıca konik penetrasyon deney ekipmanları konik penetrasyon sondası, itme ekipmanı ve veri toplama sistemidir. Bu bölümde, konik penetrasyon sondası ve itme ekipmanı detayları özetlenecektir.

2.2.1. Konik Penetrasyon Sondası

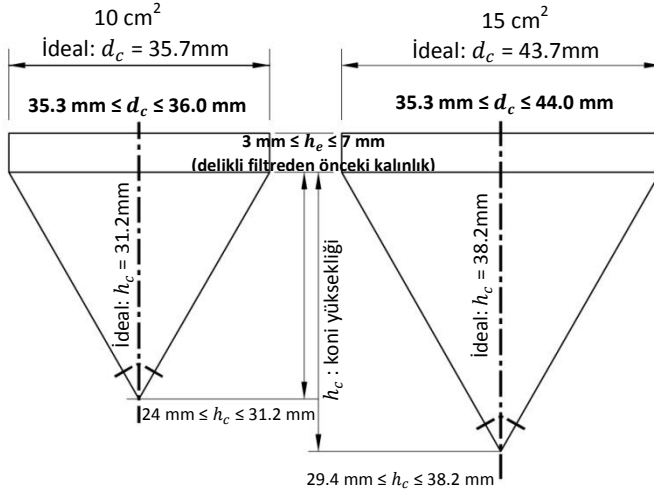
Konik penetrasyon sondası; konik uç, ölçüm aletleri ve sürtünme azaltıcı elemanlardan oluşmaktadır.

Konik Uç

Standart olarak koni çapı 35.7 mm, izdüşüm alanı 10 cm², koni tepe açısı 60° kullanılmaktadır. Silindirik sürtünme yüzeyinin boyu 133.7 mm ve toplam sürtünme alanı 15000 mm² 'dir. Değişik zemin koşullarında Şek. 2.6'da gösterilen 2, 10, 15 ve 40 cm² izdüşüm alanına sahip koniler kullanılabilmekte olup (Robertson ve Cabal, 2010), 10 ve 15 cm²'lik konik uçların imalatında ve kullanımında tolere edilebilen sınırlar ve ortalama değerler ise Şek. 2.7'de gösterilmiştir.



Şekil 2.6. 2, 10, 15 ve 40 cm² izdüşüm alanına sahip konik sondalar
(Robertson ve Cabal, 2010)

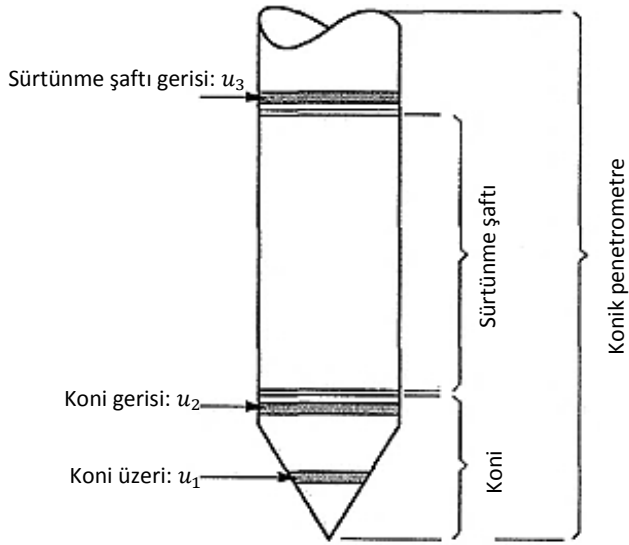


Şekil 2.7. Konik uçların imalat ve kullarımdaki kabul edilebilir toleranslar (ASTM D 5778-07)

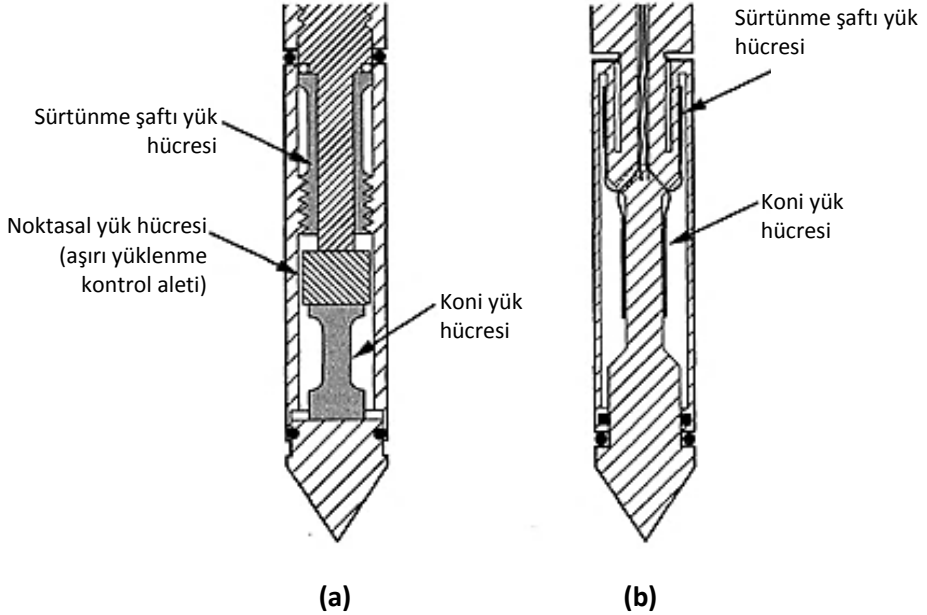
Konik sondanın üzerindeki ölçüm aletleri

Koni üzerinde elektronik ölçüm üniteleri olarak uç ve sürtünme direncini ölçen yük sensörleri; boşluk suyu basıncını ölçen poroz filtre ve basınç sensörü, ve düşeylik kontrolü için inklinometre ataşmanı bulunmaktadır. Boşluk suyu basınçları Şek. 2.8'de gösterildiği gibi üç değişik lokasyonda yapılabilmektedir. Piyezokonik sondalar gösterilen bu lokasyonlardan ikisinde (iki elemanlı piyezokonik sonda) veya üçünde (üç elemanlı piyezokonik sonda) boşluk suyu basıncı ölçümü yapabilmektedir. En az iki farklı lokasyonda ölçüm almanın amacı farklı alanlarda etkili olan su basınçları dikkate alınarak uç ve sürtünme dirençlerinde düzeltme yapmaktır. Ayrıca Şek. 2.9'da gösterildiği gibi değişik tip koniler kullanılarak basınç ve çekme altında sürtünme dirençleri ölçülebilmektedir.

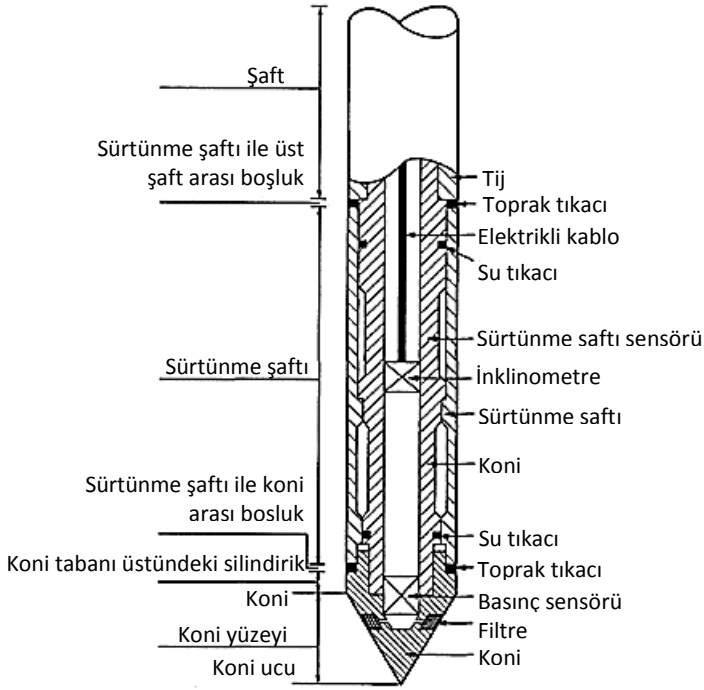
Günümüzde yaygın olarak kullanılan bir piyezokoninin detayları Şek. 2.10'da gösterilmektedir.



Şekil 2.8. Boşluk suyu basıncı ölçümünün alındığı lokasyonlar (Lunne vd., 1997)



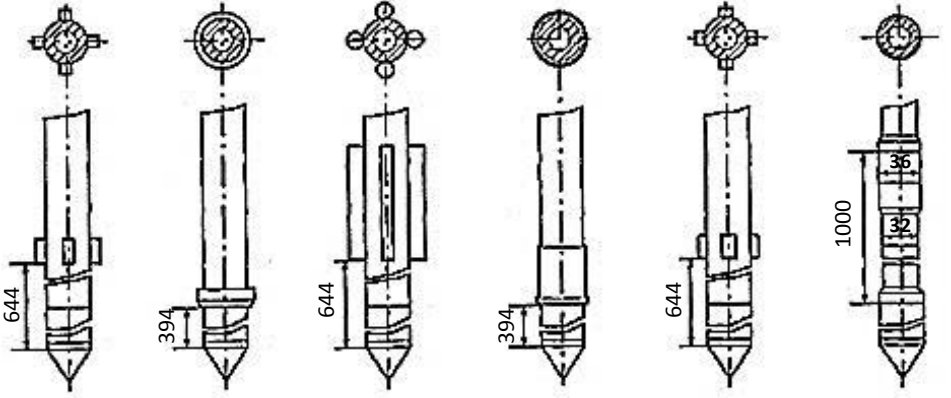
Şekil 2.9. Farklı konik penetrometre tasarımları (a) basınç ve (b) çekme altında yanıl sürtünme direnci ölçen koniler (ASTM D 5778-07)



Şekil 2.10. Piyezokonik penetrometre detayları (Lunne vd., 1997)

Sürtünme azaltıcı elemanlar

Konik penetrasyon deneyleri genelde tijlerdeki sürtünmenin sistemin itki kapasitesini aşması sonucu hedeflenen derinliğe inmeden tamamlanmak zorunda kalmaktadır. Ayrıca düşey eksenden aşırı sapmalar deneyi sonlandıran sebeplerdendir. Denizdeki uygulamalarda 16 – 17 tonluk itki kapasitesi genelde kapasite aşımı sorununu gidermektedir. Penetrasyon esnasında koninin gerisindeki tijlerde mobilize olan sürtünme kuvvetlerinin azaltılması amacıyla, koninin 0.3 m ila 1.0 m gerisine koniden daha geniş boyutlara sahip elemanlar yerleştirilmektedir. Yaygın olarak kullanılan sürtünme azaltıcı elemanlar Şek. 2.11’de gösterilmektedir.



Şekil 2.11. Farklı sürtünme azaltıcı elemanlar (Lunne vd., 1997)

2.2.2. İtme Ekipmanı

İtme ekipmanı detayları deney süresini ve penetrasyon derinliğini etkilemekte olup, deneyin yapılacağı yere uygun olarak seçilmelidir. İtme ekipmanı itme tijleri, itki mekanizması ve reaksiyon sisteminden oluşmaktadır. İtme ekipmanı deneyin karada veya denizde yapılmasına göre başlıca iki farklı tiptedir.

Karada

Karada yapılan deneylerde itme ekipmanı hidrolik krik ve reaksiyon sisteminden oluşmaktadır. Deney için gerekli itki kapasitesi genelde 10 ton ila 20 ton arasında değişmekte olup, yumuşak zeminler için 2 ton ila 5 ton arasında olanlar da kullanılmaktadır. İtkinin 20 tonu aşması durumunda tijler burkulabilmekte veya zarar görebilmektedir. Orta sıkı-sıkı kum ve sert killerde 20 tonluk itki ile 30 m derinliklere kadar inmek mümkünken, daha zayıf zeminlerde düşeyden sapmamak koşuluyla 100 m derinliklere kadar inilebilmektedir.

Karada yapılan deneylerde itme için gerekli reaksiyon 15 ton veya daha fazla balastlı ağır yük kamyonları ile sağlanmaktadır. Gerektiğinde burgulu

ankrajlarla reaksiyonu arttırmak mümkün olabilmektedir. Hidrolik krika sistemi için gerekli güç bu kamyonlarca sağlanmaktadır. Bazı durumlarda hafif treyler de itme ekipmanı olarak da kullanılmaktadır. Ölü ağırlığın yeterli olmadığı durumlarda kullanılan ankrajlar zaman kayıplarına neden olmaktadır. Arazi koşullarının uygun olması halinde, bir günde ağır yük kamyonları ile yaklaşık 250 m, hafif treyler ile de yaklaşık 120 m toplam penetrasyon değerine ulaşılabilir.

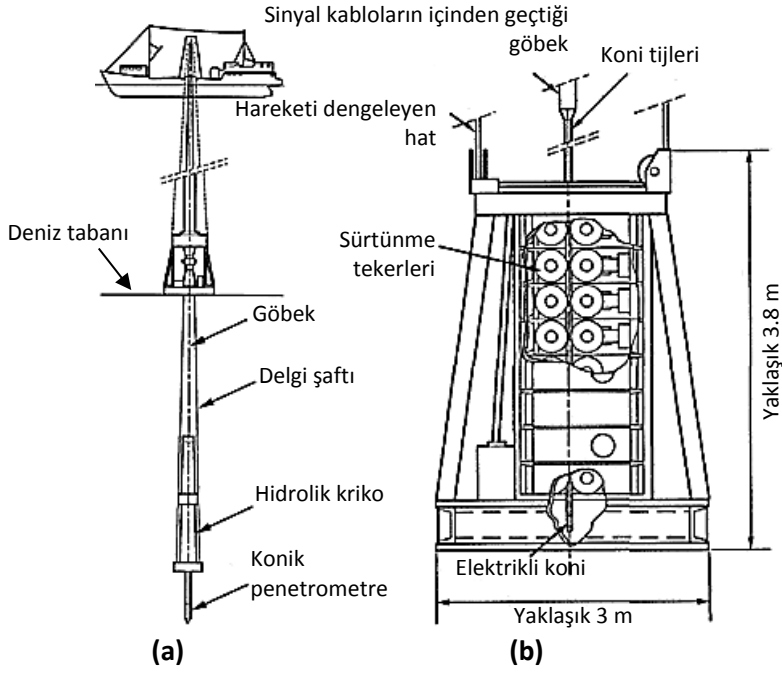
Denizde

İtme ekipmanları, deneylerin sığ sular (su derinliğinin 30 – 40 m’den az) veya derin sularda (su derinliğinin 30 – 40 m’den fazla) yapılmasına göre değişmektedir.

Sığ sularda, CPT ekipman ve deney yöntemleri karadakine benzerdir. Bunlara ilaveten, genelde bir platform veya duba kullanılmakta ve yanıl desteğinin sağlanması amacıyla tijler çift koruma altına alınmaktadır. Duba ankrajlarla zemine sabitlenmekte ve ankrajların olası bir kabarmayı dengelemesi ve sistemi dalga hareketinden salınımlardan korunması sağlanmaktadır.

Derin sularda ise, zemini delmeye yarayan özel bir deniz aracı gerekmektedir. Derin sularda yapılan CPT’ler “*kuyu aşığı modu*” ve “*deniz yatağı modu*” olarak iki tiptir (Şek. 2.12). *Kuyu aşığı modunda* konik sonda kuyu dibinden zeminin içine doğru itilir. Birçok durumda, penetrometre 10 - 12 ton kadar bir kuvvetle itilmekte ve ilerleme aşamaları 3 m ile sınırlıdır. Sonda çekildikten sonra, kuyu daha derinlere indirilerek sürekliye yakın CPT profili oluşturulur.

Deniz yatağı modunda ise, konik sonda deniz yatağından zeminin içine doğru itilir. Fugro tarafından 1970-71 yıllarında kullanılan denizaltı CPT itme ekipmanları, tekerlekli sistem ile geliştirilmiştir. Günümüzde bu itme ekipmanları ile deniz altında yumuşak-orta sıkı zeminlerde 45 – 50 m derinliklere kadar CPT yapılabilir.



Şekil 2.12. Derin sulardaki konik penetrasyon deneylerinde kullanılan itme ekipmanları (a) kuyu aşağı modu ve, (b) deniz yatağı modu (Lunne vd., 1997)

2.3. CPT Yapım Yöntemi

Bu bölümde elektrikli sürtünme konisi ve elektrikli piyazo koni ile yapılan konik penetrasyon deneyleri için ASTM D5778-07 ve IRTTP standartlarında tariflenen yapım yöntemi özetlenmiştir. Mekanik koninin ve mekanik sürtünme şaftının zemine sürülmesinin elektrikli koniye göre daha karmaşık olması, CPT'nin diğer penetrasyon deneylerine göre olan avantajlarının (sürekli zemin profilinin algılanması, operatör hatalarından kaynaklı sorunların minimum olması vb.) tam olarak sağlanamaması nedenleri ile günümüzde yerini elektrikli koniye bırakmaktadır.

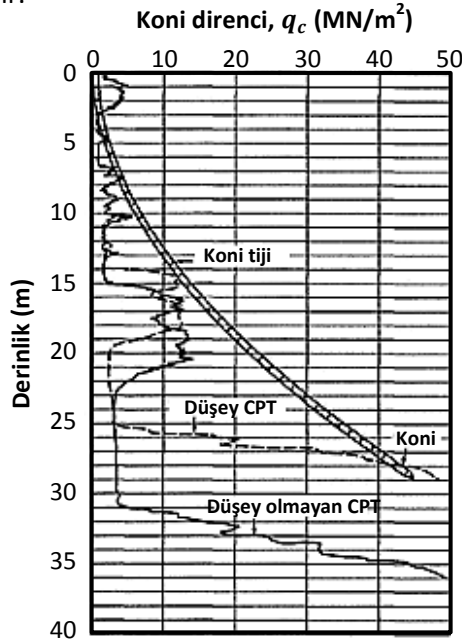
Elektrikli konilerin mekanik konilere göre avantajları Meigh (1987) tarafından aşağıdaki gibi sıralanmıştır:

- (i) Zayıf zeminlerde dahi sonuçların doğruluk derecesi ve tekrar edilebilirliğinin yüksek olması
- (ii) Daha sık aralıklarla ölçüm alınabilmesi ve dolayısıyla ince tabakaların algılanabilmesi
- (iii) Operasyon hızının daha yüksek olması
- (iv) Bir dizi sensörün konik ucun gerisine ilâştirilebilmesi (özel ataşmanlı elektrikli koniler)
- (v) Elektronik verilerle analizin daha kolay olması, mühendisin deney esnasında dahi saha inceleme ve temel tasarımı hakkında fikir sahibi olması

Elektrikli koni ve elektrikli piyezokoni ile yapılan konik penetrasyon deneyinin (sırasıyla, CPT ve CPTU) yapım yöntemi aşağıda özetlenmiştir (ASTM D 5778).

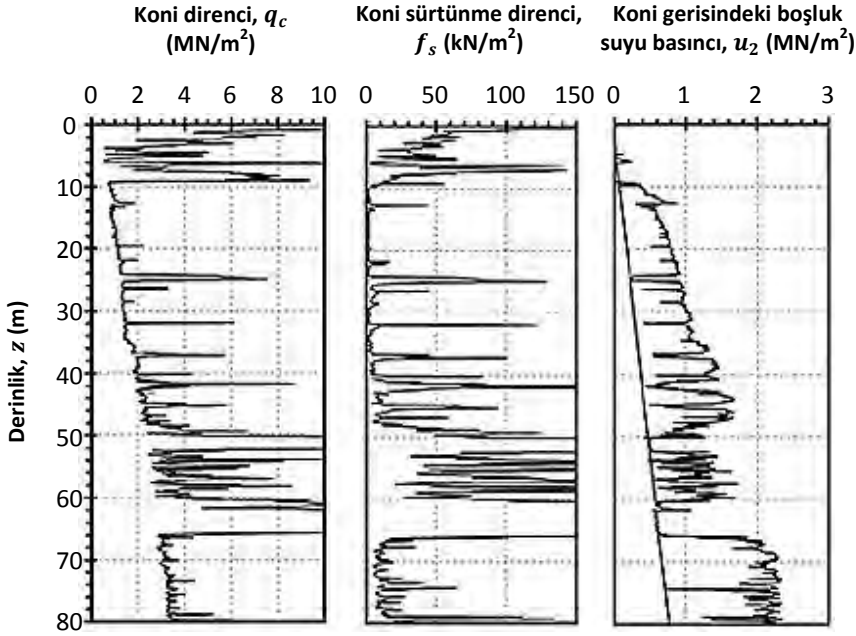
- 1- Deney noktaları arasında minimum 2 m veya 25 delgi çapı mesafe olması gereklidir.
- 2- İtme ekipmanı sondalamanın yapılacağı yere getirilip, krikolar yardımıyla ekipman sondalama aksı tam düşey olacak şekilde yükseltiâerek askıya alınmalıdır.
- 3- Penetrasyon hızı 20 ± 5 mm/sn'ye ayarlanmalı, tijler aşağı inerken ve kayıt alınırken hız sabit tutulmalıdır.
- 4- Tijlerin doğrusallığı, kalıcı eğikliği ve temizliği kontrol edilmelidir.
- 5- Sürtünme azaltıcı elemanlar en öndeki tije eklenmelidir.
- 6- Konik uçta herhangi bir hasarın ve pürüzlülüğün olmaması kontrol edilmelidir. Meigh (1987) konik ucun pürüzlülüğünün koni direncini değıştîrebileceğini vurgulamıştır.
- 7- Özellikle çok yumuşak zeminlerde sürtünme direncinin hassasiyetinden dolayı, sürtünme şaftının yağlanmış ve temiz olmasına dikkat edilmelidir.
- 8- CPTU deneylerinde boşluk suyu basıncı ölçüm sistemi deney öncesinde suya doaygun hale getirilmelidir.
- 9- Ölçüm sistemleri sık sık kalibre edilmelidir.
- 10- Yüâklenmemiş durumda, zemininkine yakın bir sıcaklıkta, penetrometre ucu havada veya suda asılıyken ilk referans değeri alınmalı ve kaydedilmelidir.

- 11- Deneye başladıktan sonra kayıtların alındığı derinlikler zemin yüzeyinden itibaren en fazla ± 100 mm doğrulukla ölçülmelidir.
- 12- Uç ve sürtünme dirençleri (CPTU'da boşluk suyu basıncı dahil) derinlik boyunca sürekli olarak kaydedilmelidir. Mekanik sondalarda iki kayıt derinliği arasındaki mesafe en fazla 50 mm olmalıdır. Denizde yapılan deneylerde bu mesafe daha da kısa tutulmalıdır. IRTP'ye göre deney esnasında düşeyden sapmanın 2° 'yi aşmaması istenir. Düşeyliğin kontrol edilmediği ve sapmaların olduğu durumlarda düşeyden sapmanın profil boyunca kaydedilen uç direnç değerleri üzerinde ne kadar etkili olduğu Şek. 2.13'teki örnekte gösterilmiştir.
- 13- Tij eklemek vb. sebepler için deneyin durdurulduğu sürelerin, artık boşluk suyu basınçları sönmölenmeye başlayacağından, mümkün olduğunca kısa tutulması gereklidir.
- 14- Deney sonunda, penetrasyon ucu çıkarılmalı, uç havada veya suda serbestçe asılı iken tekrar referans değerleri alınmalıdır. Ayrıca deney sonunda penetrasyon ucunda oluşmuş bir hasar varsa rapor edilmelidir.



Şekil 2.13. Düşeyliğin ölçümler üzerindeki etkisi (Bruzzi ve Battaglio, 1987)

Tipik bir piyezokoni sondalama verisi Şek. 2.14'te gösterilmektedir.



Şekil 2.14. Tipik bir CPTU deney sonucu (ASTM D 5778-07)

2.4. CPT Ölçümlerini Etkileyen Faktörler ve Uygulanan Düzeltmeler

Bu bölümde ölçümlerin hangi faktörlerden etkilendikleri, bu etkilere göre ölçümlerin hesap aşamasında nasıl düzeltilebileceği, deney esnasında mühendisin ve operatörün nelere dikkat etmesi gerektiği özetlenmiştir.

Boşluk Suyu Basıncının Etkisi

Konik ucun civarındaki boşluk suyu basıncının ölçülen uç ve sürtünme dirençlerine olan etkisi birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir (Lunne vd., 1997). Öte yandan ölçülen boşluk suyu basıncı, filtrenin lokasyonuna ve bazen de koninin üzerindeki eksenel yüke bağlı olarak değişkenlik göstermektedir.

Penetrometrenin iç geometrisinden dolayı boşluk suyu basıncı koninin arkasındaki omuz alanına (u_2) ve sürtünme şaftının uçlarına (u_2 ve u_3)

etkimektedir (Şek. 2.15). Bu etki “farklı alan etkisi” olarak da adlandırılmakta olup, uç ve sürtünme bölgelerindeki toplam gerilmeyi değiştirmektedir. Bu etki yumuşak ince daneli zeminlerde daha fazladır. Bu etkiye bağlı olarak koni direncinde Bağntı (2.1)’de verilen düzeltme uygulanmalıdır.

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (2.1a)$$

ve

$$a = \frac{A_n}{A_c} \quad (2.1b)$$

ve

$$A_n = \frac{\pi d_s^2}{4} \quad (2.1c)$$

ve

$$A_c = \frac{\pi d_c^2}{4} \quad (2.1d)$$

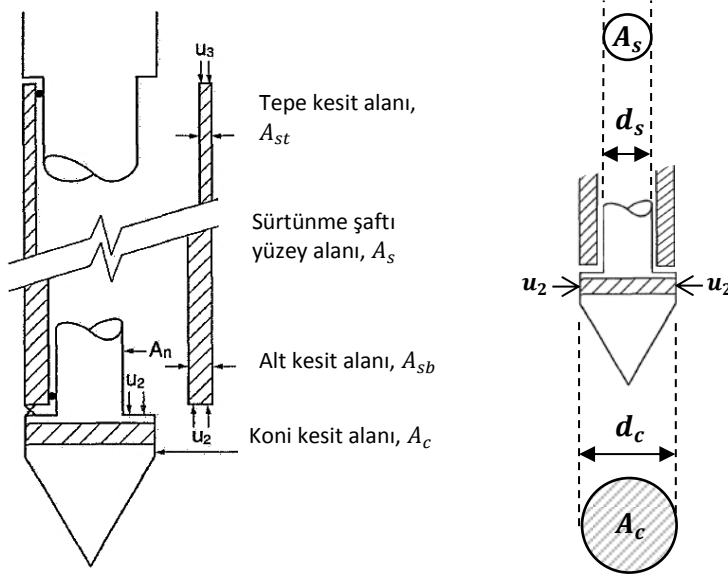
Burada; q_t : düzeltilmiş toplam uç direnç, q_c : ölçülen uç direnç, a : koni alan oranı, A_n : koni gerisindeki şaftın dolu kesit alanı, A_c : koninin izdüşüm alanı, d_s : koni gerisindeki şaftın çapı ve d_c : koni çapıdır.

Koni alan oranı (a) birçok konik penetrometre için 0.55 ila 0.9 aralığında değişmektedir. Bu oranın 0.4 kadar düşük olması durumunda düzeltmelerde önemli katkısı olacağından, özellikle yumuşak ince daneli zeminlerde ölçülen koni direncinin yanıltıcı olmasına neden olmaktadır. İdeal olarak bu değerin 1’e yakın bir değer olması gereklidir.

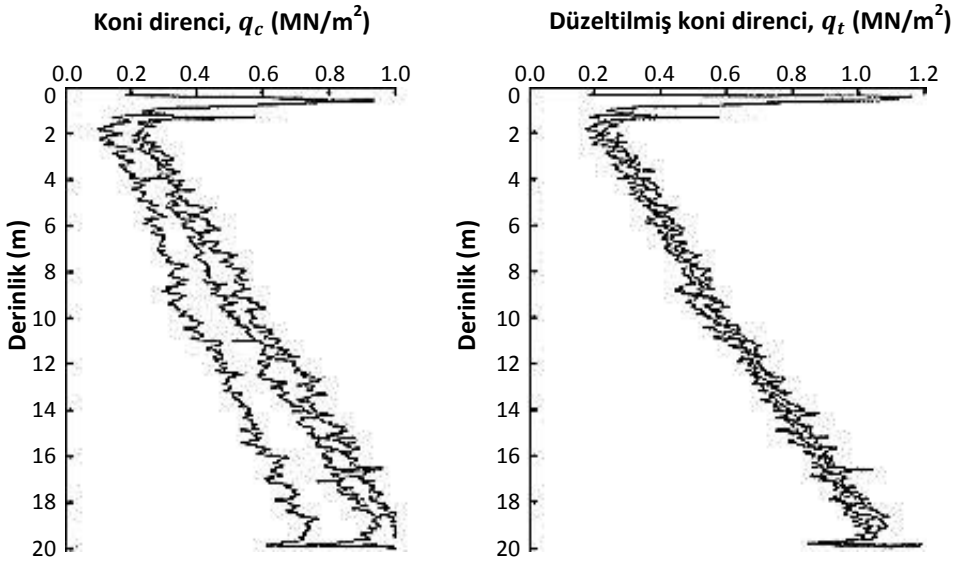
Şekil 2.16’da birbirine yakın kuyularda yapılmış deneylerde ölçülen koni direnci (q_c) ile düzeltilmiş toplam koni direncinin (q_t) derinlik boyunca değişimleri verilmiştir. Şekil 2.16 incelendiğinde düzeltmelerin yapılması durumunda ölçümlerin birbiri ile tutarlı hale geldiği görülmektedir.

Bağntı (2.1)’de verilen düzeltmenin uygulanabilmesi için Şek. 2.15’te gösterilen koni gerisindeki noktada u_2 boşluk suyu basıncının ölçümünün yapılması gereklidir. Ancak, u_2 değerinin ölçülmediği durumlarda koni üzerinde ölçülen

u_1 değerine göre (bk. Şek. 2.8), u_2 değeri yaklaşık olarak tahmin edilebilir (Lunne vd., 1997).



Şekil 2.15. Konik penetrometre boyutları ve boşluk suyu basıncı ölçümleri (Lunne vd., 1997)



Şekil 2.16. Yumuşak zeminlerde düzeltilmiş koni direncinin etkisi (Lunne vd., 1997)

Bu bölümün başında değinildiği gibi, sürtünme şaftının iki ucundaki farklı kesit alanlarından dolayı boşluk suyu basıncı, sürtünme direncini de etkilemektedir. Artık boşluk suyu basınçlarının olduğu durumlarda üst ve alt uçlardaki u_2 ve u_3 (bk. Şek. 2.15) değerleri birbirinden farklı olmaktadır. Şekil 2.15'te gösterilen tanımlamalara göre bu etkiye göre düzeltilmiş sürtünme direnci (f_t) Bağntı (2.2)'den hesaplanmaktadır.

$$f_t = f_s - \frac{(u_2 A_{sb} - u_3 A_{st})}{A_s} \quad (2.2)$$

Burada; u_3 değeri nadiren ölçüldüğünden, sürtünme şaftının iki ucundaki alanlar mümkün olduğunca küçük (ince şaft) ve eşit olursa ($A_{sb} = A_{st}$) bu düzeltmeye gerek kalmayacaktır. " u_3 " değerinin ölçülmediği durumlarda Bağntı (2.2)'de verilen düzeltmenin uygulanmaması gerektiği vurgulanmaktadır. Sürtünme direncine koni direncinden daha az güvenilmesinin sebeplerinden birisi de yukarıda tariflenen boşluk suyu basıncı etkisidir (Lunne vd., 1997).

Filtre Lokasyonunun Etkisi

Genel olarak en yüksek boşluk suyu basıncı koninin ucunda ölçülürken, koninin arkasındaki silindirik kısımda ölçülen basınçlar normal gerilmelerin azaldığı bölgededir. Dolayısıyla, yüksek normal gerilmeler koninin ucuna yakın ölçülen boşluk suyu basınçlarını domine ederken, yüksek kesme gerilmeleri de silindirik kısımdaki ölçümler üzerinde baskındır. Buna bağlı olarak filtre lokasyonuna bağlı olarak, boşluk suyu basıncı davranışının farklı zeminler için aşağıdaki gibi olabileceği belirtilmiştir (Lunne vd., 1997):

- Suya doymuş zeminlerde normal gerilmelerdeki artış pozitif, kesme gerilmesindeki artış ise hacimsel genleşme özelliklerine bağlı olarak pozitif veya negatif boşluk suyu basınçlarına neden olmaktadır.
- Yumuşak ve normal konsolide ile az aşırı konsolide zeminlerde hem koni ucuna yakın hem de silindirik kısımda pozitif boşluk suyu basınçları oluşmaktadır.

- Sıkı silt, kum veya yüksek aşırı konsolide gibi hacimsel genleşme özelliği taşıyan zeminlerde ise farklı olarak silindirik kısımda çok düşük veya negatif boşluk suyu basınçları gözlemlenmektedir.

Günümüzde Şek. 2.8’de gösterilen lokasyonların ikisinde ya da üçünde de boşluk suyu basıncı ölçebilen penetrometreler mevcuttur. Ancak eğer tek bir lokasyonda ölçüm alınabiliyorsa, filtrenin koninin hemen arkasında yer alan bölgeye yerleştirilerek u_2 değerlerinin ölçülmesi tavsiye edilmektedir.

Sıcaklık Etkisi

Yük hücrelerinin ve sensörlerinin bağlı olduğu herhangi bir sistemin sıcaklık değişimlerinden etkilendiği bilinmektedir. Lunne (1986) sıcaklık değişiminin piyezokoni ölçümlerini önemli ölçüde etkileyebileceğini göstermiştir. Sıcaklık değişiminin ölçümlere etkisi kumlu zeminlerde sınırlı iken, koni direnci değerlerinin düşük olduğu yumuşak killerde sıcaklığa bağlı düzeltmenin yapılması önem kazanmaktadır. Bu düzeltme için ilk ve son alınan referans okumalarının zemin sıcaklığında olmasına dikkat edilmelidir. Örneğin, deney esnasındaki sıcaklık değişimleri uç direncinde $2 \text{ (kN/m}^2\text{)/}^\circ\text{C}$; sürtünme direncinde $0.1 \text{ (kN/m}^2\text{)/}^\circ\text{C}$ farklar yaratabilmektedir (Lunne vd., 1997).

2.5. CPT Verilerinin Yorumlanması

Bu bölümün devamında bazı kavram ve değerlendirmelerin anlaşılabilmesi için Bölüm 2.4’te verilenlere ek olarak aşağıdaki tanımların yapılmasında yarar görülmüştür:

- CPT : Konik penetrasyon deneyi
- CPTU: Boşluk suyu basınçlarının da ölçüldüğü piyezokoni deneyi
- Koni (Uç) direnci, q_c :

$$q_c = Q_c / A_c \quad (2.3)$$

Burada; Q_c : koninin ucunda ölçülen kuvvet ve A_c : koni izdüşüm alanıdır.

- Sürtünme direnci, f_s :

$$f_s = F_s / A_s \quad (2.4)$$

Burada; F_s : sürtünme şaftı yüzeyinde ölçülen kuvvet ve A_s : sürtünme şaftı yüzey alanıdır.

- Normalize edilmiş koni direnci, Q_t :

$$Q_t = (q_t - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0} \quad (2.5a)$$

ve

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (2.5b)$$

Burada; q_t : düzeltilmiş toplam koni direnci, σ_{v0} ve σ'_{v0} : değerlendirilen derinlikteki zeminin toplam ve efektif örtü yükü gerilmeleri ve a : alan oranıdır (A_n / A_c).

- Sürtünme oranı, R_f :

Boşluk suyu basıncının ölçülmediği durumda (CPT);

$$R_f(\%) = (f_s / q_c) * 100 \quad (2.6)$$

Boşluk suyu basıncının ölçüldüğü durumda (CPTU);

$$R_f(\%) = (f_s / q_t) * 100 \quad (2.7)$$

- Normalize edilmiş sürtünme oranı, F_r :

$$F_r(\%) = [f_s / (q_t - \sigma_{v0})] * 100 \quad (2.8)$$

- Net koni direnci, q_n :

$$q_n = q_t - \sigma_{v0} \quad (2.9)$$

- Net (artık) boşluk suyu basıncı, Δu :

$$\Delta u = u_2 - u_0 \quad (2.10)$$

Burada; u_0 : hidrostatik basınç, u_1 , u_2 ve u_3 : değişik lokasyonlarda ölçülen dinamik boşluk suyu basınçlarıdır (bk. Şek. 2.8).

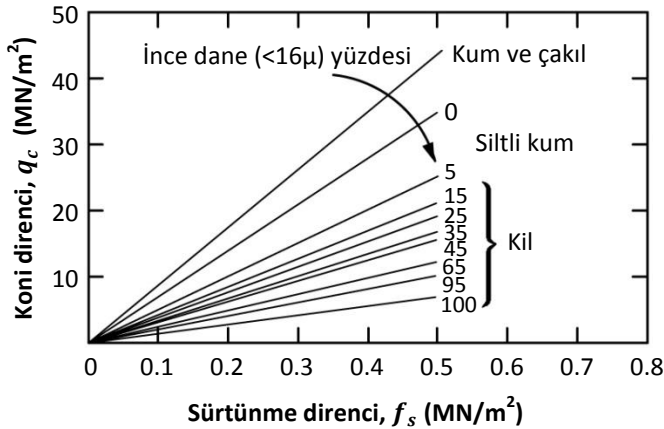
- Boşluk suyu basıncı oranı, B_q :

$$B_q = \Delta u / q_n = (u_2 - u_0) / (q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.11)$$

2.6. CPT – Zemin Parametreleri

2.6.1. Zemin Sınıflandırması

Begemann (1965) koniye sürtünme yüzeyini ekledikten sonra sürtünme direnci (f_s) ile koni direnci (q_c) yardımıyla Şek. 2.17’de gösterilen ilk zemin sınıflama abağını önermiştir. Günümüzde bu sınıflama abağı halen en geçerli yöntemlerden biri olarak bilinmektedir.



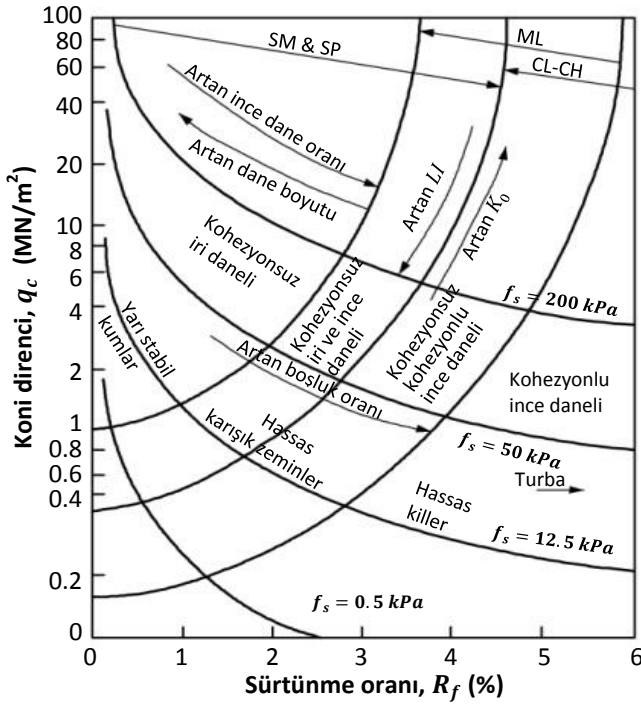
Şekil 2.17. Zemin sınıflandırması (Begemann, 1965)

Zemin sınıflamasına yönelik en detaylı çalışmalardan biri de Douglas ve Olsen (1981) tarafından önerilen Şek. 2.18'deki sınıflama abağıdır. Bu abak bilinen anlamda dane dağılımına bağlı yapılmış sınıflamalardan farklı olarak zemin davranış modelini tanımlayan bir yaklaşımdır. Abak incelendiğinde kumlu zeminlerin yüksek koni direnci ve düşük sürtünme oranları, killi zeminlerin yüksek sürtünme oranları, organik zeminlerin düşük koni direnci ve yüksek sürtünme oranları, hassas zeminlerin düşük koni direnci ve düşük sürtünme oranları ile temsil edildiği görülebilmektedir.

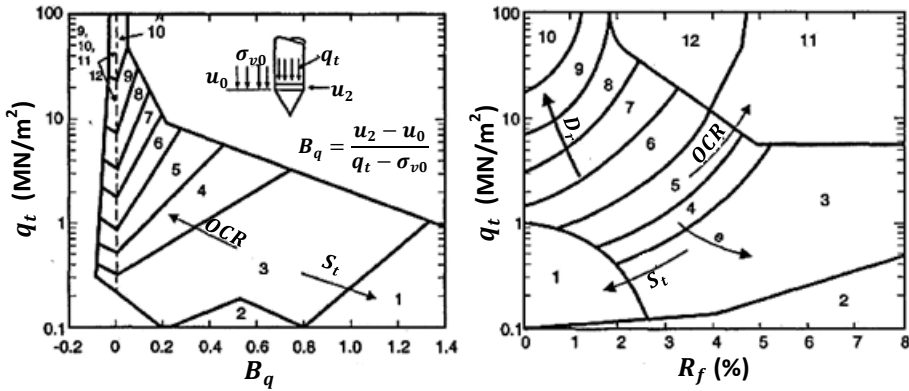
Literatürde yapılan yorumlardan CPT'de q_c ve u ölçümlerinin sağlıklı olduğu, f_s ölçümlerinin ise sıklıkla hatalı değerler verdiği anlaşılmaktadır (Lunne vd, 1997). Robertson vd. (1986) bu gözlemi dikkate alarak zemin sınıflamasının (q_c , u ve f_s) parametre seti ile daha gerçekçi bir şekilde yapılabileceğini vurgulayarak Şek. 2.19'da gösterilen sınıflama abağını önermişlerdir. Bu abakta zemin sınıflaması (q_t , B_q ve R_f) parametreleri kullanılarak yapılmıştır. Eğer CPT yapılmış ise sağdaki, CPTU yapılmış ise soldaki abak kullanılmalıdır. Bu abaklarda; OCR : aşırı konsolidasyon oranı, D_r : bağıl yoğunluk ve S_t : hassasiyet derecesidir.

Robertson (1990) konik penetrasyon direncinin aynı özelliklere sahip zeminlerde SPT dirençlerinde olduğu gibi derinlikle arttığı gerçeğinden hareketle, örtü yüküne göre bir düzeltme yapılması gerektiğini vurgulamıştır. Önerdiği zemin davranışı sınıflama abağı deney türünün CPT veya CPTU olmasına bağlı olarak Şek. 2.20'de gösterilmektedir. Eğer CPT yapılmış ise soldaki, CPTU yapılmış ise sağdaki abak kullanılmalıdır.

Yazarlar bu abakların zemin türleri hakkında genel bir fikir vermek amacıyla kullanılması gerektiğini, değişik abaklar kullanıldığında zemin türü bölgelerinde bindirmeler olabileceğini, farklı zemin davranış modellerinin elde edilebileceğini ifade etmektedirler. Uygulamada sağlıklı boşluk suyu basınçlarının elde edilmesindeki zorluklar nedeni ile genellikle CPTU yerine CPT verilerine yönelik abaklar yaygın olarak kullanılmaktadır.



Şekil 2.18. Zemin davranış tipi sınıflandırma abağı (Douglas ve Olsen, 1981)



Bölge Zemin Davranış Tipi

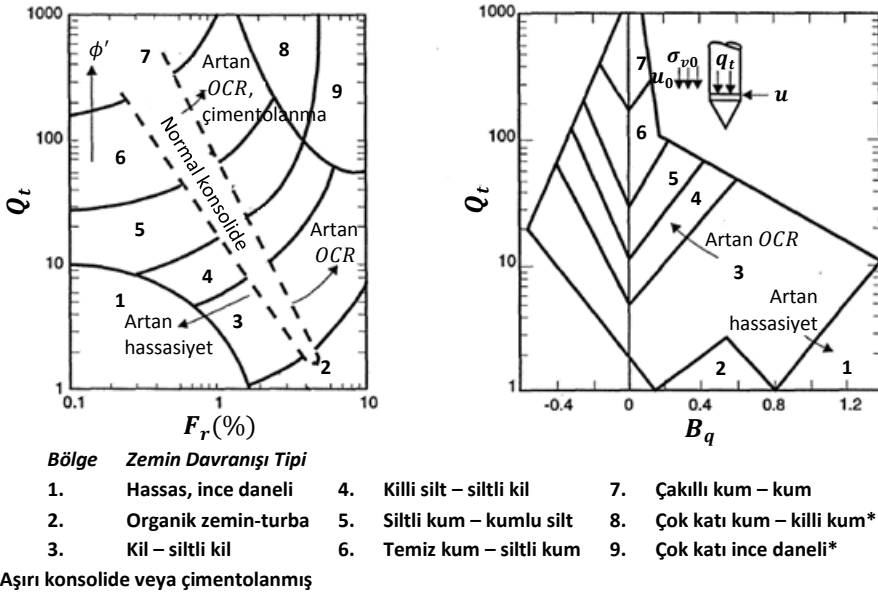
1. Hassas ince daneli
2. Organik zemin
3. Kil
4. Siltli kil – kil

5. Killi silt – siltli kil
6. Kumlu silt – killi silt
7. Siltli kum – kumlu silt
8. Kum – siltli kum

9. Kum
10. Çakıllı kum – kum
11. Çok katı ince daneli*
12. Kum – killi kum

*Aşırı konsolide veya çimentolanmış

Şekil 2.19. Zemin davranış tipi sınıflandırma abağı (Robertson vd., 1986)



Şekil 2.20. Zemin davranışı sınıflandırma abağı (Robertson, 1990)

Robertson (1990), Şek. 2.20’de zemin türlerini gösteren bölgeleri zemin davranış modeli indisi I_m olarak tanımladığı bir parametre ile ilişkilendirmiştir. Bu Bağıntı (2.12)’de verilmiştir.

$$I_m = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (2.12)$$

Tablo 2.2’de değişik zemin türleri için olası I_m değerleri verilmektedir.

2.6.2. CPT- Birim Hacim Ağırlığı (γ)

Zeminin birim hacim ağırlığı Robertson vd. (1986) tarafından önerilen zemin sınıflandırma abağından ve Tablo 2.3’te verilen değerlerden tahmin edilebilmektedir.

Tablo 2.2. Farklı zemin türleri için I_m aralıkları (Robertson, 1990)

<i>Bölge</i>	<i>Zemin Davranışı Tipi</i>	I_m
1	Hassas, ince daneli	-
2	Organik zemin-kil	> 3.6
3	Siltli kil-kil	2.95 – 3.6
4	Killi silt – siltli kil	2.60 – 2.95
5	Siltli kum – kumlu silt	2.05 – 2.6
6	Temiz kum – siltli kum	1.31 – 2.05
7	Çakıllı kum – sıkı kum	< 1.31
8	Çok katı kum – killi kum*	-
9	Çok katı ince daneli*	-

*Aşırı konsolide veya çimentolanmış

Tablo 2.3. Şekil 2.19’da verilen sınıflandırma abağındaki zemin türleri için yaklaşık birim hacim ağırlığı değerleri (Robertson vd., 1986)

<i>Bölge</i>	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$
1	17.5
2	12.5
3	17.5
4	18.0
5	18.0
6	18.0
7	18.5
8	19.0
9	19.5
10	20.0
11	20.5
12	19.0

2.6.3. CPT – SPT Korelasyonları

SPT bütün dünyada ve özellikle de Kuzey Amerika ülkelerinde yaygın olarak kullanılan bir saha deneyidir. Yıllar boyunca SPT verileri kullanılarak zemin modellemesi ve doğrudan tasarım yöntemleri geliştirilmiştir. Bu nedenle günümüzde birçok mühendis CPT verilerinin eşdeğer SPT- N değerlerini yorumlayarak zemini algılamayı ve davranış biçimi ile ilgili bir ön değerlendirme yapmayı tercih etmektedirler.

Diğer taraftan hem CPT hem de SPT verilerine dayalı geliştirilmiş yöntemler ampirik olup, sonuçlar bir hata payı içermektedir. CPT koni direnci, q_c , ile eşdeğer SPT direnci, N_{60} , değerinin bilinmesi bir projede her iki saha deneyi için geliştirilmiş yöntemlerin aynı anda kullanılmasına imkan vererek kullanılan yöntemlerin sayısında bir artış sağlamakta ve zemin davranışının istatistiksel olarak değerlendirilmesine, dolayısıyla da olası hata paylarının daha hassas olarak algılanmasına yardımcı olmaktadır.

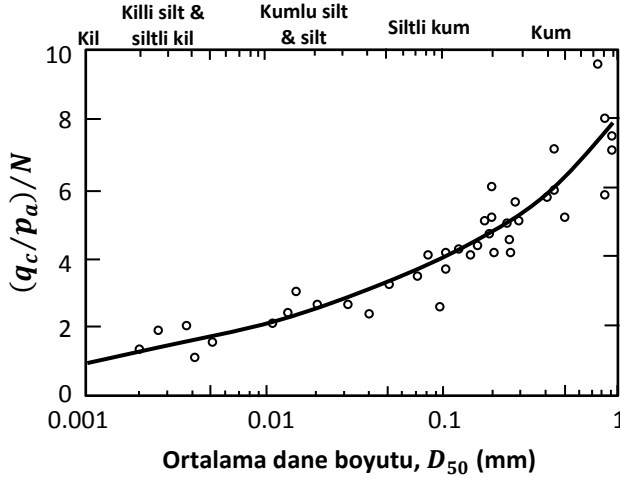
Yukarıdaki nedenlerle literatürde CPT- q_c değeri ile eşdeğer SPT- N_{60} değerinin belirlenmesi için korelasyonlar geliştirilmiştir.

Robertson vd. (1983) $q_c - N_{60}$ arasındaki korelasyonların zeminin dane dağılımına bağlı olduğunu vurgulamış ve $(q_c/p_a)/N_{60}$ oranı ile zeminin ortalama dane boyutu, D_{50} arasında Şek. 2.21’de verilen ilişkiyi önermiştir (p_a : atmosferik basınç $\approx 1 \text{ bar} \approx 100 \text{ kN/m}^2$). Bu korelasyon D_{50} değerinin 0.001 mm ila 1.0 mm arasında değiştiği durum için verilmiştir. Genel olarak dane boyutu büyüdükçe $(q_c/p_a)/N_{60}$ oranı artmaktadır.

Robertson vd. (1986) Şek. 2.19’da tanımlanan zemin türü bölgeleri için Tablo 2.4’te verilen $(q_c/p_a)/N_{60}$ oranlarını önermiştir. İnce daneli zeminlerde q_c yerine q_t kullanılması tavsiye edilmiştir.

Kulhawy ve Mayne’nin (1990) daha zengin bir veri tabanı kullanarak ortalama dane boyutunun 0.001 mm ila 10 mm arasında değiştiği zeminler için önerdiği korelasyon Şek. 2.22’de gösterilmektedir. Bu şekilde ortalama dane boyutunun

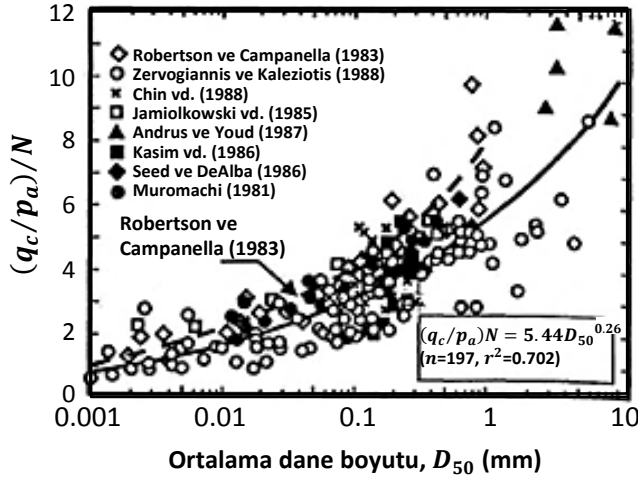
$D_{50} > 1$ mm olduğu koşullarda genel davranıştan sapmaların arttığı gözlenmektedir. Bu korelasyonda SPT- N değerlerine enerji düzeltmelerinin yapılmamış olması da korelasyondaki standart sapmayı arttırmaktadır (Lunne vd., 1997).



Şekil 2.21. Dane boyutuna bağlı CPT-SPT korelasyonu (Robertson vd., 1983)

Tablo 2.4. Zemin türüne bağlı $(q_c/p_a)/N_{60}$ oranları (Robertson vd., 1986)

Bölge	Zemin türü	$(q_c/p_a)/N_{60}$
1	Hassas ince daneli	2.0
2	Organik zemin	1.0
3	Kil	1.0
4	Siltli kil – kil	1.5
5	Killi silt – siltli kil	2.0
6	Kumlu silt – killi silt	2.5
7	Siltli kum – kumlu silt	3.0
8	Kum – siltli kum	4.0
9	Kum	5.0
10	Çakıllı kum – kum	6.0
11	Çok katı ince daneli	1.0
12	Kum – killi kum	2.0



Şekil 2.22. Dane boyutuna bağlı CPT-SPT korelasyonu (Kulhawy ve Mayne, 1990)

Jefferies ve Davies (1991), CPT-SPT korelasyonunun zemin davranış modeli indisi, I_m , ile ilintili olduğunu vurgulamış, düzeltilmiş koni direnci, q_t , değerini kullanarak $(q_t/p_a)/N_{60}$ oranı için Bağıntı (2.13)'ü önermiştir.

$$(q_t/p_a)/N_{60} = 8.5 \left[1 - \frac{I_m}{4.6} \right] \quad (2.13)$$

2.6.4. Kohezyonlu Zeminler

2.6.4.1. CPT – Drenajsız Kayma Dayanımı (c_u)

Zemin taşıma gücü teorisine göre, kohezyonlu zeminlerde penetrasyon esnasında, zemin taşıma gücü aşılmakta ve zeminin taşıma gücü ile drenajsız kayma dayanımı arasındaki ilişki toplam gerilme yaklaşımına göre Bağıntı (2.14) ile ifade edilmektedir.

$$q_c = c_u N_k + \sigma_{v0} \quad (2.14a)$$

veya

$$N_k = (q_c - \sigma_{v0})/c_u \quad (2.14b)$$

Bu bağıntıda; σ_{v0} : ölçüm derinliğindeki toplam örtü yükü ve N_k : koni faktörüdür (koni geometrisindeki bir yükleme için taşıma gücü faktörü). Koni faktörü N_k ampirik yöntemlerle belirlenmektedir.

Bowles (1996) N_k değerlerinin ekstremde, çeşitli faktörlere bağlı olarak (normal/aşırı konsolide, hassasiyet, plastiklik özellikleri, koni geometrisi, drenajsız kayma dayanımının belirlendiği referans deney vb.), $N_k = 5 - 75$ gibi geniş bir aralıkta değiştiğini ifade etmektedir. Ancak Bowles (1996) N_k değerlerinin ağırlıklı olarak 10 – 30, çoğunlukla da 15 – 20 aralığında değiştiğini belirtmektedir.

CPT teknolojisinde deneyimli olan Fugro (2004) koni faktörü için aşağıdaki değerlerin kullanılmasını önermektedir:

$$\begin{aligned} \text{Normal konsolide killer için} \quad N_k &= 15 - 16 \\ \text{Aşırı konsolide killer için} \quad N_k &= 18 - 19 \end{aligned}$$

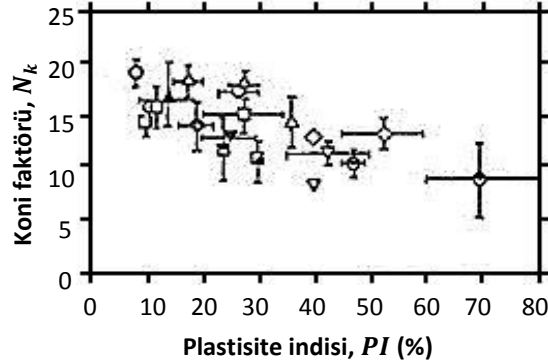
Normal konsolide killerde drenajsız kayma dayanımının arazi kanatlı kesme deneyi ile belirlendiği bir veri tabanını değerlendiren Lunne ve Kleven (1981) koni faktörünün plastisite indeksine bağlı olarak Şek. 2.23'te gösterilen değerlerle ifade edilebileceğini göstermiştir. Koni faktörü (N_k) Şek. 2.23'te görüldüğü gibi artan plastisite indisi ile azalma eğiliminde olup, değerleri 11 ila 19 arasında değişmekte ve ortalama olarak 15 değerini almaktadır. Araştırmacılar arazi kanatlı kesme c_u değerlerine Şek. 2.24'te gösterilen Bjerrum düzeltmesi yapılması durumunda ($c_u^* = c_u \times \mu$), koni faktörünü N_k^* olarak tanımlayıp koni faktörü için Şek. 2.25'te gösterilen değerleri elde etmişler ve N_k^* faktörünün plastisite indisine bağlı olmadığını göstermişlerdir.

Koni geometrisine bağlı olarak değişik alan oranlarına sahip konilerde q_c değerlerinin boşluk suyu basınçlarından etkilendiği bilinmektedir. Düzeltilmiş koni direnci $q_t = q_c + u_2(1 - a)$ kullanıldığında bu farklılık giderilmektedir.

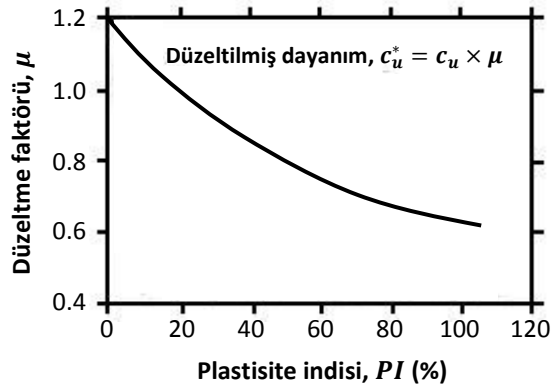
Düzeltilmiş koni direnci kullanılması durumunda koni faktörü Bağntı (2.15)'teki gibi tanımlanmaktadır.

$$N_{kt} = (q_t - \sigma_{v0}) / (c_u)_{lab} \quad (2.15)$$

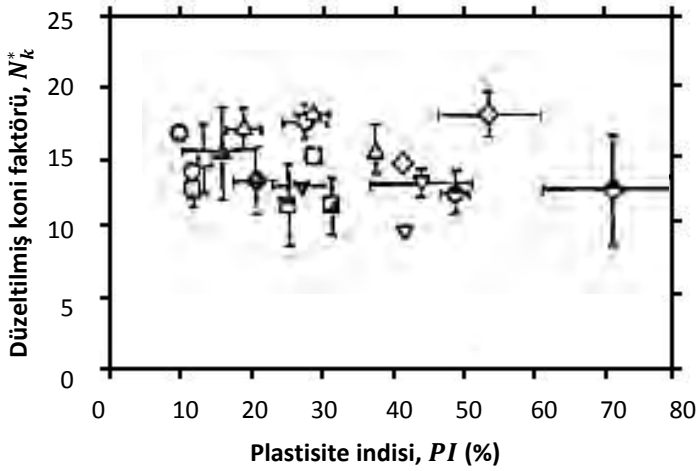
Burada $(c_u)_{lab}$: laboratuvar deneyleri ile belirlenen ortalama c_u değeridir (üçeksenli basınç/çekme ve basit kesme deneylerinden elde edilen c_u değerlerinin ortalaması). Bu yaklaşımı kullanarak Aas vd. (1986) Şek. 2.26a'da gösterilen N_{kt} değerlerini önermişlerdir. Genel olarak yüksek plastisiteli zeminlerde daha yüksek N_{kt} değerleri gözlemlenmiştir. Ayrıca Lunne vd. (1997), normal konsolide killerde N_{kt} değerinin 10 kadar düşük olabileceğini, aşırı konsolide killerde ise 30 kadar yüksek olabileceğini belirtmişlerdir.



Şekil 2.23. Normal konsolide killer için kanatlı kesme dayanımına bağlı koni faktörü (Lunne ve Kleven, 1981)



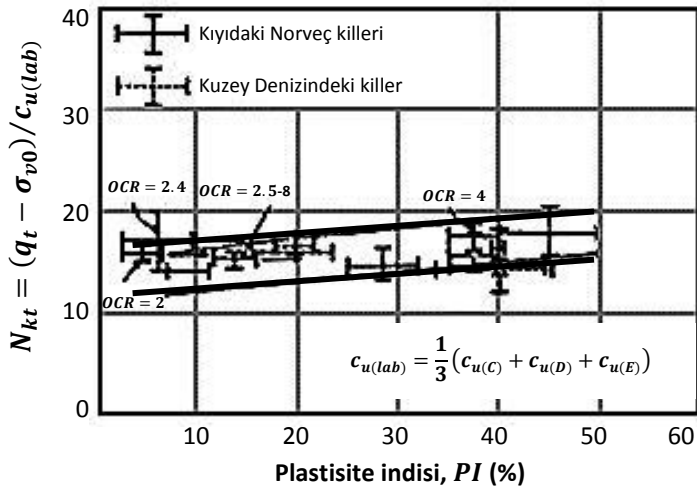
Şekil 2.24. Kanatlı kesme dayanımı için düzeltme (Bjerrum, 1972)



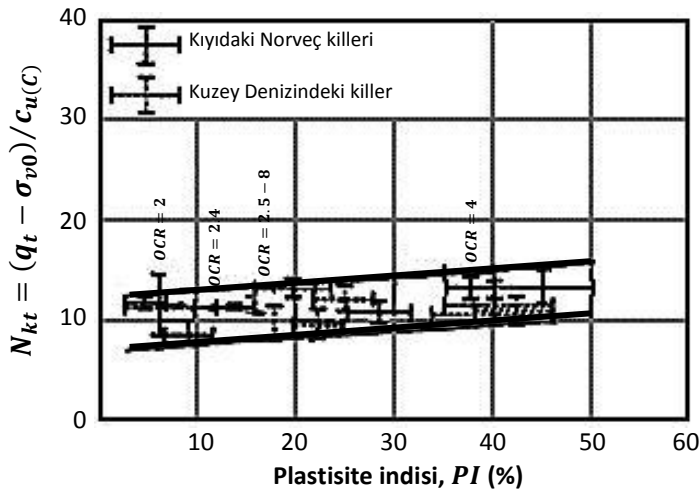
Şekil 2.25. Normal konsolide killer için düzeltilmiş kanatlı kesme dayanımına bağlı koni faktörü (Lunne ve Kleven, 1981)

Drenajsız kayma mukavemetinin arazi kanatlı kesme deneyi ile tayini ve Bjerrum düzeltmesi uygulanması durumunda ise N_{kt} Şek. 2.26b'de gösterilen değerlerle temsil edilmektedir. Bu araştırma sonucunda N_{kt} değerlerinin referans c_u değerinin laboratuvar deney sonuçlarından alınması durumunda arazi kanatlı kesme deneyine kıyasla daha yüksek olduğu görülmektedir.

Yukarıdaki açıklamalardan koni faktörünün (N_k veya N_{kt}) referans deney metodu ve zemin özelliklerine bağlı olarak geniş bir aralıkta değişim gösterdiği anlaşılmaktadır. Ayrıca boşluk suyu ölçümlerindeki sorunlar nedeniyle q_t dolayısıyla N_{kt} değerleri hatalı olabilmektedir. Yazarların görüşü, uygulamada N_k yaklaşımının kullanılması, $N_k = 17.5$ gibi ortalama bir değer seçilmesi veya yukarıda bahsedilen Fugro tarafından önerilen değerlerin kullanılması uygun bir yaklaşımdır. Tüm bu tartışmalardan drenajsız kayma dayanımının laboratuvar deneyleri veya arazi kanatlı kesme deneyi ile belirlenmesinin en sağlıklı yöntem olduğu anlaşılmaktadır.



(a)



(b)

Drenajsız kayma dayanımı:

$c_{u(C)}$: üçeksenli basınç deneyinden

$c_{u(D)}$: basit kesme deneyinden

$c_{u(E)}$: üçeksenli çekme deneyinden

Şekil 2.26. Plastisite indisine bağlı N_{kt} değerleri (Aas vd., 1986)

2.6.4.2. CPT – Odometrik Deformasyon Modülü (M)

Kohezyonlu zeminlerin hacimsel sıkışma katsayısı (m_v), odometrik deformasyon modülü M , ile q_c arasında Sanglerat (1972) tarafından önerilen bağıntılar Tablo 2.5'te verilmektedir. Burada, $M = 1/m_v = \alpha_m \times q_c$ bağıntısı geçerli olup; α_m : korelasyon katsayısıdır.

Tablo 2.5. α_m katsayıları (Sanglerat, 1972)

q_c aralıkları	α_m değerleri	Zemin türü
$q_c < 0.7 \text{ MN/m}^2$	$3 < \alpha_m < 8$	Düşük plastisiteli kil (CL)
$0.7 \text{ MN/m}^2 < q_c < 2.0 \text{ MN/m}^2$	$2 < \alpha_m < 5$	
$q_c > 2.0 \text{ MN/m}^2$	$1 < \alpha_m < 2.5$	
$q_c > 2 \text{ MN/m}^2$	$3 < \alpha_m < 6$	Düşük plastisiteli silt (ML)
$q_c < 2 \text{ MN/m}^2$	$1 < \alpha_m < 3$	
$q_c < 2 \text{ MN/m}^2$	$2 < \alpha_m < 6$	Yüksek plastisiteli silt ve killer (MH ve CH)
$q_c < 1.2 \text{ MN/m}^2$	$2 < \alpha_m < 8$	Organik silt (OL)
$q_c < 0.7 \text{ MN/m}^2$		Turba ve organik kil (Pt, OH)
$50 < w < 100$	$1.5 < \alpha_m < 4$	
$100 < w < 200$	$1 < \alpha_m < 1.5$	
$w > 200$	$0.4 < \alpha_m < 1$	

Burada; w : su içeriğidir (%).

Mahesh ve Vikash (1995), Hindistan kil zeminleri üzerinde yaptıkları çalışmalar sonucunda aşağıdaki korelasyonları önermişlerdir:

Düşük plastisiteli killer (CL) için;

$$4.5 \text{ MN/m}^2 < q_c < 6.0 \text{ MN/m}^2 \text{ ise } \alpha_m = 1.37$$

$$4.0 \text{ MN/m}^2 < q_c < 4.5 \text{ MN/m}^2 \text{ ise } \alpha_m = 1.67$$

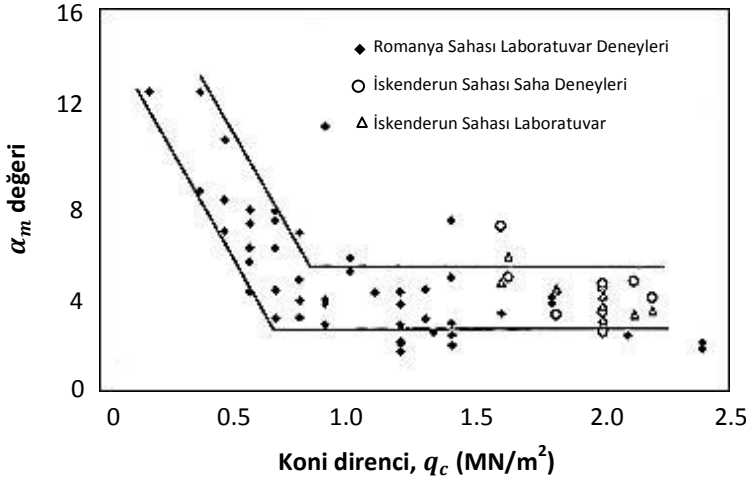
$$2.5 \text{ MN/m}^2 < q_c < 4.0 \text{ MN/m}^2 \text{ ise } \alpha_m = 1.7 - 2.8$$

Yüksek plastisiteli killler (CH) için;
 $0.5 \text{ MN/m}^2 < q_c < 2.5 \text{ MN/m}^2$ ise $\alpha_m = 2.8 - 6.1$

Öte yandan, Rusya'daki uygulamalarda genel bir yaklaşımla tüm killerde $\alpha_m = 7$ değerinin alınması önerilmektedir .

Erol vd. (2004) plastik killerde yapılan laboratuvar deneylerinden belirlenen m_v değerleri ve arazi önyüklemeye dolguları altında ölçülen oturmalarda geri analiz yöntemi ile belirlenen m_v değerleri ile q_c arasındaki ilişkinin Şek. 2.27'de gösterildiği gibi olduğunu vurgulamışlardır. Şekil 2.27'de görüldüğü gibi yaklaşık 75 gözleme dayalı bir veri tabanında α_m katsayısının :

- i. $0.2 \text{ MN/m}^2 < q_c < 0.75 \text{ MN/m}^2$ aralığında artan koni direnci ile belirgin bir azalma göstererek $4 < \alpha_m < 12$ aralığında değiştiği
- ii. $0.75 \text{ MN/m}^2 < q_c < 2.40 \text{ MN/m}^2$ aralığında ise koni direncine bağlı olmaksızın $2.7 < \alpha_m < 4.7$ aralığında değişim gösterdiği belirlenmiştir.

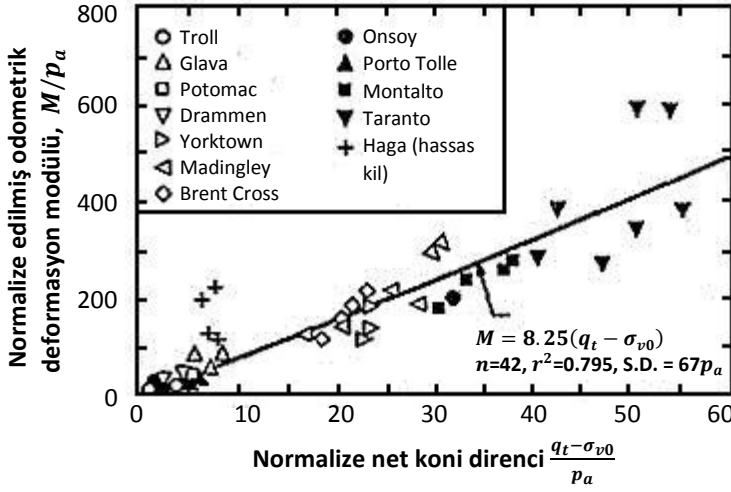


Şekil 2.27. α_m değerlerinin koni direncine bağlı olarak değişimi
 (Erol vd., 2004)

Kulhawy ve Mayne (1990) daha genel bir yaklaşımla düzeltilmiş koni direnci, q_t , ile M arasında Bağntı (2.16)'yı önermiştir.

$$M = 8.25(q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.16)$$

Bu bağntı Şek. 2.28'de verilen veri tabanından elde edilmiştir.



Şekil 2.28. $M - q_n$ ilişkisi (Kulhawy ve Mayne, 1990)

Robertson (2009), $M = \alpha_m(q_t - \sigma_{v0})$ bağntısında α_m değerleri için aşağıdaki kriterleri önermiştir:

$I_m > 2.2$ koşulunda :

$$\begin{aligned} Q_t < 14 \text{ ise } \alpha_m &= Q_t \\ Q_t > 14 \text{ ise } \alpha_m &= 14 \end{aligned} \quad (2.17a)$$

$I_m \leq 2.2$ koşulunda :

$$\alpha_m = 0.0188 [10^{(0.55I_m + 1.68)}] \quad (2.17b)$$

Bu tartışmalardan görülebileceği gibi önerilen korelasyonlar arasında önemli farklılıklar göze çarpmaktadır. Bazı araştırmacılar drenajsız koşullarda ölçülen q_c ile drenajlı davranışı yansıtan bir parametre olan M değerinin türetilmesinin

%100'ü aşan hatalı sonuçlar verebileceği ve önerilen korelasyonların sadece lokal zeminler için sınırlı bir geçerliliği olabileceğini ifade etmektedirler (Lunne vd. 1997).

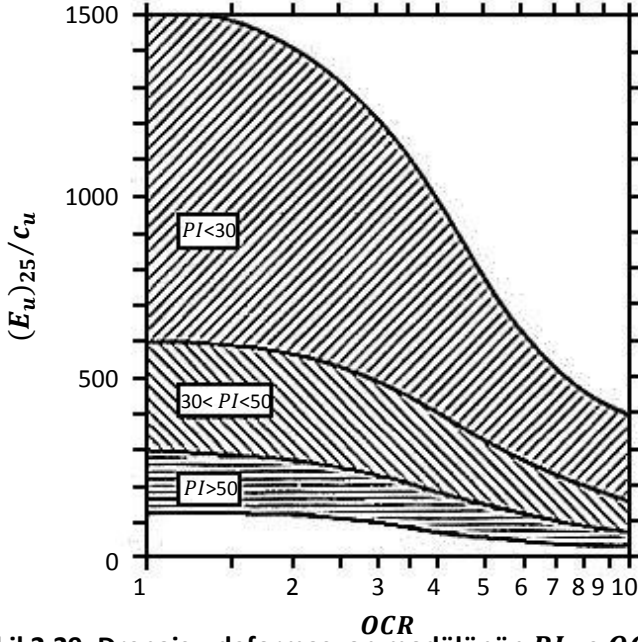
Diğer bir grup araştırmacı ise CPT sondalaması esnasında koni direncinin oluşması aşamasında ortaya çıkan büyük birim deformasyonların odometre deneylerinde ölçülen birim deformasyonların mertebesi ile kıyaslanamayacak kadar farklı olduğu, bu nedenle de iki parametre arasında bir korelasyonda hata payının yüksek olacağı görüşüne yer vermektedirler (De Ruiter, 1982).

2.6.4.3. CPT – Drenajsız Deformasyon Modülü (E_u)

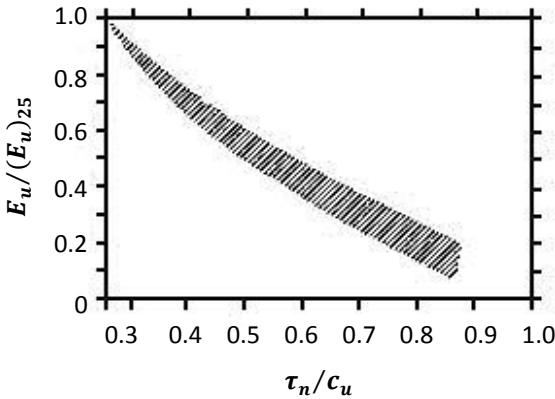
Kohezyonlu zeminlerde koni direncinden (q_c) doğrudan E_u değerine geçiş için korelasyonlar yeterli veri tabanı olmaması nedeniyle geliştirilememiştir. Sonuçta kil zeminlerin sıkışabilirlik parametrelerinin mümkün olduğunca laboratuvar deneyleri ile belirlenmesi gereği ortaya çıkmaktadır. Önerilen saha deneyleri korelasyonları sadece bir mertebe tahmini amacıyla kullanılmalıdır. Uygulamada bunun yerine q_c değerine bağlı olarak Bölüm 2.6.4.1'de detayları verilen yöntemlerle önce drenajsız kayma dayanımı bulunmakta, daha sonra literatürde $n_u = E_u/c_u$ formatında bağıntılar kullanılarak E_u değeri elde edilmektedir. Bu bağıntıda n_u katsayısı, kayma gerilmesinin (τ_n) drenajsız kayma dayanımına oranına (τ_n/c_u), kesme gerilmesi mertebesine, ön yükleme durumuna, kilin hassasiyet derecesine ve plastiklik özelliklerine bağlı olarak değişen bir parametredir.

Duncan ve Buchignani (1976) kilin (τ_n/c_u) = 0.25 gerilme oranı değeri için (E_u/c_u) oranlarını, kilin aşırı konsolidasyon oranı ve plastisite indisine bağlı olarak Şek. 2.29'da vermektedir. Ladd vd. (1977) gerilme oranındaki artışa paralel olarak E_u değerindeki azalmaların mertebelerini Şek. 2.30'da gösterildiği gibi olacağını ifade etmişlerdir. Şekil 2.29 ve 2.30'da bahsi geçen (E_u)₂₅ değerleri %25 nihai gerilme mertebesindeki sekant drenajsız deformasyon modülü değerleridir.

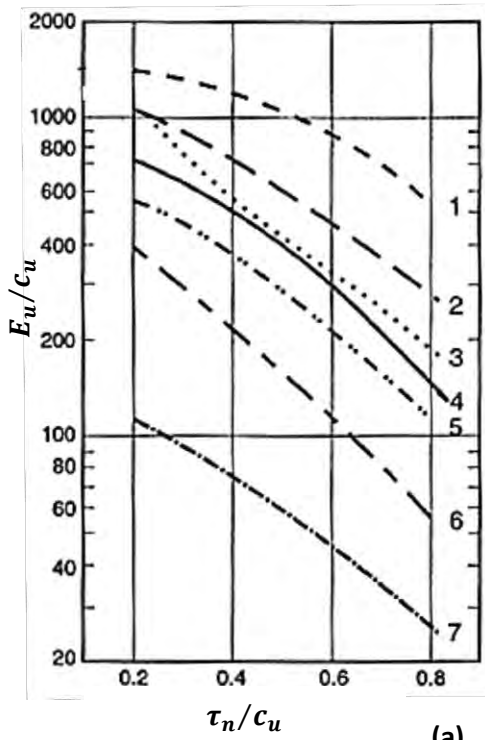
Lunne vd. (1997), Ladd vd. (1977)'nin veri tabanından elde edilen (E_u/c_u) oranlarını Şek. 2.31'de gösterildiği gibi düzenlemişlerdir. Burada; LL : likit limit, PI : plastisite indisi ve σ'_{v0} : efektif örtü yüküdür.



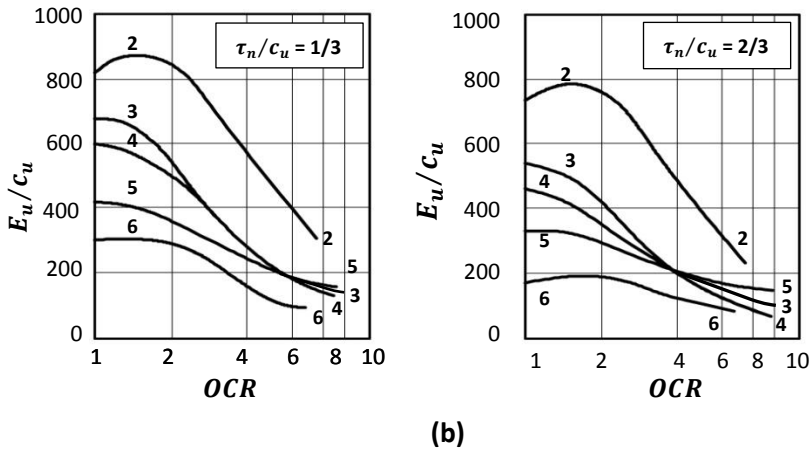
Şekil 2.29. Drenajsız deformasyon modülünün PI ve OCR ile değişimi
(Duncan ve Buchignani, 1976)



Şekil 2.30. Drenajsız deformasyon modülünün gerilme oranı ile ilişkisi
(Ladd vd., 1977)



No.	Açıklama	c_u/σ'_{v0}
1	Portsmouth Kili (CL); $PI=\%15$; $LL=\%35$	0.20
2	Boston Kili (CL); $PI=\%22$; $LL=\%41$	0.20
3	Bangkok Kili (CH); $PI=\%41$; $LL=\%65$	0.27
4	Maine Kili (CH-OH); $PI=\%38$; $LL=\%65$	0.29
5	AGS Kili (CH); $PI=\%40$; $LL=\%71$	0.26
6	Alchafalaya Kili (CH); $PI=\%75$; $LL=\%95$	0.24
7	Taylor Nehri (Turba); $w=\%500$	



Şekil 2.31. E_u/c_u ilişkileri (Ladd vd., 1977)

2.6.4.4. CPT – Aşırı Konsolidasyon Oranı (OCR) ve Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı (K_0)

Robertson (2009) CPT düzeltilmiş koni direnci, q_t , ile OCR arasında Bağntı (2.18)'deki korelasyonu önermiştir.

$$OCR = 0.25[(q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}]^{1.25} = 0.25(Q_t)^{1.25} \quad (2.18a)$$

ve

$$(c_u/\sigma'_{v0})_{OC} = (c_u/\sigma'_{v0})_{NC} \times (OCR)^{0.8} \quad (2.18b)$$

Burada; OC: aşırı konsolide ve NC: normal konsolide zeminleri temsil etmektedir.

Kulhawy ve Mayne (1990) ise Bağntı (2.19)'daki daha sade bağntıları önermektedir:

$$OCR = k^*[(q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}] = k^* \times Q_t \quad (2.19a)$$

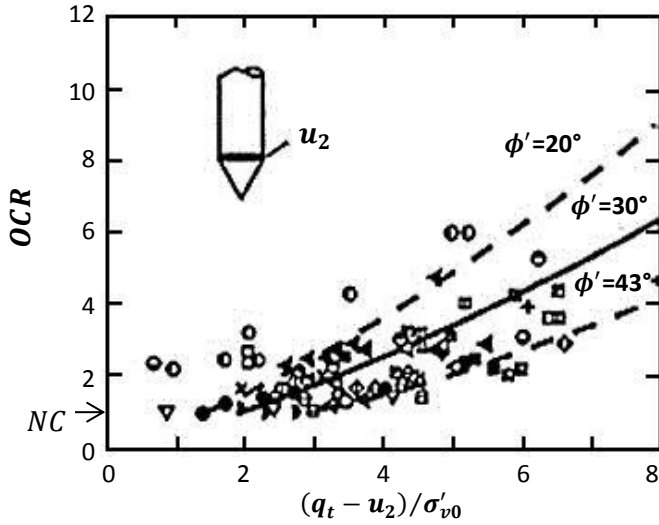
veya

$$p'_c = k^*(q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.19b)$$

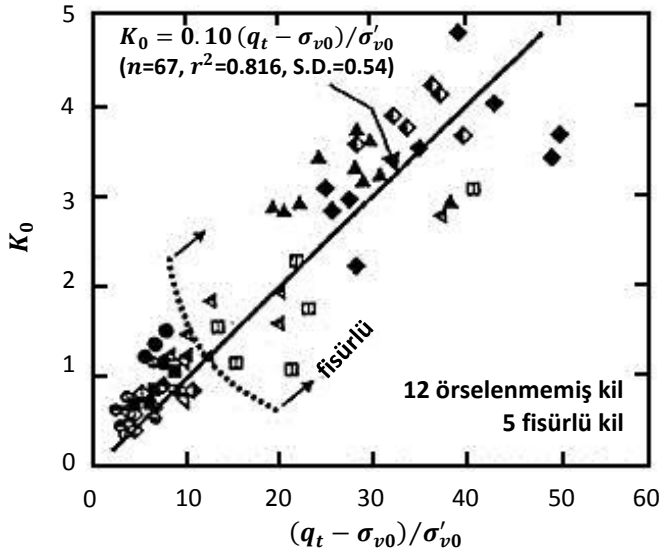
Bu bağntıda k^* katsayısı zeminin OCR değerine bağlı olarak 0.2 ila 0.5 arasında değişen değerler almakta, ortalama olarak 0.33 değeri ile temsil edilmektedir.

Dinamik boşluk suyu basınçlarının (u_2 : koni gerisinde) ölçüldüğü CPTU deney sonuçları elde edilmiş ise, Şek. 2.32'de verilen Mayne (1991) tarafından önerilen OCR değerinin zeminin efektif kayma direnci açısına bağlı olarak değişimini dikkate alan korelasyon kullanılabilecektir. Bu korelasyon $1 < OCR < 6$ için geçerlidir.

Kulhawy ve Mayne (1990), K_0 katsayısının belirlenmesine yönelik Şek. 2.33'te gösterilen korelasyonu önermektedir.



Şekil 2.32. OCR ve $(q_t - u_2)/\sigma'_{v0}$ arasındaki ilişki (Mayne, 1991)



Şekil 2.33. CPTU ölçümlerinden K_0 tahmini (Kulhawy ve Mayne, 1990)

Bu bölümde OCR ve K_0 değerlerinin belirlenebilmesi için CPT/CPTU deney verilerini esas alan korelasyonlar düşük regresyon katsayılarının da işaret ettiği gibi hata paylarının yüksek olabileceği yöntemlerdir ve ancak bir mertebe tahmini olarak yorumlanmalıdır. Yazarlar, önemli projelerde bu parametrelerin laboratuvar ve/veya arazi deneyleri ile doğrudan ölçülmesi gereğini vurgulamakta yarar görmektedir.

2.6.4.5. CPTU Sönümlenme Deneyleri: Zeminlerin Konsolidasyon ve Geçirgenlik Özellikleri

Dinamik boşluk suyu basınçlarının ölçüldüğü CPTU deneylerinde istenen bir derinlikte, penetrasyon durdurulduğunda, koni etrafındaki boşluk suyu basınçları zamanla sönümlenmektedir. Zamanla azalan boşluk suyu basınçları kaydedildiği durumda, bu bölümde açıklanan yöntemlerle zeminlerin konsolidasyon ve geçirgenlik katsayıları belirlenebilmektedir.

CPTU deneylerinde boşluk suyu basıncını ölçen basınç ölçer hücreler değişik konilerde farklı yerlere monte edilmektedir. Basınç ölçerin konumuna göre boşluk suyu basınçları Şek. 2.8’de gösterilen sembollerle tanımlanmaktadır.

Boşluk suyu basıncı sönümlenme oranı, $U(\%)$, Bağıntı (2.20) ile tanımlanmaktadır.

$$U(\%) = [(u_t - u_0)/(u_i - u_0)] * 100 \quad (2.20)$$

Burada; u_t : penetrasyonun durdurulmasından t zaman sonraki boşluk suyu basıncı, u_0 : arazideki denge durumundaki boşluk suyu basıncı (deney öncesi hidrostatik basınç) ve u_i : sönümlenme deneyi başlangıcında ölçülen boşluk suyu basıncı değerleridir.

Genellikle sönümlenme deneylerinin en az $U = \%50$ değerini aşacak şekilde sürdürülmesi gereği tavsiye edilmektedir (ASTM D 5778-07 ve I RTP).

Kohezyonlu zeminlerde akım ve konsolidasyon davranışı, zeminin konsolidasyon katsayısı, c , ve geçirgenlik (permeabilite) katsayısı, k , cinsinden Bağntı (2.21) ile temsil edilmektedir:

$$c = k(M/\gamma_w) \quad (2.21)$$

Burada; M : odometrik deformasyon modülü ($1/m_v$) ve γ_w : suyun birim hacim ağırlığıdır. Zemin davranışının izotropik olmaması durumunda k ve c katsayıları yatay ve düşeyde farklı değerlere sahip olup c_h , k_h : yatay ve c_v , k_v : düşey yönlerdeki değerleri temsil etmektedirler.

Torstensson (1975) sönümlenme deney ölçümlerinden konsolidasyon katsayısının, $U = \%50$ sönümlenme oranı kullanılarak, Bağntı (2.22)'den elde edilebileceğini ifade etmektedir.

$$c = (T_{50}/t_{50}) r^2 \quad (2.22)$$

Burada; T_{50} : %50 sönümlenmeye karşıt gelen boyutsuz zaman faktörü; t_{50} : %50 sönümlenme için geçen süre ve r : koninin yarıçapıdır.

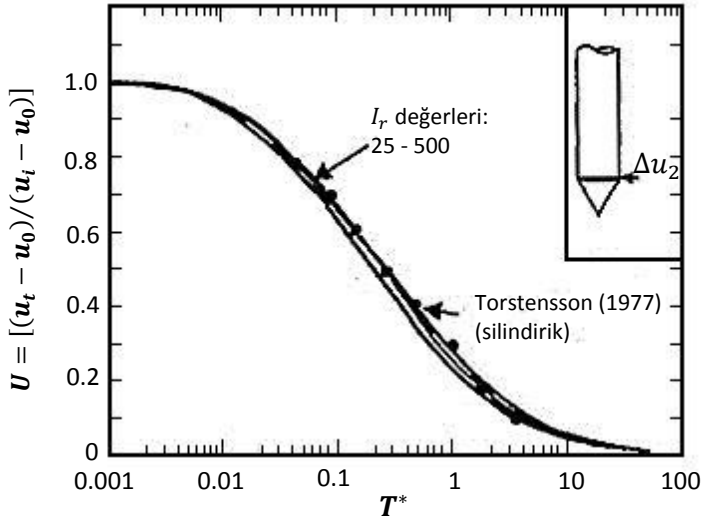
Yaptıkları numerik/teorik çalışmalarda Houlsby ve Teh (1988) boyutsuz zaman faktörünü, zeminin rijitlik oranını dikkate alacak şekilde, revize ederek Bağntı (2.23)'te verilen zaman faktörü (T^*) kavramını tanımlamışlardır.

$$T^* = \frac{c_h t}{r^2 (I_r)^{0.5}} \quad (2.23)$$

Burada; I_r : rijitlik faktörü olup G/c_u oranına eşittir ve G : zeminin kayma deformasyon modülüdür. Bu yaklaşımda boşluk suyu basıncındaki sönümlenmelerin ağırlıklı olarak yatay yönde olduğu vurgusu yapılmıştır. Houlsby ve Teh (1991) tarafından türetilen teorik zaman faktörü (T^*) değerleri $U(\%)$ değerinin fonksiyonu olarak Tablo 2.6'da verilmektedir. Zaman faktörü (T^*) – sönümlenme oranı (U) ilişkisi Şek. 2.34'te de gösterilmektedir.

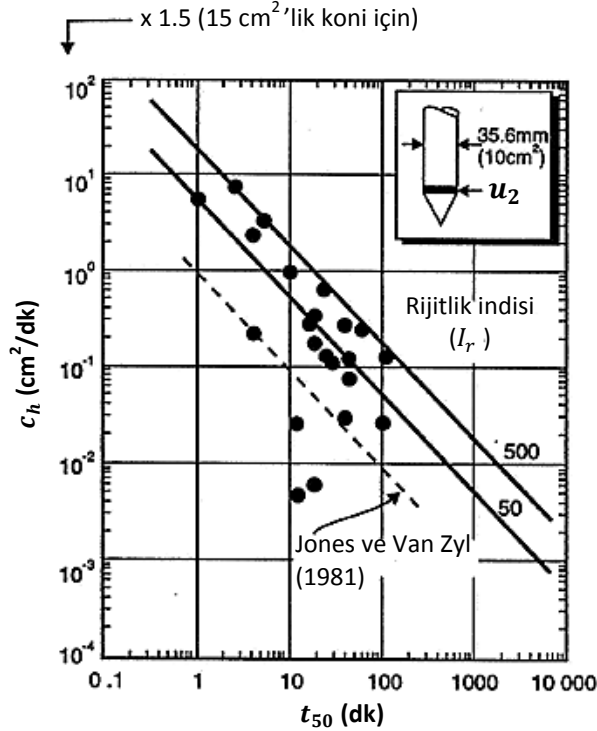
**Tablo 2.6. Konsolidasyon analizlerinden bulunan T^* değerleri
(Houlsby ve Teh, 1988)**

<i>Farklı ölçüm lokasyonlarındaki teorik T^* değerleri</i>				
U	<i>Koni ucu (u_1)</i>	<i>Koni gerisinde (u_2)</i>	<i>Koni tabanından 5 çap yukarıda</i>	<i>Koni tabanından 10 çap yukarıda</i>
%20	0.014	0.038	0.294	0.378
%30	0.032	0.078	0.503	0.662
%40	0.063	0.142	0.756	0.995
%50	0.118	0.245	1.110	1.458
%60	0.226	0.439	1.650	2.139
%70	0.463	0.804	2.430	3.238
%80	1.040	1.600	4.100	5.240



Şekil 2.34. $U - T^*$ ilişkisi (Teh ve Houlsby, 1991)

Robertson vd. (1992), Houlsby ve Teh (1988) tarafından türetilen teorik çözümleri kullanarak c_h değerinin doğrudan t_{50} değerinden elde edilebilmesi için Şek. 2.35'te gösterilen abağı önermiştir. Yazarlar bu yöntemle elde edilen c_h değerleri ile laboratuvar deneylerinden elde edilen c_h değerlerini Şek. 2.35'te karşılaştırmış ve önerdiği yöntemin laboratuvar sonuçları ile uyumlu olduğu görüşünü ifade etmiştir.



Şekil 2.35. Ortalama c_h değerleri ve CPTU sonuçları (Robertson vd., 1992)

Robertson vd. (1992) yatay geçirgenlik katsayısı, k_h , değerinin Bağntı (2.24)'ten elde edilebileceğini belirtmiştir.

$$k_h = \frac{\gamma_w(RR)}{2.3\sigma'_{v0}} c_h \quad (2.24)$$

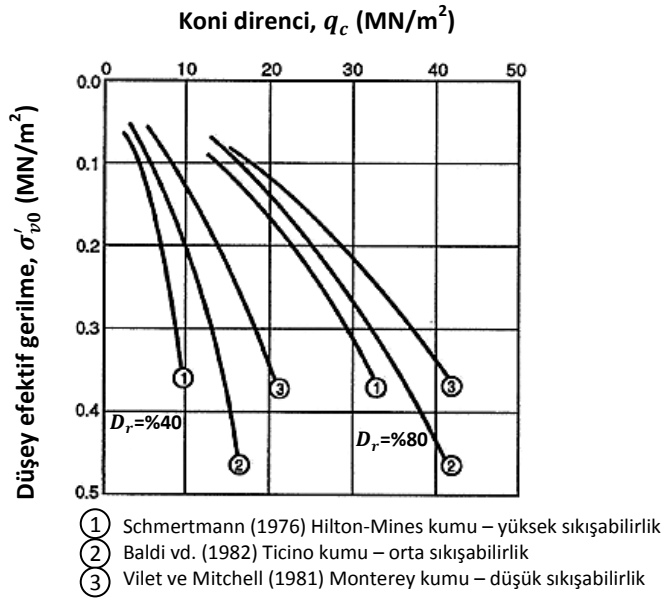
Burada; RR : zeminin tekrar yükleme fazındaki sıkışma indisi (odometre deneyinde $e - \log P$ eğrisinde yük boşaltma fazındaki eğimi olup kabarma indisine eşit olduğu kabul edilmektedir).

2.6.5. Kohezyonsuz Zeminler

2.6.5.1. CPT – Bağlı Yoğunluk (D_r)

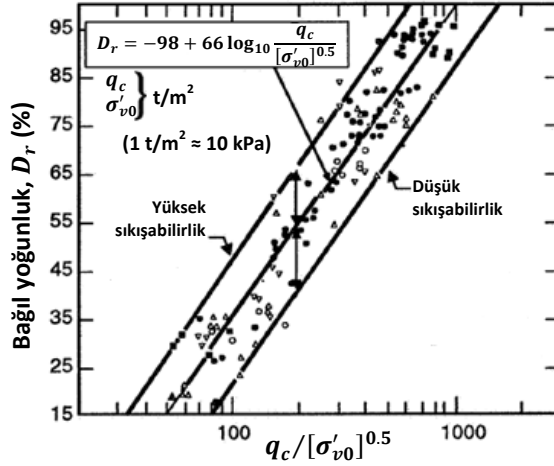
Kohezyonsuz zeminlerde bağlı yoğunluk (D_r) – CPT korelasyonları genellikle büyük ölçekli kalibrasyon hücrelerinde yapılan konik penetrasyon deneyleri sonuçlarından türetilmektedir. Literatürde bu deney tekniğini kullanarak yapılmış çok sayıda araştırma yer almaktadır.

Robertson ve Campanella (1983) yapılmış kalibrasyon hücre deneylerini değerlendirerek, bağlı yoğunluk (D_r) - CPT koni direnci (q_c) ilişkisinin Şek. 2.36'da gösterildiği gibi, efektif örtü yükü ve kumun sıkışabilirliğine bağlı olduğunu ifade etmiştir.



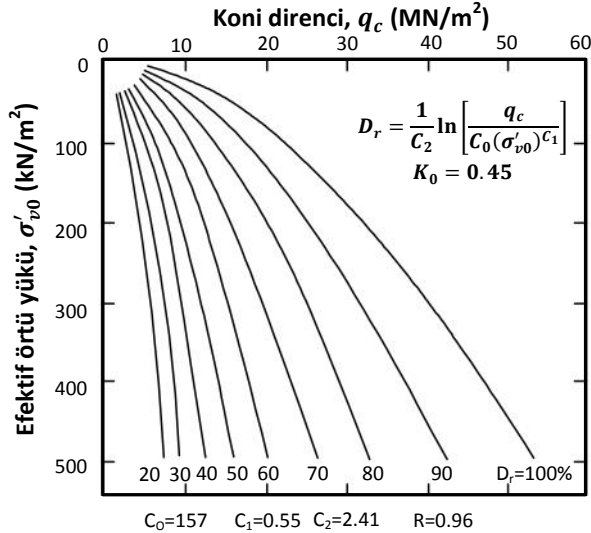
Şekil 2.36. $q_c - \sigma'_{v0} - D_r$ ilişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)

Değişik kumlar üzerinde yapılan kalibrasyon hücresi deney sonuçlarını değerlendiren Jamiolkowski vd. (1985) $D_r - q_c$ ilişkisi için Şek. 2.37'de verilen korelasyonu önermişlerdir.

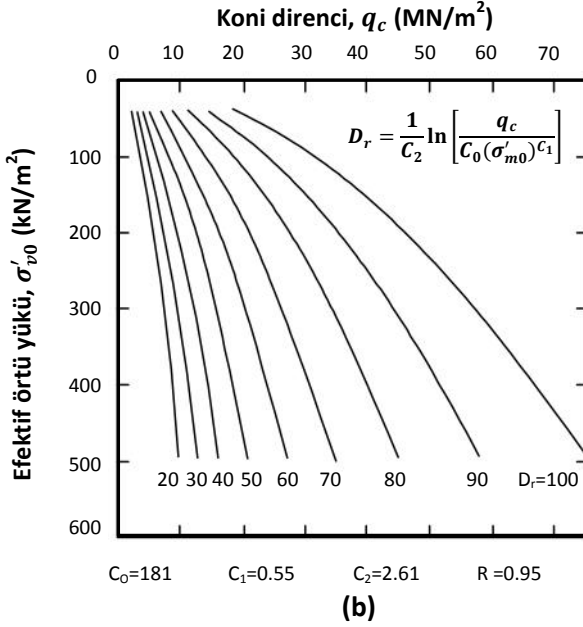


Şekil 2.37. $q_c - \sigma'_{v0} - D_r$ ilişkisi (Jamiolkowski vd., 1985)

Baldi vd. (1986) Ticino kumu (normal konsolide, çimentolanmamış silika kumu) üzerinde yaptıkları çok sayıda kalibrasyon hücresi deney sonuçlarını değerlendirerek $D_r - q_c$ ilişkisine dair, normal konsolide kumlar için Şek. 2.38(a) ve aşırı konsolide kumlar için Şek. 2.38 (b)'de verilen korelasyonları önermektedirler.



(a)



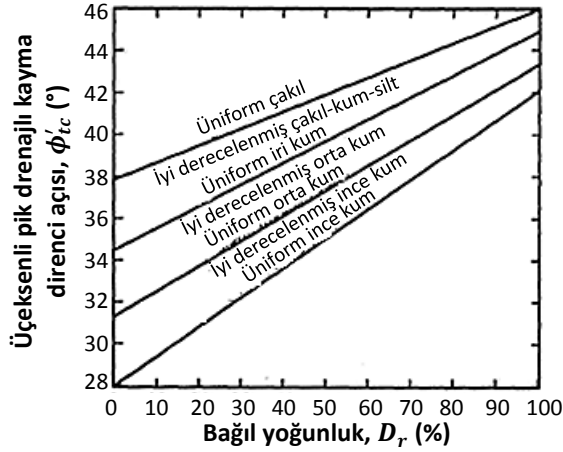
Şekil 2.38. $q_c - \sigma'_{v0} - D_r$ ilişkisi (a) normal ve (b) aşırı konsolide kumlar (Baldi vd., 1986)

2.6.5.2. CPT – Kayma Direnci Açısı (ϕ')

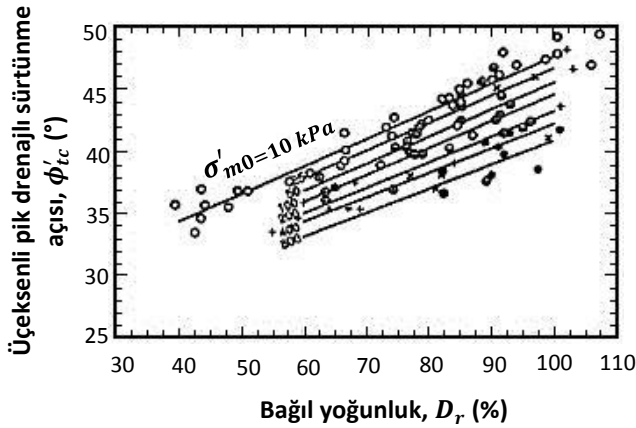
Konik penetrasyon koni direnci, q_c , ile kumun kayma direnci arasındaki ilişki düşey/yatay efektif gerilme ve kumun sıkışabilirliğine bağlıdır. Literatürde verilen korelasyonlarda dört yaklaşım esas alınmaktadır: i. bağıl yoğunluk- ϕ' ilişkisi ; ii. ampirik kalibrasyon hücre deneyleri; iii. taşıma gücü yaklaşımı ve iv. kavite genleşmesi yaklaşımı. Kavite genleşmesi yaklaşımında kumun rijitliğinin ve plastik bölgede oluşan hacimsel birim deformasyon mertebelerinin tahmini gerekmektedir. Bu iki parametrenin tahmini değerlerinin belirlenmesi zor olduğundan kavite genleşmesi yaklaşımı pratikte kullanılan bir yöntem değildir. Diğer yaklaşımlarla geliştirilmiş korelasyonlar bu bölümde verilmiştir.

Bağıl Yoğunluk (D_r) – Kayma Direnci Açısı (ϕ') Yaklaşımı

Bu yaklaşımda öncelikle Bölüm 2.6.5.1’de verilen yöntemler kullanılarak ölçülen q_c değerine göre kumun bağıl yoğunluk (D_r) değeri belirlenmelidir. Bilinen D_r değeri ve kumun dane dağılımı özellikleri kullanılarak Schmertmann (1978) tarafından önerilen ve Şek. 2.39’da verilen abaktan kumun ϕ' değeri elde edilebilmektedir. Bu ilişki, düşey efektif gerilme mertebesinin $\sigma'_{v0} \approx 150$ kN/m² olduğu durum için verilmiştir. Düşey efektif gerilmenin farklı olduğu durumlarda Kleven vd. (1986) tarafından önerilen Şek. 2.40’taki korelasyon kullanılmalıdır.



Şekil 2.39. ϕ'_{tc} - D_r ilişkisi (Schmertmann, 1978)

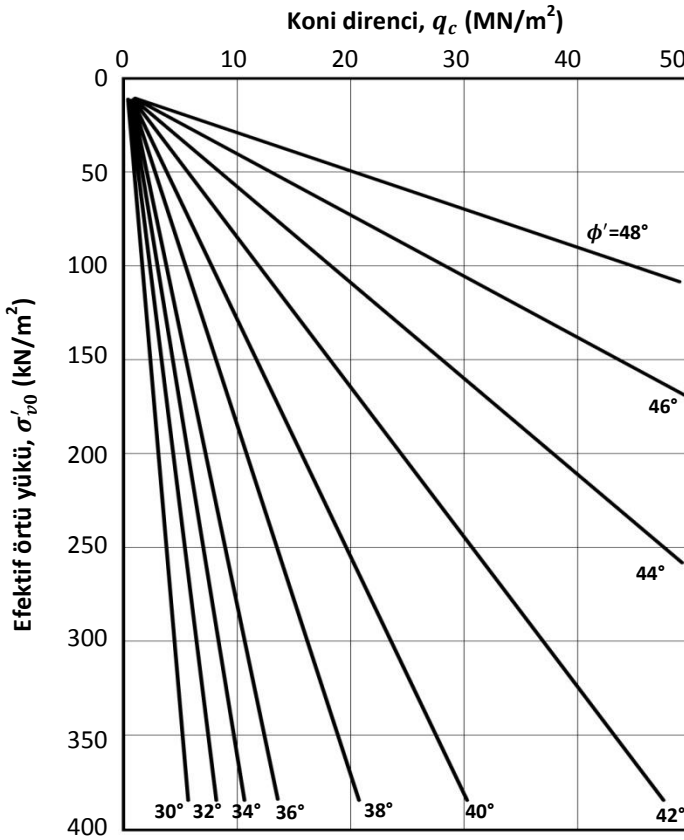


Şekil 2.40. D_r - ϕ'_{tc} - σ'_{m0} ilişkisi (Kleven vd., 1986)

Şekil 2.40'ta; σ'_{m0} : ortalama efektif örtü yüküdür (kN/m^2).

Ampirik Kalibrasyon Hücresi Deneyleri Yaklaşımı

Robertson ve Campanella (1983) çimentolanmamış, orta derecede sıkışabilir temiz silika kumları üzerinde yapılan kalibrasyon hücresi deneyleri ile aynı gerilme mertebelerinde yapılmış drenajlı üçeksenli basınç deneyleri sonuçlarını değerlendirmiş, düşey efektif gerilme (σ'_{v0}) ve koni direnci (q_c) ile ϕ' arasında Şek. 2.41'de gösterilen korelasyonu önermişlerdir. Araştırmacılar daha sıkışabilir kumlarda ϕ' değerlerinin Şek. 2.41'den elde edilecek açılardan daha yüksek olacağını ifade etmişlerdir.



Şekil 2.41. q_c - ϕ' - σ'_{v0} ilişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)

Kulhawy ve Mayne (1990) CPT direnci ile ϕ' arasındaki ilişkinin Bağntı (2.25) ile modellenebileceğini ifade etmiştir.

$$\phi' = 17.6 + 11 \log Q_t \quad (2.25)$$

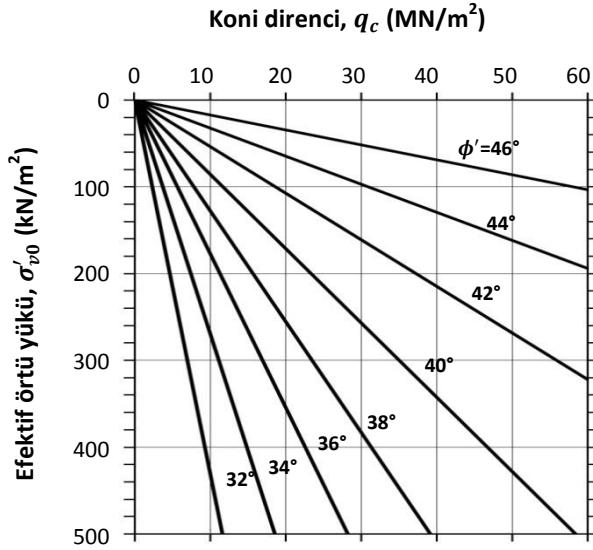
Taşıma Gücü Yaklaşımı

Mitchell ve Keaveny (1986) taşıma gücü yaklaşımı ile ilintili korelasyonların birçok kumda gerçekçi ϕ' değerleri verdiğini, aşırı sıkışabilir kumlarda ise ϕ' değerinin bu yaklaşımla yapılan tahminlerden daha yüksek olabileceğini vurgulamıştır.

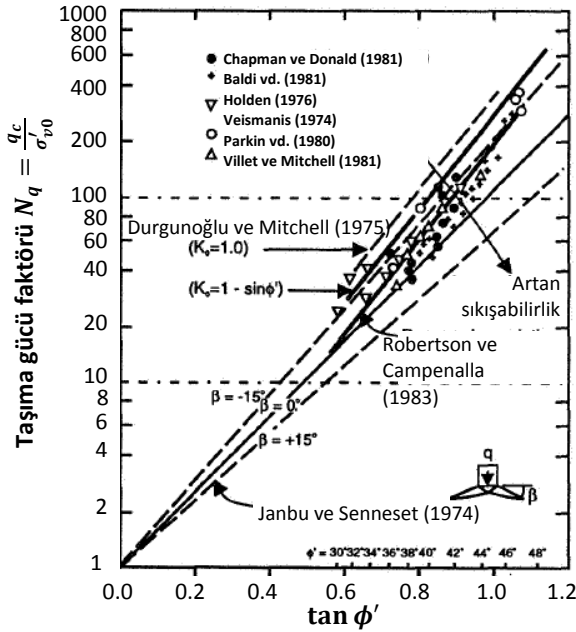
Durgunoğlu ve Mitchell (1975) konik geometrisinde bir temelin düşey yük altında göçmesi esasına dayanan ve koni direncinin bir nihai taşıma gücüne eşdeğer olması yaklaşımıyla geliştirdikleri teori ile taşıma gücü faktörlerini elde etmiş; taşıma gücü faktörlerinden de geri analiz yöntemi ile ϕ' değerlerini türetmişlerdir. Araştırmacılar tarafından önerilen korelasyon Şek. 2.42'de gösterilmektedir. Bu yaklaşımda, koni pürüzlülüğünü ifade eden değeri $(\delta/\phi') = 0.5$ olarak alınmıştır.

Yine taşıma gücü teorisini geliştirerek Janbu ve Senneset (1974), ϕ' değeri ile koni direnci arasında önerdikleri korelasyonda ϕ' açısının, plastikleşme açısı β ile temsil edilen göçme anında yenilme yüzeyinin şekline bağlı olduğunu göstermişlerdir. Değişik araştırmacılar tarafından önerilen korelasyonlar Şek. 2.43'te karşılaştırılmaktadır.

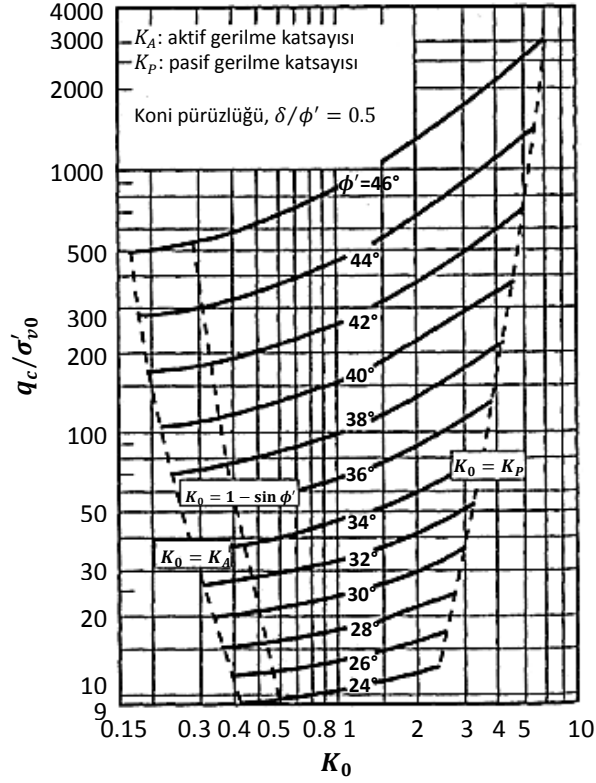
Şekil 2.44'te ise Durgunoğlu ve Mitchell (1975) teorik yaklaşımının yanal toprak basıncı katsayısıyla ilişkisinin Marchetti (1988) tarafından yeniden düzenlenmiş şekli verilmektedir.



Şekil 2.42. $q_c - \phi' - \sigma'_{v0}$ ilişkisi (Durgunoğlu ve Mitchell, 1975)



Şekil 2.43. $N_q - \phi'$ ilişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)



Şekil 2.44. q_c/σ'_{v0} oranının yanıl toprak basıncı katsayısıyla ilişkisi (Marchetti, 1988)

2.6.5.3. CPT – Deformasyon Parametreleri

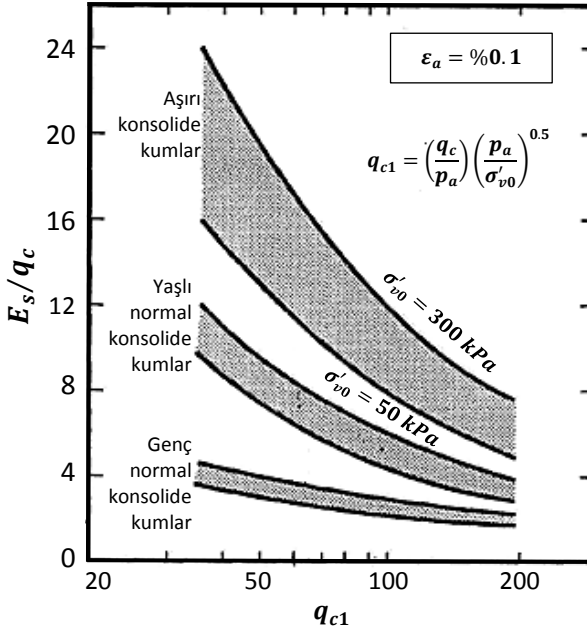
Genel olarak kohezyonsuz zeminlerin deformasyon modüllerinin kumun bağılı yoğunluğu, aşırı konsolidasyon oranı, mevcut örtü yükü altındaki ortalama gerilme mertebesine bağılı olduğı bilinmektedir.

Bellotti vd. (1989) bu faktörlere ve boyutsuz normalize koni direncine (q_{c1}) bağılı olarak kumlarda % 0.1 birim deformasyona karşıt gelen sekant

deformasyon modülünün (E_s) tahminine yönelik Şek. 2.45'te gösterilen abağı önermektedir. Burada q_{c1} ;

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (2.26)$$

bağıntısı ile tanımlanmıştır.



Şekil 2.45. E_s - q_{c1} ilişkisi (Bellotti vd., 1989)

Alternatif olarak Robertson (1991), aşırı konsolide kumlarda yüzeysel temeller için yüklenme oranına (q_{net}/q_{ult} olup, q_{net} : temele uygulanan net yük ve q_{ult} : nihai taşıma gücüdür) bağlı olarak Young modülünün Şek. 2.46'daki ilişkiden tahmin edilebileceğini belirtmiştir. Robertson (1991) normal konsolide kumlarda abak değerinin üçte birinin kullanılmasını önermiştir.

Robertson vd. (2010) yine % 0.1'lik birim deformasyon mertebelerindeki kumun elastik deformasyon modülü için Bağıntı (2.27)'yi önermişlerdir.

$$E_s = \alpha_E (q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.27a)$$

ve

$$\alpha_E = 0.015 [10^{(0.55 I_m + 1.68)}] \quad (2.27b)$$

Robertson ve Campanella (1983) iki değişik birim deformasyon mertebesine karşıt gelen sekant deformasyon modülü değerlerinin (E_{25} ve E_{50}) efektif düşey gerilmenin etkisini de dikkate alarak şek. 2.47'yi kullanarak bulunabileceğini ifade etmişlerdir. Araştırmacılar bu korelasyonları Baldi vd. (1981)'nin veri tabanından oluşturmuşlardır.

Konik penetrasyon deneyi ile deformasyon modülü arasındaki korelasyonlar genellikle CPT – odometrik deformasyon modülü (M) arasındaki ilişki olarak verilmektedir. Referans bir M değeri olarak ise gerilme değerinin CPT deneyi başlamadan önceki örtü yüküne (σ'_{v0}) karşıt gelen durumdaki M_0 olarak tanımlanmaktadır.

Vesic (1970), M ile q_c arasında Bağıntı (2.28)'in geçerli olduğunu ifade etmiştir.

$$M = \alpha_m q_c \quad (2.28a)$$

ve

$$\alpha_m = 2 [1 + (D_r/100)^2] \quad (2.28b)$$

Webb vd. (1982) benzer şekilde Bağıntı (2.29)'u önermişlerdir.

Temiz kumlarda,

$$M(MPa) = 2.5 (q_c + 3.2) \quad (2.29a)$$

Killi kumlarda,

$$M(MPa) = 1.7 (q_c + 1.6) \quad (2.29b)$$

Kalibrasyon hücre deneyleri sonuçlarından Lunne ve Christophersen (1983), şek. 2.48'de gösterilen korelasyonları önermektedir. şekil 2.48'de görüldüğü gibi M_0 ile q_c arasında Bağıntı (2.30) geçerlidir.

Normal konsolide kumlarda,

$$q_c < 10 \text{ MN/m}^2 \quad \text{ise} \quad M_0 = 4q_c \quad (2.30a)$$

$$10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 50 \text{ MN/m}^2 \quad \text{ise} \quad M_0 = 2q_c + 20 \text{ (MN/m}^2\text{)} \quad (2.30b)$$

$$q_c > 50 \text{ MN/m}^2 \quad \text{ise} \quad M_0 = 120 \text{ MN/m}^2 \quad (2.30c)$$

Aşırı konsolide kumlarda,

$$q_c < 50 \text{ MN/m}^2 \quad \text{ise} \quad M_0 = 5q_c \quad (2.30d)$$

$$q_c > 50 \text{ MN/m}^2 \quad \text{ise} \quad M_0 = 250q_c \quad (2.30e)$$

Lunne ve Christophersen (1983) eğer zeminde bir gerilme artışı, $\Delta\sigma_v$, söz konusu ise, $(\sigma'_{v0}) - (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)$ gerilme aralığı için Janbu (1963)'nın önerdiği gibi M değerinin Bağntı (2.31)'den elde edilebileceğini belirtmişlerdir.

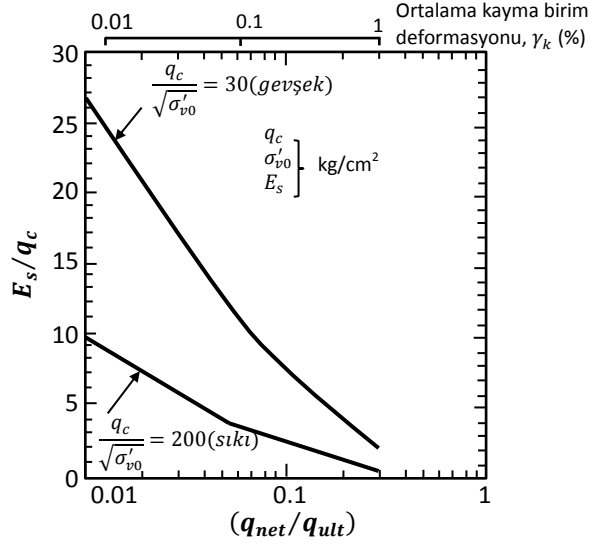
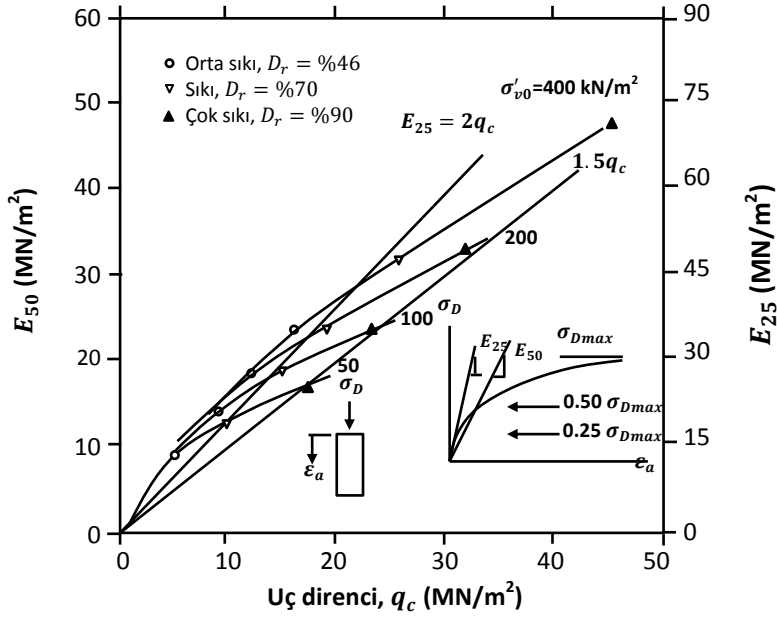
$$M = M_0 [(\sigma'_{v0} + 0.5\Delta\sigma_v)/\sigma'_{v0}]^{0.5} \quad (2.31)$$

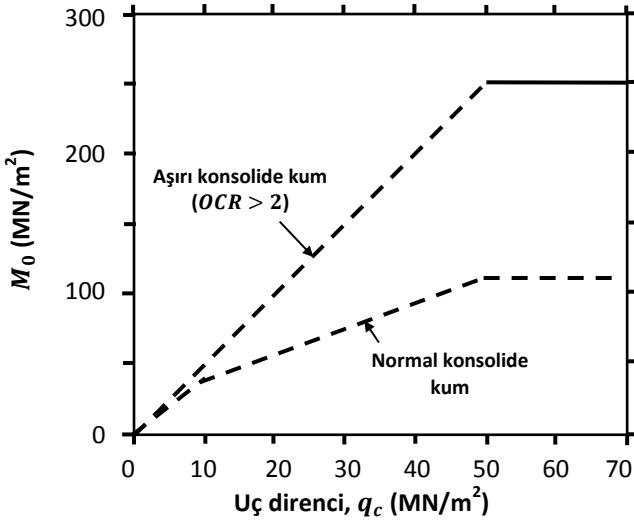
Alternatif olarak, Eslaamizaad ve Robertson (1996) farklı önyükleme durumlarındaki kuvartz kumları üzerinde yapılan geliştirilmiş kalibrasyon hücresi deneylerinden elde ettiği sonuçları değerlendirmiş ve Bağntı (2.32)'i önermişlerdir.

$$M_0 = k_m p_a \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{n_m} \quad (2.32)$$

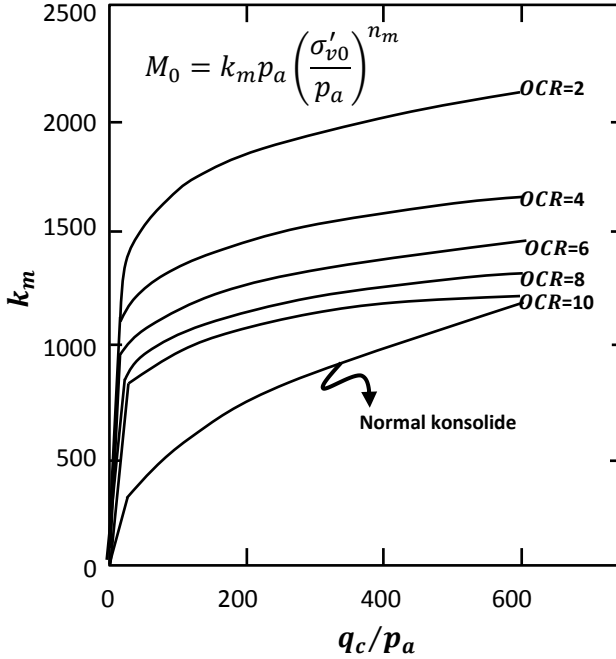
Burada; k_m : boyutsuz modül katsayısı olup Şek. 2.49'dan alınabilir ve n_m : gerilme sabiti olup normal konsolide kumlarda 0.200, aşırı konsolide kumlarda ise 0.128'e eşittir.

Robertson ve Campanella (1983), normal konsolide kuvartz kumlarında küçük birim deformasyonlarda dinamik kayma modülü (G_{dmax}) değerinin tahminine yönelik Şek. 2.50'de gösterilen korelasyon abağını önermektedir.

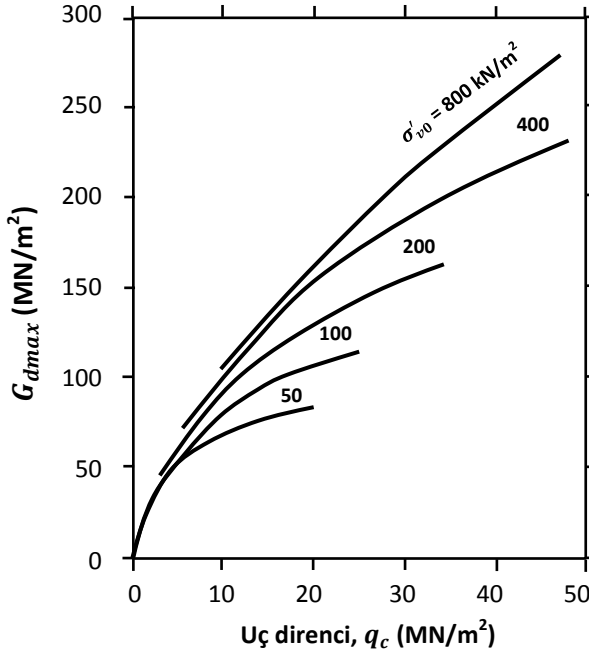

 Şekil 2.46. Yüzeysel temeller için $(q_{net}/q_{ult}) - E_s$ ilişkisi (Robertson, 1991)

 Şekil 2.47. $E_{25} - q_c$ ve $E_{50} - q_c$ ilişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)



Şekil 2.48. M_0 - q_c ilişkisi (Lunne ve Christoffersen, 1983)



Şekil 2.49. k_m - q_c/p_a - OCR ilişkisi (Eslaamizsaad ve Robertson, 1996)



Şekil 2.50. G_{dmax} - q_c ilişkisi (Robertson ve Campanella, 1983)

2.7. Sığ Temel Tasarımı

2.7.1. Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini

Meyerhof (1956) kuma oturan yüzeysel temelerde net emniyetli taşıma gücü (q_{nem}) değerinin tahmini için Bağntı (2.33)'ü önermiştir:

$$B < 1.22 \text{ m için} \quad q_{nem} = \bar{q}_c / 15 \quad (2.33a)$$

$$B > 1.22 \text{ m için} \quad q_{nem} = (\bar{q}_c / 15) [(3.28B + 1) / 3.28B]^2 \quad (2.33b)$$

Burada; B : temel genişliği, $\bar{q}_c$: koni direncinin temel seviyesinden B kadar derinlik içerisindeki ortalama değeridir. Meyerhof (1956), net temel gerilmelerinin bu yöntemle hesaplanan net emniyetli taşıma gücü değerini aşmaması durumunda, muhtemel oturmaların 25 mm'den daha az olacağını ifade etmiştir.

Meyerhof (1974) yukarıdaki yöntem yerine kumlarda nihai taşıma gücü değerinin (q_{ult}) doğrudan Bağntı (2.34)'ten bulunabileceğini ve uygulamada bu değere güvenlik sayısı $GS = 3$ uygulanması gerektiğini ifade etmiştir.

$$q_{ult} = \overline{q_c}(B/c^*)[1 + (D/B)] \quad (2.34)$$

Burada; D : temel derinliği, c^* : ampirik sabit, metrik birimler kullanıldığında $c^* = 12.2$ olmaktadır. Bu yöntemde de oturma < 25 mm kriteri geçerlidir.

Tand vd. (1995) az çimentolanmış orta sıkı kuma oturan temellerin taşıma gücü için Bağntı (2.35)'i önermektedirler.

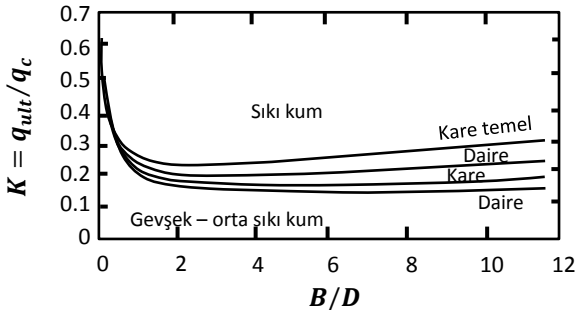
$$q_{ult} = R_k q_c + \sigma_{v0} \quad (2.35)$$

Burada; R_k : temel derinliği ve şekline bağlı bir katsayı olup 0.12 ila 0.20 arasında değişmektedir ve σ_{v0} : temel seviyesindeki toplam zemin örtü yüküdür.

Eslamizaad ve Robertson (1996) nihai temel taşıma gücü için Bağntı (2.36)'yı önermiştir.

$$q_{ult} = K q_c \quad (2.36)$$

Burada; K katsayısı Şek. 2.51'den alınmaktadır.



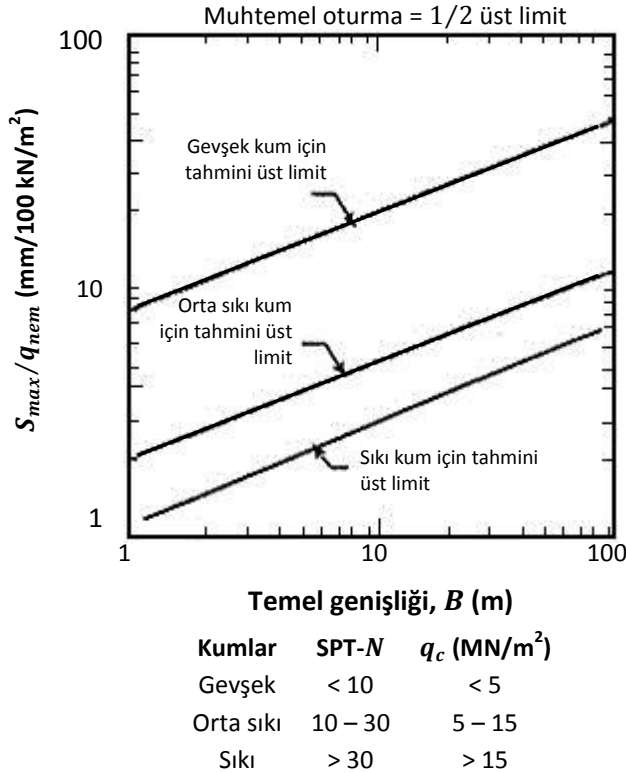
Şekil 2.51. $K - (B/D)$ ilişkisi (Eslamizaad ve Robertson, 1996)

Tüm bu yöntemlerin yaklaşık ve konservatif değerler verdiği bilinmektedir. Kumlarda taşıma gücünden ziyade oturmaların kritik olması nedeniyle uygulamada yaygın olarak kullanılan yöntemler değildir.

Killerde ise Bölüm 2.6.4.1.'de belirtilen, nihai taşıma gücü tahmini için koni direncinin taşıma gücünü temsil ettiği yaklaşımlar ve bu yaklaşımlardan elde edilen tahmini drenajsız kayma dayanımları kullanılabilir.

2.7.2 Oturma Tahmini

Kumlar üzerindeki yüzeysel temelerde genelde tasarımı oturma kriteri belirlemektedir. Kuma oturan temelerde oturmaların hızlı ve kolayca tahmini için Burland vd. (1977) Şek. 2.52'de gösterilen abağı önermişlerdir. Bu şekilden elde edilen oturmalar bir üst limit olarak verilmektedir. Gerçek oturmaların abaktan elde edilen değerin yarısı mertebesinde olması beklenmelidir.



Şekil 2.52. Kumlardaki yüzeysel temeller için önerilen tahmini oturma aralıkları (Burland vd., 1977)

Meyerhof (1974), kumlardaki oturmaların hızlıca tahmini için aşağıdaki basit ancak konservatif değerler veren Bağıntı (2.37)'yi önermiştir:

$$S = \frac{q_{net} B}{2\bar{q}_c} \quad (2.37)$$

Burada; S : oturma ve q_{net} : net temel basıncıdır. Meyerhof'un önerdiği bu bağlantı elastik teori ile kıyaslandığında deformasyon modülünün yaklaşık olarak $2\bar{q}_c$ değerine eşit alındığını göstermektedir.

Schmertmann vd. (1978), daha önce 1970'te önerdiği birim deformasyon entegrasyonu yöntemini (*Strain Integration Method*) geliştirmiştir. Bu yöntem temel yüklemesinden kaynaklı maksimum birim deformasyonun temelin hemen altında değil de, temelin şekline göre $0.5B - B$ kadar altında olacağını belirtmektedir (Şek. 2.53). Ayrıca, birim deformasyonun temel altında dağılımını ifade eden birim deformasyon etki katsayısı (I_z) tanımlanmaktadır. Bu katsayı oturmaların büyük kısmının sönmüleneceğinin varsayıldığı derinlik aralığında elastik teoriden yola çıkılarak birim tabakadaki gerilme artışının temel net gerilmesine oranı olarak tanımlanmaktadır. Bu aralığın kare veya dairesel temeller için temel altından $2B$ aşağıya kadar, şerit temeller için ise temel altından $4B$ aşağıya kadar olduğu kabul edilmektedir.

Schmertmann vd. (1978)'in önerdiği bu yöntem kumlu zeminlerde oturma hesapları için kullanılan en yaygın yöntemlerden biridir. Schmertmann vd. (1978)'e göre kumlu zeminlerdeki elastik oturmalar (S_e), Bağıntı (2.38)'den tahmin edilebilmektedir:

$$S_e = C_1 C_2 C_3 q_{net} \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i}{E_{si}} I_{zi} \quad (2.38a)$$

ve

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{q_{net}} \right) \quad (2.38b)$$

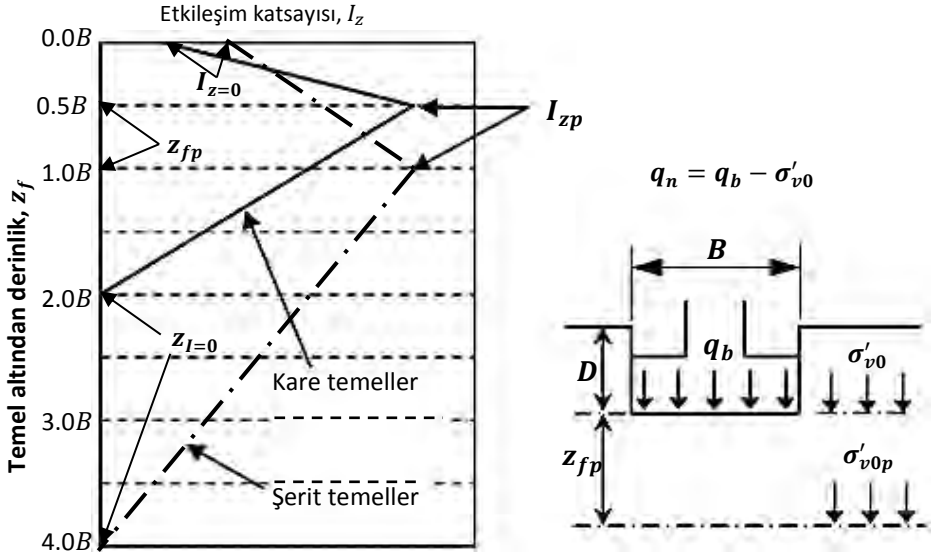
ve

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad (2.38c)$$

ve

$$C_3 = 1.03 - 0.03 \frac{L}{B} \geq 0.73 \quad (2.38d)$$

Burada; q_{net} : net temel basıncı, C_1 : temel derinliğine bağlı düzeltme katsayısı, C_2 : zamana bağlı ikincil sünme/krip (*creep*) katsayısı, C_3 : temelin şekline bağlı düzeltme katsayısı, Δz_i : temel seviyesi altında birbirine eşit kalınlıktaki birim tabakaların (i) kalınlığı, I_{zi} : birim tabakanın (i) ortalama birim deformasyon etkileme katsayısı, E_{si} : birim tabakanın (i) ortalama deformasyon modülü, n : toplam birim tabaka sayısı, σ'_{v0} : yüklemmeden önceki temel deriniğindeki düşey efektif örtü yükü, t : temel yükünün tatbik edilmesi sonrasında geçen zaman (yıl) ve L : temelin boyudur.



Şekil 2.53. Etkileşim katsayısı dağılımı (Schmertmann vd., 1978)

Deformasyon modülü (E_s), konik penetrasyon deneyinden elde edilen koni direnci değerlerine (q_c) bağlı olarak Bağıntı (2.39)'dan hesap edilebilir.

$$E_s = \alpha q_c \quad (2.39)$$

Bu yöntemde en önemli husus $E_s = \alpha q_c$ eşitliğindeki α değerinin ne alınacağıdır. Literatürde α faktörü için değişik öneriler yer almaktadır. Schmertmann (1970) çimentolanmamış normal konsolide kuvarz kumlarda $100 - 300 \text{ kN/m}^2$ gerilme mertebelerinde $\alpha = 2$ alınabileceğini ifade etmiştir. Aşırı konsolide kumlarda bu değer iki ila üç katı değerler kullanılabileceğini belirtmiştir. Benzer bir yaklaşımla, Robertson ve Campanella (1989) aşağıdaki α değerlerini önermektedirler:

Normal konsolide silika kumları (jeolojik yaş < 100 yıl) için;	$\alpha = 2.5$
Normal konsolide silika kumları (jeolojik yaş > 3000 yıl) için;	$\alpha = 3.5$
Aşırı konsolide silika kumları için;	$\alpha = 6.0$

Meigh (1987) α faktörünün temel geometrisine de bağlı olduğunu ifade etmiş ve aşağıdaki değerleri önermiştir:

Normal konsolide kumlarda:	kare temel için $\alpha = 2.5$,	şerit temel için $\alpha = 3.5$
Aşırı konsolide kumlarda:	kare temel için $\alpha = 5.0$,	şerit temel için $\alpha = 7.0$

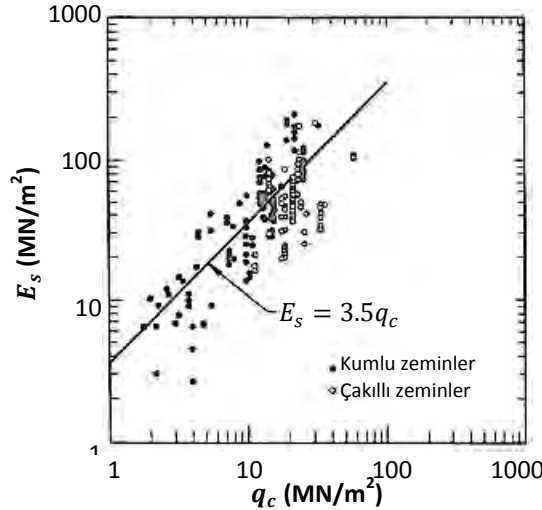
Robertson (1991) farklı bir yaklaşımla $\alpha = E_s/q_c$ değerinin temel basıncının temel zemininin nihai taşıma gücüne oranına bağlı olduğunu ve artan yükleme oranı ile α değerlerinin bir azalma göstereceğini ifade etmiş; sıkı ve gevşek kumlarda α değerlerinin Şek. 2.46'dan alınabileceğini vurgulamıştır.

Terzaghi, Peck ve Mesri (1996) ise kare ve dairesel temelerde ölçülen oturmaları analiz ederek $E_s = 3.5q_c$ bağıntısını önermişlerdir. Bu bağıntısının elde edildiği veri tabanı Şek. 2.54'te gösterilmektedir. Bu şekilde, veri tabanının önerilen korelasyondan sapma eğilimi bu tür bağıntıların geçerliliğinin sınırlı olduğunu göstermektedir.

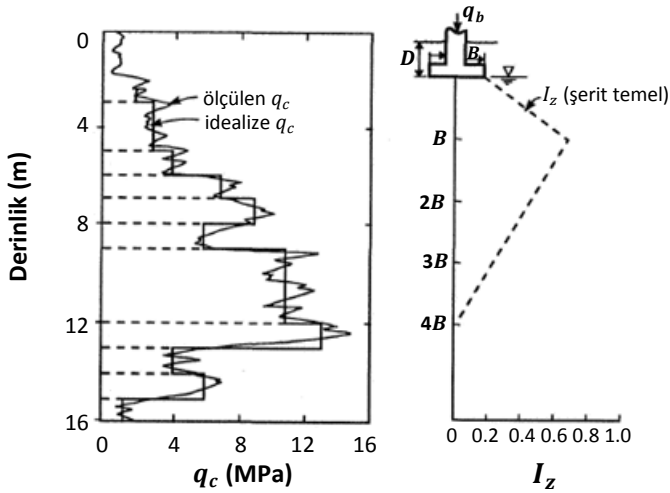
Yukarıdaki açıklamalardan α katsayısının kum zeminlerin jeolojik yaşlarına, aşırı konsolidasyon oranına (OCR) bağlı olduğu anlaşılmaktadır. Ancak pratikte kumun bu özelliklerini belirlemek pek mümkün olamamaktadır ve yüksek α

değerlerinin kullanılması risklidir. Ayrıca α değerlerinin temel geometrisine bağlı olduğu ifade edilmektedir. Ancak temel geometrisi α ilişkisi için önerilen bağıntılar çelişkilidir. Yazarlar farklı bir değer kullanmak için çok sağlam gerekçeler olmadığı sürece, Schmertmann (1978) tarafından önerilen (i) kare temeller için $\alpha = 2.5$, (ii) şerit temeller için $\alpha = 3.5$ değerlerinin kullanılmasının uygun olacağını düşünmektedirler.

Schmertmann vd. (1978)'e göre temel yüklemesinden kaynaklı birim deformasyon temelin altından $0.5B - B$ derinliğine kadar doğrusal olarak artar, bu derinlikte etkileşim katsayısı maksimum değerine (I_{zp}) ulaşır ve $2B - 4B$ derinliğinde sönümlenir ($I_z = 0$). Birim deformasyon etkileme katsayısının (I_z) dağılımı Şek. 2.53'te verilmiştir. Farklı temel şekilleri için temel derinliğindeki etkileşim katsayısı ($I_{z=0}$), maksimum etkileşim katsayısı (I_{zp}), maksimum birim deformasyon derinliği (z_{fp}) ve oturmaların sönümlendiğinin kabul edildiği derinlik ($z_{I=0}$) Tablo 2.7'de verilmiştir. Yöntemin uygulamasında Şek. 2.55'te gösterilen idealizasyon yapılarak her tabaka için temsili bir q_c değeri alınır; tabakanın ortasından bir yatay doğru çizilerek etki faktörü abağına girilir ve tabakanın I_z değeri okunur.



Şekil 2.54. $E_s - q_c$ ilişkisi (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)



Şekil 2.55. Schmertmann vd. (1978) tarafından önerilen yöntemin uygulanışı

Tablo 2.7. Schmertmann vd. (1978) yöntemi için $I_{z=0}$, I_{zp} , $z_{I=0}$ ve z_{fp} değerleri

	Kare Temeller*¹ ($L/B = 1$)	Şerit Temeller*¹ ($L/B \geq 10$)	Dikdörtgen Temeller*² ($1 < L/B < 10$)
$I_{z=0}$	0.1	0.2	$0.1 + 0.01 \left(\frac{L}{B} \right)$
I_{zp}	$0.5 + 0.1 (q_{net} / \sigma'_{v0p})^{0.5}$		
$z_{I=0}$	$2B$	$4B$	$B \left[2 + 0.22 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \right]$
z_{fp}	$0.5B$	B	$B \left[0.5 + 0.05 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \right]$

*¹: Schmertmann vd. (1978)

*²: Salgado (2008)

Tablo 2.7'de; σ'_{v0p} : yüklemeden önce, yüzeyden $D + z_{fp}$ derinliğindeki efektif örtü yüküdür.

2.8. Kazıklı Temel Tasarımı: Taşıma Gücü Tahmini

Literatürde CPT verilerinden kazık taşıma gücü belirlenmesine yönelik farklı yöntemler önerilmiştir. Bu bölümde bu yöntemler arasında en çok kabul görmüş olanlar özetlenmektedir. Kazık taşıma gücü hesap yöntemlerine açıklık getirmek amacıyla aşağıdaki tanımlar verilmektedir:

q_c : koni direnci (kN/m^2)

q_{ca} : kazık uç bölgesindeki eşdeğer koni direnci (kN/m^2)

q_p : kazık nihai birim uç direnci (kN/m^2)

A_p : kazık ucundaki kesit alanı (m^2)

Q_p : kazığın nihai toplam uç direnci (kN) ($Q_p = q_p A_p$)

f_s : koni sürtünme direnci (kN/m^2)

f_{sa} : kazık shaftı boyunca ortalama koni sürtünme direnci (kN/m^2)

q_s : kazık shaftı boyunca ortalama birim çevre sürtünme direnci (kN/m^2)

A_s : kazık shaftı yüzey alanı (m^2)

Q_s : kazığın toplam nihai sürtünme direnci (kN)

Q_u : kazığın nihai taşıma kapasitesi (kN) ($Q_u = Q_p + Q_s = q_p A_p + q_s A_s$)

l : kazık boyu (m)

d : kazık çapı (m)

2.8.1. Kazık Birim Uç Direnci (q_p)

Bustamante ve Gianeselli (1982) Yöntemi

Bu yöntem LCPC (Fransa) Yöntemi olarak da bilinmektedir. Bustamante ve Gianeselli (1982) farklı zemin koşullarında ve değişik yöntemlerle imal edilen 197 adet kazık üzerinde yapılan yükleme (basınç ve çekme) deney sonuçlarını değerlendirerek kazık uç direncinin belirlenmesine yönelik Bağıntı (2.40)'ı önermişlerdir.

$$q_p = k_c q_{ca} \quad (2.40)$$

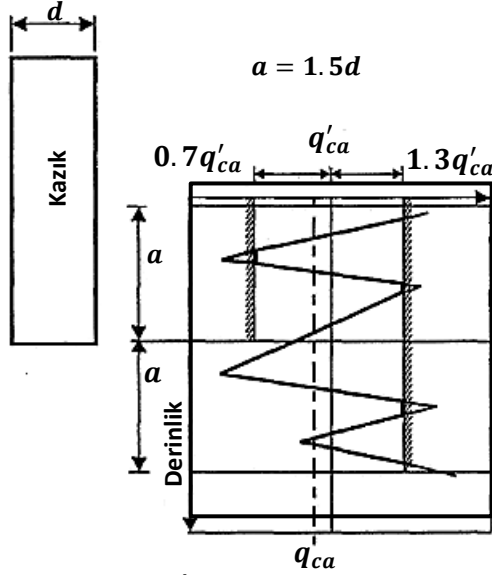
Bu bağtıda; k_c : taşıma gücü faktörü olarak tanımlanmış olup Tablo 2.8'den elde edilmektedir. Bu tabloda I. Grup; burgu, muhafaza borusu veya bentonit bulamacı ile inşa edilen fore kazıkları; düşük enjeksiyon basıncı ile imal edilmiş mini kazıkları; keson ve baret kazıkları kapsamaktadır. II. Gruba ise; prekast, öngermeli betonarme kazıkları; yüksek enjeksiyon basıncı ile imal edilmiş mini kazıkları; çakma çelik kazıklar; yüksek enjeksiyon basıncı uygulanmış büyük çaplı fore kazıklar; hidrolik baskı ile sürülen çelik profil kazıklar dahil edilmiştir.

Tablo 2.8. k_c faktörleri (Bustamante ve Gianselli, 1982)

<i>Zemin türü</i>	<i>q_c (MPa)</i>	<i>k_c faktörleri</i>	
		<i>I. Grup</i>	<i>II. Grup</i>
Yumuşak kil ve çamur	< 1	0.4	0.5
Orta sıkı kil	1 – 5	0.35	0.45
Silt ve gevşek kum	≤ 5	0.4	0.5
Sıkışmış – katı kil ve sıkı silt	> 5	0.45	0.55
Yumuşak tebeşir taşı	≤ 5	0.2	0.3
Orta sıkı kum ve çakıl	5 – 12	0.4	0.5
Ayrışmış tebeşir taşı	> 5	0.2	0.4
Sıkı – çok sıkı kum ve çakıl	> 12	0.3	0.4

Yazarlar kazık ucundaki eşdeğer koni direncinin (q_{ca}) belirlenmesi için Şek. 2.56'da açıklanan yöntemi önermişlerdir. Bu yöntemde d çaplı bir kazıkta, kazık birim uç direncinin (q_p) hesaplanması için gerekli q_{ca} değeri, kazık ucundan ($+a = 1.5d$) yukarı ve ($-a = 1.5d$) aşağıdaki q_c değerlerinin bir ortalaması olarak hesaplanmaktadır. Bu eşdeğer koni direncinin belirlenmesi üç aşamada yapılmaktadır. Birinci aşamada kazık ucundan $\pm a$ derinlikler arasında q_c değerlerinin ortalaması (q'_{ca}) belirlenir. İkinci aşamada kazık ucundan ($+a$) – ($-a$) aralığında $1.3q'_{ca}$ değerinden daha büyük koni direnci değerleri, kazık ucundan yukarı ($+a$) aralığında ise $0.7q'_{ca}$ değerinden daha küçük koni direnci

değerleri ihmal edilir ve Şek. 2.56'daki kalın çizgi ile gösterilen koni direnci profili çıkarılır. Üçüncü aşamada ise kalın çizginin oluşturduğu kazık ucundan $(+a) - (-a)$ aralığındaki koni direnci profilinin ortalaması alınır ve q_{ca} olarak tanımlanır.



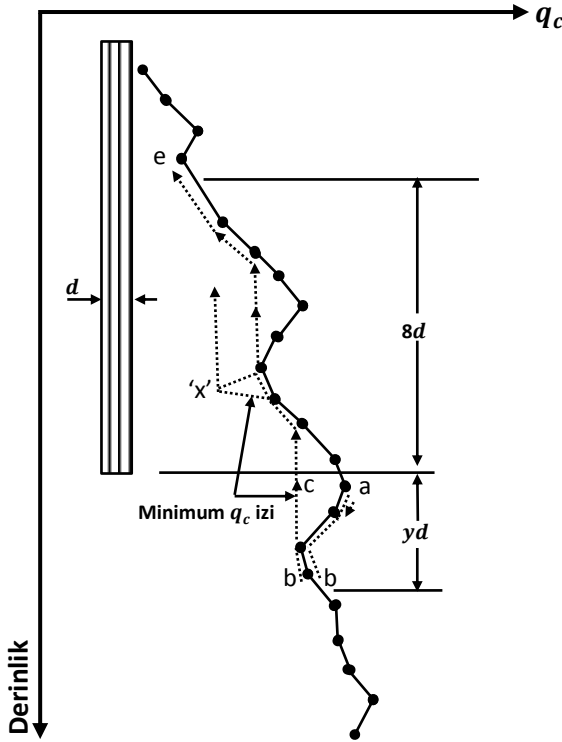
Şekil 2.56. q_{ca} hesabı (Bustamante ve Gianselli, 1982)

Lunne vd. (1997), Bustamante ve Gianselli (1982) Yöntemi'nden hesaplanan nihai uç direnci için $GS = 3.0$ kullanılmasını önermişlerdir.

De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi

De Ruiter ve Beringen (1979) kumlu ve killi zeminlerde kapasite tahmin yöntemini ayrı ayrı vermiştir. Killi zeminlerde Bölüm 2.6.4.1.'de verilen korelasyonlar kullanılarak q_c değerlerinden c_u tahmin edilir ve statik kazık formüllerine göre kazık uç direnci $9c_u$ değerine eşit alınır.

Kumlu zeminlerde ise, kazık uç direncini (q_p), kazık ucunun $(0.7d - 4d)$ altında ve $8d$ üzerindeki koni direnci profili belirlemektedir. Yöntemin uygulaması Şek. 2.57'de gösterilmektedir.



Şekil 2.57. CPT’den kazık uç direnci bulma yöntemi (Schmertmann, 1978)

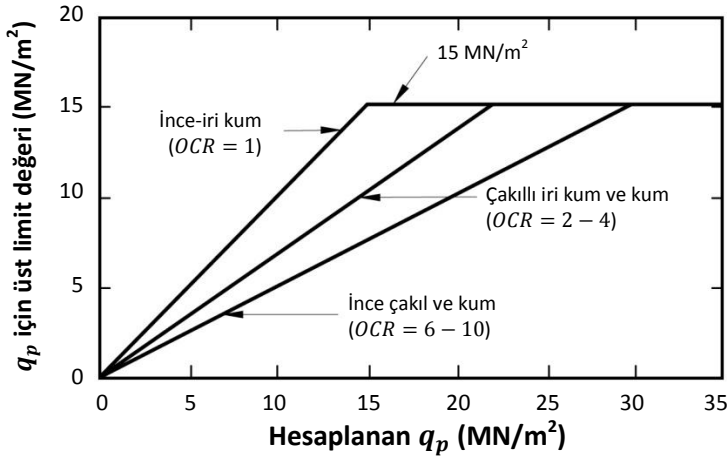
Kazık uç direnci, q_p , Bağıntı (2.41)’de de gösterildiği gibi CPT profilinden elde edilen iki temsili değerlerin ortalaması olarak bulunur.

$$q_p = (\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2})/2 \quad (2.41)$$

Burada; $\bar{q}_{c1}$: kazık ucundan yd derinliğe kadar q_c değerlerinin ortalama değeri olup a-b izi boyunca gerçek q_c değerleri, b-c izi boyunca ise minimum q_c değerlerinin aritmetik ortalaması alınarak bulunmaktadır. Bu işlem kazık ucundan aşağı istikamette $y = 0.7 - 4.0$ arasında farklı derinlikler için tekrar edilir ve minimum değer $\bar{q}_{c1}$ olarak alınır.

Bağıntı (2.41)'deki $\bar{q}_{c2}$ değeri ise kazık ucundan yukarı istikamette $8d$ uzunluk içerisinde, (c-e) noktaları arasında, minimum iz prensibine göre seçilen q_c değerlerinin aritmetik ortalamasına eşittir. Şek. 2.57'de örnek olarak verilen x noktası gibi lokal düşüşler kumlu zeminlerde ihmal edilirken, killi zeminlerde minimum iz prensibine dahil edilir.

De Ruiter ve Beringen (1979) hesaplanan q_p değerleri için Şek. 2.58'de gösterilen üst limit değerlerini önermişlerdir. Bu yöntemde hesaplanan değer ne olursa olsun $q_p < 15 \text{ MN/m}^2$ kriteri geçerlidir.



Şekil 2.58. q_p değerleri için üst limit değerleri (De Ruiter ve Beringen, 1979)

Lunne vd. (1997); De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi'nden hesaplanan nihai uç direnci için kazık statik yükler altında ise $GS = 2.0$, statik+ekstrem yükler altında ise $GS = 1.5$ kullanılmasını önermişlerdir.

2.8.2. Kazık Birim Çevre Sürtünmesi Direnci (q_s)

Kazık çevre sürtünme değerinin CPT verilerinden bulunması ile ilgili literatürde farklı yaklaşımlar önerilmiştir. Bu yöntemlerden tasarımda yaygın olarak kullanılanlarının detayları aşağıda özetlenmektedir.

Bustamante ve Gianeselli (1982) Yöntemi

Bu yöntemde kazık nihai birim çevre sürtünmesi, q_s , değeri Bağıntı (2.42)'den hesaplanmaktadır.

$$q_s = q_c / \alpha_f \quad (2.42)$$

Burada; q_c : kazık shaftı boyunca zemin tabakalarının değerlerinin ortalama q_c değeri ve α_f : sürtünme dönüşüm katsayısıdır. Sürtünme dönüşüm katsayısı, α_f , değerleri zemin türü ve kazık tipine göre Tablo 2.9'dan alınır. Aynı tabloda q_s değeri için üst limitler ve kazık inşaat yönteminde zeminin asgari düzeyde örselenmesi durumuna karşıt gelen değerler (parantez içerisindeki) de yer almaktadır.

Tablo 2.9'daki kazık grupları aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır:

IA : burgu veya bentonit bulamacı ile inşa edilen fore kazıklar; düşük enjeksiyon basıncı ile imal edilmiş mini kazıklar; keson ve baret kazıklar

IB : muhafaza borusu ile inşa edilen fore kazıklar; betonarme çakma kazıklar

IIA : prekast beton çakma kazıklar, öngermeli tüp kazıklar, hidrolik baskı ile sürülen betonarme kazıklar

IIB : çakma çelik kazıklar, hidrolik baskı ile sürülen çelik kazıklar

Lunne vd. (1997), Bustamante ve Gianeselli (1982) Yöntemi'nden hesaplanan nihai sürtünme direnci için $GS = 2.0$ kullanılmasını önermişlerdir.

Tablo 2.9. α_f katsayısı ve q_s için maksimum limit değerler (Bustamante ve Gianeselli, 1982)

Zemin Türü	q_c (MN/m ²)	Kategori							
		α_f katsayısı				q_s için maksimum değerler (MN/m ²)			
		I		II		I		II	
		A	B	A	B	A	B	A	B
Yumuşak kil – çamur	< 1	30	90	90	30	0.015	0.015	0.015	0.015
Orta sıkı kil	1 – 5	40	80	40	80	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035
Silt ve gevşek kum	≤ 5	60	150	60	120	0.035	0.035	0.035	0.035
Sıkı – katı kil ve sıkı silt	> 5	60	120	60	120	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035 (0.08)	0.035
Yumuşak tebeşirtaşı	≤ 5	100	120	100	120	0.035	0.035	0.035	0.035
Orta sıkı kum ve çakıl	5 – 12	100	200	100	200	0.08 (0.12)	0.035 (0.08)	0.08 (0.12)	0.08
Ayrışmış tebeşirtaşı	> 5	60	80	60	80	0.12 (0.15)	0.08 (0.12)	0.12 (0.15)	0.12
Sıkı – çok sıkı kum ve çakıl	> 12	150	300	150	200	0.12 (0.15)	0.08 (0.12)	0.12 (0.15)	0.12

De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi

Killi zeminlerde, kazık birim çevre sürtünmesi, q_s , statik formüllerde öngörüldüğü gibi $q_s = \alpha_c c_u$ bağıntısı ile hesaplanır. De Ruiter ve Beringen (1979) α_c değerinin normal konsolide killerde 1.0, aşırı konsolide killerde ise 0.5 olarak alınmasını önermişlerdir.

Kumlu zeminlerde kazık birim çevre sürtünmesi q_s , aşağıdaki dört kriterden en düşük değeri verir:

- i. $q_s = 0.12 \text{ MN/m}^2$
- ii. $q_s = f_s$
- iii. $q_s = q_c/300$ (basınca çalışan kazıklar)
- iv. $q_s = q_c/400$ (çekmeye çalışan kazıklar)

De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi'nden hesaplanan nihai sürtünme direnci için statik yükler altında ise $GS = 2.0$, statik + ekstrem yükler altında ise $GS = 1.5$ kullanılmasını önerilmektedir (Lunne vd., 1997).

Schmertmann (1978) Yöntemi

Schmertmann (1978) Yöntemi için, kumlu zeminlerde uç direnci hesabı De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi ile aynıdır. De Ruiter ve Beringen (1979) Yöntemi'nden farklı olarak birim çevre sürtünmesi değeri Bağıntı (2.43)'ten bulunur.

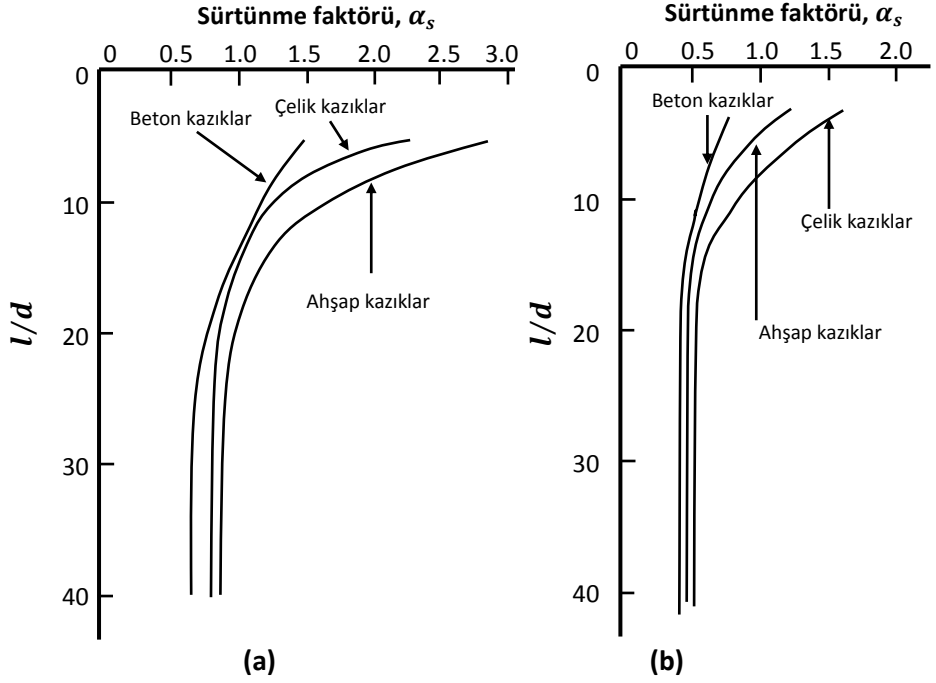
$$z < 8d \text{ için } q_{si} = \alpha_{si}(z/8d)f_{si} \quad (2.43a)$$

$$z > 8d \text{ için } q_{si} = \alpha_{si} f_{si} \quad (2.43b)$$

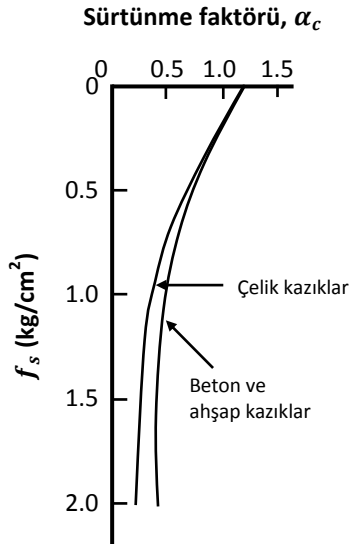
Burada; z : yüzeyden derinlik ve α_s : kumlu zeminde sürtünme faktörü olup α_{si} , q_{si} ve f_{si} sembolleri kazık boyunca zemin profilinde yer alan değişik tabakalara ait değerlerdir. Sürtünme faktörü α_s kazık boy/çap (l/d) oranına, kazık tipine ve CPT'de kullanılan konik ucun elektrikli veya mekanik olmasına bağlı olarak Şek. 2.59'dan alınır. Kil zeminlerde ise,

$$q_{si} = \alpha_{ci} f_{si} \quad (2.44)$$

bağıntısı geçerli olup α_c değerleri Şek. 2.60'tan alınır.



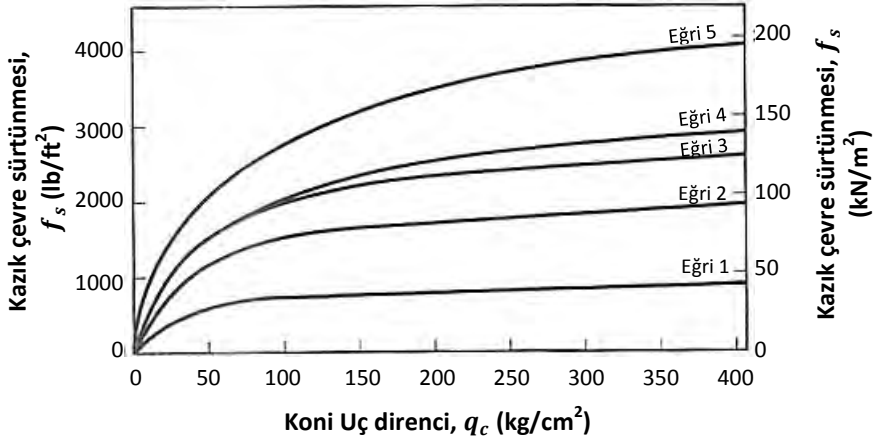
Şekil 2.59. α_s değerleri (a) elektrikli ve (b) mekanik koni (Schmertmann,1978)



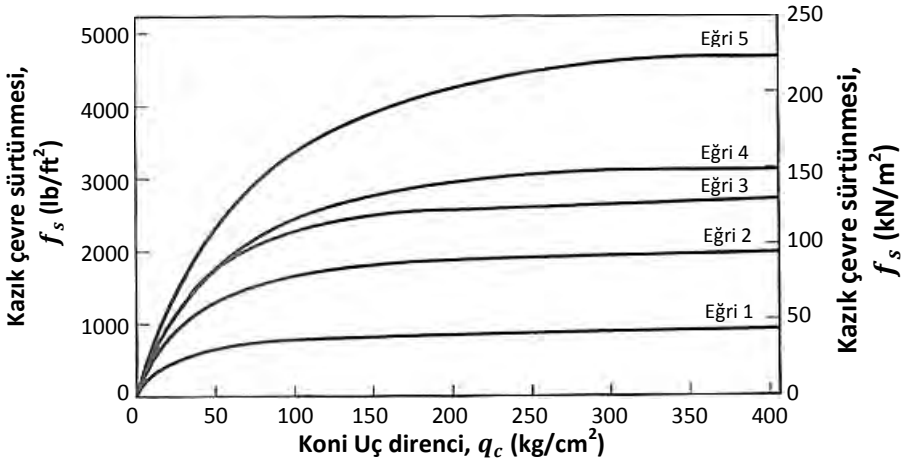
Şekil 2.60. α_c değerleri (Schmertmann, 1978)

Briaud ve Miran (1991) Yöntemi

Briaud ve Miran (1991) farklı zemin koşullarında, değişik yöntemlerle imal edilen kazıklar için Şek. 2.61 ve 2.62’de gösterilen çevre sürtünmesi abaklarını önermişlerdir.



Şekil 2.61. Kil ve siltler için sürtünme direnci abağı (Briaud ve Miran, 1991)



Şekil 2.62. Kum ve çakıllar için sürtünme direnci abağı
(Briaud ve Miran, 1991)

Bu abaklarda hangi eğrinin kullanılacağı ise Tablo 2.10'da belirtilmiştir.

Tablo 2.10. Şekil 2.61 ve 2.62'deki eğrileri seçimine yönelik tablo (Briaud ve Miran, 1991)

Kazık Tipleri	Şekil 2.63					Şekil 2.64				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	a, b	b, i	i							
2	a, b	b, i	i			m, q	q	u	v	
3	j	j				m, q	q	u	v	
4	a	c				m	r			
5	a	c								
6	a	h	h			m	n	s		
7	g	g	g			m	n	s		
8	a	c				m			w	
9	a	c	f			m	p	t		
10	a, d	e				m, o	o	s		
11	a	c	k			m	n			
12	a					m	n		w	
13	a	c				m	n	s		
14	a	c				m	p	t		
15	a, d	e				m, o	o	s		
16	a				l					x
17	a				l			s		x

Yöntemin uygulaması ile ilgili detaylar aşağıda açıklanmaktadır:

Kazık tipleri:

- (1) Kil zeminlerde desteksiz foraj ile yapılan kazıklar
- (2) Bentonit bulamacı kullanılarak yapılan kazıklar
- (3) Muhafaza borusu kullanılarak yapılan kazıklar
- (4) Burgu forajı ile yapılan yerinde dökme kazıklar
- (5) El kazısı forajı ile yapılan kazıklar

- (6) Micro kazıklar, muhafaza borulu, $d < 250 \text{ mm}$, basınçlı betonlama
- (7) Rotasyonla sürülmüş oluklu çelik boru içerisinde foraj ve betonlama ile yapılmış kazıklar
- (8) Enjeksiyon betonu kaplamalı çelik boru kazıklar
- (9) Darbeli veya vibrasyonlu şahmerdan ile çakılan prekast betonarme kazıklar
- (10) Darbeli şahmerdan ile çakılmış çelik kazıklar
- (11) Art-germeli beton tüp şeklindeki kazıklar
- (12) Sıkıştırılmış şaftı olan basınçlı enjeksiyon uygulanmış sömel
- (13) Muhafaza borulu şaftlı basınçlı enjeksiyon uygulanmış sömel
- (14) Hidrolik baskı ile sürülmüş betonarme kazıklar
- (15) Hidrolik baskı ile sürülmüş çelik kazıklar
- (16) Micro kazıklar, $d < 250 \text{ mm}$
- (17) Yüksek basınçla enjeksiyon uygulanmış kazıklar

Bu kazık türlerinin bazıları ülkemizde uygulanmamaktadır. Yukarıda kısaca tanımlanan yapım yöntemlerinin detayları Coduto (1994)'te verilmektedir.

Kil ve silt zeminler (Şek. 2.61):

- (a) $q_c < 0.7 \text{ MN/m}^2$
- (b) $q_c > 0.7 \text{ MN/m}^2$
- (c) $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$
- (d) yükleme deneyi yapılmamış yüksek plastisiteli killer
- (e) yükleme deneyi yapılmış yüksek plastisiteli killer ve $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$ olan düşük platistiteli killer
- (f) $q_c > 2.5 \text{ MN/m}^2$ olan düşük platistiteli killer, çakıllı bloklu seviyeler içeren killer
- (g) Eğri 1: Yüksek penetrasyon hızı; Eğri 2: Düşük penetrasyon hızı ve $q_c < 2.5 \text{ MN/m}^2$; Eğri 3: Düşük penetrasyon hızı ve $q_c > 4.5 \text{ MN/m}^2$;
- (h) $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$; Eğri 2: Yükleme deneyi yapılmış, Eğri 3: Yükleme deneyi yapılmamış
- (i) Eğri 2: $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$, foraj burgu ile yapılmış ve süratle betonlanmış, Eğri 3: $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$, şaftın çeperleri pürüzlendirilmiş

- (j) Eğri 2 : $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$ yeraltı suyu yok; Eğri 1: $q_c > 1.2 \text{ MN/m}^2$ yeraltı suyu pompajla alınmış, yükleme deneyi yok.
- (k) $1.2 \text{ MN/m}^2 < q_c < 2.0 \text{ MN/m}^2$
- (l) $q_c > 2.0 \text{ MN/m}^2$, tekrarlı enjeksiyon uygulanmış, yükleme deneyi yapılmış

Kumlu ve Çakıllı Zeminler (Şek. 2.62):

- (m) $q_c < 3.5 \text{ MN/m}^2$
- (n) $q_c > 3.5 \text{ MN/m}^2$ olan ince kumlar
- (o) $q_c > 3.5 \text{ MN/m}^2$ olan ince kumlar, Eğri 2: yükleme deneyi var, Eğri 1: yükleme deneyi yok
- (p) Eğri 1 : $q_c < 7.5 \text{ MN/m}^2$; Eğri 2: $q_c > 7.5 \text{ MN/m}^2$
- (q) Eğri 2 : $l < 30 \text{ m}$, ince kum, $q_c > 5.0 \text{ MN/m}^2$, yükleme deneyi var ; deney yok ise Eğri 1.
- (r) $q_c > 5.0 \text{ MN/m}^2$ olan kohezyonlu kumlar
- (s) iri çakıllı kum veya çakıl, $q_c > 7.5 \text{ MN/m}^2$
- (t) iri çakıllı kum veya çakıl, $q_c > 7.5 \text{ MN/m}^2$; yükleme deneyi var ise Eğri 2 ; deney yok ise Eğri 1.
- (u) $l < 30 \text{ m}$ olan iri çakıllı kum veya çakıl, $q_c > 7.5 \text{ MN/m}^2$;
- (v) $q_c > 4.0 \text{ MN/m}^2$ olan çakıllar
- (w) iri çakıllı kum veya çakıl, $q_c > 7.5 \text{ MN/m}^2$
- (x) $q_c > 5.0 \text{ MN/m}^2$, tekrarlı enjeksiyon uygulanmış, yükleme deneyi yapılmış

DIN 4014 Yöntemi

Bu yöntemin detayları Alman DIN 4014'te ayrıntılı olarak verilmektedir. Kohezyonsuz zeminlerde kazık birim uç direnci ve birim çevre sürtünmesi doğrudan zeminde ölçülen ortalama q_c değerlerinden Tablo 2.11 ve 2.12 kullanılarak bulunmaktadır. Bu tablolarda kazık uç direnci hesaplarında ortalama q_c değeri kazık ucundan üç çap derinlikteki ölçülen q_c değerlerinin

ortalamasıdır. Tablo 2.12’de ise ortalama q_c , kazık shaftı boyunca ölçülen q_c değerlerinin ortalamasıdır.

Kohezyonlu zeminlerde ise kazık birim uç direnci ve birim çevre sürtünmesi doğrudan kilin drenajsız kayma dayanımından Tablo 2.13 ve 2.14’te tanımlanan kriterler göre belirlenmektedir.

Tablo 2.11 Kohezyonsuz zeminlerde birim uç direnci değerleri (DIN 4014)

<i>Ortalama q_c (MN/m²)</i>	<i>Birim uç direnci (MN/m²)</i>
10	2.0
15	3.0
20	3.5
25	4.0

Tablo 2.12 Kohezyonsuz zeminlerde birim çevre direnci değerleri (DIN 4014)

<i>Ortalama q_c (MN/m²)</i>	<i>Birim çevre direnci (MN/m²)</i>
5	0.04
10	0.08
15	0.12

Tablo 2.13 Kohezyonlu zeminlerde birim uç direnci değerleri (DIN 4014)

<i>Ortalama c_u (MN/m²)</i>	<i>Birim uç direnci (MN/m²)</i>
0.1	0.80
0.2	1.50

Tablo 2.14 Kohezyonlu zeminlerde birim çevre direnci değerleri (DIN 4014)

<i>Ortalama c_u (MN/m²)</i>	<i>Birim çevre direnci (MN/m²)</i>
0.025	0.025
0.1	0.04
0.2	0.06

2.9. CPT'den Sıvılaşma Değerlendirmesi

Kumlu zeminlerde SPT bazlı sıvılaşma potansiyeli değerlendirme yöntemi SPT Ünitesi Bölüm 1.9'da ayrıntılı olarak verilmiştir. Benzer bir şekilde sıvılaşma potansiyeli CPT verileri kullanılarak da belirlenebilmektedir. CPT yönteminde devirsel gerilme oranı, CSR , Bağntı (2.45)'ten hesaplanır:

$$CSR = 0.65(MWF) \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (2.45)$$

Burada; MWF : deprem magnitüt ağırlık faktörü, a_{max} : zeminde oluşan yatay ivmenin maksimum değeri, g : yer çekimi ivmesi, σ_{v0} ve σ'_{v0} : incelenen derinlikte toplam ve efektif düşey gerilme ve r_d : derinlik azaltma faktörü olup Bağntı (2.46)'daki gibi hesap edilebilir.

$$r_d = \begin{cases} z < 9.15 \text{ m için} & 1.0 - 0.00765z \\ 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m için} & 1.174 - 0.0267z \end{cases} \quad (2.46)$$

Burada; z : incelenen derinliktir (m).

Magnitüt ağırlık faktörü $MWF = (M_d)^{2.56}/1.73$ eşitliğinden bulunur. Burada M_d depremin magnitüt değeri olup genellikle 7.5 alınmaktadır.

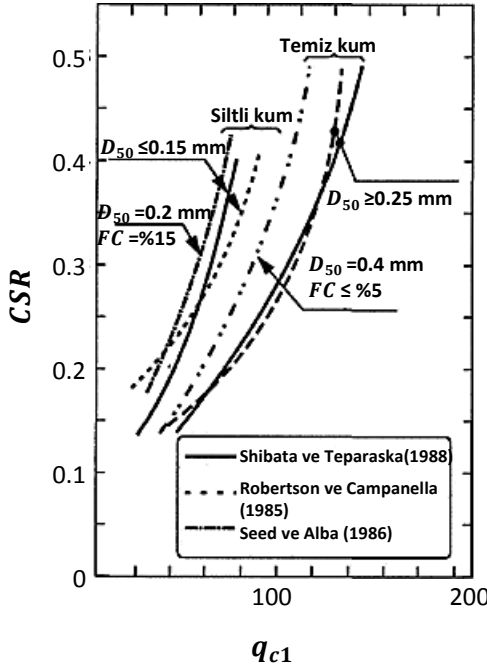
Robertson ve Campanella (1985) gözlemlere dayalı olarak geliştirdikleri sıvılaşma bölgelerini gösteren ve devirsel direnç oranı, CRR , değerlerinin tahmini olarak belirlenebileceği Şek. 2.63'teki abağı derlemişlerdir. Bu abakta normalize edilmiş koni direnci, q_{c1} , Bağntı (2.47)'deki gibi tanımlanmıştır.

$$q_{c1} = (q_c/p_a) (p_a/\sigma'_{v0})^{0.5} \quad (2.47)$$

Kumun ince malzeme (dane boyutu < 0.076 mm) oranına, $FC(\%)$, bağlı olarak q_{c1} değerlerine eklenecek Δq_{c1} değerlerinin:

$$\begin{aligned} FC &\leq \%5 \text{ için} & \Delta q_{c1} &= 0 \\ \%5 &< FC < \%35 \text{ için} & \Delta q_{c1} &= 2(FC - 5) \\ FC &\geq \%35 \text{ için} & \Delta q_{c1} &= 60 \end{aligned}$$

olarak alınabileceği ifade edilmiştir.



Şekil 2.63. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen CPT'den CSR tahmini (Lunne vd., 1997)

2.10. Sismik Koni Uygulamaları

Ölçümlerle belirlenen sismik kayma dalgası hızı, V_s , zemin karakterini yansıtan önemli bir parametre olup, zeminin küçük birim deformasyonlarında geçerli olan ($<10^{-4}$ %) elastik kayma modülü, G_0 , ile Bağıntı (2.48)'e göre ilişkilendirilmiştir.

$$G_0 = \rho V_s^2 = \left(\frac{\gamma}{g}\right) V_s^2 \quad (2.48)$$

Burada; ρ : kütle yoğunluğu, γ : zemin birim ağırlığı ve g : yerçekimi ivmesidir.

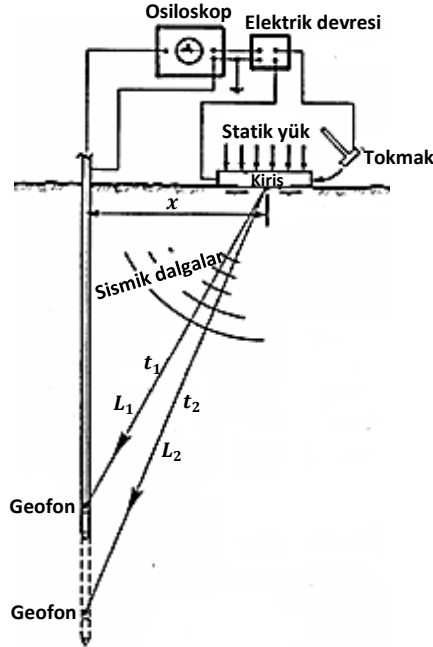
Sismik kayma dalgası hızlarının ölçülmesi için, konik uç üzerine yerleştirmiş geofonlar kullanılmaktadır. Standart konik sondalama esnasında penetrasyon belli bir derinlikte durdurulmakta ve yüzeyde yer alan çelik kırıge vurulan bir

tokmak darbesi ile zeminde kayma dalgaları yaratılmaktadır. Çelik kiriş genellikle, 150 mm genişliğinde 2.4 m boyunda ve 25 mm kalınlıkta boyutlandırılmaktadır. Tokmak ağırlıkları ise 5 ila 15 kg aralığındadır.

İki ayrı derinlikte kayma dalgalarının yüzeyden konik uçtaki geofonlara ulaşma süreleri ölçülüp kayma dalga hızı,

$$V_s = \frac{L_2 - L_1}{t_2 - t_1} \quad (2.49)$$

bağıntısı ile hesaplanabilmektedir. Deneyin detayları ve tanımlamalar Şek. 2.64'te gösterilmiştir. Burada; L_1 ve L_2 : iki ayrı derinlikte yüzeydeki kiriş ile konik uçtaki geofon arasındaki mesafeler ve t_1 ve t_2 : kayma dalgalarının iki ayrı derinlikteki geofonlara ulaşma süreleridir.



Şekil 2.64. Sismik koni detayları (Campanella ve Howie, 2008)

2.11. Kaynaklar

Aas, G., Lacasse, S., Lunne, T. ve Hoeg, K. (1986). "Use of in situ tests for foundation design on clay" *Proceedings of the ASCE Speciality Conference In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 1 – 30, American Society of Engineers (ASCE).*

ASTM-D5778-07 (2007). "Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils" *American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.*

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. ve Pasqualini, E. (1981). "Cone resistance of a dry medium sand" *10th. ICSMFE, Stockholm, 2, 427-32.*

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. ve Pasqualini E. (1986) "Interpretation of CPTs and CPTUs: 2nd Part: drained penetration of sands" *Proc. of 4th. Int. Geotechnical Seminar, Singapore, 143-56.*

Begemann, H.K.S. (1965). "The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile" *Proc. 6th. ICSMFE, Montreal, 1: 17-20.*

Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. ve Robertson, P.K. (1989). "Shear strength of sand from CPT" *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1:179-84, Balkema Pub., Rotterdam.*

Bjerrum, L. (1972). "Embankments on soft ground: state-of-the-art report" *Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Lafayette (Georgia).*

Bowles, J.E. (1996). "Foundation analysis and design" *McGraw-Hill, Singapore.*

Briaud, J.L. ve Miran, J. (1991). "The Cone Penetrometer Test. Report No. FHWA – SA-91-043" *U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration Office of Technology Applications, Washington, D.C., 161.*

Bruzzi, D. ve Battaglio, M. (1987). "Pore pressure measurements during cone penetration test" ISMES Research Report No. 229.

Burland, J.B., Broms, B.B. ve de Mello, V.F.B. (1977) "Behavior of foundations and structures" State-of-the-art report, Proc.of 9th ICSMFE, Tokyo, 2, 495-547.

Bustamante, M. ve Gianceselli, L. (1982). "Pile bearing capacity prediction by means of CPT" Proc. of ESOPT-II, Amsterdam, 493-500, Balkema Pub.

Campanella, R.G. ve Howie, J.A. (2008). "Guidelines for the use, interpretation and application of seismic piezocone test data" Geotechnical Research Group, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia.

Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. ve Simons, N. E. (1995). "Jeoteknik Saha İncelemesi (Çetin, H., Kayabali, K. ve Arman, H., Çev)" Gazi Kitabevi, Ankara (2005).

Coduto, D. P. (1994). "Foundation Design Principles and Practices" Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.

De Ruiter, J. ve Beringen F.L. (1979). "Pile foundations for large North Sea structures" Marine Geotechnology, 3(3), 267-314.

De Ruiter J. (1982) "The Static Cone Penetration Test: State of Art Report" Proc. of 2nd ESOPT, (2) 389-406, Amsterdam.

DIN 4014 (1990). "Bored Piles: Construction procedure, design and bearing behavior" German Code, Berlin.

Douglas, B.J. ve Olsen, R.S. (1981). "Soil classification using electric cone penetrometer: Cone penetration Testing and Experience" Proc. ASCE National Convention, 209-27, St. Louis.

Duncan, J.M. ve Buchignani, A.L. (1977). "An engineering manual for settlement studies" Dept.of Civil Engrn., Univ.of California, Berkley.

Durgunoğlu, H.T. ve Mitchell, J.K. (1975). "Static penetration resistance of soils" I-II. *Proc.of ASCE Specialty Conf.on In Situ Measurement of Soil Properties*, Raleigh, North Carolina, 1, 151-89.

Erol, O., Kaplan, N. ve Çakan, G. (2004). "Plastik killerde odometre modülünün CPT uç direncinden tahmini" *ZMTM 10. Ulusal Kongresi*, (1), 31-38, İTÜ, İstanbul.

Eslamizaad, S. ve Robertson, R.K. (1996). "Cone Penetration test to evaluate bearing capacity of foundation in sands" *Proc.of 49th Canadian Geotechnical Conference*, St.Jones, Newfoundland.

Houlsby G.T. ve Teh C.I. (1988). "Analysis of pizcone in clay" *Proc.of Int.Symp. on Penetration Testing, ISOPT-1*, Orlando, 2, 777-83, A.A.Balkema.

Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. ve Lancellotta, R. (1985). "New developments in field and laboratory testing of soils" *State of Art Report*, 11th ICSMFE, San Francisco, 1, 57-153, Balkema Pub.

Janbu, N. (1963). "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests" *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering*, Wiesbaden, 1, 19 – 25.

Janbu, N. ve Senneset, K. (1974). "Effective stress interpretation of in situ static penetration tests". *Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT*, Stockholm, 2.2, 181 – 93.

Jefferies, M.G. ve Davies, M.P. (1991). "Soil classification by CPT" *Discussion. Canadian Geotech.J.*, 28 (1), 173 – 176

Kleven, A., Lacasse, S. ve Andersen, K.H. (1986). "Soil parameters for offshore foundation design" *N6I Report No: 40013-34*.

Kulhawy, F.H. ve Mayne, P.H. (1990). "Manual on estimating soil properties for foundation design" *Publication of Electric Power Research Institute (EPRI)*, USA.

Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. ve Poulos, H.G. (1977). "Stress-deformation and strength characteristics" *State-of-Art Report, Proc. 9 th. ICSMFE, Tokyo, 2: 421 – 94.*

Lunne, T. (1986). "In situ investigation techniques and interpretation for offshore practice" *Evaluation of Special Density Tests at Gullfaks 'C' and in Drammen. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, Report 40019 – 25.*

Lunne, T. ve Christophersen, H.P. (1983). "Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands" *Proceedings of the Offshore Technology Conference, Richardson, Texas, Paper No. 4464.*

Lunne, T. ve Kleven, A. (1981). "Role of CPT in North Sea foundation engineering" *Cone Penetration Testing and Experience ASCE National Convention, St.Louis Missouri, 76-107.*

Lunne, T., Robertson, P.K. ve Powell, J.J.M. (1997). "Cone penetration testing in geotechnical practice" *Blackie Academic & Professional, Champan & Hall, UK.*

Mahesh, D. ve Vikash, J. (1995). "State of art of CPT in India" *Int.Symp.on CPT, (1) 87 – 95 , Linköping, Sweden.*

Marchetti, S. (1988). "On the field determination of K_o in sand" *11th ICSMFE, San Francisco, 5, 2667-72.*

Mayne, P.W. (1991). "Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts" *Soils and Foundations, 31 (2), 65-76.*

Meigh, A.C. (1987). "Cone Penetration Testing: Methods and Interpretations" *CIRIA Publications, Butterworths London.*

Meyerhof, G.G. (1956) "Penetration tests and bearing capacity og cohesionless soils" *ASCE, Journal of SMFD, (82), SM1, 1-19.*

Meyerhof, G.G. (1974). "State of Art of penetration testing in countries outside Europe" 1st ESOPT, Stockholm 2, 40-48.

Mitchell, J.K. ve Keaveny, J.M. (1986). "Determining sand strength by cone penetrometer" Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 823 – 39, ASCE.

Plantema, G. (1948). "Construction and method of operating a new deep sounding apparatus" Proc.2nd. ICSMFE, Rotterdam, 1, 280-7.

Robertson, P.K. (1990). "Soil classification using CPT" Canadian Geotechnical Journal, 27(1), 151-8.

Robertson, P.K. (1991). "Estimation of foundation settlements in sand" ASCE Geotechnical Engineering Congress, Boulder, Colorado.

Robertson, P.K. (2009). "Performance based earthquake design using the CPT" Keynote Lecture, IS-Tokyo.

Robertson, P.K., Campanella, R.G. ve Wightman, A. (1983). "SPT-CPT Correlations" ASCE J.Geotech.Engnr., 109 (11): 1449-59.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. ve Greig, J. (1986). "Use of piezometer cone data" ASCE Proc.Specialty Conf. In Situ 86, Blacksburg, 1263-80.

Robertson, P.K., Sully, J.P., Woeller, D.J., Lunne, T., Powell, J.J.M. ve Gillespie, D.G. (1992) "Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under seismic loading" Canadian Geotechnical Journal, 29,(4), 551-7.

Robertson, P.K. ve Cabal, K.L. (2010). "Guide to CPT for Geotechnical Engineering" GREGG Drilling&Testing Inc. Publication.

Robertson, P.K. ve Campanella, R.G. (1983). "Interpretation of cone penetration test: Part I: Sand" Canadian Geotechnical Journal, 20 (4): 718-33.

Robertson, P.K. ve Campanella, R.G. (1985). "Liquefaction potential of sands using the cone penetration test" *ASCE journal of Geotechnical Engineering*, 111 (3), 384-403.

Robertson, P.K. ve Campanella, R.G. (1989). "Design Manual for Use of CPT and CPTU" University of British Columbia, Vancouver, BC.

Salgado, R. (2008). "Analysis of Single Piles: Challenges and Solutions." 12th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Goa, India, October 1-6, 2008.

Sanglerat, G. (1972). "The penetrometer and soil exploration" Elsevier, Amsterdam, 464pp.

Schmertmann, J. H. (1970). "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand." *J. Soil Mech. & Found. Div., ASCE*, 96(SM3): 7302 - 1043.

Schmertmann J.H., Hartman J.P. ve Brown P.R. (1978). "Improved Strain Influence Factor Diagrams" *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 104(8): 1131-1135.

Schmertmann, J.H. (1978) "Guidelines for cone penetration test, performance and design" US Federal Highway Administration, Washington, DC, Report, FHWA-TS-78-209, 145.

Tand, K.E., Funegard, E.G. ve Warden, P.E. (1995). "Predicted/measured bearing capacity of shallow footings on sand" *Proc.of Int.Symp. on Cone Penetration Test, CPT'95, Linköping Sweden 2*, 589-94.

Teh, C.I. ve Houlsby, G.T. (1991). "An analytical study of the cone penetration test in clay" *Geotechnique*, 41(1): 17 – 34.

Terzaghi, K., Peck, R.B. ve Mesri, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice" 3rd edition, John Willey ve Sons, New York.

Torstensson, B.A. (1975). "Pore pressure sounding instruments" ASCE Specialty Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Caroline, 2,48-54.

Vermeiden, J. (1948). "Improved sounding apparatus as developed in Holland since 1936" Proc.2nd.ICSMFE, Rotterdam, 1, 277-9.

Vesic, A.S. (1970). "Tests on uninstrumented piles" J.ASCE, SMFD, (96), SM2 561-84.

Webb, D.L., Mival, K.N. ve Allinson, A.J. (1982). "A comparison of the methods of determining settlements in estuarine sands from Dutch cone penetration test" Proc. Of 2nd ESOPT, Amsterdam, 945-50.

Wissa, A.E.Z., Martin, R.T. ve Garlanger, J.E. (1975). "The piezometer probe" Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, 1, 536 – 45, ASCE.

Bölüm 3

PRESİYOMETRE DENEYİ (PMT)

3.1.Giriş

Presiyometre deneyi bir sondaj kuyusu içerisine düşey pozisyonda yerleştirilen silindirik bir hücrenin (sondanın) esnek bir membran yardımıyla kuyu çeperine üniform yayılı ışınsal (radyal) bir basınç uygulanması esasına dayalı bir yöntemdir. Bu hücre bir tüp veya kablo ile zemin yüzeyindeki ölçüm ünitesine bağlanarak deney esnasında, uygulanan basınç ve kuyu çeperindeki deformasyonlar kaydedilmektedir. Dolayısıyla zemine uygulanan gerilmeler ve birim deformasyonlar aynı anda ölçülebilmektedir. Ölçülen gerilme – deformasyon ilişkisinden zeminin doğrusal, izotropik ve elastik – tam plastik davrandığı varsayımıyla boşluk (kavite) genleşme teorisi uygulanarak zemin davranışı birçok yönüyle belirlenebilmektedir. Bilindiği gibi saha deneylerinin birçoğunda zemine uygulanan gerilmeler ve zeminde oluşan birim deformasyonlar tanımlanamadığından, PMT teknolojisi bu yönüyle avantajlı bir konumdadır.

Presiyometre teknolojisi 1955 yılında Fransız Mühendis Louis Menard tarafından geliştirilmiştir. Deney tekniği, Menard tarafından önerilen ampirik temel tasarım kriterlerinin benimsenmesi sonrasında, tüm dünyada yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Zaman içerisinde farklı presiyometre modelleri geliştirilmiştir. PMT, hemen her türlü zeminde ve kayalarda uygulanabilmektedir. Deney sonuçları başlıca zeminlerin dayanım ve deformasyon modülü parametrelerinin belirlenmesinde ve temel tasarımında taşıma gücü ve oturma hesaplamalarında kullanılmaktadır.

3.2. Presiyometre Çeşitleri

Uygulamada üç tip presiyometre kullanılmaktadır:

- i. Menard Tipi (Kuyu) Presiyometre (MPM)
- ii. Kendinden Delgili Presiyometre (SBP)
- iii. Zemine İtilen (Sürmeli) Presiyometre (PIP)

Menard Tipi (Kuyu) Presiyometre (MPM):

Menard tarafından geliştirilen bu presiyometre sondaj delgisi içerisinde yapılmaktadır. Presiyometre hücresi çapının sondaj delgi çapından bir miktar küçük olması nedeniyle hücre sondaj içerisinde istenen derinliğe indirilebilmektedir.

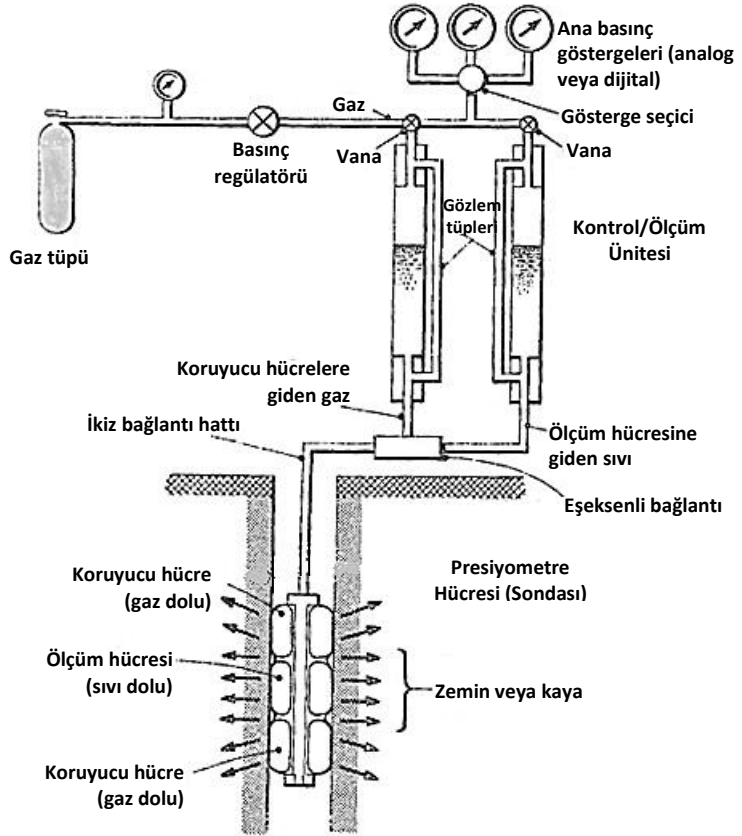
MPM aletinin şematik görünümü Şek. 3.1’de gösterilmektedir. Sistem presiyometre hücresi ve kontrol/ölçüm ünitesi olmak üzere iki üniteden oluşmaktadır.

Presiyometre hücrelerinin çapları değişik modellerde 70 mm ila 82 mm, boy/çap oranları ise 4.2 ila 7.4 aralığında değişmektedir. Deney derinliğine yerleştirilen presiyometre hücresi yüzeydeki kontrol ünitesine plastik tüplerle bağlıdır.

Presiyometre sondası şişirilebilen bir esnek lastik membran olup kendi içerisinde ortada yer alan bir ölçüm hücresi ve ünitenin alt ve üst uçlarına ölçüm hücresinin mümkün olduğunca ınsal genişlemesini sağlamak amacıyla yerleştirilmiş iki adet koruyucu hücreden oluşmaktadır. Zorlu zemin koşullarında lastik membranın hasar görmemesi amacıyla tüm hücre esnek çelik şeritlerden oluşan bir kılıf (‘Çin feneri’) içerisine alınmaktadır.

Kontrol ünitesine bağlı basınçlı bir gaz (CO₂ vb.) tankından koruyucu hücrelere basınç uygulanır. Aynı basınç ortada yer alan ölçüm hücresine bağlı olan kontrol ünitesindeki sıvı tankına da uygulanmaktadır. Koruyucu hücreler gaz ile,

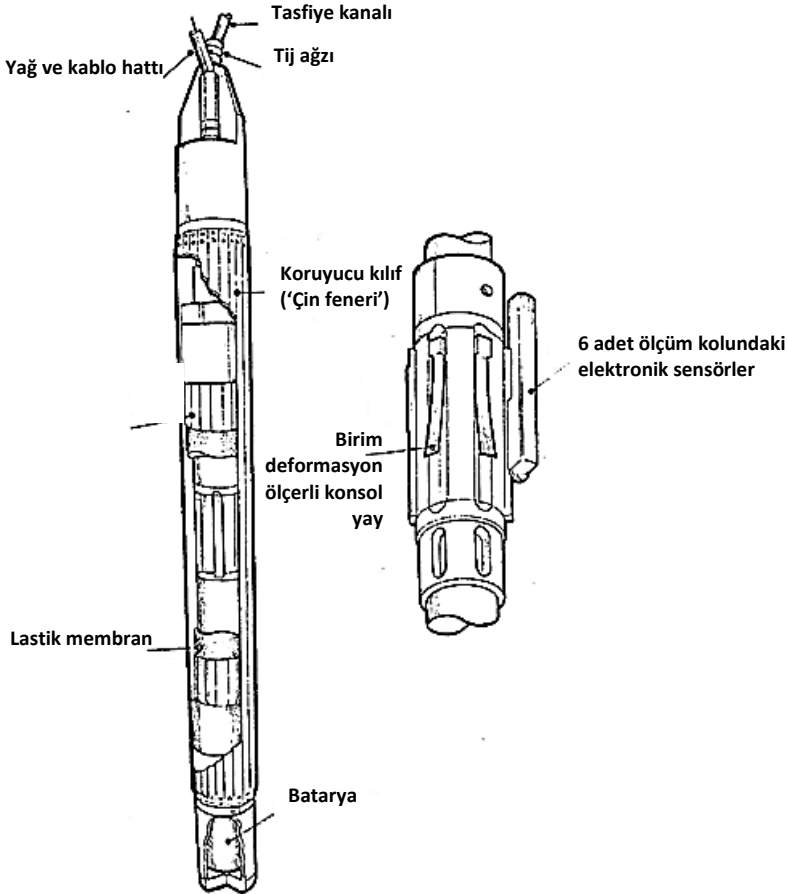
ölçüm hücresi ise sıvı ile şişirilmektedir. Ölçüm hücresi koruyucu hücrelerin varlığı nedeniyle zemine sadece yatay yönde ııınsal basınç uygular ve hücre yanal yönde genişler. Hücrenin yanal yönde hacimsel genleşmesinin boyutu da kontrol ünitesindeki sıvı tankında yer alan hacim ölçer sistem tarafından kaydedilir. Hücrenin yanal deformasyonlarının hücreye giren sıvı miktarı ile ölçüldüğü bu sistemler literatürde *Tip 1 presiyometreler* olarak tanımlanmaktadır.



Şekil 3.1. Menard tipi presiyometre-Tip 1 (Mair ve Wood, 1987)

Tip 2 presiyometrelerde ise ölçüm hücresindeki yanal deformasyonlar Şek. 3.2’de gösterildiği gibi ölçüm hücresinin çevresine yerleştirilen 6 adet ölçüm

kolundaki elektronik sensörler tarafından yapılmakta olup, bu ölçüm yönteminin daha hassas ve sağlıklı olduğu ifade edilmektedir.



Şekil 3.2. Menard tipi presiyometre-Tip 2 (Mair ve Wood, 1987)

Kendinden Delgili Presiyometre (SBP):

MPM sistemi önceden açılmış bir sondaj kuyusu içerisinde yapılmaktadır. Sondaj kuyusu çeperinde gerek delgi operasyonunun mekanik örselemesi gerekse zemindeki yanal gerilmelerin ortadan kalkması ve sonucundaki ferahlamalar, presiyometre deney hücresinin etrafındaki zeminde kaçınılmaz

olarak bazı örselenmelere neden olmaktadır. Bu sorunu ortadan kaldırmak amacıyla eş zamanlı olarak İngiltere’de (Wroth ve Hughes, 1973) ve Fransa’da (Baguelin vd., 1972) Kendinden Delgili Presiyometre (*Self Boring Pressuremeter*) hücreleri geliştirilmiştir.

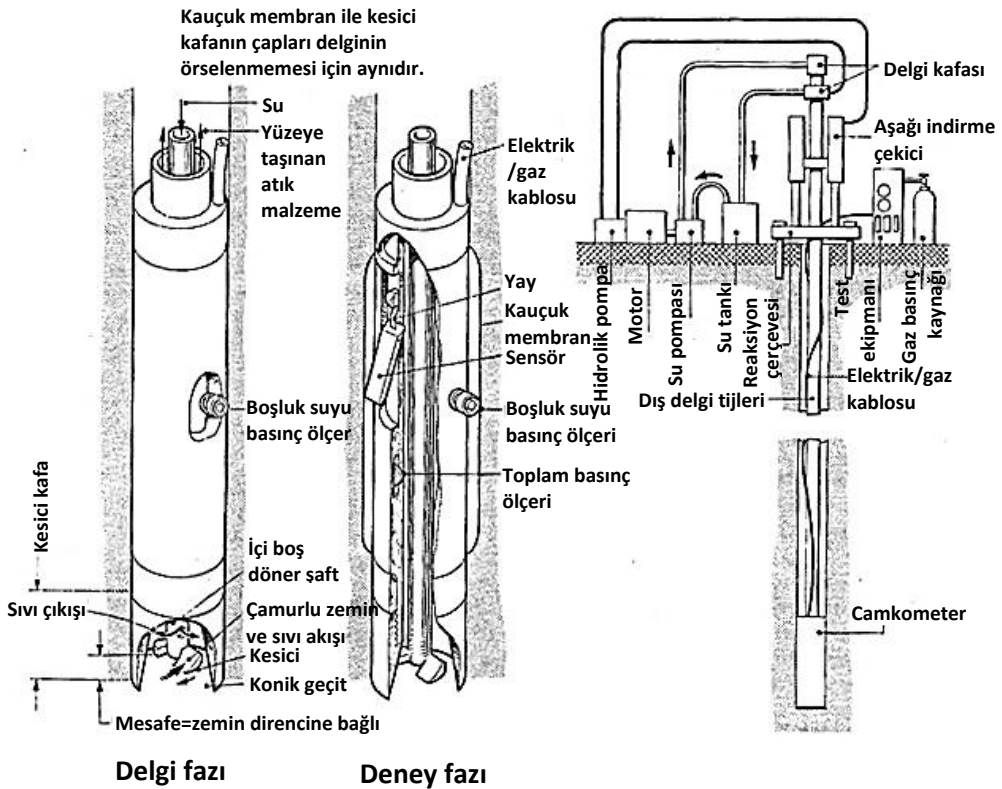
SBP sistemi (Şek. 3.3) zemine hidrolik baskı ile itilen bir mini tünel makinesine benzemektedir. Bu sistemde presiyometre ünitesinin ucuna kesici ve öğütücü mekanik üniteler eklenmiştir. Ayrıca hücrenin aksı boyunca merkezde çift tüplü bir sistem yardımıyla kesici uca sıvı sirkülasyonu sağlanmaktadır. Kesici ucun parçaladığı ve öğüttüğü zemin sıvı sirkülasyonu ile hücrenin ortasındaki delikten yüzeye taşınmaktadır. SBP sisteminde yanal deformasyonlar Tip 2 MPM ünitesindeki benzer ölçüm hücresinin çevresine yerleştirilen 3 adet ölçüm kolundaki elektronik sensörler ile ölçülmektedir. Ayrıca sisteme yerleştirilmiş basınç ölçer yardımıyla deney esnasındaki boşluk suyu basınçları da kaydedilebilmektedir.

Kendinden delgili presiyometrenin özellikle İngiliz ve Fransız araştırmacılar tarafından farklı çeşitleri geliştirilmiştir. Bunlardan Cambridge tipi (Wroth ve Hughes, 1973) aşırı konsolide killeri; tam kesit delme matkaplı olan (Clarke ve Allan, 1989) zayıf kayaları; ve Fransız tipi (PAFSOR) sert kayaları delmek için tasarlanmıştır. İngiliz ve Fransız modeller arasında birçok farklılık olup Fransız tipleri daha çok araştırma maksatlı, İngiliz tipleri ise daha çok uygulamada kullanılmaktadır (Clayton vd., 1995).

Kuyu tipi presiyometreye göre daha az örselenmeye sebep olan kendinden delgili presiyometrelerin uygulanışında operatör bilgi ve becerisi oldukça önemli olup, dikkatsizce yerleştirilen SBP tipi presiyometrelerin Menard tipi presiyometreler kadar örselenmeye sebep olabileceği unutulmamalıdır. Presiyometrenin sürülmesi esnasındaki örselenme derecesini etkileyen başlıca faktörler aşağıda sıralanmıştır (Clayton vd., 1995):

- (i) Zemin türü
- (ii) Kesici ucun alt ucundan kesicinin arkasına olan mesafe

- (iii) Presiyometre membranının şişirilmemiş durumdaki dış çapına kıyasla kesici ucun çapı
- (iv) Sondaj sırasındaki aşağı doğru uygulanan baskı
- (v) Sondaj sırasındaki titreşim miktarı



**Şekil 3.3. Kendinden delgili presiometre (SBP) detayları
(Mair ve Wood, 1987)**

Zemine İtilen (Sürmeli) Presiyometre (PIP):

Bu tip presiyometreler, Henderson vd. (1979) tarafından İngiltere’de Yapı Araştırma Enstitüsü’nde geliştirilmiş olup, denizde yapılan zemin etütlerinde

kablolu sondaj tekniğine (*wire-line*) entegre edilerek kullanılmaktadır. Sistemin detayları Şek. 3.4'te gösterilmiştir. PIP sisteminde presiyometre hücresi yapılan delgi sonrasında delgi tabanına itilerek yerleştirilmektedir. Alternatif olarak presiyometre çapından daha küçük bir öndelgi yapılması sonrasında da itme işlemi yapılabilmektedir. PIP sisteminde zemine itilme aşamasında geçilen zeminin büyük bir bölümü presiyometre tüpü içerisine alınmakta ve etrafındaki zeminde örselenmeler minimum düzeye indirilmektedir. Presiyometrenin detayları Şek. 3.5'te gösterilmiştir.

Uygulamada presiyometre ve basınç kaynağı sondaj kuyusu tabanına beraberce indirilmekte, akabinde başlık zemin içine itilmektedir. Membran basınç kaynağı içerisindeki elektrik pompası vasıtasıyla tatbik edilen basınç altındaki yağ ile şişirilmektedir. Basınçlar elektrikli basınç ölçerler, yağın hacmi ise basınç kaynağı ünitesi içerisine yerleştirilmiş seviye ölçer tarafından ölçülmektedir.

3.3. Sistemin Kalibrasyonu

Presiyometre deney tekniğinde sistemin kalibrasyonu deney sonuçlarının doğru yorumlanması açısından son derece önemlidir. Yumuşak zeminlerde basınç düzeltmesi, sert zemin ve zayıf kayalarda ise hacim düzeltmesi deney sonuçlarını önemli ölçüde etkilemektedir. Mair ve Wood (1987), tekniğine uygun ve hassas bir kalibrasyon yapılmadığı durumlarda presiyometre deneyinin hiçbir şekilde işe yaramayacağını ifade etmişlerdir.

Presiyometre hücresinin şişmeye karşı direnci:

Presiyometre hücresi, lastik membran ve 'Çin feneri' olarak adlandırılan ince yarıklı koruyucu bir metal ile kaplanmıştır. Presiyometre hücresi, açık havada basınç uygulanarak şişirilir ve her basınç kademesinde hücrenin hacmi kaydedilerek Şek. 3.6'da gösterilen basınç-hacim grafiği çizilir.

Şekil 3.6'daki kalibrasyon eğrisinde saha deneyi esnasında kaydedilen hacim değişimi değerine, karşıt gelen basınç değeri okunur ve bu değer deneyde uygulanan basınç değerinden düşülerek düzeltilmiş basınç değeri elde edilir.

Örneğin, saha deneyinde herhangi bir aşamada uygulanan basınç, P_i ve ölçülen hacim değişimi, V_i ise, kalibrasyon eğrisinde V_i değerinden girilir ve ΔP_k değeri okunur. Düzeltilmiş basınç değeri, P ;

$$P = P_i - \Delta P_k \quad (3.1)$$

olarak kaydedilir.

Kontrol Ünitesi ve Bağlantı Tüplerinin Esnekliği:

Bu kalibrasyon, MPM Tip 1 hücreleri için gerekli olup, deneyde ölçülen hacim değişimlerine uygulanacak düzeltme için yapılmaktadır. Deneyde belli bir basınç altında kaydedilen hacim değişimi okuması kontrol ünitesi ve bağlantı tüplerinin genleşmesini de içermektedir. Dolayısıyla sadece zeminin deformasyonuna karşıt gelen hacim değişiminin tayini için sistem genleşmelerinin deney esnasında kaydedilen toplam hacim değişimlerinden çıkarılması gerekmektedir.

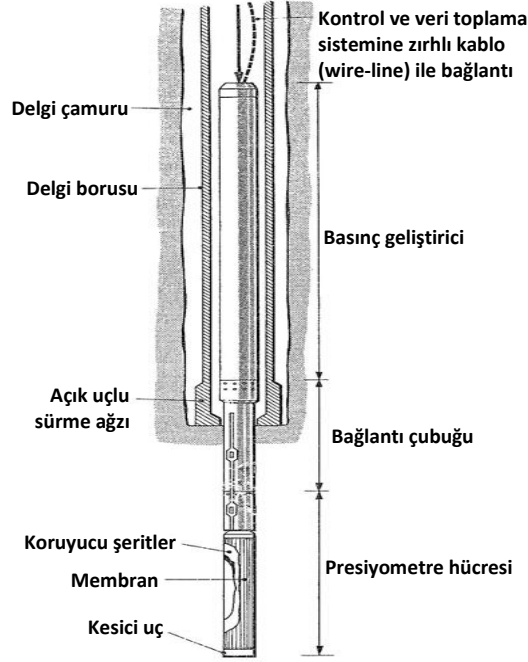
Bu amaçla presiyometre hücresi kalın cidarlı bir çelik tüp içerisine yerleştirilir ve basınç kademeleri uygulanır. Her basınç kademesinde hacim değişimleri kaydedilir ve Şek. 3.7'de gösterilen basınç-hacim değişimi grafiği çizilir. Eğrinin doğrusal kısmı uzatılarak yatay eksen kestirilir. Bu nokta presiyometrenin genleşmemiş hacmine (V_0) karşıt gelmektedir. Bu noktadan çizilen düşey eksen kalibrasyon eğrisini tanımlar.

Deneyde herhangi bir basınç kademesinde, kalibrasyon eğrisindeki düşey ekseninde basınç değerinden girilip yatay ekseninde hacim değişimi değeri okunur. Bu değer aynı basınç kademesinde deneyde kaydedilen hacim değişimi değerinden çıkartılarak düzeltilmiş hacim değişimi bulunur.

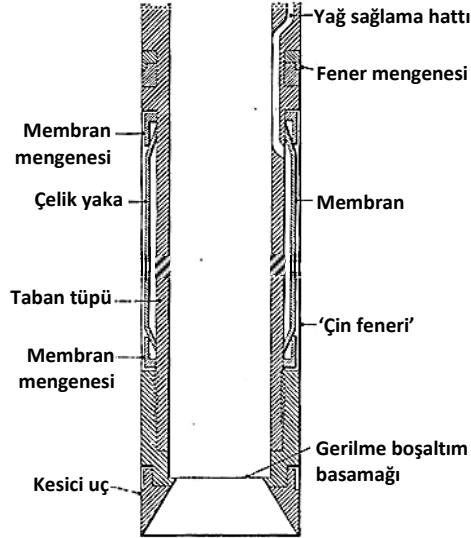
Örneğin saha deneyi esnasında herhangi bir aşamada basınç ve hacim okumaları P_i ve V_i ise, Şek. 3.7'deki kalibrasyon eğrisine P_i değerinden girilir ve ΔV_k hacim düzeltmesi değeri okunur. Düzeltilmiş hacim değeri, V ;

$$V = V_i - \Delta V_k \quad (3.2)$$

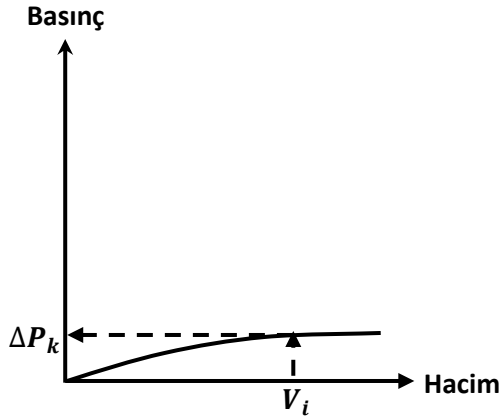
olarak kaydedilir.



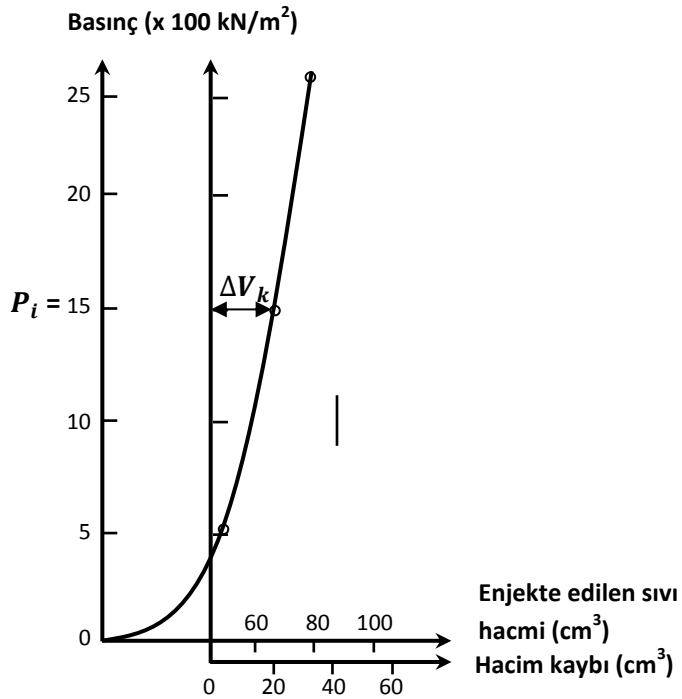
Şekil 3.4. Zemine itilen presiyometre (PIP) detayları (Mair ve Wood, 1987)



Şekil 3.5. Zemine itilen presiyometre (PIP) detayları (Mair ve Wood, 1987)



Şekil 3.6. Membran direnci (açık havada) kalibrasyon eğrisi (Briaud, 1992)



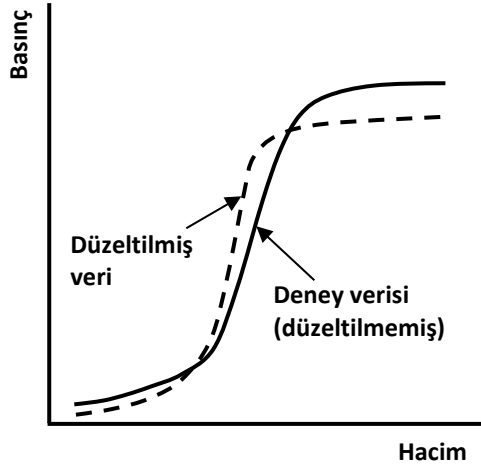
Şekil 3.7. Sistem sıkışabilirliği düzeltilmesi için kalibrasyon eğrisi (Briaud, 1992)

Hidrostatik Basınç Düzeltmesi:

Deney esnasında kontrol ünitesinde yer alan manometre zemin yüzeyindeki basıncı göstermektedir. Ancak kontrol ünitesini presiyometre ünitesine bağlayan plastik tüpler sıvı ile doludur ve deney noktasına hidrostatik basınç uygulamaktadır. Dolayısıyla deney noktasındaki reel basınç, kontrol ünitesi manometre basıncı + hidrostatik basınç olarak düzeltilmelidir. Diğer bir deyişle, kontrol ünitesi ile ölçüm hücresi orta noktası arasındaki kot farkı ile sıvının birim ağırlığı çarpılarak elde edilen basınç değeri kontrol ünitesinde okunan basınca eklenmelidir.

Bunların dışında elektronik basınç ve deformasyon ölçerlerin periyodik olarak kalibrasyonları yapılmalıdır.

Sonuç olarak, presiyometre eğrisinin teşkilinde düzeltilmiş basınç ve hacim değişimi değerleri kullanılmalıdır. İlgili düzeltmeler yapılmaksızın elde edilen presiyometre eğrisinde Şek. 3.8’de görüldüğü gibi farklılıklar ortaya çıkabilmektedir.

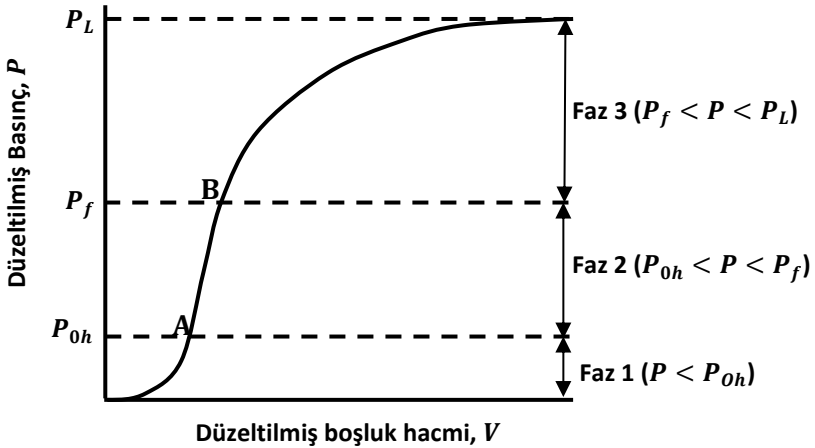


Şekil 3.8. PMT ölçümleri ve düzeltilmiş değerleri (Mair ve Wood, 1987)

3.4. PMT Yapım Yöntemi

Bu bölümde ülkemizde yaygın olarak kullanılan MPM Tip 1 presiymetrelerinin deney yöntemi ile ilgili ayrıntılar verilecektir. Diğer presiymetre modellerinin yapım yöntemi ile ilgili ayrıntılar Briaud (1992) ve Mair ve Wood (1987) yayınlarında bulunabilir.

İlgili kalibrasyonların yapılmasından sonra elde edilen ideal bir presiymetre eğrisi Şek. 3.9'da gösterilmektedir. Bu eğride üç faz tanımlanmıştır:



Şekil 3.9. Menard Presiymetre deneyinden elde edilen tipik bir basınç-hacim eğrisi (Mair ve Wood, 1987)

Faz 1: Eğrinin ilk bölümü membranın şişirilerek sondaj kuyusu çeperi ile tam bir temas sağlaması aşaması olup ölçülen hacim değişimi kuyu yüzeyindeki örselenmiş zeminin deformasyonlarını da kapsamaktadır. Bu aşamadaki basınç değeri zeminin kuyu açılmadan zemin örtü yükü altındaki denge yatay basıncına, P_{0h} , karşıt gelmektedir. SPB ve PIP presiymetre deneylerinde eğrinin Faz 1 bölümü oluşmamaktadır.

Faz 2: Bu faz Şek. 3.9'daki "B" noktasına kadar doğrusal basınç-hacim değişimi davranışını kapsamakta olup, doğrusal davranışın sonlandığı "B" noktası plastik deformasyonların başlangıcına karşıt gelmektedir. Eğride "A" ve "B" noktaları arasındaki doğrusal bölge psüdo-elastik (elastik davranış gibi görünüp tam elastik olmayan) faz olarak tanımlanmaktadır. Eğride "B" noktasındaki basınç değeri krip basıncı " P_f " olarak tanımlanmaktadır.

Faz 3: Bu fazda plastik deformasyonlar artarak limit basıncı, P_L , olarak tanımlanan değere ulaşılmaktadır.

Önceki bölümde de bahsedildiği üzere MPM tipi presiyometrelerde önceden sondaj kuyusu açılmaktadır. Deneyin yapılacağı kuyuda, delgi çapının (d_H) presiyometre çapına (d_{PM}) oranının (d_H/d_{PM}), 1.10'dan küçük olması koşulu sağlanmalıdır. Kuyu çeperlerindeki zemin aşağıdaki nedenlerle aşırı derecede örselenebilmekte ve deney sonuçlarını olumsuz etkilemektedir (Finn vd., 1984):

- i. Kuyu çeperinin kısmen veya tamamen göçmesi
- ii. Kuyu çeperinde erozyon oluşması
- iii. Kuyu çeperindeki zeminin yumuşaması

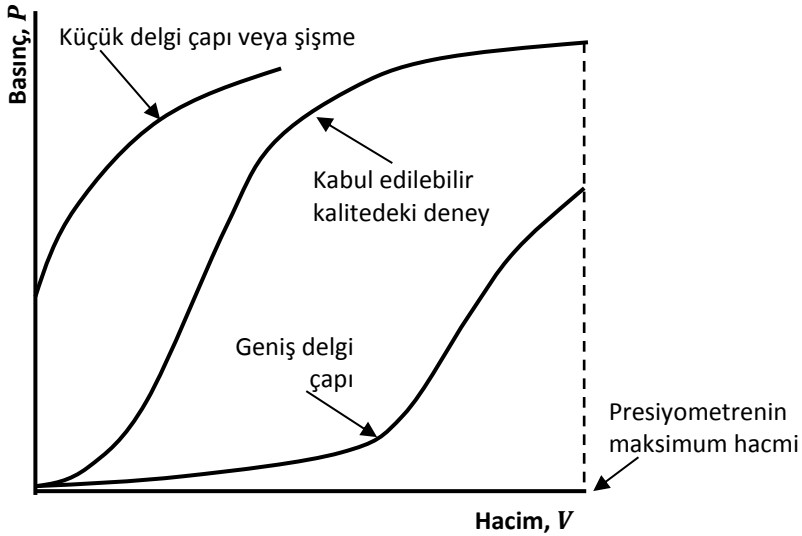
Bunlara ilaveten şişen zeminlerde yapılan deneylerde kuyu çapı daralması da söz konusu olabilmektedir.

Yukarıda konu edilen faktörler nedeniyle ideal davranıştan Şek. 3.10'da gösterilen sapmalar oluşabilmektedir.

Genel olarak presiyometre sistemleri 2.5 MN/m² ila 10 MN/m² basınç kapasiteli olarak tasarlanmaktadır. Bu kapasiteler sert zeminler ve zayıf kayalarda 10 MN/m² ila 20 MN/m² aralığına çıkmaktadır.

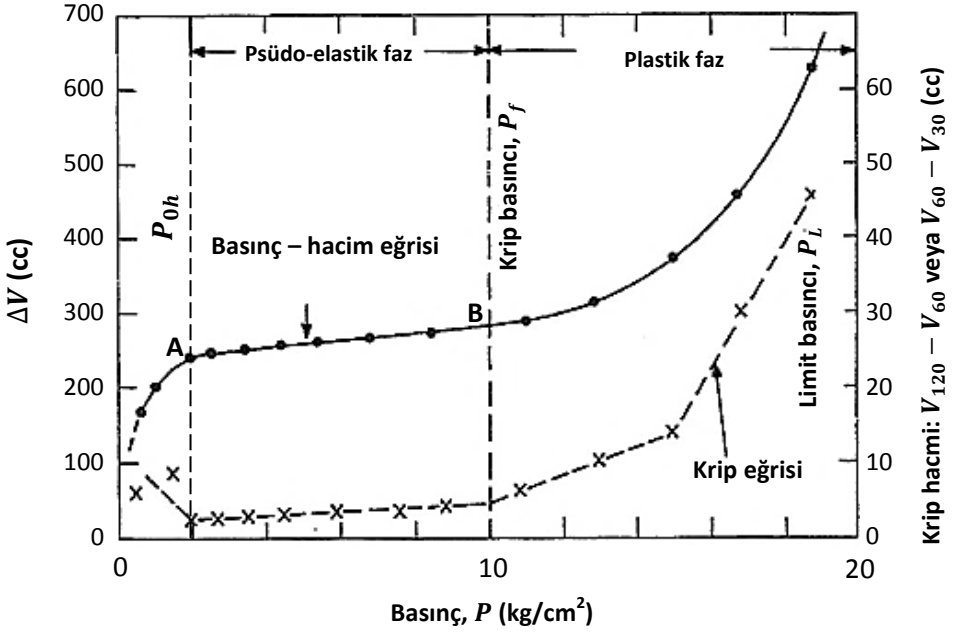
Deneyler basınç kontrollü veya birim deformasyon kontrollü yapılmaktadır. MPM Tip 1 presiyometrelerinde basınç kontrollü deney yöntemi uygulanmaktadır. İdeal olarak limit basınç değerine 15 ila 20 basınç

kademesinde ulaşılması önerilmektedir. Basınç kademeleri yumuşak killerde 15 kN/m^2 'ye; sert killerde 50 kN/m^2 'ye ve zayıf kayalarda 100 kN/m^2 'ye kadar uygulanmaktadır. Her basınç kademesi 1 veya 2 dakika sabit tutulur ve 15'inci, 30'uncu, 60'ıncı ve 120'nci saniyelerde hacim değişimi okumaları alınır.



Şekil 3.10. Menard presiyometre deneyinden elde edilen farklı davranışlar (Mair ve Wood, 1987)

Presiyometre eğrisi düzeltilmiş basınca karşı düzeltilmiş hacim değişimi grafiği olarak çizilmektedir. Şekil 3.11'de eğrinin altında gösterildiği gibi krip eğrisi ise her basınç kademesindeki 120'nci ve 60'ıncı saniyeler arasındaki hacim farkının ($V_{120} - V_{60}$) düzeltilmiş basınca karşı çizilmesi ile oluşturulur. Bazı uygulamalarda 60'ıncı ve 30'uncu saniyeler arasındaki hacim farkı ($V_{60} - V_{30}$) da kullanılmaktadır. Krip eğrisi gerçek bir krip davranışı olarak algılanmamalıdır. Bu eğri Şek. 3.9'da gösterilen P_{0h} ve P_f basınçlarının (krip eğrisindeki kırılma noktaları) daha kolay tanımlanmasını amaçlamaktadır.



Şekil 3.11. Tipik bir presiyometre deney eğrisi (Clayton vd., 1995)

3.5. PMT Verilerinin Yorumlanması

PMT tamamlandıktan sonra düzeltilmiş basınç – hacim değişimi eğrisi ve krip eğrisi çizilir (Şek. 3.11 ve 3.12).

Deney sonuçlarının yorumlanması için bu eğrilerden elde edilen aşağıdaki tanımlara ihtiyaç vardır:

A : Psüdo-elastik (lineer) fazın başlangıç noktası

B : Krip (plastik) deformasyonların başlangıç noktası (lineer fazın sonu)

V_0 : Deney başlangıcında presiyometrenin hacmi (şişirilme öncesi)

ΔV : şişirilme aşamasındaki hacim değişimi (ölçüm hücreğine enjekte edilen sıvı hacmi)

V : deneyin herhangi bir aşamasında hücrenin toplam hacmi

$$V = V_0 + \Delta V \quad (3.3)$$

V_m : Psüdo-elastik fazda presiometre hücresinin ortalama toplam hacmi

$$V_m = V_0 + 0.5(\Delta V_B + \Delta V_A) = 0.5(V_A + V_B) \quad (3.4)$$

V_A, V_B : Presiometre hücresinin A ve B noktalarındaki toplam hacmi

P_A, P_B : A ve B noktalarında uygulanan ırsal basınç değeri

$$\Delta P = P_B - P_A \quad (3.5)$$

$\Delta P / \Delta V$: Psüdo-elastik fazdaki doğrunun eğimi

P_{oh} : hücrenin şişirilmesi öncesi deney noktasında zemin örtü yükü altındaki toplam yatay gerilme

$$P_{oh} = P_A$$

P_f : Krip basıncı

$$P_f = P_B$$

P_L : Limit basıncı

P_{LN} : Net limit basıncı

$$P_{LN} = P_L - P_{oh} \quad (3.6)$$

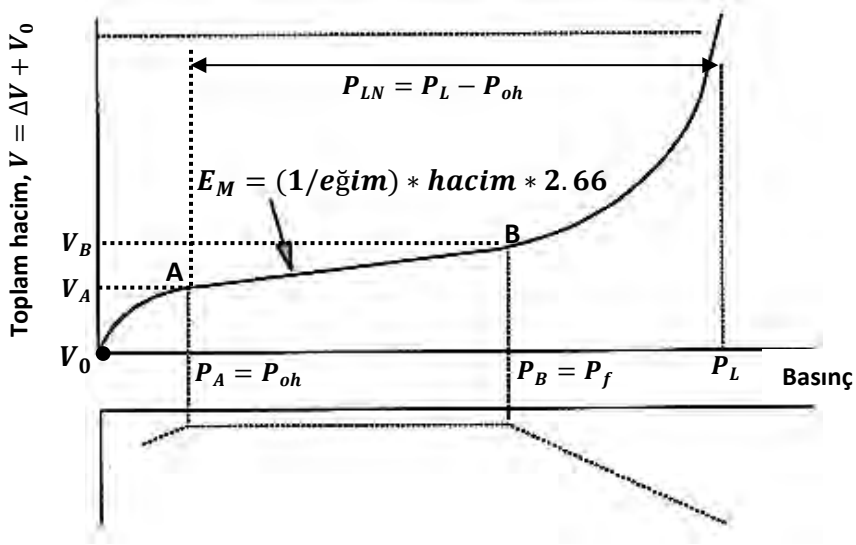
Deneyin yeteri hassasiyette yapılmaması durumunda, P_{oh} Bağıntı (3.7)'den hesaplanır.

$$P_{oh} = K_0[\gamma'z] + u_0 \quad (3.7)$$

Burada; K_0 : sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı, γ' : zeminin efektif birim hacim ağırlığı, z : deney derinliği ve u_0 : deney derinliğindeki hidrostatik basınçtır.

Menard modülü veya presiometre modülü, E_M , bir başlangıç (*initial*) elastik deformasyon modülü olarak tanımlanmış olup Bağıntı (3.8) yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$E_M = 2.66[0.5(V_A + V_B)][\Delta P / \Delta V] = 2.66 V_m \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (3.8)$$



Şekil 3.12. Menard deneyinden gerilme-birim deformasyon ve krip eğrisi (Clarke, 1995)

Bağıntı (3.8)'deki 2.66 değeri $2(1 + \nu)$ değerine karşıt gelmekte ve zeminlerde Poisson oranının, ν , ortalama 0.33 olacağı varsayımına dayanmaktadır. Bağıntıdaki $[\Delta P / \Delta V]$ oranı ise Şek. 3.12'de psüdo-elastik fazdaki doğrunun eğimi olup presiyometre eğrisinden tanımlanmaktadır.

Rus literatüründe E_M değeri Bağıntı (3.9) ile hesaplanmaktadır (Clarke, 1995):

$$E_M = K_r a_A [(P_B - P_A) / (a_B - a_A)] \quad (3.9)$$

Bu bağıntıda a_A ve a_B presiyometre hücresinin Şek. 3.12'deki A ve B noktalarındaki yarıçapıdır. Zemin cinslerine bağlı olarak K_r katsayısı Tablo 3.1'den alınır.

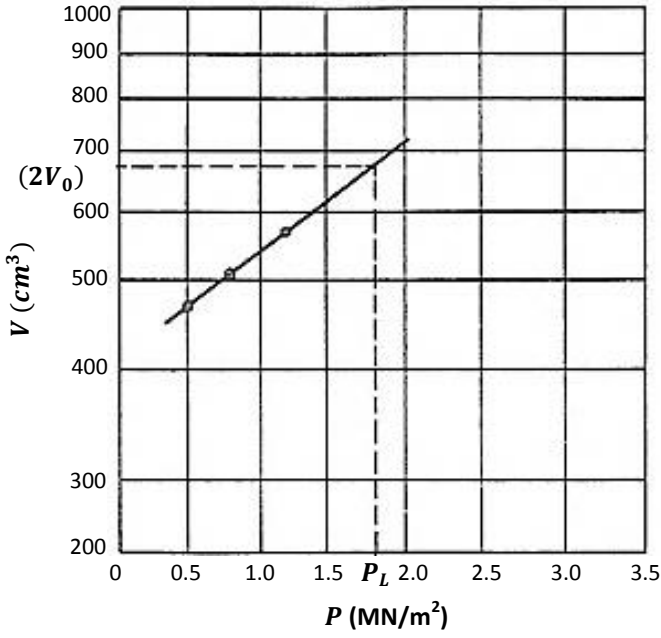
Tablo 3.1. PBP deneylerinden elde edilen K_r değerleri (Clarke, 1995)

<i>Zemin Tipi</i>	<i>Özellikleri</i>	<i>Deney derinliği (m)</i>	<i>Basınç uygulama hızı</i>	K_r
Kumlar ve çakıllar			Yavaş	1.3
Killer ve siltli kumlar				1.35
Killer				1.42
Kumlar	$e < 0.5$	0 – 10	Hızlı	2.5
	$0.5 < e < 0.8$			2.25
	$e > 0.8$			2.0
Killer	$LL < 0.25$	0 – 10	Hızlı	2.0
	$0.25 < LL < 0.5$			3.0
	$LL > 0.5$			4.0
Killer	$LL < 0.25$	10 - 20	Hızlı	1.75
	$0.25 < LL < 0.5$			2.5
	$LL > 0.5$			3.5

Burada; e : boşluk oranı ve LL : likit limitittir.

Limit basıncın presiyometre eğrisinden net olarak izlenemediği veya uygulanan maksimum basıncın limit basınç değerinden küçük olduğu durumlarda, P_L değerinin Şek. 3.13'te gösterilen ekstrapolasyon yöntemi kullanılarak belirlenmesi önerilmektedir (Amar vd., 1991). Bu amaçla plastik zonda $P - \log (V)$ grafiği çizilir; eğrinin doğrusal kısmı uzatılır ve $(2V_0)$ değerindeki basınç değeri P_L olarak tanımlanır. Bu yaklaşım teorik olarak, genleşen bir silindirik kavitede göçmenin, deformasyonların orijinal kavite hacminin iki katında oluşacağı gerçeğine dayanmaktadır.

Menard presiyometre bazlı geoteknik tasarım kriterlerinde sıkça kullanılan bir reolojik faktör, " α_M " tanımlanmıştır. Bu faktör zemin cinsine ve ön yüklenme koşullarına bağlı olarak Tablo 3.2'den belirlenir.

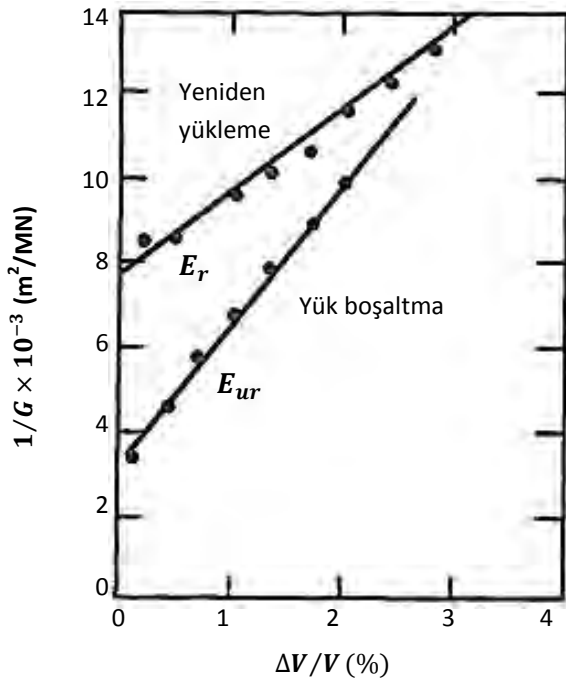


Şekil 3.13. P_L değerinin ekstrapolasyon yöntemi ile belirlenmesi (Amar vd., 1991)

Daha sonraki bölümlerde detayları verilen, Menard tarafından önerilmiş presiyometre deneyine dayalı oturma hesap yöntemleri ile bulunan oturmaların, ölçülen reel oturmalarından daha fazla olduğu gözlemlenmiş ve Menard α_M faktörü bir düzeltme faktörü olarak önerilmiştir (Menard ve Rousseau., 1962). Benzer bir yaklaşımla Kahle (1983) oturmaların daha gerçekçi olarak hesaplanabilmesi için yükleme – boşaltma – tekrar yükleme devirli presiyometre deneylerinden elde edilen tekrar yükleme fazındaki modüllerin elastik formüllerde kullanılmasının daha doğru sonuç verdiğini ifade etmektedir. Leblanc (1982) ise oturma hesaplarında zemin odometrik deformasyon modülünün $M = (E_M/\alpha_M)$ olarak alınması gerektiğini vurgulamıştır. Boşaltma ve tekrar yükleme deformasyon modülleri arasındaki fark Şek. 3.14’te açıkça görülebilmektedir (Briaud vd, 1983).

Tablo 3.2. Menard α_M faktörü (Briaud, 1992)

Zemin Tipi	Turba		Kil		Silt		Kum		Kum ve çakıl	
	E_M/P_{LN}	α_M	E_M/P_{LN}	α_M	E_M/P_{LN}	α_M	E_M/P_{LN}	α_M	E_M/P_{LN}	α_M
Aşırı konsolide	Tüm değerler	1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normal Konsolide		1	9 – 16	2/3	8 – 14	1/2	7 – 12	1/3	6 – 10	1/4
Ayrışmış ve/veya yoğurulmuş		1	7 – 9	1/2		1/2		1/3		1/4
Kaya	Çok çatlaklı				Diğer koşullar			Az çatlaklı veya aşırı ayrışmış		
	$\alpha_M = 1/3$				$\alpha_M = 1/2$			$\alpha_M = 2/3$		



Şekil 3.14. Yük boşaltma/yeniden yükleme döngülerinde sekant modülünün hacimsel birim deformasyona göre değişimi (Briaud vd., 1983)

3.6. PMT – Zemin Parametreleri

3.6.1. Zemin Sınıflandırması

Briaud (1992) genel anlamda (E_M/P_{LN}) oranının kohezyonlu/kohezyonsuz zeminlerin ayırımında kullanılmak üzere aşağıdaki kriteri önermektedir:

$$\begin{aligned} \text{Killi Zeminler: } (E_M/P_{LN}) &> 12 \\ \text{Kumlu Zeminler: } 7 < (E_M/P_{LN}) &< 12 \end{aligned}$$

Clarke (1995) zemin türlerinin (E_M/P_L) oranları kullanılarak tanımlanmasına yönelik Tablo 3.3'teki kriterleri önermektedir.

Tablo 3.3. MPM deneyine göre zemin türleri (Clarke, 1995)

<i>Zemin türü</i>	<i>E_M/P_L</i>
Çok gevşek – gevşek kum	4 – 7
Orta sıkı – sıkı kum	7 – 10
Turba	8 – 10
Yumuşak – katı kil	8 – 10
Çok katı – sert kil	10 – 20
Lös	12 – 15
Ayrışmış kaya (ayrışma derecesine bağlı olarak)	8 – 40

Briaud (1992) zeminlerin türlerinin ve sıklık/sertlik durumunun limit basıncı P_L değeri ile ilişkisi için Tablo 3.4'te verilen kriterleri önermiştir. Briaud (1992) ayrıca zeminlerde net limit basıncı, P_{LN} , ile Menard Modülü, E_M , değerlerinin genellikle Tablo 3.5'te verilen aralık içerisinde değiştiğini vurgulamıştır.

Tablo 3.4. Zemin türü ve sıklık/sertlik durumuna bağlı P_L değerleri (Briaud, 1992)

<i>Zemin</i>	P_L (kN/m ²)	<i>SPT-N</i>	$*c_u$ (kN/m ²)
Kum	Gevşek	0 – 500	0 – 10
	Orta sıkı	500 – 1500	10 – 30
	Sıkı	1500 – 2500	30 – 50
	Çok sıkı	> 2500	> 50
Kil	Yumuşak	0 – 200	0 – 25
	Orta katı	200 – 400	25 – 50
	Katı	400 – 800	50 – 100
	Çok katı	800 – 1600	100 – 200
	Sert	> 1600	> 200

$*c_u$: drenajsız kayma dayanımı

Tablo 3.5. Killerde ve kumlarda P_{LN} ile E_M için yaklaşık değerler (Briaud, 1992)

<i>KİL</i>					
<i>Zemin tipi</i>	<i>Yumuşak</i>	<i>Orta katı</i>	<i>Katı</i>	<i>Çok katı</i>	<i>Sert</i>
P_{LN} (kN/m ²)	0 – 200	200 – 400	400 – 800	800 – 1600	> 1600
E_M (MN/m ²)	0 – 2.5	2.5 – 5.0	5.0 – 12.0	12.0 – 25.0	> 25.0

<i>KUM</i>				
<i>Zemin Tipi</i>	<i>Gevşek</i>	<i>Orta sıkı</i>	<i>Sıkı</i>	<i>Çok sıkı</i>
P_{LN} (kN/m ²)	0 – 500	500 – 1500	1500 – 2500	> 2500
E_M (MN/m ²)	0 – 3.5	3.5 – 12.0	12.0 – 22.5	> 22.5

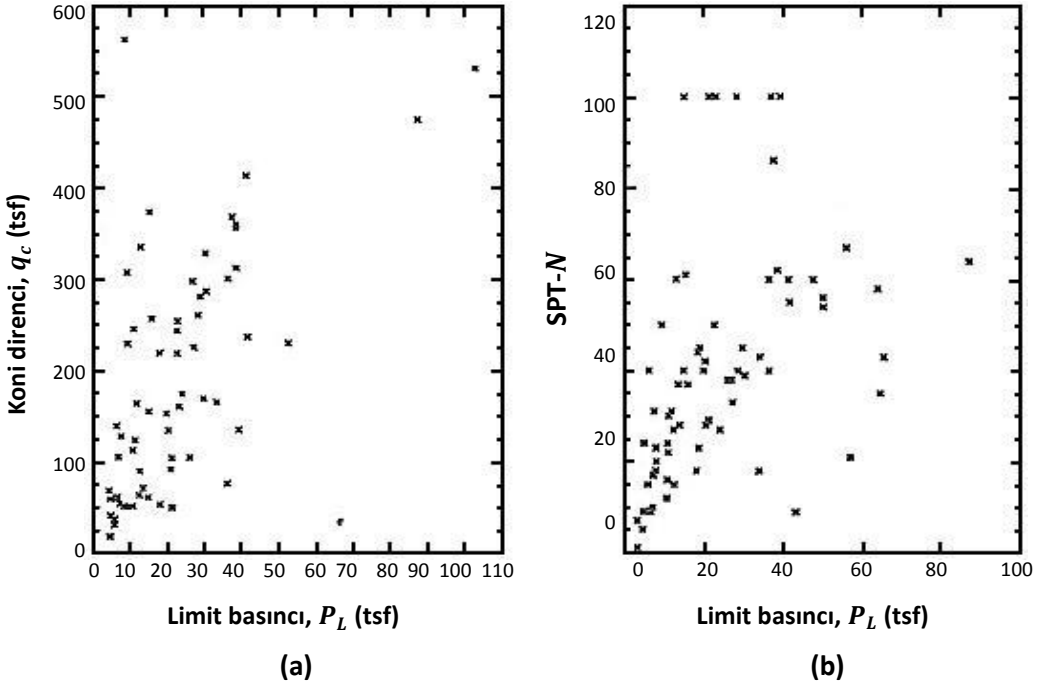
3.6.2. PMT – CPT korelasyonları

Van Wambeke (1982) tarafından farklı zemin türleri için PMT’den elde edilen P_L ile CPT’den elde edilen q_c (koni direnci) arasında Tablo 3.6’daki oranları gözlemlemiştir.

Tablo 3.6. q_c/P_L oranları (Van Wambeke, 1982)

<i>Zemin Türü</i>	<i>Kil</i>	<i>Silt</i>	<i>Kum</i>	<i>Sıkı kum ve çakıl</i>
q_c/P_L	3	6	9	12

Briaud (1992) ise q_c ile P_L arasındaki korelasyonun pek geçerli olmadığına işaret etmiştir (Şek. 3.15a). Benzer şekilde P_{LN} ile SPT- N arasında da gerçekçi bir korelasyon olmadığı görülmektedir (Şek. 3.15b).



Şekil 3.15. (a) $P_L - q_c$ ilişkisi (b) $P_L - \text{SPT-}N$ ilişkisi (Briaud, 1992)

3.6.3. PMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı (K_0)

Sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı herhangi bir derinlikte yatay efektif gerilmenin, σ'_{h0} , düşey efektif örtü yüküne, σ'_{v0} , oranı olarak; Bağıntı (3.10)'daki gibi tanımlanmaktadır.

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (3.10)$$

Presiyometre deneyinde, Şek. 3.12'deki "A" noktasında boşluk suyu basıncı değerinin, u_0 , hidrostatik basınç olarak alınması durumunda, yatay efektif gerilme,

$$\sigma'_{h0} = P_{0h} - u_0 \quad (3.11)$$

dolayısıyla;

$$K_0 = (P_{0h} - u_0) / (\sigma'_{v0} - u_0) \quad (3.12)$$

olacaktır. Burada toplam örtü yükü, σ_{v0} , zemin birim ağırlığı ve deney derinliğinden hesaplanabilmektedir. Gan ve Briaud (1987) bu yöntemle elde edilen K_0 değerlerinin doğrudan ölçülen değerlerle uyumlu olduğunu ifade etmektedirler. Ancak deneysel olarak presiyometre eğrisi üzerinde P_{0h} değerinin hassas olarak belirlenmesinde güçlükler olduğu gözardı edilmemelidir.

3.6.4. PMT – Drenajsız Kayma Dayanımı (c_u)

Kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma dayanımının belirlenmesine yönelik değişik yöntemler önerilmiştir. Bunlar arasında Gibson ve Anderson (1961) tarafından önerilen yöntem uygulamada en yaygın olarak kullanılandır. Teorik olarak sonsuz uzunluktaki genişleyen bir silindirik kavitenin ışınsal basınç altında yenilme direnci, diğer bir deyişle presiyometre eğrisindeki limit basıncı, P_L , Bağıntı (3.13) kullanılarak hesaplanabilmektedir.

$$P_L = P_{0h} + c_u [1 + \ln(G/c_u)] = P_{0h} + c_u \left[1 + \ln \left(\frac{E_u}{2c_u(1 + \nu)} \right) \right] \quad (3.13)$$

Bu bağıntıda; G : kayma deformasyon modülü, E_u : kilin drenajsız deformasyon modülü, ν : Poisson oranıdır. Kil zeminlerde (E_u/c_u) oranının genellikle 200 ila 2000 aralığında değiştiği ve drenajsız durumda $\nu = 0.5$ olduğu dikkate alındığında, doğal logaritma içerisindeki terim bir sabit olmakta ve (E_u/c_u) oranının alt ve üst limitleri için 5.2 ve 7.5 değerini almaktadır. Bu sabit değer β_p olarak tanımlandığında, ortalama 6.5 değeri elde edilmekte ve Gibson ve Anderson bağıntısı;

$$(P_L - P_{0h}) = c_u \beta_p \quad (3.14a)$$

veya

$$c_u = P_{LN} / \beta_p \quad (3.14b)$$

ifadesine indirgenmektedir. Baguelin vd. (1978) Menard'ın $\beta_p = 5.5$ alınmasını önerdiğini ifade etmekle beraber bu değer 10'a kadar yükselebileceğini belirtmişlerdir. Briaud (1992) presiyometre geometrisinin sonsuz uzunlukta silindirik bir kavite modeline tam uymadığı, dolayısıyla β_p değerlerinin 6.5'ten daha büyük olması gerektiğini ifade etmiştir.

Livneh ve Uzan (1970) katı/çok katı killerde β_p değerinin 6.5 – 12 aralığında değiştiğini ve ortalama $\beta_p = 9.0$ alınabileceğini önermektedir.

Amar vd. (1991) β_p değerinin P_{LN} değerine bağlı olarak aşağıda verilen kritere göre alınması gerektiğini ifade etmişlerdir:

$$P_{LN} < 300kPa \text{ için: } \beta_p = 5.5$$

$$P_{LN} > 300kPa \text{ için: } \beta_p = 10.0$$

Baguelin vd. (1978) zengin bir veri tabanı üzerinde yaptığı korelasyon çalışmaları sonucunda c_u ile P_{LN} arasında Bağıntı (3.15)'teki eşitliğin geçerli olduğunu vurgulamıştır.

$$\frac{c_u}{p_a} = 0.21 \left[\frac{P_{LN}}{p_a} \right]^{0.75} \quad (3.15)$$

Bu bağıntıda; p_a : atmosferik basınçtır ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$). Veri tabanının dağınıklığı ve önerilen bu korelasyonun zayıflığı Şek. 3.16'da görülebilmektedir. Yine Baguelin vd. (1978) tarafından önerilen farklı bir korelasyon Şek. 3.17'de verilmektedir.

Amar ve Jezequel (1972) ise Bağıntı (3.16)'daki korelasyonu önermektedirler.

$$c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 25 + (P_{LN}/10) \quad (3.16)$$

Burada; P_{LN} : net limit basınçtır (kN/m^2).

Amar vd. (1991) Gibson ve Anderson'ın teorik derivasyonuna referans vererek Bağıntı (3.17)'nin geçerli olduğunu ifade etmişlerdir.

$$P = P_{0h} + c_u * \ln \left[\frac{\Delta V}{V} \right] \quad (3.17)$$

Dolayısıyla presiyometre basıncı P , doğal logaritma hacimsel birim deformasyona, $\ln \left[\frac{\Delta V}{V} \right]$, karşı çizildiğinde elde edilecek doğrunun eğiminin drenajsız kayma dayanımı, c_u , değerini vereceğini vurgulamışlardır (Şek. 3.18). Bu şekilde limit basıncının ekstrapolasyon yöntemi ile de bulunabileceği gösterilmektedir.

Briaud (1992) zengin bir veri tabanı üzerinde yaptığı değerlendirmeler sonucu Bağıntı (3.18) ve (3.19)'daki korelasyonları önermiştir.

$$P_L = 7.5c_u \quad (3.18a)$$

$$P_L = 0.2q_c \quad (3.18b)$$

$$P_L = 0.071E_M \quad (3.18c)$$

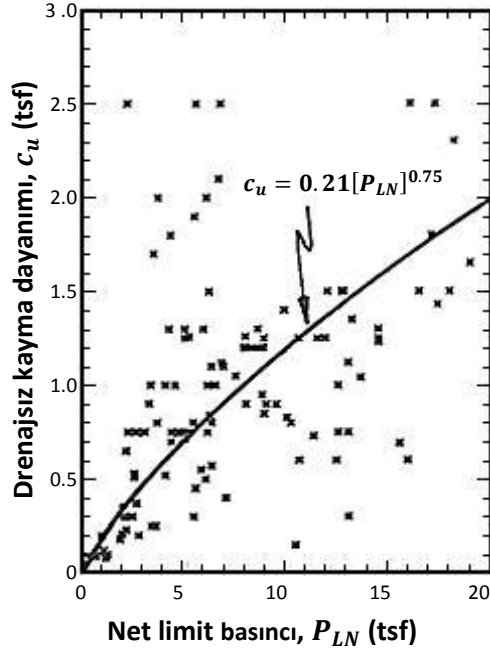
ve

$$E_M = 100c_u \quad (3.19a)$$

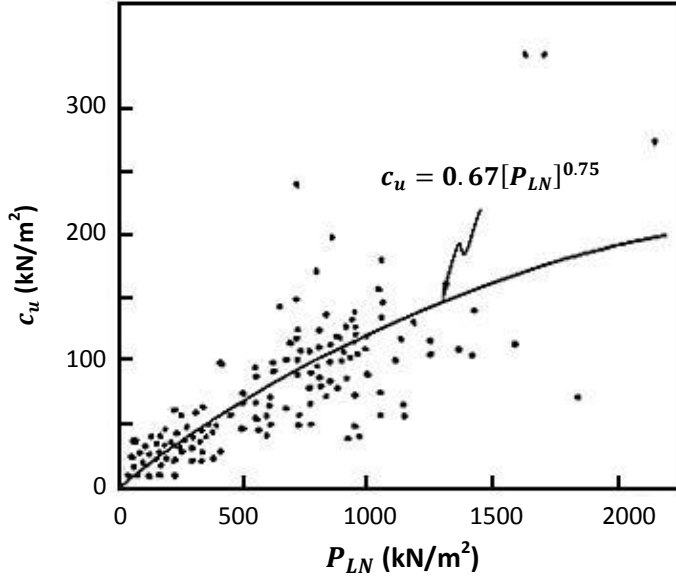
$$E_M = 2.5q_c \quad (3.19b)$$

$$E_M = 0.27E_{ur} \quad (3.19c)$$

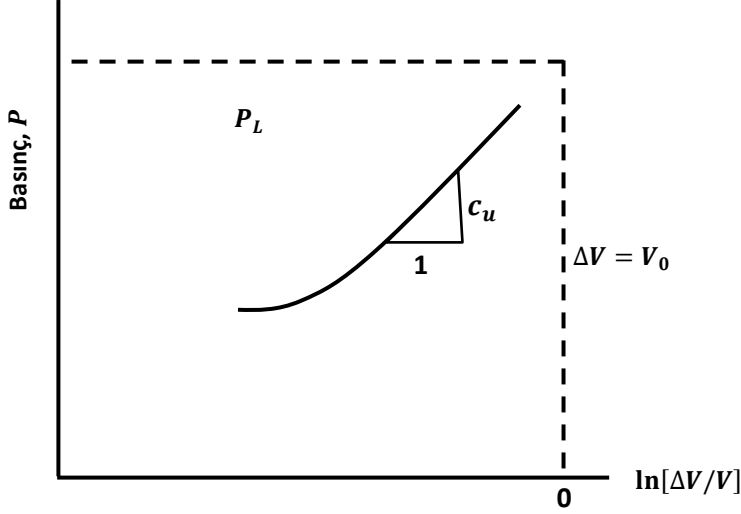
Burada; q_c : CPT koni direnci, ve E_{ur} : devirsel yüklemde tekrar yükleme fazındaki Menard modülüdür.



Şekil 3.16. $c_u - P_{LN}$ ilişkisi; $p_a = 1 \text{ tsf} \approx 100 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ (Briaud, 1992)



Şekil 3.17. $c_u - P_{LN}$ ilişkisi (Baguelin vd., 1978)



Şekil 3.18. İdeal elastik-tam plastik malzemede presiyometrenin genişmesi (Amar vd., 1991)

3.6.5. PMT – Odometrik Deformasyon Modülü (M)

Oturma hesaplarında kullanılacak odometrik deformasyon modülü $M = 1/m_v$ olarak tanımlanmış olup (m_v : odometre deneyinden elde edilen hacimsel sıkışma modülü), Amar vd. (1991) bu değerin Menard presiyometre modülünden Bağntı (3.20) ile bulunabileceğini vurgulamışlardır.

$$M = E_M / \alpha_M \quad (3.20)$$

3.6.6. PMT – Kayma Direnci Açısı (ϕ')

Baguelin vd. (1978) kohezyonsuz zeminlerde presiyometre deneyinden, kayma direnci açısının, ϕ' , türetilmesi için teorik bir yaklaşımın olmadığını vurgulamışlardır. Muller (1970) ise presiyometre net limit basıncı ile ϕ' arasında Bağntı (3.21)'deki eşitliğin geçerli olduğunu ifade etmiştir.

$$P_{LN} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = b * 2^{\frac{\phi' - 24}{4}} \quad (3.21)$$

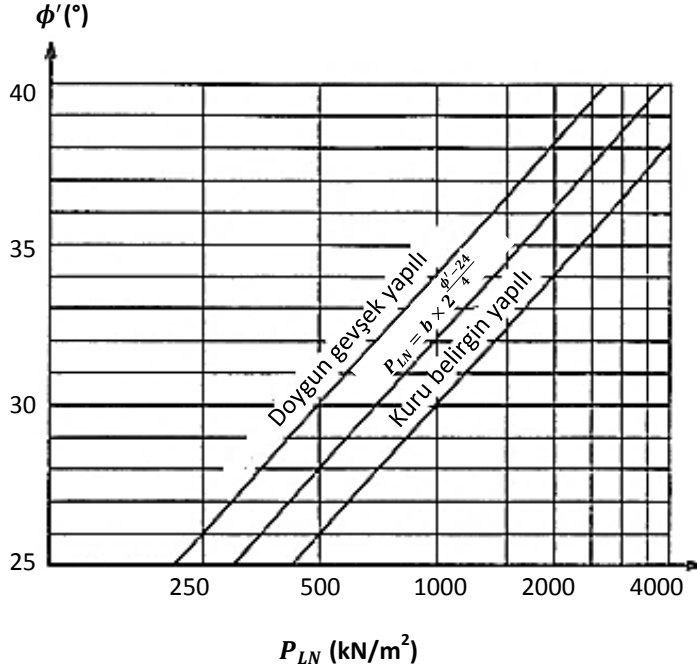
Burada; b : zemin özelliklerine bağlı bir katsayı olup,

Homojen doymun zeminlerde: $b = 1.8$

Heterojen doymun olmayan zeminlerde: $b = 3.5$

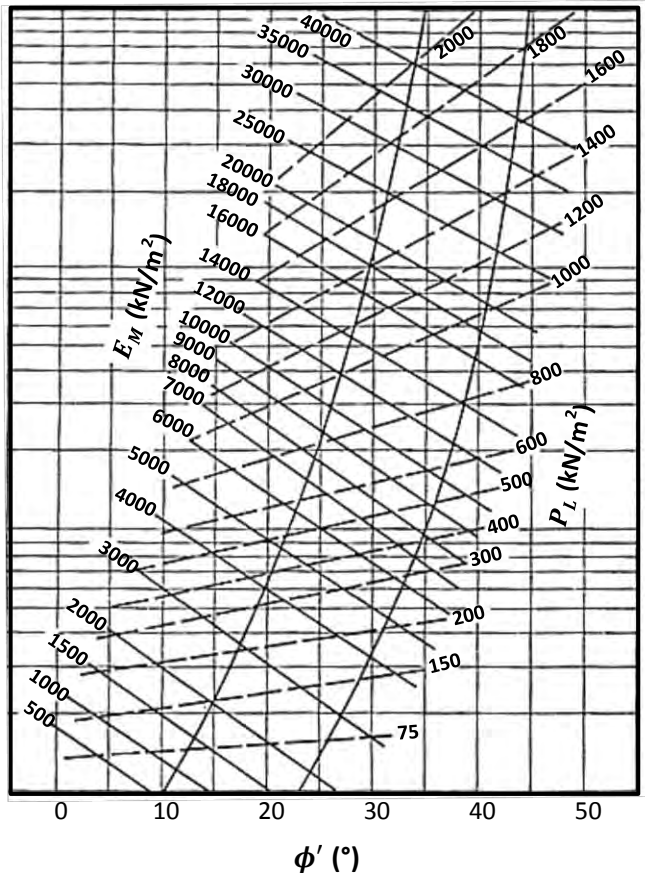
Ortalama değer olarak: $b = 2.5$

değerleri önerilmiştir. Bu korelasyon Şek. 3.19'da da gösterilmiştir.



Şekil 3.19. MPM net limit basıncı - ϕ' ilişkisi (Amar vd., 1991)

Calhoon (1970) ABD'de Kansas Üniversitesi'nde yaptığı sunumda E_M ve P_L değerleri kullanılarak ϕ' açısının Şek. 3.20'de verilen abaktan elde edilebileceğini ifade etmiştir. Ancak bu abağın hangi yöntemle türetildiği konusunda bir kaynağa ulaşamamıştır.



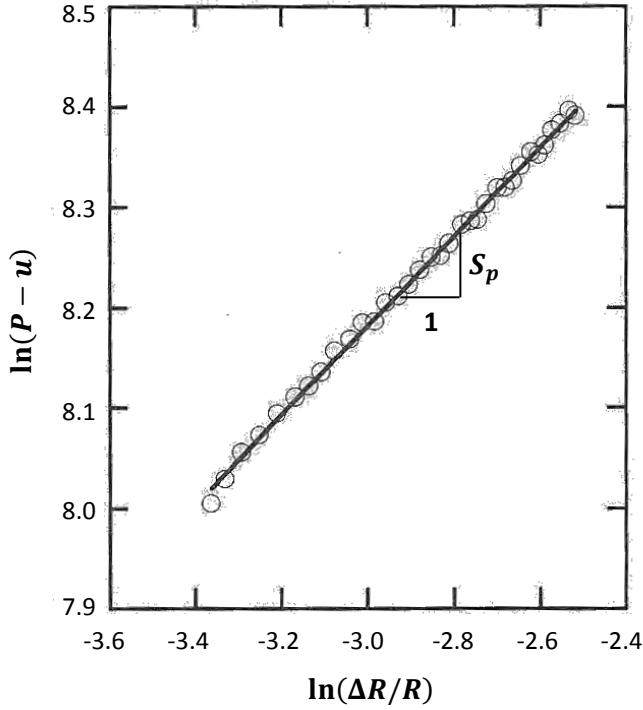
Şekil 3.20. $P_L - E_M - \phi'$ ilişkisi (Calhoon, 1970)

Clarke (1995) doğal logaritma (e tabanına göre) efektif presiometre basınçlarının, $\ln(P - u)$, doğal logaritma kavite birim deformasyonlarına ($\ln \frac{\Delta R}{R}$) karşı çizildiğinde yaklaşık doğrusal bir davranış izlendiğini vurgulamış ve bu doğrunun eğimini S_p sembolü ile tanımlamıştır (Şek. 3.21). Burada R presiometre hücresinin yarıçapı, ΔR ise yarı çaptaki artış miktarıdır. Kayma direnci açısı, ϕ' , ve hacimsel genleşme açısı (*angle of dilation*), Ψ , ile " S_p " eğimi arasında Bağntı (3.22) ve (3.23)'teki eşitliklerin geçerli olduğunu vurgulamıştır.

$$\sin \phi' = \frac{S_p}{1 + (S_p - 1) \sin \phi_{CV}} \quad (3.22)$$

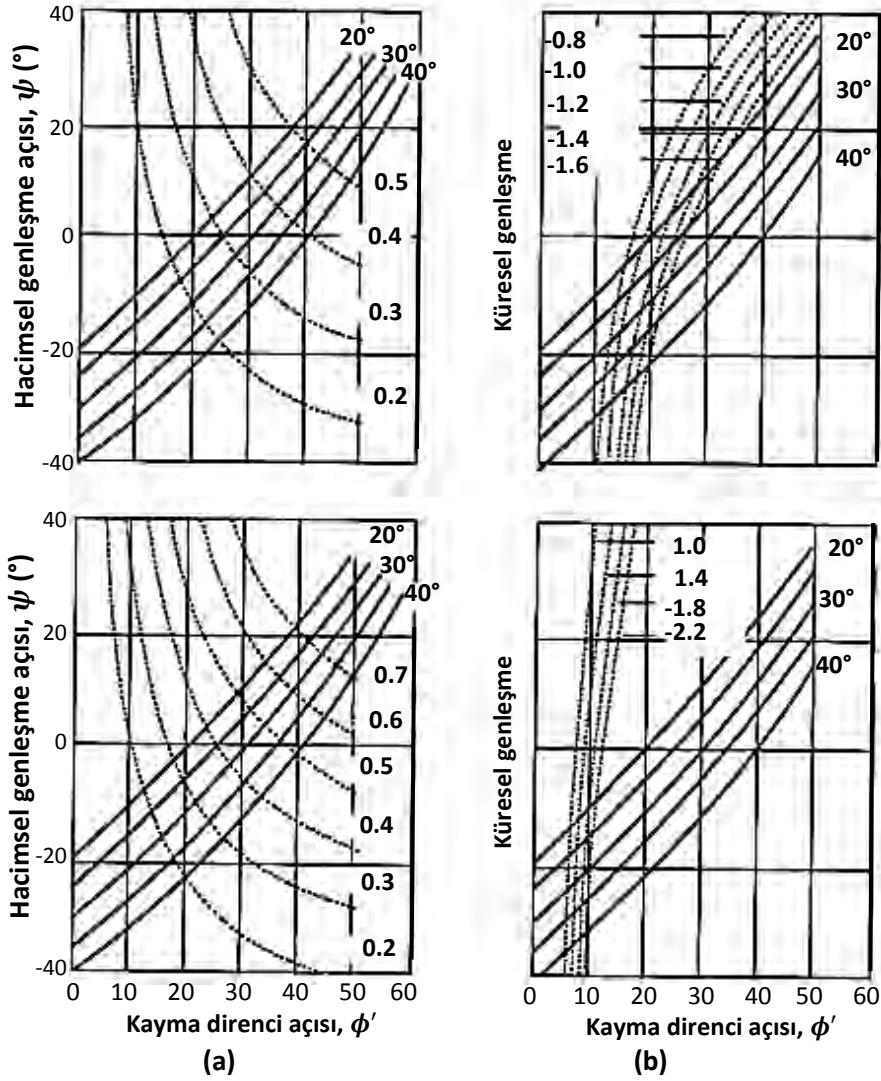
$$\sin \Psi = S_p + (S_p - 1) \sin \phi_{CV} \quad (3.23)$$

Burada; ϕ_{CV} : sabit hacimde (*constant volume*) kayma direnci sürtünme açısı olup farklı zeminler için olası değerleri Tablo 6.5'te verilmektedir.



Şekil 3.21. $\ln(P - u)$ - $\ln(\Delta R/R)$ ilişkisi (Clarke, 1995)

Withers vd. (1989) yine " S_p " parametresini kullanarak presiyometre deneyinde yükleme ve boşaltma fazlarından ϕ' ve Ψ açılarının belirlenmesine yönelik Şek. 3.22'de gösterilen abakları önermiştir.



Şekil 3.22. Kayma dayanımı ve hacimsel genleşme açısı abakları (a) yüklenme fazı (b) yük boşaltma fazı (Withers vd., 1989)

3.7. Sığ Temel Tasarımı

3.7.1 Taşıma Gücü Kapasitesi Tahmini

Yüzeysel temellerde taşıma gücü hesap yöntemi Menard (1963) tarafından geliştirilmiştir. Temel nihai taşıma gücü (q_{ult}), eşdeğer net limit basınç (P_{LNe}) ve temel seviyesindeki toplam düşey gerilme (σ_{v0}) değerlerinden Bağıntı (3.24) kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$q_{ult} = (k_p * P_{LNe}) + \sigma_{v0} \quad (3.24)$$

Burada; k_p : taşıma gücü faktörü ve P_{LNe} : temel altındaki gerilme etki alanı içerisindeki eşdeğer net limit basınç olarak tanımlanmıştır. Eşdeğer net limit basınç ise Bağıntı (3.25)'ten bulunur.

$$P_{LNe} = \sqrt[n]{P_{LN1} * P_{LN2} * ... * P_{LNn}} \quad (3.25)$$

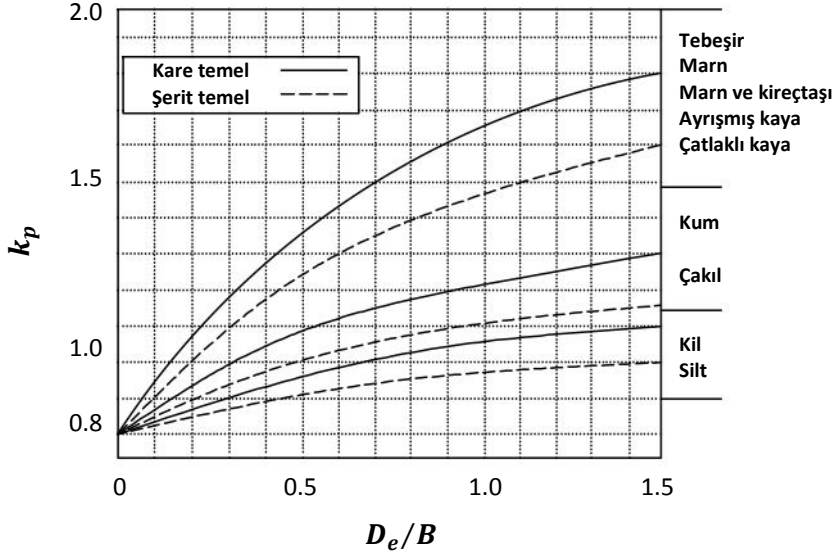
Burada; P_{LNi} :temel seviyesinden $\pm 1.5B$ derinliği aralığındaki net limit basınç değerleri, $n = \pm 1.5B$ zonu içerisindeki P_{LN} gözlem sayısı ve B : temel genişliğidir.

Eşdeğer temel derinliği, D_e , ise Bağıntı (3.26)'dan hesaplanır.

$$D_e = \frac{1}{P_{LNe}} \sum_0^D P_{LNi} * \Delta z_i \quad (3.26)$$

Bu bağtıda; D : temel derinliği ve Δz_i = temel derinliği D içerisinde değişik P_{LNi} değerlerine sahip katman kalınlıkları ($D = \sum \Delta z_i$) olarak tanımlanmıştır. Taşıma gücü faktörü, k_p , ise Şek. 3.23 ve Tablo 3.7 kullanılarak belirlenir. Fransa'daki uygulamalarda presiyometre deneyleri 1 m aralıklarla yapıldığından genellikle $\Delta z_i = 1.0 \text{ m}$ 'dir.

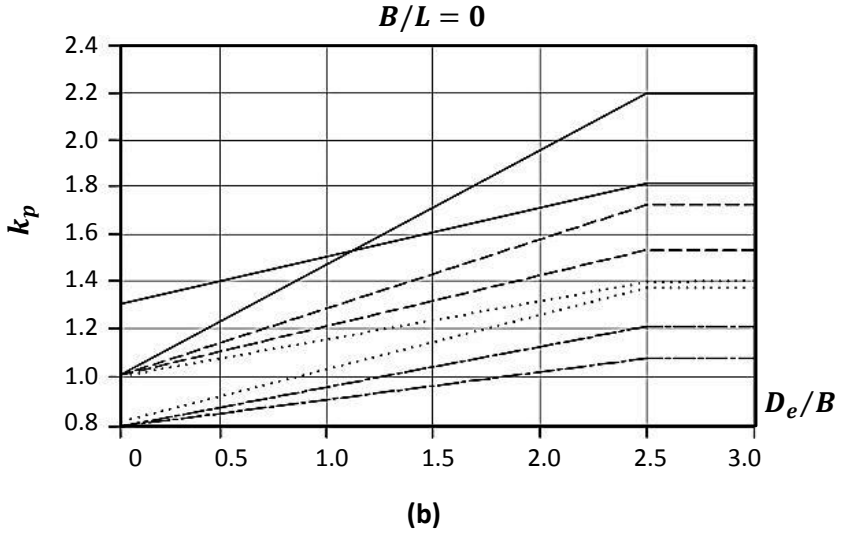
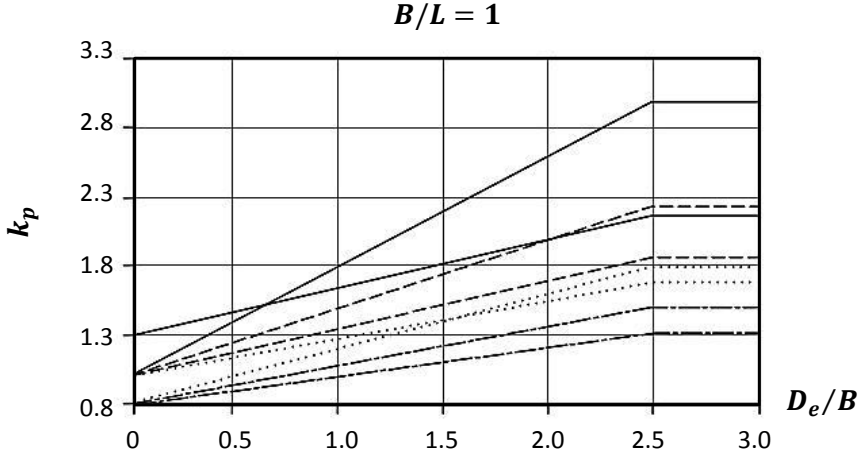
Frank (1999) taşıma gücü faktörü için Şek. 3.24'te verilen değerleri önermektedir. Şek. 3.24'te belirtilen A, B ve C sınıfları Tablo 3.8'de açıklanmıştır.



Şekil 3.23. Yüzeysel temeller için taşıma gücü faktörü (Clarke, 1995)

Tablo 3.7. Temel şekline bağlı olarak yüzeysel temel taşıma gücü faktörü (Clarke, 1995)

Temel	k_p
Kare veya daire	k_p
Şerit	$k_p/1.2$
Dikdörtgen	$(k_p/1.2) + (k_p/0.6) B/L$



NOT: A, B ve C türü zeminler Tablo 3.8'de tanımlanmıştır.

Şekil 3.24. (a) Kare ve dairesel temeller (b) şerit temeller için taşıma gücü faktörü (k_p) (Frank, 1999)

3.7.2 Oturma Tahmini

Yüzeysel temelerde oturmaların hesaplanmasına yönelik yarı ampirik yöntem Menard ve Rousseau (1962) tarafından büyük ölçekli yükleme deneylerinde yaptıkları ölçümler değerlendirilerek geliştirilmiştir. Menard ve Rousseau (1962) oturma miktarının hesaplanması için Bağıntı (3.27)'deki eşitliği önermişlerdir.

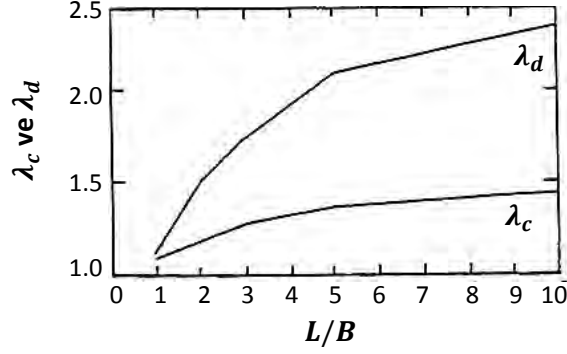
$$S = \frac{2}{9E_d} q_{net} B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^{\alpha_M} + \frac{\alpha_M}{9E_c} q_{net} \lambda_c B \quad (3.27)$$

Burada; S : oturma, q_{net} : net temel gerilmesi, B : temel genişliği, L : temel uzunluğu, $B_0 = 0.6 \text{ m}$ olup referans temel genişliği, α_M : Menard reolojik faktörü (Tablo 3.2), λ_d ve λ_c : şekil faktörleri (Şek. 3.25), E_d : deviatör/kayma gerilmelerinin hakim olduğu zondaki presiyometre modülü ve E_c : izotropik gerilmelerin hakim olduğu bölgedeki presiyometre modülüdür. Bu bağtıda birinci terim deviatörük gerilmelerin yarattığı oturma, ikinci terim ise izotropik gerilmelerin yarattığı konsolidasyon oturmalarına karşıt gelmektedir. E_c ve E_d modülleri Menard Presiyometre modülünden (E_M) aşağıda tariflenen yöntemle hesaplanmaktadır:

- i. Temel altında her biri $0.5B$ kalınlığında 16 katman teşkil edilir ($8B$ derinliğe kadar) ve Şek. 3.26'da gösterildiği gibi 5 tabaka teşkil edilir (Kalınlıkları: $0 - 0.5B$; $0.5B - B$; $B - 2.5B$; $2.5B - 4B$; $4B - 8B$ olan tabakalar).
- ii. E_c değeri birinci tabaka ($0 - 0.5B$) içindeki Menard modülü E_M değerlerinin ortalamasıdır.
- iii. Her bir tabaka için harmonik ortalama modülleri hesaplanır. Örneğin $B - 2.5B$ derinlikler arasındaki üçüncü tabaka için Bağıntı (3.28) kullanılır.

$$\frac{3}{E_{(3/4/5)}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5} \quad (3.28)$$

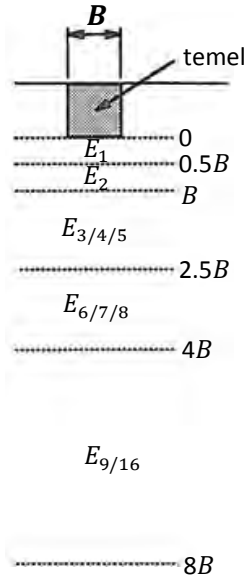
Burada örneğin; E_4 : dördüncü katman ($1.5B - 2.B$) içerisindeki E_M değerlerinin ortalamasıdır.



Şekil 3.25. Menard'ın temel şekline bağlı faktörleri (Briaud, 1992)

Sonuçta E_d değeri Bağıntı (3.29)'daki bağıntı yardımıyla hesaplanır.

$$1/E_d = 0.25 * \left[\left(\frac{1}{E_1} \right) + \left(\frac{1}{0.85E_2} \right) + \left(\frac{1}{E_{(3/4/5)}} \right) + \left(\frac{1}{(2.5 * E_{(6/7/8)})} \right) + \left(\frac{1}{(2.5 * E_{(9/16)})} \right) \right] \quad (3.29)$$



Şekil 3.26. E_d değerinin hesaplaması (Clarke, 1995)

Presiyometre modüllerinin derinlikle önemli olarak bir değişiklik göstermemesi durumunda $E_d = E_c = E_m$ (ortalama Menard modülü) olarak alınabilir.

3.8. Kazıklı Temel Tasarımı: Taşıma Gücü Tahmini

Kazıklı temellerin uç direncinin hesaplanma yöntemi yüzeysel temeller için Menard tarafından önerilen taşıma gücü hesaplarındaki yaklaşıma benzer niteliktedir. Kazık nihai birim uç direnci, q_p , Bağıntı (3.30)'da verilen eşitlikten hesaplanmaktadır (Clarke, 1995).

$$q_p = k_p(P_{Le} - \sigma_{h0}) + \sigma_{v0} \quad (3.30)$$

Burada; P_{Le} : kazık uç bölgesindeki eşdeğer limit basıncı, σ_{h0} : kazık ucundaki toplam yatay gerilme, σ_{v0} : kazık ucundaki toplam düşey gerilme ve k_p : taşıma gücü faktörüdür. Kazık ucundaki toplam gerilme derinlik ve zeminin birim ağırlığı kullanılarak hesaplanır. Taşıma gücü faktörü (k_p) ise değişik zemin türleri ve kazık tipine göre Tablo 3.8'den alınır.

Bu değer ucu kapalı kazıklar için verilmiş olup ucu açık kazıklarda hesaplanan q_p değerinin yarısı alınır.

Eşdeğer limit basıncı (P_{Le}) değeri ise kazık ucundan “ a ” aşağıda ve “ b ” yukarıdaki P_{Li} limit basıncı ve Δz_i kalınlığındaki katmanlar dikkate alınarak Bağıntı (3.31)'den hesaplanır.

$$P_{Le} = \frac{1}{a + b} \sum P_{Li} \Delta z_i \quad (3.31)$$

Bu bağıntıdaki; a ve b terimleri aşağıda tanımlanmıştır:

$$\begin{aligned} d > 1 \text{ m ise: } a &= d/2 \\ d < 1 \text{ m ise: } a &= 0.5 \text{ m} \end{aligned}$$

d : eşdeğer kazık çapı $= 4A_p/P_p$

A_p : kazık ucu kesit alanı

P_p : kazık ucu çevresi uzunluğu

b : a ve h değerlerinden küçük olan

h : kazık ucunun taşıyıcı tabakadaki soket boyu (kazık ucu ile taşıyıcı tabakanın üst seviyesi arasındaki mesafe).

Not : $\sum \Delta z_i = a + b$

Bu yaklaşımda homojen zeminler kazık ucunda $(+b) - (-a)$ mesafeleri arasında $(P_L)_{max} < 1.5(P_L)_{min}$ koşulunun geçerli olduğu zeminlerdir. Homojen olmayan zeminlerde $(P_L)_{max} = 1.5(P_L)_{min}$ olacak şekilde bir düzeltme yapılır. Frank (1999), $(-a)$ mesafesinin $(-3a)$ olarak alınmasının daha doğru olacağını vurgulamaktadır.

Eğer kazığın taşıyıcı tabakaya eşdeğer penetrasyonu $d_e \geq 5d$ koşulunu sağlıyor ise Tablo 3.8'deki k_p değerleri aynen kullanılır. Aksi takdirde k_p yerine azaltılmış taşıma gücü faktörü, k_e , kullanılmalıdır. Hesaplama yöntemi aşağıda açıklanmaktadır:

$$d_e = \frac{1}{P_{Le}} \sum P_{Li} \Delta z_i \quad (3.32)$$

$$k_e = 0.8 + \left[\frac{k_p - 0.8}{25} \right] * \left[\frac{d_e}{d} \right] * \left[\frac{10 - d_e}{d} \right] \quad (3.33)$$

Kazıklarda nihai birim sürtünme direnci, q_s , Tablo 3.9'dan yararlanılarak Şek. 3.27'den elde edilir.

Yatay yük altındaki kazıkların davranışı zeminin yatay yatak katsayısı, K_h , değerleri kullanılarak analiz edilmektedir. K_h katsayısı presiyometre modülü değeri, E_M , kullanılarak Bağıntı (3.34)'teki eşitlikler yardımıyla bulunabilmektedir (Clarke 1995).

$$d > 0.6 \text{ m için: } \frac{1}{K_h} = \frac{2B_0}{9E_M} \left(2.65 \frac{d}{B_0} \right)^{\alpha_M} + \frac{\alpha_M d}{6E_M} \quad (3.34a)$$

$$d < 0.6 \text{ m için: } \frac{1}{K_h} = d \left[\frac{3\alpha_M + 4 * (2.65)^{\alpha_M}}{18E_M} \right] \quad (3.34b)$$

Burada; $B_0 = 0.6 \text{ m}$ (referans boyut) ve d : kazık çapıdır.

Tablo 3.8. Eksenel yüklü kazıklar için k_p değerleri (Bustamante ve Frank, 1999)

Zemin Türü	Sınıf	Ölçümlerin aralıkları P_L (MN/m ²)	q_c (MN/m ²)	Deplasman yaratmayan kazıklar için k_p	Deplasman yaratan kazıklar için k_p
Kil	A Yumuşak	< 0.7	< 3	1.1	1.4
Silt	B Katı	1.2 – 2	3 – 6	1.2	1.5
	C Sert (kil)	> 2.5	> 6	1.3	1.6
Kum	A Gevşek	< 0.5	< 5	1	4.2
Çakıl	B Orta sıkı	1 – 2	8 – 15	1.1	3.7
	C Sıkı	> 2.5	> 20	1.2	3.2
Tebeşir	A Yumuşak	< 0.7	< 5	1.1	1.6
	B Ayırışmış	1 – 2.5	> 5	1.4	2.2
	C Sıkı	> 3	-	1.8	2.6
Marn	A Yumuşak	1.5 – 4	-	1.8	2.6
Kalkerli marn	B Sıkı	> 4.5	-	1.8	2.6
Kaya	A Ayırışmış*	2.5 - 4	-	1.1 – 1.8	1.8 – 3.2
	B Çatlaklı	4.5	-	-	-

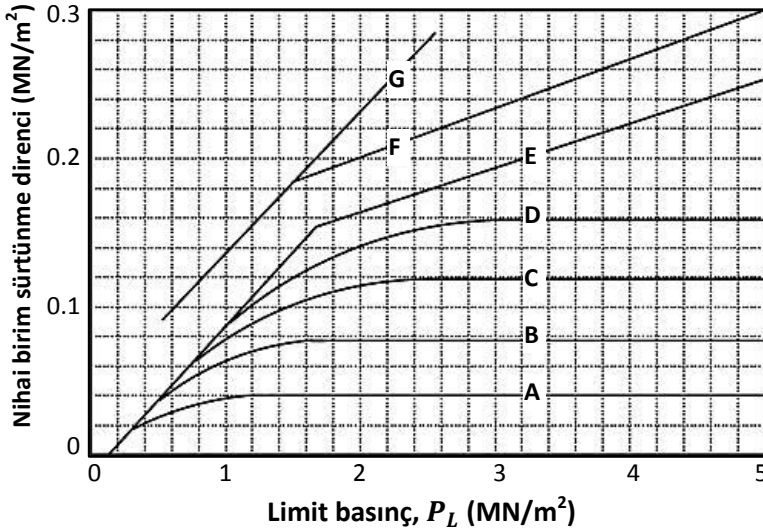
*benzer zemine yakın değerler alınmalıdır.

Tablo 3.9. Nihai birim sürtünme direnci (q_s) değerleri (Bustamante ve Doix, 1985)

Zemin Tipi	P_L (MN/m ²)	Fore kazık	Dökme ve muhafazalı		Çakma		Enjeksiyonlu	
			Beton	Çelik	Beton	Çelik	Düşük basınç	Yüksek basınç
Yumuşak kil	0 – 0.7	A	A	A	A	A	B	
Sert kil	1.2 – 2	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A	B	E*
Çoksert kil	> 2	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A, B	E*	
Gevşek kum	0 – 0.7	A	A	A	A	A	B	
Orta sıkı kum	1 – 2	B, (C)	A, (B)	A	B, (C)	B	C	E
Çok sıkı kum	> 2.5	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	D	E
Tamamen ayrılmış tebeşir	0 – 0.7	A	A	A	A	A	B	
Kısmen ayrılmış tebeşir	> 1	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	E	E
Marn	1.5 – 4	D, (F)	C, (D)	C	F	F	F	G
Sert marn	> 4.5	F					G	G
Ayrılmış kaya	2.5 – 4	G	G		G	G	G	G
Çatlaklı kaya	> 4.5	G					G	G

Not: Parantez içindeki değerler yüksek kalitedeki imalatlar için geçerlidir.

* $P_L < 1.5$ MN/m² ise



Şekil 3.27. Eksenel yüklü kazıklar için nihai birim sürtünme direnci (Bustamante ve Doix, 1985)

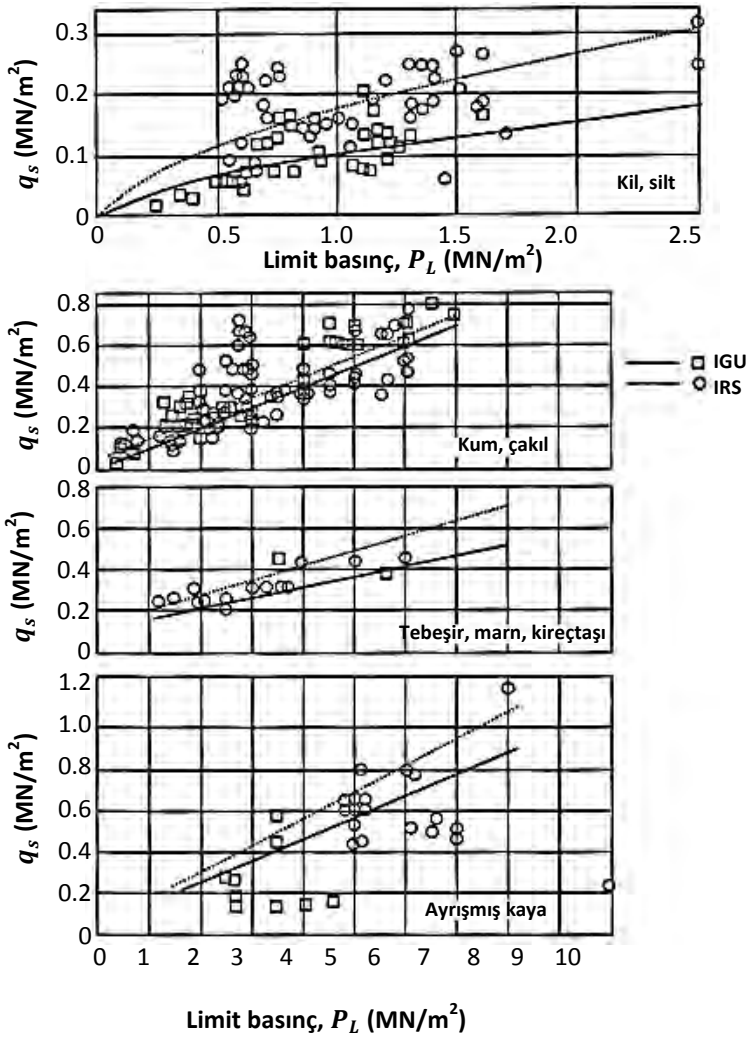
3.9. PMT – Diğer Uygulamalara Yönelik Korelasyonlar

Palplanş ve diyafram duvarların analizinde K_h değerinin ise Bağntı (3.35)'teki eşitlikten hesaplanması önerilmektedir (Amar vd. 1991).

$$\frac{1}{K_h} = \frac{[0.5\alpha_M * a + 13(9a * 10^{-4})^{\alpha_M}]}{E_M} \quad (3.35)$$

Burada; $a = 2/3 h$ olup h : istinat yapısının soket boyudur.

Öngermeli zemin ankrajlarında ankraj kökündeki zemin-enjeksiyon kütlesi arasındaki sürtünme direnci, q_s , ile zeminin presiyometre limit basıncı arasındaki ilişki değişik zemin türleri için Şek. 3.28'de verilmektedir (Bustamante ve Doix, 1985). Şekil 3.28'de IUG: basınçlı enjeksiyonun bir defa uygulandığı ankrajlar, IRS: basınçlı enjeksiyonun tekrarlı olarak uygulandığı ankrajlar, olarak tanımlanmıştır.



Şekil 3.28. Ankrajlar için tasarım abakları (Bustamante ve Doix, 1985)

3.10. Kaynaklar

Amar S. ve Jezequel J.F. (1972). "Essais en place et en laboratoire sur sols" *Bulletin de Laisson laboratories de Pontset Chaussees*, (28): 97-108.

Amar S., Clarke B.G.F., Gambin M.P. ve Orr T.L.L. (1991). "The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe" *A state of the art report by ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters*, A.A. Balkema, Rotterdam.

Baguelin F., Jezequel J.F. ve Le Mehaute A. (1972). "Expansion of cylindrical probes in cohesive soils" *ASCE Journal of SMFD*. Vol.98, SM11, 1129-42.

Baguelin F., Jezequel J.F. ve Shields D.H. (1978). "The Pressuremeter Foundation Engineering" *Trans Tech Publications*.

Briaud J.L., Lytton R.L. ve Hung J.T. (1983). "Obtaining moduli from cyclic pressuremeter tests" *ASCE, J. Of GED*, 114 (9), 657-65.

Briaud J.L. (1992). "The Pressuremeter" A.A. Balkema, Rotterdam.

Bustamante M. ve Doix B. (1985). "Une methode le pou calcul des triant et des micropieus injectes" *Bull.de Liaison de LCPC*, 140, 75-92.

Bustamante, M. ve Frank R. (1999). "Current French design practice for axially loaded pipes" *Ground Engineering*, No.:3, 38 – 44.

Calhoon M. (1970). "Field testing with pressuremeter" *Lecture given at the University of Kansas*, yayınlanmamış.

Clarke, B.G. ve Allan, P.G. (1989). "A self-boring pressuremeter for testing weak rock" *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol. 1, 211 – 214.

Clarke B.G. (1995). "Pressuremeters in Geotechnical Design" *Chamann & Hall*, London.

Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. ve Simons, N. E. (1995). "Jeoteknik Saha İncelemesi (Çetin, H., Kayabalı, K. ve Arman, H., Çev)" *Gazi Kitabevi*, Ankara (2005).

Finn P.S., Nisbet R.M. ve Hawkins P.G. (1984). "Guidance on pressuremeter, flat dilatometer and cone penetration testing" *20th Regional Meeting of Engineering Group of the Geological Society*, Univ.of Surrey, Guildford, 223-33.

Frank, R. (1999). "Calculated response of shallow and deep foundations" *Techniques de l'Ingénieur (TI) et Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées*, 2éme trimestre, 139 sayfa, Fransızca.

Gan K.C. ve Briaud J.L. (1987). "Use of stepped blade in foundation design and comparison with the pressuremeter" *Research Report 7032*, ISU & FHWA & Texas A&M Univ.

Gibson R.E. ve Anderson W.F. (1961). "In Situ measurement of soil properties with the pressuremeter" *Civil Engineering and Public Works Review*, London, 56: 658.

Henderson, G., Smith P.D.K. ve St John H.D. (1979). "The development of pushed-in pressuremeter for offshore site investigation" *Proc.of Conf.on Offshore Site Investigation*, Society for Underwater Technology, London, 159-67.

Kahle J.G. (1983). "Predicting settlements in Piedmont Residual Soils with the pressuremeter test" *Transportation Research Board Meeting*, Washington, Jan. 1983.

Leblanc J. (1982). "Menard Pressuremeter Testing" *Symp. On the Pressuremeter and Its Marine Applications*, Editions Technip, Paris.

Livneh M. ve Uzan S. (1970). Discussion on "A study of in situ testing with pressuremeter" *Proc.of Conf. On In Situ Investigations on Soil and Rock*, BGS, London, 212-13.

Mair R.J. ve Wood D.M. (1987). "Pressuremeter Testing: methods and interpretation" *CIRIA Ground Engineering Report: In-Situ Testing*, Butterworths, London.

Menard L. ve Rousseau J.L. (1962). "Evaluation des Tassements Tendances Nouvelles" *Soils-Soils*, Vol.1, No1.

Menard I. (1963) "Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats des essais presiometriques" *Sols-Soils*, Vol.2 No.5 ve 6.

Muller H. (1970). "Baugrunduntersuchung mit dem pressiometerverfahren nach Menard" *Die Bautechnik*, Heft 9, Berlin, 289-95.

Van Wambeke A., D'Hemricourt (1982). "Correlation between the results of static or dynamic probings and pressuremeter tests" in *Proceedings of the second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam*, editörler: par Beringen F.L., Verruijt A., De Leeuw E.H., *Balkema*, Rotterdam, ISBN 90-6191-250-4, 941-944.

Withers, N.J., Howie, J., Hughes, J.M.O. ve Robertson, P.K. (1989). "Performance and analysis of cone pressuremeter tests in sand" *Géotechnique*, 39: 433 – 454.

Wroth C.P. ve Hughes J.M.O. (1973). "An instrument for the in-situ measurement of the properties of soft clays" *Proc. of 8th. ICSMFE*, Moscow, Vol.1.2, 487-94.

Bölüm 4

ARAZİ KANATLI KESME (VEYN) DENEYİ (FVT)

4.1.Giriş

Arazi kanatlı kesme deneyi 0 – 200kN/m² drenajsız kayma dayanımına sahip suya doymuş killerin drenajsız kayma dayanımını belirlemek amacıyla geliştirilmiş bir yöntemdir. Deney siltler, organik zeminler, atık çamurları gibi malzemelerde de kullanılmaktadır. Deney esnasında kısmi drenaja izin veren kum, çakıl veya benzeri yüksek derecede geçirgen zeminlerde uygulanmamaktadır. Bu deney özellikle yumuşak/hassas zemin koşullarının olduğu deniz çökellerinde başarılı sonuçlar vermektedir.

Deney düzeneği bir tijin ucuna sabitlenmiş birbirine dik ve eşit boyutta dört adet dikdörtgen bıçaklı kanat ve sisteme yüzeyden sabit hızda dönme hareketi veren bir üniteden oluşmaktadır. Kanatlı kesici zemine istenilen derinliğe kadar itilerek gömülme ve yüzeyden uygulanan burulma momenti (tork) kanatlı kesicinin zemini silindirik bir kayma düzlemi boyunca yenilmesine kadar arttırılmaktadır. Yenilme anındaki torkdeğerinden ise limit denge teorisi kullanılarak zeminin drenajsız kayma dayanımı elde edilmektedir.

Deney düzeneği 1919 yılında İsveç'te John Olson tarafından geliştirilmiş, daha sonra 1940'lı yıllarda deney düzeneğinde yapılan iyileştirmelerle günümüzde kullanılan aletler ortaya çıkmıştır (Schnaid, 2009). Bu gelişmelerden bazıları; örselenmeleri en aza indirmek için kanatların mümkün olduğunca inceltilmesi, kanatların kilin içerisindeki çakıl ve bloklardan kılıf ile korunması; ve elektrikli otomatik bir sistem ile sabit dönme hızı veren ve dijital tork ölçen düzeneklerdir (Clayton vd., 1995).

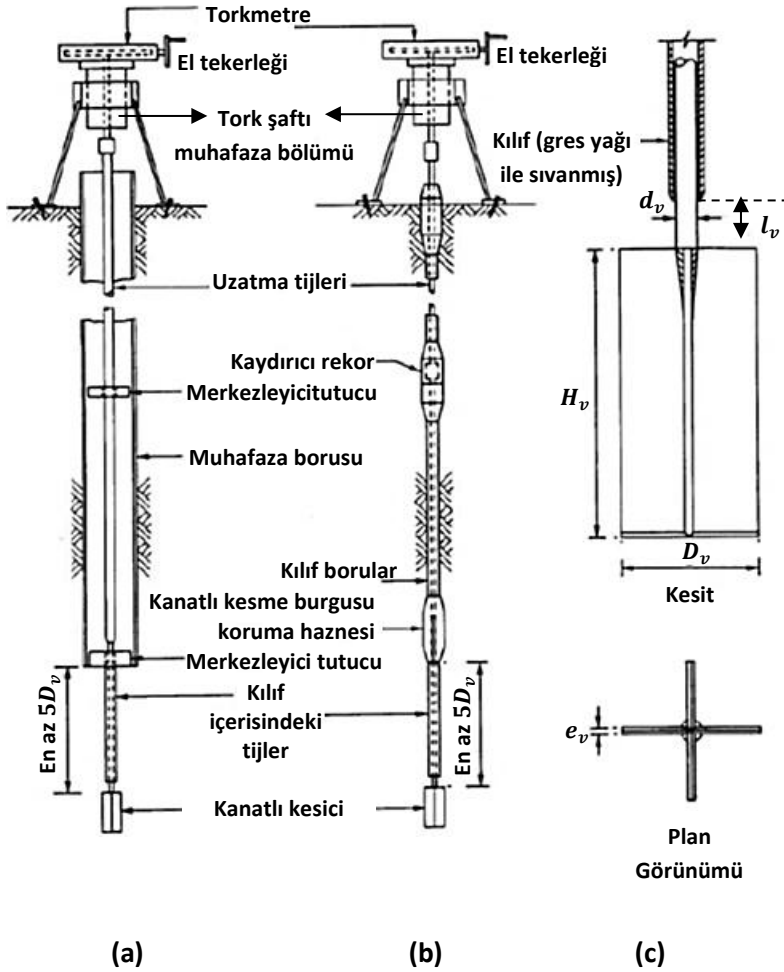
Kanatlı kesme burgusu zeminin içine iki farklı şekilde sürülebilmektedir:

- (i) **Sondaj Kuyusu Dibinden (Şek. 4.1(a)):** Muhafaza borusu içerisinde sondaj kuyusu açıldıktan sonra, kanatlı kesici sondaj kuyusunun dibinden en az $5D_v$ (D_v : kanatlı kesicinin çapı) kadar aşağıya sürülmektedir. Tijlerin zeminin içerisinde kalan kısmı, tijlerin yüzeyinde sürtünme oluşmasını engellemek amacıyla kılıf ile korunmaktadır. Ayrıca, tijlerin düşeyden sapmasını sağlamak amacıyla sondaj kuyusu içinde ve kuyu dibinde merkezleyici tutucular yerleştirilmektedir.
- (ii) **Zemin Yüzeyinden (Şek. 4.1(b)):** Sondaj kuyusu açılmadan da kanatlı kesme burgusu zeminin içerisine baskı ile itilerek sürülmektedir. Bazı durumlarda kanatlı kesici rotari sondaj ekipmanına monte edilmekte, sondaj ilerlerken kanatlı kesici koruma haznesinin içine alınmaktadır. Deney derinliğine ulaşıldığındakuyu tabanından zeminin içerisine en az $5D_v$ kadar sürülmektedir. Tijlerin tamamı, tijlerin yüzeyinde sürtünme oluşmasını engellemek amacıyla kılıf ile korunmaktadır.

Kanatlı kesme deneyi yapılırken ara derinliklerde bazen ince cidarlı tüplerle zemin örnekleri alınabilmektedir.

4.2. Deney Düzeneği ve Detayları

Kanatlıkesici zeminin içerisine sürülerek, deney derinliğine gelindiğinde kanatların zeminin içerisinde dönmesi ve zemin tarafından uygulanan direncin yenilmesi amacıyla yüzeyden uygulanan tork ölçülmektedir. Bu yöntem için geliştirilmiş arazi kanatlı kesme deney düzeneği Şek. 4.1'de gösterilmektedir.



Şekil 4.1. Kanatlı kesme burgusunun (a) sondaj kuyusu dibinden sürülmesi (b) sondaj kuyusu açmadan (zemin yüzeyinden) sürülmesi (c) kanatlı kesicinin kesit ve plan görünümü

Bu bölümde tariflenen deney düzeneği ve detayları aksi belirtilmediği sürece ASTM D2573'ten alınmıştır.

Kanatlı kesici, düşey bir eksen etrafında birbirine dik dört adet çelik kanattan oluşmaktadır. Kanatlar nikel-krom veya daha ince kanatların yapılabildiği sertleştirilmiş çelik alaşımlardan imal edilebilir. Ayrıca Şek.4.2(a)'da da gösterildiği gibi kanatların uçları düz (diktörgen) veya örselenmeyi azaltmak amaçlı konik şekilde olabilir. Şekil 4.1(c)'de gösterilen kanatlı kesicinin yüksekliğinin (H_v) çapına oranı (D_v), (H_v/D_v), kanatların kalınlığı (e_v), kanatlı kesicinin üstünden tij çapının genişlediği kılıf arası düşey mesafe (l_v), tij çapı (d_v) ve konik uçlu kanatların taban açısı (i_v) için önerilen boyutlar Tablo 4.1'de verilmiştir.

Tablo 4.1. Kanatlı kesici için önerilen boyutlar (ASTM D2573)

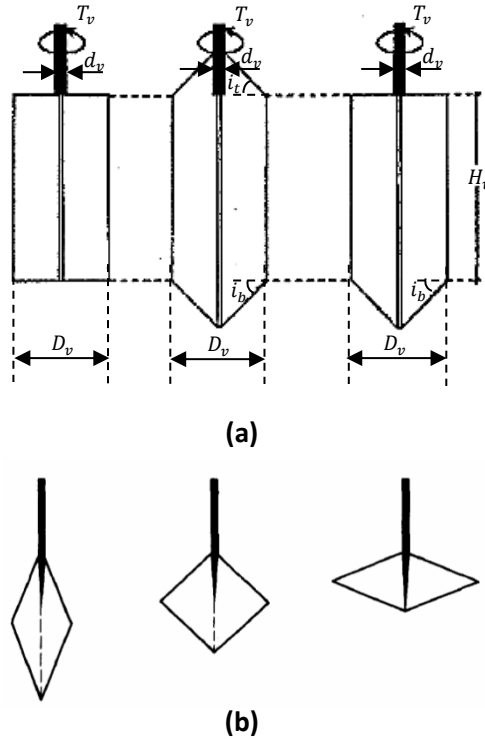
Boyutlar	Aralıklar
D_v	35 – 100 mm
H_v/D_v	1.0 – 2.5
d_v	12.5 – 16.5 mm (kanatlı kesici hizasında en fazla 14 mm)
i_v	0° – 45°
e_v	En fazla 3 mm olup ortalama 2 mm olmalıdır.
l_v	$5d_v$ (Kılıf var ise 150 mm)

Genelde kanatlı kesici yüksekliğinin çapına oranı (H_v/D_v) 2.0 olan kesiciler kullanılmaktadır. Anizotropik zeminlerde hem düşeyde hem de yatayda drenajsız kayma dayanımı değerlerini elde edebilmek için farklı H_v/D_v oranlarına sahip kanatlı kesiciler de kullanılmaktadır.

Öte yandan, kanatlı kesici çapı (D_v) en iyi tork çözünürlüğünü sağlayacak şekilde seçilmelidir. Kanatlı kesici çapı doğrudan zeminin kıvam indisi değerine göre seçilmelidir. Yumuşak zeminlerde daha büyük boyutlu kanatlı kesiciler kullanılırken, sert zeminlerde tork kapasitesini zorlamamak amacıyla küçük boyutlu kanatlar tercih edilmelidir. Drenajsız kayma dayanımının 50 kN/m^2 yi

aşmadığı yumuşak killerde $D_v = 65$ mm, daha sert killerde ise $D_v = 35 - 50$ mm kanat boyutları önerilmektedir. Eğer deney sondaj kuyusu dibinden yapılıyor ise kanatlı kesicinin çapı, sondaj çapı veya varsa muhafaza borusu çapı ile sınırlıdır.

Farklı kanatlı kesici tipleri Şek.4.2’de gösterilmiştir. Şekil 4.2(b)’deki kanatlı kesiciler düşey ve yataydan farklı olarak eğimli bir yüzeydeki drenajsız kayma dayanımını bulmada kullanılan paralel kenarlı kanatlı kesicilerdir (Aas, 1967; Menzies ve Mailey, 1976).



Şekil 4.2. (a) Düz (dikdörtgen) ve konik uçlu kanatlı kesiciler (ASTM D2573) (b) paralel kenarlı kanatlı kesiciler (Clayton vd., 1995)

Kanatlı kesiciler için önemli bir başka ölçü de alan oranıdır. Alan oranı (V_a), yerdeğiştiren zemin hacminin varsayılan silindirik yenilme yüzeyi içinde kalan zeminin hacmine oranı olarak tanımlanmaktadır (Clayton vd., 1995). Kanat

kalınlığı, tij çapı ve eklem kaynakları mümkün olduğunca ince tutularak alan oranının %12'den küçük olması sağlanmalıdır. Bu oran konik uçlu kanatlı kesicilerde %10'a kadar düşürülebilmektedir. Alan oranı (V_a), Şek. 4.1'de gösterilen boyutlar kullanılarak Bağıntı (4.1)'den hesaplanmaktadır.

$$V_a(\%) = \frac{[8e_v(D_v - d_v) + \pi d_v^2]}{\pi D_v^2} * 100 \quad (4.1)$$

Kanatlı kesicinin çevre oranı, a_v ise;

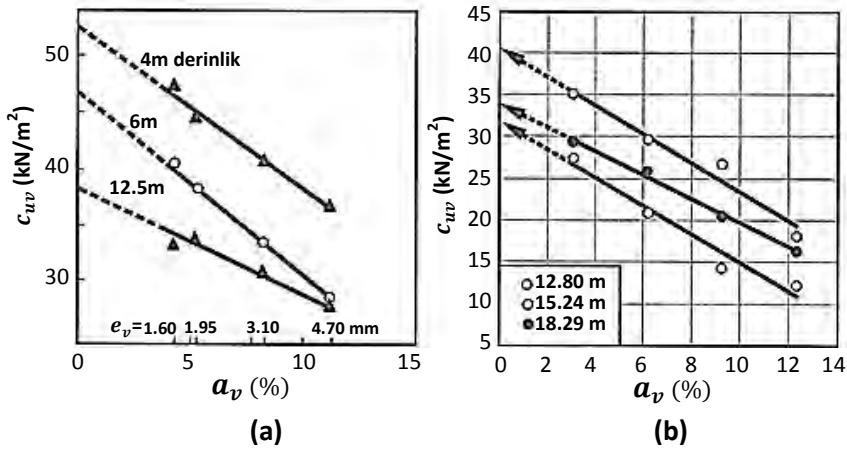
$$a_v(\%) = \frac{4e_v}{\pi D_v} * 100 \quad (4.2)$$

olarak tanımlanmıştır. Çevre oranının kayma dayanımı üzerindeki etkisi Şek.4.3(a) ve (b)'de gösterilmektedir. Zeminin örselenmemiş koşulunda gerçek kayma dayanımı, $a_v = 0$ değerine karşıt gelip, Şek.4.3(a) ve (b)'de düşey eksen üzerinde ekstrapolasyon yöntemi ile bulunmaktadır. Bu verilerden standart 2mm kanat kalınlığının ($a_v = \%3.1$) drenajsız kayma dayanımını %10-20 daha düşük verdiği anlaşılmaktadır.

Torkmetre, kanatların dönmesi için gerekli olan torkun ölçüldüğü tijlere bağlıdır ve en üstte yer almaktadır. Torkmetrenin hassasiyeti, okunan torktan hesaplanan drenajsız kayma dayanımı değerlerinde en fazla $\pm 1.0 \text{ kN/m}^2$ lik hata olacak şekilde olmalıdır. Torkmetre belirli zaman aralıklarıyla ölü ağırlıkların asılabildiği bir makaralı tij ile kalibre edilmelidir.

Tijler, genelde 18 – 25 mm çapında ve elastik limitleri kanatlı kesicinin kapasitesinden fazla olması gereken çelik borulardır.

Kanatlı kesici koruma haznesi ve kılıf boruları, tijlerin sürülmesi ve deney esnasında tijlerin üzerinde oluşacak sürtünmeyi azaltma amacıyla kullanılmaktadır. Boru, hazne ve tij arasında sürtünmeyi azaltıcı gres yağı bulunmaktadır. Tij üzerindeki sürtünmeler yüksüz durumda yapılan kalibrasyon esnasında ölçülmelidir.



Şekil 4.3. Kanat kalınlığının pik drenajsız kayma dayanımı üzerindeki etkisi (a) La Rochelle vd. (1973) ve (b) Cerato ve Lutenegger (2004)

4.3. FVT Yapım Yöntemi

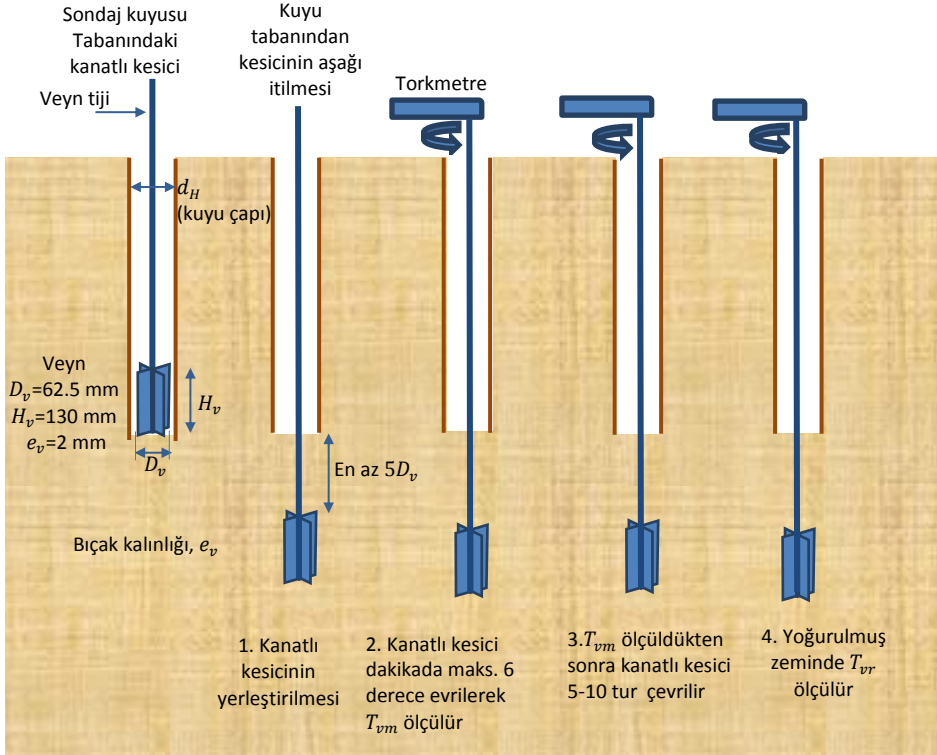
Arazi kanatlı kesme deneyi aşamaları Şek. 4.4'te gösterilmiştir. ASTM D2573'te detaylıca açıklanan deney yöntemi burada özetlenmiştir.

Kanatlı kesme burgusunun zeminin içerisine sürülmesi

Bölüm 4.1'de tanımlandığı gibi kanatlı kesme burgusu sondaj kuyusu dibinden veya zemin yüzeyinden itilerek zeminin içerisine sürülür. Kanatlı kesici her iki yöntemde de örselenmemiş zeminin içerisine en az beş çap ($5D_v$) kadar girmelidir. Kanatlı kesme burgusunun zemin içerisine tam düşey doğrultuda ve herhangi bir tork, vibrasyon veya darbe uygulanmadan sürülmesine dikkat edilmelidir.

Tij üzerinde oluşan sürtünmelerin ölçümü

Şekil 4.5'te farklı sürtünmelerin oluşacağı arazi kanatlı kesici burgusunun zemine sürülüş yöntemleri gösterilmektedir.

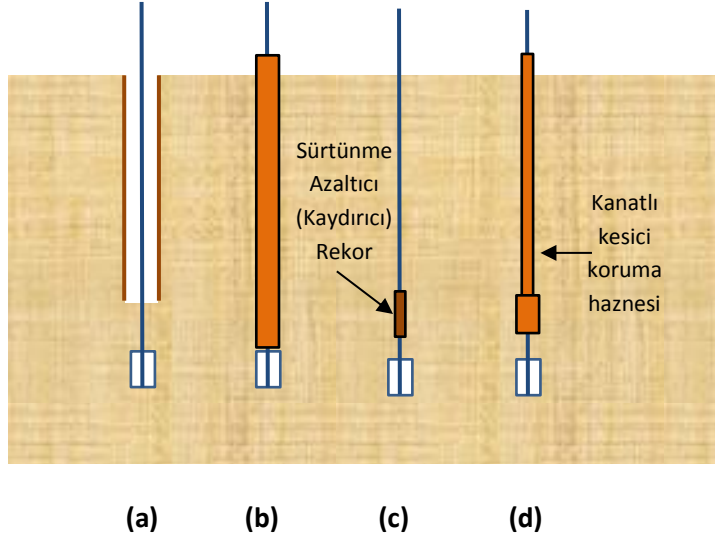


Şekil 4.4. Arazi kanatlı kesme deney aşamaları

Eğer tij Şek. 4.5(a)'daki gibi bir kılıf ile korunmuyorsa ve rekor yoksa, zemin-tij sürtünmesi, uçlarına kanatlı kesicinin bağlanmadığı tijler kullanılarak yapılan tork deneyleri ile, farklı deney derinlikleri için ölçülmelidir. Bu tork deneyleri her sahada en az bir set (farklı deney derinlikleri için) yapılmalıdır.

Şekil 4.5(c)'de gösterilen kaydırıcı rekorda oluşabilecek sürtünmelerden dolayı bu ünitenin altındaki tijlerin veyn döndürme hızındaki ($6^\circ/\text{dk}$) dönüşleri ile bu ünitenin üstündeki tijlerin dönüşü aynı olmayabilir. Rekordaki sürtünmeden oluşan kayıp, deneye başlamadan önce ölçülerek kaydedilmelidir.

Eğer tork, tijleri Şek. 4.5(d)'deki gibi kanatlı kesici burgusu haznesi ve kılıf kullanılarak tamamen zeminden izole edilmişse, tij sürtünmesi ihmal edilebilir mertebelerdedir. Kanatlı kesici zeminin içerisine koruyucu hazne ile birlikte sürülürken, deney derinliğine gelindiğinde hazneden 35 – 50 cm kadar aşağıya itilmesi gereklidir.



Şekil 4.5. Arazi kanatlı kesicinin zemine sürülüşü: (a) sondaj kuyusu dibinden korunmamış kanatlı kesicinin sürülmesi, (b) kılıf ile korunmuş tijler ve korunmamış kanatlı kesici, (c) korunmamış tij ve kanatlı kesici ile sürtünme azaltıcı (kaydırıcı) rekorun kullanımı ve (d) kılıf ile korunmuş tijler ve hazne içinde korunan kanatlı kesici (Ortigao ve Collet, 1988)

Deney derinliğine geldikten sonra

Deney derinliğine geldikten sonra en fazla 5 dakika içerisinde tork uygulanarak deney başlatılmalıdır. Kanatlı kesicilere $0.1^\circ/\text{sn}$ dönüş hızında tork uygulanır. Bu hız küçük deformasyonlarda yenilen sert killerde daha düşük, yumuşak killerde ise daha yüksek olabilir. ASTM D2573'te önerilen deney hızı aralığı $0.05^\circ - 0.2^\circ/\text{sn}$ 'dir. Deney $0.1^\circ/\text{sn}$ hız ile yapıldığında ortalama 2 – 5 dakika, yumuşak killerde ise 10 – 20 dakika kadar sürmektedir. Her 15 saniyede bir zemin

yüzeyindeki tij rotasyonu ile o esnadaki tork okuması ve deney süresince ölçülen en yüksek tork değeri kaydedilir. En yüksek tork (T_{vm}) değerinden pik drenajsız kayma dayanımı (c_{up}) hesaplanmaktadır.

En yüksek tork değeri okunduktan sonra, kanatlı kesici hızlı bir şekilde en az 5-10 tur çevrilir ve bekleme yapmadan 1 dakika içerisinde zeminin yoğurulmuş (rezidüel) drenajsız kayma dayanımını ölçmek için kanatlı kesici standart deney hızında tekrar döndürülür. Bunun sonunda ölçülen tork değerinden (T_{vr}) elde edilen yoğurulmuş drenajsız kayma dayanımı (c_{ur}) ile gösterilir.

Bir sonraki deney derinliği

ASTM D2573'te bir sonraki deney derinliği ilgili mühendisin kararına bırakılmakla beraber bir öncekinden en az 0.50–0.75 m aşağıda olması gerektiği belirtilmiştir.

Deney sonuçlarını etkileyen faktörler

FVT sırasında yapılan hatalar veya oluşan sorunlar deney sonuçlarını etkilemektedir. Hata kaynakları ve deneyden hesaplanan drenajsız kayma dayanımı üzerindeki etkileri Tablo 4.2'de özetlenmiştir.

4.4. Drenajsız Kayma Dayanımı Hesaplamaları

Arazi kanatlı kesici deneyinde tatbik edilen torkun etkisi silindirik yenilme yüzeyinde hem yatay hem de düşey kayma düzlemleri oluşturmaktadır. Yatay kayma düzlemleri silindirin alt ve üst dairesel yüzeyleri, düşey kayma düzlemi ise silindirin çevresindeki dikdörtgen alandır.

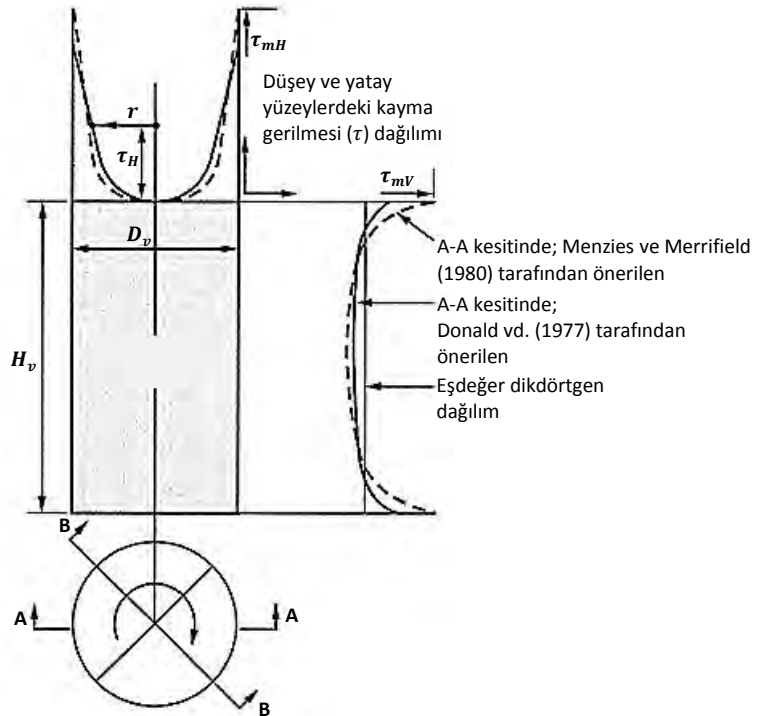
Limit denge teoremleri kullanılarak yapılan drenajsız kayma dayanımı hesaplarında, deney esnasında drenaj oluşmadığı, kayma düzleminde mobilize olan kayma gerilmelerinin üniform olduğu, silindirik kayma düzlemini çevreleyen zeminin izotropik ve homojen olduğu kabulleri yapılmaktadır.

Tablo 4.2. FVT sonuçlarını etkileyen faktörler ve deney üzerindeki etkileri (Kulhawy ve Mayne, 1990)

<i>Hata kaynakları</i>	<i>Etkileri</i>	<i>FVT'den hesaplanan drenajsız kayma dayanımı üzerindeki etkileri</i>
Tork tijleri ile zemin veya muhafaza borusu/kılıf arasındaki sürtünme	Ölçülen torkun içerisinde fazladan bir direnç unsuru vardır	Artar
Doğru kalibre edilmemiş torkmetrenin kullanılması	Torkmetre yanlış tork okumaları alır	Ölçümler yanıltıcıdır
Kanatlı kesicinin çok hızlı döndürülmesi	Zemin çok hızlı yenilir	Artar
Örselenmiş zeminde deney yapmak	Zemin yapısı bozulur	Azalı
Hasar görmüş kanatlı kesici	Zemin ciddi şekilde örselenir	Pik drenajsız kayma dayanımı azalı
Deneyin yapıldığı kilin içerisindeki kum/silt mercikleri	Deney süresince drenaj oluşur	Artar
İzole çakıl/çimentolanmış nodüller	Ölçülen torkun içerisinde fazladan bir direnç unsuru vardır	Artar

Ancak bu kabullerin ne derece geçerli olduğu araştırmacılar tarafından uzun yıllar sorgulanmış ve kayma düzlemlerindeki gerilme dağılımlarını belirlemeye yönelik nümerik ve deneysel çalışmalar yapılmıştır.

Donald vd. (1977) kayma düzlemlerindeki gerilme dağılımlarını üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemini kullanarak araştırmıştır. Daha sonra Menzies ve Merrifield (1980) aynı konuda deneysel bir çalışma yapmışlardır. Her iki çalışma uyumlu sonuçlar vermiş ve Şek. 4.6'da gösterilen kayma gerilmeleri dağılımları elde edilmiştir.



Şekil 4.6. Kanatlı kesmenin altında/üstünde ve çevresinde kayma gerilmesinin dağılımı (Schnaid, 2009)

Bu çalışmaların sonuçlarını değerlendiren Wroth (1984), alt ve üst dairesel kayma düzlemlerindeki gerilme dağılımları için Bağıntı (4.3)'ü önermiştir.

$$\frac{\tau_H}{\tau_{mH}} = \left[\frac{r}{0.5D_v} \right]^{n_v} \quad (4.3)$$

Burada; r : kanatlı kesici merkezinden olan mesafe, τ_H : merkezden r mesafesindeki kayma gerilmesi ve τ_{mH} : yatay kayma düzleminde $r = R = D_v/2$ mesafedeki (silindirin dış sınırında) maksimum kayma gerilmesidir.

Yatay düzlemdeki kayma gerilmesi dağılımının üniform olması koşulunda $n_v = 0$ olmaktadır.

Bu sınır gerilme dağılımı dikkate alındığında, yüksekliği H_v , ve yarıçapı $R = D_v/2$ olan kanatlı kesici boyutlarında, moment denge koşulunun sağlanması için;

$$T_H = \int_0^R 2\pi r^2 \tau_H dr \quad (4.4)$$

bağıntısı geçerli olmaktadır. Burada; T_H : uygulanan torkun yatay kayma düzlemlerindeki bileşenidir. Bağıntı (4.3)'ten τ_H değeri Bağıntı (4.4)'te yerine konulup integral işlemi yapıldığında Bağıntı (4.5) elde edilebilmektedir.

$$T_H = \frac{\pi D_v^3 \tau_{mH}}{2(n_v + 3)} \quad (4.5)$$

Wroth (1984) tarafından önerilen Bağıntı (4.5), uygulanan torkun Şek.4.6'daki gerilme dağılımı esas alınarak alt ve üst dairesel kayma düzlemlerindeki bileşenini vermektedir.

Genel olarak kayma gerilmelerinin düşey silindirik yüzey boyunca üniform olduğu kabul görmüş bir yaklaşımdır. Bu koşulda uygulanan torkun düşey bileşeni, T_V :

$$T_V = \tau D_v H_v \tau_{mV} \frac{D_v}{2} = (\pi D_v^2 H_v \tau_{mV})/2 \quad (4.6)$$

olmaktadır. Uygulanan tork değeri T_v ise yatay ve düşey bileşenlerin toplamı olacağından:

$$T_v = T_H + T_V \quad (4.7)$$

Bu analizde zeminin kayma dayanımının maksimum kayma gerilmelerinin mobilize olduğu durumda olduğu dikkate alınmaktadır ($\tau_{mH} = c_{uH}$; $\tau_{mV} = c_{uV}$; burada; c_{uH} : yatay düzlemdeki ve c_{uV} : düşey düzlemdeki drenajsız kayma dayanımlarıdır). Zeminin dayanımını izotropik olmaması durumunda, bu özelliği yansıtan katsayı, b_v ;

$$b_v = c_{uV}/c_{uH} \quad (4.8)$$

olarak tanımlanmaktadır. Bağıntı (4.5), (4.6) ve (4.8); Bağıntı (4.7)'de yerine yazıldığında, zemindeki izotropik olmayan dayanım özelliğini ve de yatay düzlemdeki değişik gerilme dağılımı koşullarını içeren aşağıdaki genel bağıntı elde edilmektedir:

$$c_{uH} = \frac{(n_v + 3)}{D_v + H_v b_v (n_v + 3)} \frac{2T_v}{\pi D_v^2} \quad (4.9)$$

Kanatlı kesici deneyi standart değerlendirme yöntemlerinde, yatay kayma düzleminde üniform gerilme dağılımı ($n_v = 0$) ve izotropik dayanım özelliği ($b_v = 1.0$) kabulleri yapılmakta olup, standart kanat boyutları $D_v = H_v/2$ 'dir. Bu koşullarda Bağıntı (4.9);

$$c_{uv} = \frac{6T_{vm}}{7\pi D_v^3} \quad (4.10)$$

olarak yazılabilmektedir. Burada; c_{uv} :drenajsız kayma dayanımı ve T_{vm} : deneyde uygulanan maksimum tork değeridir.

Kayma dayanımının izotropik olması durumunda ve Bağıntı (4.9)'da $(n_v + 3) = \alpha^*$ olarak tanımlandığında:

$$c_{uv} = \frac{2T_{vm}}{\pi D_v^2} \frac{1}{[H_v + (D_v/a^*)]} \quad (4.11)$$

elde edilmektedir. Burada;

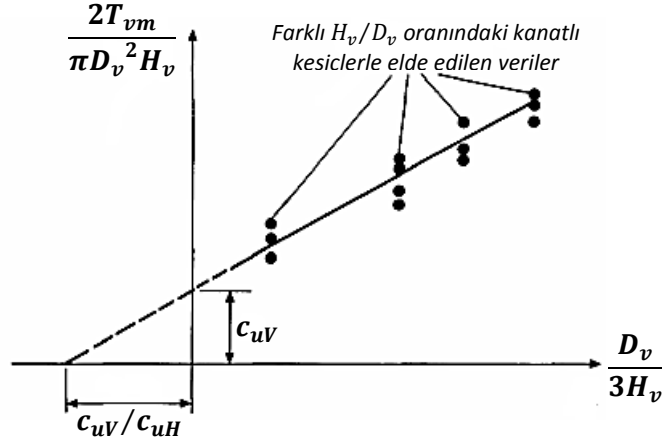
üniform gerilme dağılımı için: $a^* = 3.0$
 parabolik gerilme dağılımı için: $a^* = 3.5$
 üçgen gerilme dağılımı için: $a^* = 4.0$

olarak tanımlanmıştır (Jackson, 1969).

Aas (1967) üniform gerilme dağılımı koşulunda ($n_v = 0$), zeminin izotropik olmayan kayma dayanımına sahip olması durumunda Bağntı (4.12)'nin geçerli olacağını vurgulamıştır.

$$\frac{2}{\pi D_v^2 H_v} T_{vm} = c_{uV} + \frac{D_v}{3H_v} c_{uH} \quad (4.12)$$

Bağntı(4.12) kullanılarak, birbirine yakın noktalarda değişik kanat H_v/D_v boyutlarına sahip kanatlı kesici deneyleri yapıldığında ve deney verileri Şek. 4.7'de gösterilen abakta tanımlanan koordinatlara göre çizildiğinde c_{uV} ve $b_v = c_{uV}/c_{uH}$ değerleri elde edilebilmektedir.



Şekil 4.7. Anizotropik kayma dayanımına sahip zeminlerde yatay/düşey drenajsız kayma dayanımı parametrelerini belirleme yöntemi (Aas, 1967)

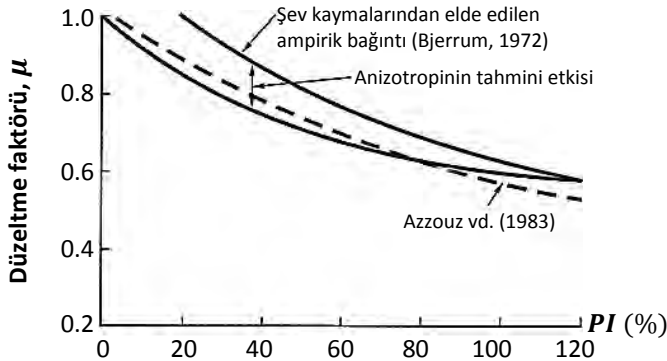
4.5. Düzeltme Faktörü (μ)

Arazi ve/veya deney ile belirlenen drenajsız kayma dayanımı değeri, zemindeki örselenmeler, anizotropik zemin davranışı, deneyde uygulanan birim deformasyon hızı ve oluşabilecek kısmi drenaj nedeniyle gerçek değerinden farklı olabilmektedir. Bu faktörlerden bazılarının etkileri diğerlerini dengelemekle birlikte, Bjerrum (1972) şev kaymalarından geri analiz yöntemi ile belirlenen gerçek drenajsız kayma dayanımlarının kanatlı kesici deneyinden elde edilen değerlerden daha küçük olduğunu ve Bağlantı (4.13)'teki düzeltme faktörünün uygulanması gerektiğini vurgulamıştır.

$$(c_u)_{saha} = \mu c_{uv} \quad (4.13)$$

Burada; $(c_u)_{saha}$: tasarımda kullanılması gereken gerçek drenajsız kayma dayanımı, c_{uv} : arazi kanatlı kesici deneyinden hesaplanan drenajsız kayma dayanımı ve μ : kilin plastisite indisine bağlı düzeltme faktörüdür.

Bjerrum (1972) tarafından şev kaymalarının geri analizinden türetilen düzeltme faktörünün plastisite indisi ile ilişkisi Şek. 4.8'de gösterilmektedir. Azzouz vd. (1983) sınır şartlarının etkilerini dikkate alarak ve Bjerrum tarafından rapor edilen vaka analizlerini yorumlayarak yine Şek. 4.8'de kesik çizgilerle gösterilen düzeltme faktörlerini önermiştir. Ancak Norveç killeri üzerinde sınırlı bir veri tabanından türetilen ampirik bazlı bu korelasyonların diğer ülkelerdeki farklı zemin koşullarında ne derece geçerli olabileceği sorgulanmalıdır.



Şekil 4.8. Plastisite indisi - düzeltme faktörü ilişkisi (Chandler, 1988)

4.6.Aşırı Konsolidasyon Oranı (OCR) ve Ön Konsolidasyon Basıncı (P'_c)

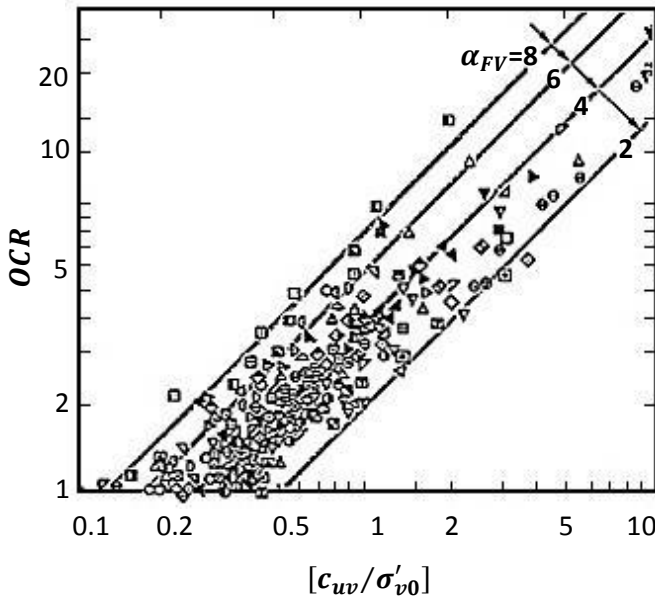
Mayne ve Mitchell (1988) zemin indeks özellikleri, konsolidasyon ve kanatlı kesici deneylerini içeren 96 ayrı sahadan aşırı konsolidasyon oranının 1 – 40 arasında değiştiği zengin bir veri tabanını değerlendirerek OCR ile kanatlı kesici deneyinden elde edilen c_{uv} arasında Bağıntı (4.14)'ü önermişlerdir.

$$OCR = 3.55(c_{uv}/\sigma'_{v0})^{0.66} \quad (4.14)$$

Bu bağıntı Şek.4.9'da gösterilmektedir. Alternatif olarak Mayne ve Mitchell (1988) OCR için Bağıntı (4.15)'i önermişlerdir:

$$OCR = \alpha_{FV} [c_{uv}/\sigma'_{v0}] \quad (4.15)$$

Burada; α_{FV} : yerel zemin koşulları için elde edilmesi gereken korelasyon katsayısıdır.

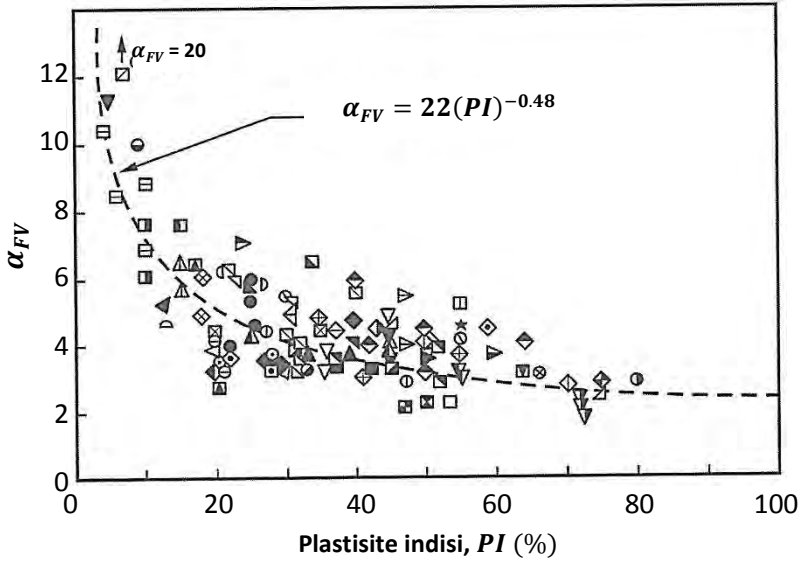


Şekil 4.9. $[c_{uv}/\sigma'_{v0}]$ - OCR ilişkisi (Mayne ve Mitchell, 1988)

Mayne ve Mitchell (1988) bir ön yaklaşım olarak,

$$\alpha_{FV} = 22(PI)^{-0.48} \quad (4.16)$$

bağıntısını önermişlerdir (Şek.4.10).



Şekil 4.10. $PI - \alpha_{FV}$ ilişkisi (Mayne ve Mitchell, 1988)

4.7. Kaynaklar

ASTM-D2573-08 (2008). "Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.

Aas, G. (1967). "Vane Tests for Investigation of Anisotropy of Undrained Shear Strength of Clays", Proc. Geot. Conf., Oslo, 1: 3 – 8.

Azzouz A., Baleigh M.M. ve Ladd C.C. (1983). "Corrected field vane strength for embankment design" ASCE Journal of SMFD, 109 (5): 730-34.

Bjerrum, L. (1972). "Embankments on Soft Ground", Proc. ASCE Speciality Conf. On Performance of Earth and Earth-supported Structures, Purdue University, USA, 2: 1 – 54.

Cerato A.B. ve Lunne J. (2004). "Disturbance effect of field vane test in a varved clay" Proc. 2nd Int. Symp. On Geotech. Site Characterization, Porto, Portugal, 1:861-67

Chandler, R.J. (1988). "The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane", in A.F. Richards (ed.) Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies. ASTM STP 1014, ASTM, Philadelphia, 13 – 44.

Clayton, C.R.I., Matthews, M.C. ve Simons, N.E. (1995). "Jeoteknik Saha İncelemesi (Çetin, H., Kayabalı, K. ve Arman, H., Çev)" Gazi Kitabevi, Ankara (2005).

Donald I., Jordan D.U., Parker R.J. ve Teh C.T. (1977). "The vane test – a critical appraisal" Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1:81-88.

Jackson, A.B. (1969). "Undrained shear strength of a marine sediment" Monash University.

Kulhawy, F. H. ve Mayne, P. W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", EL-6800 Project 1493-6 Final Report, Electric Power Research Institute (EPRI), New York.

La Rochelle, P., Roy, M. ve Tavenas, F. (1973). "Field Measurements of Cohesion in Champlain Clays", Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Moscow, 1.1: 229 – 236

Mayne, P.W. ve Mitchell, J.K. (1988). "Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane", Canadian Geotechnical Journal, 25(1): 150 – 157.

Menzies, B.K. ve Mailey, L.K. (1976). "Some Measurements of Strength Anisotropy in Soft Clays Using Diamond Shaped Shear Vanes", Geotechnique, 26(3): 535 – 538.

Menzies B.K. ve Merrifield C.M. (1980). "Measurement of Shear Distribution at the Edges of Shear Vane Blade" Geotechnique, 30 (3): 314-18.

Ortigao, J.A.R. ve Collet, H.B. (1988). "Errors Caused by Friction in Field Vane Tests", in A.F. Richards (ed.) Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies. ASTM STP 1014, ASTM, Philadelphia, 104 – 116.

Schnaid F. (2009). "In Situ Testing in Geomechanics" Taylor & Francis, London and New York.

Wroth, C.P. (1984). "The Interpretation of In-Situ Tests", Geotechnique, 34(4): 449 – 489.

Bölüm 5

DİLATOMETRE DENEYİ (DMT)

5.1. Giriş

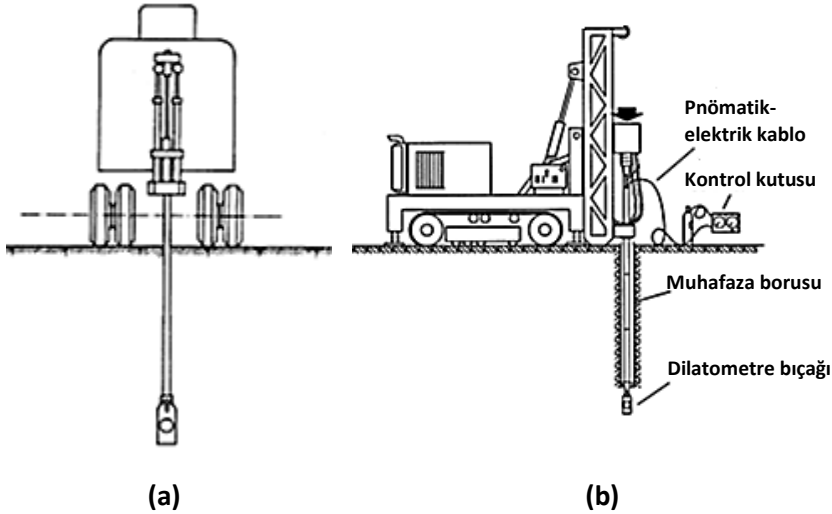
Dilatometre deneyi (DMT) Marchetti (1975) tarafından geliştirilmiş ve özellikle ABD’de kullanımı 1979’dan itibaren yaygınlaşmış olan; zemin profili, zeminin kayma dayanımı, sıkışabilirlik, ön yükleme durumu ve boşluk suyu basıncı hakkında bilgi veren bir arazi deneyidir. Deneyde, Marchetti (1975) tarafından tariflenen özel yassı bıçağın zemin içerisine sürülmesi veya çakılması sırasında gelişen penetrasyon direnci ile farklı derinliklerde bıçağın bir yüzeyine ilâştirilmiş paslanmaz çelik membranın (diyafram) yaklaşık 1 mm kadar şişirme-indirme döngüsü için gerekli olan basınç ölçülür. Sondaj çeperine 20 MN/m²’ye kadar basınç uygulanabilmektedir (Clayton vd.,1995).

Marchetti (2001), SPT ve CPT’nin zemin yenilme özelliklerini belirlemede, yumuşak/sert tabakaları ayırmada hızlı ve etkili deneyler olduğunu; ancak birçok araştırmacının (Schmertmann, 1986a; Leonards ve Frost, 1988; Woodward ve McIntosh, 1993; Massarch, 1994; Failmezger vd., 1999; Pelnik vd., 1999) da vurguladığı üzere oturma tahminlerinde yeterli olmadığını belirtmiştir. Terzaghi ve Peck (1967) ve Jamiolkowski vd. (1988) bunun en önemli sebeplerinden birinin zeminin ön yükleme durumu hakkında bu deneylerden yeterli bilginin edinilememesi olduğunu belirtmiştir.

Deneyin hızlı ve ekonomik bir arazi deneyi olmasından, önyükleme durumu hakkında fikir vermesinden ve bir çeşit “mini-yükleme deneyi” olmasından dolayı, DMT’nin birçok çalışmada da gözlemlendiği gibi, oturma tahminlerinde diğer arazi deneylerine göre daha iyi sonuç vermektedir (Marchetti vd., 2001).

Dilatometre bıçağı zemine üç farklı şekilde sürülebilmektedir:

- (i) **CPT'ye benzer şekilde penetrasyon ile (Şek. 5.1a):** Genel olarak uygulamada dilatometre bıçağı kuyu açmaya gerek duyulmadan CPT'de kullanılan hidrolik düzenek ile zeminin içerisine rahatlıkla sürülür (yarı-statik itme). Böylelikle, sondaj kuyusu açma esnasında oluşan örselenmelerden etkilenilmeyerek daha doğru veriler alınabilmektedir.
- (ii) **Sondaj kuyusu açılarak (Şek. 5.1b):** SPT-N değeri 35-40'tan büyük olan zeminlerde bıçağa zarar vermemek için kuyu açmak zorunda kalınabilir, dilatometre kuyu dibinden zemin içerisine sürülür.
- (iii) **SPT'ye benzer şekilde şahmerdan ile:** Kuyu açılır ve kuyu dibinden SPT şahmerdanı kullanılarak dilatometre bıçağı zemin içerisine sürülür veya çakılır. Gevşek kum ve hassas killer haricinde oluşan örselenmeler kabul edilebilir nitelikte olsa da bu yöntem önerilmemektedir (Marchetti ve Monaco, 2001).



Dilatometre deneyi genel olarak dilatometre bıçağının kırılmaması/ bükülmemesi ve çelik diyaframın aşırı deforme olmaması koşuluyla her tip zemin içerisinde uygulanabilmektedir. Önceki çalışmalar, DMT'nin kum, silt, kil ve organik kil tipi zeminlerde diğer zemin türlerine göre çok daha iyi sonuç verdiğini göstermektedir. Çakıl ve daha iri daneli zeminlerde uygulanması durumunda ek olarak başka deneylerin yapılması tavsiye edilmektedir. Dane çapı, diyafram çapı olan 60 mm'yi geçen iri çakıllı-blokluk zeminlerde uygulanamamaktadır. Öte yandan dilatometre deneyi, ilerlemenin göreceli olarak daha zor olduğu aşırı konsolide killerde de kullanımı yaygınlaşmaktadır.

Dilatometre deneyinin avantajları ve dezavantajları Tablo 5.1'de özetlenmiştir (Kulhawy ve Mayne, 1990).

Tablo 5.1. DMT'nin avantajları ve dezavantajları

Avantajlar	Dezavantajlar
- Basit, hızlı ve ekonomik bir arazi deneyidir. - Birçok zemin tipinde uygulanabilir - Yassı bıçak sayesinde deney esnasında, diğer penetrasyon deneylerine nazaran kayma ve hacimsel birim deformasyon, dolayısıyla örselenme daha azdır. - Deney sonuçlarından birçok zemin parametresi tahmin edilebilmektedir. - Yatay gerilme ve aşırı konsolidasyon oranı (<i>OCR</i>) hakkında bilgi verebilen nadir arazi deneylerinden biridir. - Derinlik boyunca sürekli veri elde edilebilmektedir. - Aynı deney tekrarlandığında sonuçlardaki sapma %10 civarındadır.	- Diğer arazi deneylerine göre daha yeni bir deney olduğundan saha deneyimi azdır. Dolayısıyla zemin parametreleri için önerilen bağıntıların gerçekçiliği belirsizdir. - Birçok sondaj şirketinde dilatometre cihazı ve deney düzeni bulunmamaktadır. - Çok sıkı veya çimentolanmış zeminler ile çakıl veya daha iri daneli zeminlerde kullanımı sınırlıdır. - Deney sırasında zeminden örnek alınamamaktadır. - Sağlam zeminlerde penetrasyon derinliği bıçak ve diyaframın dayanımına bağlıdır.* - Dilatometre bıçağının zemini bir miktar örselemesi mümkündür.*

*:US DOT-Briaud ve Miran, 1992

5.2. Dilatometre Deney Düzenegi

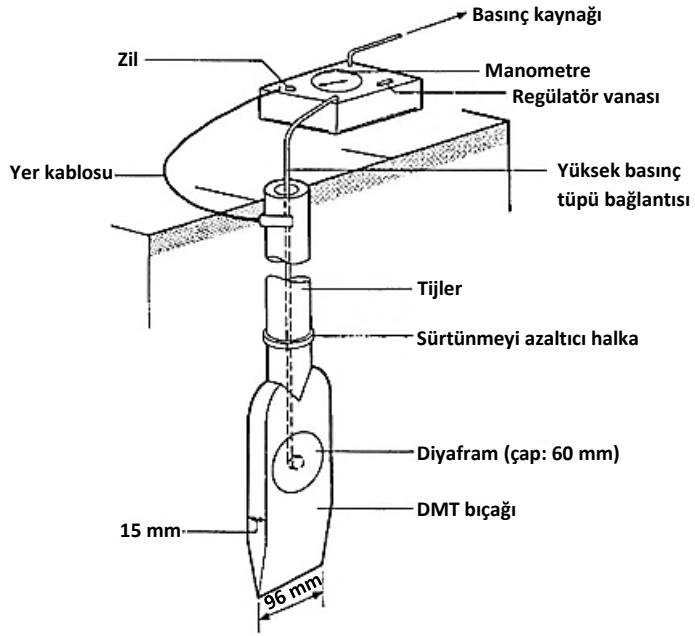
Dilatometre deney düzenegi (i) dilatometre bıçağı, (ii) tij ve (iii) kontrol ünitesi (iv) basınç kaynağı: gaz (genelde kuru azot gazı) ünitesinden oluşmaktadır. Dilatometre deney sistemi şematik olarak Şek.5.2’de gösterilmiş olup sistemi oluşturan üniteler Şek. 5.3’te gösterilmektedir. Dilatometre bıçağı (Şek.5.3a, No:1) Marchetti (1980)’nin tanımladığına uygun olarak 96 mm (95 – 97 mm) eninde, 15 mm (13.8 – 15 mm) kalınlığında ve 220 mm uzunluğunda; 12-16° açılı üçgen uçlu özel bir parçadır. Dilatometre bıçağının ince ve sivri olması deney öncesinde zeminin örselenmesini en aza indirmektedir.

Bıçak, pnömatrik-elektrikli bir kablo (Şek.5.3a, No:7) ile kontrol ünitesine bağlanır. Kontrol ünitesinde ise basınç okumalarının alındığı düşük ve yüksek hassas okuma alınabilen iki adet Bourdon manometresi (Şek.5.3a, No:3); gaz vanaları ile basınç boşaltma bacası (Şek.5.3a, No:6) ve kablo bağlantıları (Şek.5.3a, No:5) bulunmaktadır.

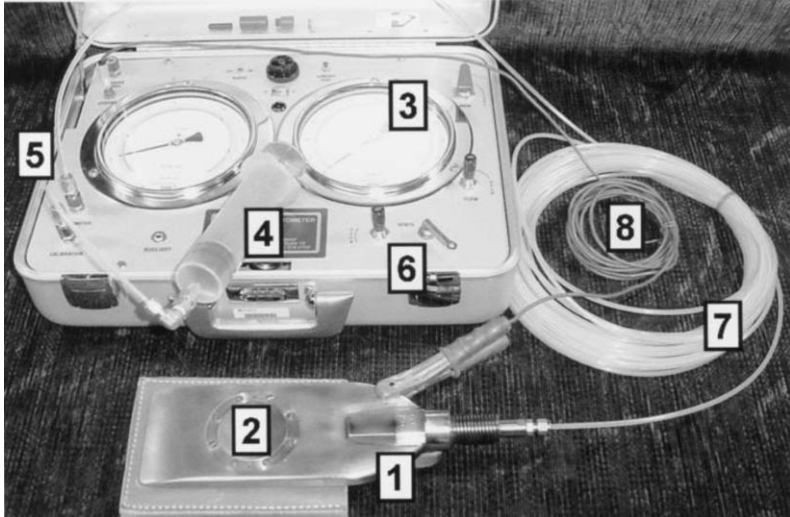
Dilatometre bıçağının bir yüzeyinde şişirme-indirme döngüsü ile hareketine bağlı olarak ölçüm alınan esnek 60 mm çapındaki paslanmaz çelik diyafram (Şek.5.3a, No:2) bulunmaktadır. Şekil 5.4’te gösterildiği gibi diyaframın arkasında yay bulunmakta ve bu yayla bağlı elektrikli sensörler ile diyaframın iki farklı pozisyonu kontrol ünitesine sesli olarak iletilmektedir. Bu pozisyonlar aşağıda belirtilmiştir:

(a) Diyaframın merkezinin desteğini kaybetmesi ve yatay yönde zemin içine doğru 0.05 (± 0.02) mm kadar hareket etmesi

(b) Diyaframın merkezinin destekten itibaren yatay yönde 1.10 (± 0.03) mm hareket etmesi



Şekil 5.2. Marchetti dilatometresi deney düzeneği (Clayton vd.,1995)



(a)

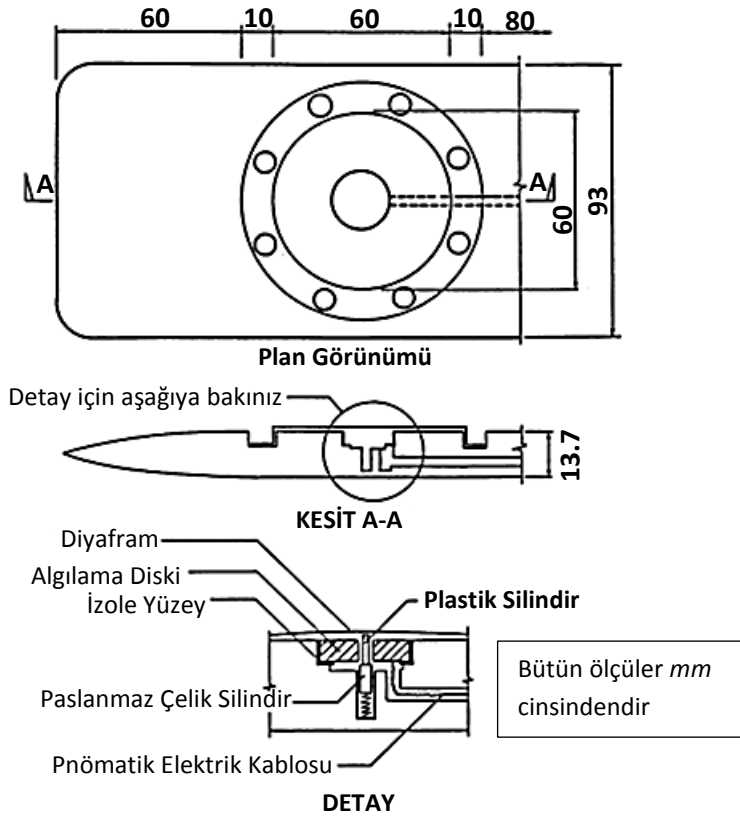


(b)



(c)

Şekil 5.3. (a) Dilatometre deneyi üniteleri (ASTM D6635) (b) ve (c) dilatometre bıçağı (Marchetti ve Monaco, 2001)



Şekil 5.4. DMT diyaframı detayları (Tsang, 1987)

5.3. DMT Yapım Yöntemi

Dilatometre deneyi aşamaları Şek.5.5'te gösterilmiştir. Deney yöntemi ilk olarak Marchetti (1980) tarafından geliştirilmiş, Schmertmann (1986b) tarafından bazı detayları değiştirilmiş ve bu hali ile ASTM D6635'te deney yöntemi olarak standartlaşmıştır. Standart deney yöntemi aşağıda özetlenmektedir:

Pnömatik-elektrik kablonun kontrolü

Basınç kaynağı ve pnömatik-elektrik kablo kontrol ünitesine bağlanır. Kablonun diğer ucu bir prize bağlanır. Kontrol ünitesinden $4000 - 6000 \text{ kN/m}^2$ kadar basınç uygulanır ve basınç kontrol vanası kapatılarak, basınç değerinde düşme olup olmadığı kontrol edilir. $100 \text{ (kN/m}^2\text{)}/\text{dk}$ veya daha az basınç kayıplarının deney sonuçlarını fazla etkilemeyeceği kabul edilmektedir. Ayrıca kablonun elektrik akımını iletip iletmediği kontrol edilmelidir.

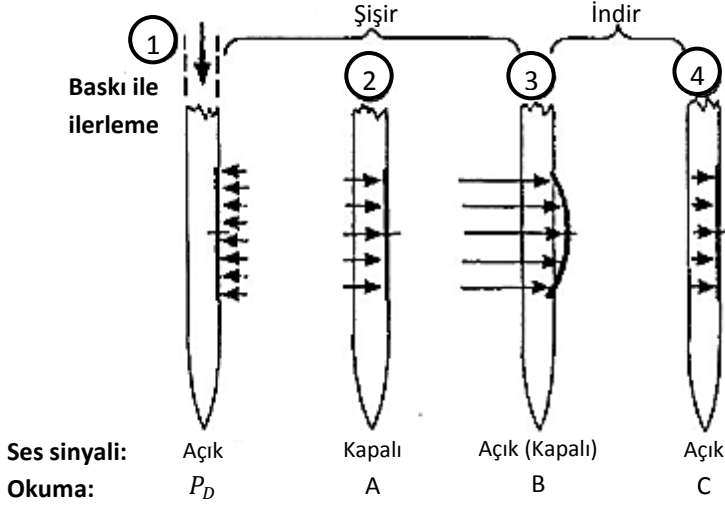
Diyaframın kalibrasyonu

Öncelikle diyaframın, eğer yeniyse, deneyden önce en az 20-25 defa tekrarlı döngüler halinde kalibre edilmesi gereklidir (Campanella ve Robertson, 1991). Değilse de mutlaka her deneyden önce ve sonra açık havada kalibre edilmesi gereklidir. Kalibrasyon işlemleri için sadece 5 dakika yeterli olup kalibre edilmemiş bir diyafram ile yapılan deneyden elde edilen sonuçların yanıltıcı olduğu dikkate alınmalıdır.

Kalibrasyon işlemi kalibrasyon şırıngası (Şek.5.3a, No:4) kullanılarak yapılır. Kalibrasyon sırasında elektrikli sensörün Bölüm 5.2’de bahsedilen diyaframın iki farklı pozisyona geldiğinde sesi iletip iletmediği kontrol edilmelidir.

Kalibrasyon, diyaframın zemin yönünde 0.05 mm deplasman yaptığı konumdaki “A” basıncı ile diyaframın zemin yönünde 1.1 mm deplasman yaptığı konumdaki “B” basınç değerlerinin düzeltilmesini; diğer bir deyişle (ΔA) ve (ΔB) düzeltme basınçlarının belirlenmesi işlemi kapsamaktadır. Bu düzeltmeler diyafram rijitliğinin dikkate alınması için gereklidir. Burada; ΔA : Açık havada diyafram merkezinin 0.05 mm şişirilmesi için gerekli basınçtır. Bu basıncın $\Delta A = 5 - 30 \text{ kN/m}^2$ aralığında olması gerekir. ΔB : Yine açık havada diyafram merkezinin 1.1 mm şişirilmesi için gerekli basınç değeridir. Bu değer $5 - 80 \text{ kN/m}^2$ aralığında olması gereklidir.

Ayrıca bu basınçların $\Delta A + \Delta B \leq 25 \text{ kN/m}^2$ şartını sağlaması gereklidir.



Şekil 5.5. Dilatometre deneyi aşamaları (Clayton vd.,1995)

Dilatometre bıçağının zemine sürülmesi

Şekil 5.5 Aşama 1: Dilatometre bıçağı hidrolik baskıyla itme yöntemi ile 10-30 mm/sn hızda, çakma yöntemi ile 100 – 150 mm’de bir vuruş sayısı kaydedilerek sürülmelidir. Dilatometre bıçağı düşey ekseninden en fazla yatayda 2 mm sapma hatası ile zemine sürülür. Bıçağın zemin içerisine sürülmesi sırasında diyaframın geri çekili halde bulunması, elektrik sensöründen gönderilen sinyal yardımıyla kontrol edilmelidir. Bıçağın deney derinliğine ulaşmasından hemen önce son 10 mm’lik penetrasyon esnasındaki kuvvet cinsinden penetrasyon direnci (P_D) tij üzerine ya da kontrol ünitesine yerleştirilmiş yük hücresi ile ölçülür. Ayrıca bazı dilatometre bıçaklarına bağlı piyezometre ile bıçak zemin içerisine sürülürken oluşan dinamik boşluk suyu basınçları da ölçülebilmektedir.

Deney derinliğine ulaşıldıktan sonra

Şekil 5.5 Aşama 2: Deney derinliğine ulaşıldıktan sonra 15 sn içinde penetrasyon için uygulanan tijler üzerindeki yük kaldırılır. Kontrol ünitesi

üzerinden tahliye vanası kapatılır, regülatör vanası açılarak diyaframa basınç verilmeye başlanır. Diyafram merkezinin yatay yönde zemin içine doğru 0.05 (± 0.02) mm kadar şişmesi için gerekli olan basınç “A” olarak kaydedilir. Diyaframın bu pozisyona gelmesi, sensörden gelen sinyalin kesilmesi ile anlaşılır.

Şekil 5.5 Aşama 3: Gaz basıncı arttırılmaya devam edilerek, diyafram merkezinin diyafram desteğinden yatay yönde zemin içine doğru 1.10 (± 0.03) mm kadar şişmesi için gerekli olan basınç “B” olarak kaydedilir. Diyaframın bu pozisyona gelmesi, sensörden gelen sinyal ile anlaşılır. “A” basıncı ile “B” basıncı arasındaki fark her zaman “ $\Delta A + \Delta B$ ” ’den fazla olmalıdır.

Şekil 5.5 Aşama 4: Son olarak, diyafram Aşama 2’de tariflenen pozisyona dönünceye kadar basınç kontrollü olarak azaltılır. Bu aşamadaki basınç da “C” olarak kaydedilir. Bu basınç yaklaşık olarak, ince daneli zeminler ve killer içinde yer alan kum bantlarındaki boşluk suyu basıncına (u_0) eşittir. Ancak az geçirgen zemin türlerinde ölçülen “C” basıncı boşluk suyu basıncından (u_0) fazladır.

Deney aşamaları yaklaşık olarak 15-30 sn sürmektedir. Bu süre sert zeminlerde daha kısa, yumuşak zeminlerde daha uzun olup her deney yaklaşık olarak 2 dk süre almaktadır.

Bıçak bir sonraki deney derinliğine kadar sürülerek yukarıda tariflenen aşamalar tekrarlanır. Ardaşık iki deney derinliği arasındaki mesafe 150 – 300 mm arasındadır.

Deney sonuçlarını etkileyen faktörler

DMT sırasında yapılan hatalar veya oluşan sorunlar deney sonuçlarını etkilemektedir. Hataya neden olan faktörler ve deney sonuçları üzerindeki etkileri Tablo 5.2’de özetlenmiştir.

**Tablo 5.2. DMT sonuçlarını etkileyen faktörler ve etkileri
(Kulhawy ve Mayne, 1990)**

Faktörler	DMT sonuçları üzerindeki etkileri
Bağlantılarda sızma	Az – çok önemli
Diyaframın aşırı deforme olması	Orta – çok önemli
Deforme olmuş tijler	Az – orta önemli
Bıçağın hasar görmesi	Az – çok önemli
Zayıf elektrik akımı	Çok önemli
Dilatometrenin düşey eksenenden saparak açılı olarak sürülmesi	Az – orta önemli
Deney hızı	Az – orta önemli
Penetrasyon yöntemi	Az – çok önemli
Tij sürtünmesi	Az önemli (uç direnci ölçümü hariç)
Kalibrasyon hatası	Az – orta önemli
Deney derinliğine sürülmesinin ardından deneye başlamadan önce 15 sn'den fazla beklemek	Siltli zeminlerde çok önemli
Dilatometre bıçağı kalınlığı değişimine (12 – 20 mm) ve şişme deformasyonu değişimine (0.80 – 1.20 mm) hassasiyeti*	Az önemli

*Marchetti (1980) bu değişkenlerin dilatometre indislerini %10-20 kadar değiştirdiğini ve bunun önemli bir değişim olmadığı belirtilmiştir.

5.4. Dilatometre Deneyinden Elde Edilen Veriler ve DMT İndislerinin Hesaplanması

Aşama 1'de, ölçülen penetrasyon kuvveti (P_D) Bağıntı (5.1)'de verildiği gibi dilatometre plan alanına bölünerek yarı statik dilatometre penetrasyon direnci (q_D) elde edilir.

$$q_D = \frac{P_D}{A_D} \quad (5.1)$$

Burada; A_D : dilatometre kesit alanı olup $9.5\text{ cm} \times 1.4\text{ cm} = 13.3\text{ cm}^2$ 'ye eşittir. Konik penetrasyon deneyindeki (CPT) plan alanının 10 cm^2 'ye eşit olduğu düşünülürse, q_D değerinin yaklaşık olarak q_c değerine eşit olduğu kabul edilebilir ($q_D \approx (1.1 \pm 0.1)q_c$; ASTM D6635).

Deney esnasında ölçülen basınçlar Bağıntı (5.2) – (5.5) kullanılarak düzeltilir:

$$p_0 = 1.05(A - z_m + \Delta A) - 0.05(B - z_m - \Delta B) \quad (5.2)$$

$$p_1 = B - z_m - \Delta B \quad (5.3)$$

$$p_2 = 1.05(C - z_m + \Delta A) - 0.05(B - z_m - \Delta B) \quad (5.4)$$

$$\Delta p = p_1 - p_0 \quad (5.5)$$

Burada;

z_m : manometrede atmosferik basınç altındaki okuma (sıfır hatası)

p_0 : 0.00 mm şişme durumundaki diyafram üzerindeki düzeltilmiş toplam basınç

p_1 : 1.10 mm şişme durumundaki diyafram üzerindeki düzeltilmiş toplam basınç

Δp : diyaframın merkezden net olarak mevcut zeminin içerisine 1.10 mm kadar şişmesi için gerekli olan basınç

u_0 : diyaframın merkezinin olduğu seviyedeki dilatometre bıçağının zemine sürülmesinden önceki hidrostatik basınç

Δu : deney esnasında oluşan artık boşluk suyu basıncı

p_2 : diyaframın şişmeden sonra 2. Aşamadaki konumuna döndüğü durumdaki düzeltilmiş basınçtır. “ p_2 ” basıncı granüler zeminler ve killer içindeki kum bantları için denge durumundaki boşluk suyu basıncına (u_0); yumuşak killerde ise penetrasyon esnasındaki toplam boşluk suyu basıncına ($u_0 + \Delta u$) eşit olup sert killerde boşluk suyu basıncı ile ilintili değildir (Campanella ve Robertson, 1991).

Yukarıdaki bağıntılardan elde edilen düzeltilmiş basınçlar kullanılarak aşağıda tanımlanan DMT parametreleri hesaplanır:

(i) Dilatometre Materyal İndisi (I_D): Bu indis, Bağıntı (5.6)'da verildiği üzere yatay yönde zemin rijitliğinin zemin gerilmesine oranı olarak tanımlanmış olup (Marchetti, 1980) zeminin rijitliğine, geçirgenliğine ve boşluk suyu oluşumuna bağlı olarak değişen, dolayısıyla zemin türünütanımlanması için kullanılan bir parametredir.

$$I_D = \frac{\Delta p}{(p_0 - u_0)} = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_0 - u_0)} \quad (5.6)$$

Herhangi bir ölçüm yoksa u_0 mevcut su tablası altındaki hidrostatik basınç olarak da alınabilir.

(ii) Yatay Gerilme İndisi (K_D): Efektif yatay gerilmenin, efektif düşey gerilmeye oranıdır. Yatay gerilme indisinin (K_D), sükunetteki yanaltoprak basıncı katsayısından (K_0) farkı dilatometre bıçağının penetrasyonunun etkisidir. Diğer bir deyişle K_D , K_0 değerinin DMT bıçağının penetrasyonu ile büyütülmüş hali olarak algılanmalıdır. Yatay gerilme indisi Bağıntı (5.7)'den hesaplanmaktadır. Bu indis kullanılarak zeminin K_0 , örtü yükü altındaki yatay gerilmesi (σ_h), ön konsolidasyon basıncı (P'_C), aşırı konsolidasyon oranı (OCR) ve drenajsız kayma dayanımı (c_u) yaklaşık değerleri elde edilmektedir.

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{\sigma'_{v0}} \quad (5.7)$$

Burada; σ'_{v0} : diyaframın merkezinin olduğu seviyedeki dilatometre bıçağının zemine sürülmesinden önce düşey efektif örtü yükü gerilmesidir.

Marchetti (1980), K_D indisinin normal konsolide killerde derinlik boyunca sabit olduğunu ve genelde 1.8 ila 2.3 değer aralığında bir değer aldığını, aşırı konsolide killerde ise derinlik boyunca azaldığını belirtmiştir. Dolayısıyla, K_D

indisinin derinlik boyuncaki değişimi zeminin ön yükleme durumu hakkında fikir verebilmektedir.

(iii) Dilatometre Elastisite Modülü (E_D): Lineer elastik teoriye dayanan dilatometre modülüdür. Bu modül kullanılarak odometrik deformasyon ve Young modülleri tahmin edilebilmektedir. Dilatometre elastisite modülü Bağntı (5.8) kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$E_D = \frac{E_s}{1 - \nu^2} = 34.7 \Delta p \quad (5.8)$$

Burada; E_s : zemin elastik deformasyon (Young) modülü vev: zemin Poisson oranıdır.

ASTM D6635'te E_D değerinin yaklaşık olarak üç eksenli basınç deneyinde ulaşılan yenilme basıncının %25'ine karşıt gelen sekant deformasyon modülüne (E_{25}) eş değer olduğu belirtilmiştir.

(iv) Boşluk Suyu Basıncı İndisi (U_0): Diyaframın şişmesi sonucunda oluşan normalize edilmiş boşluk suyu basıncıdır ve Bağntı (5.9) kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$U_0 = \frac{(p_2 - p_0)}{(p_0 - u_0)} \quad (5.9)$$

5.5. DMT – Zemin Parametreleri Korelasyonları

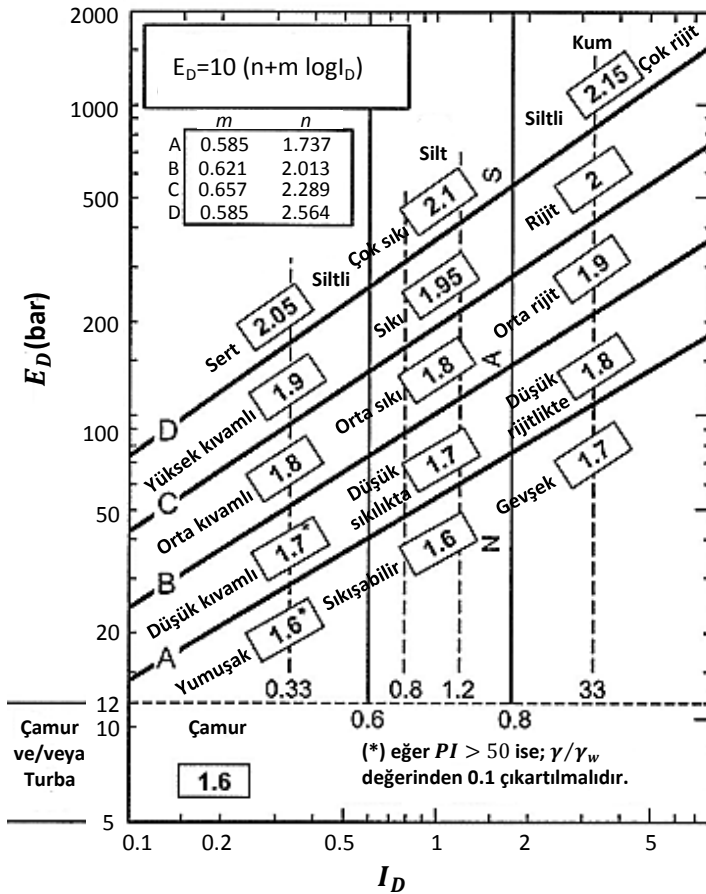
5.5.1. Zemin Sınıflandırması

Bölüm 5.4'te belirtildiği gibi zemin sınıflandırmasında I_D indisi kullanılmaktadır. Marchetti (1980) genel olarak, $I_D < 0.6$ olan zeminlerin killi, $0.6 < I_D < 1.8$ olan zeminlerin siltli ve $I_D > 1.8$ olan zeminlerin ise kumlu zeminler olduğunu belirtmiştir. Genelde, önyükleme durumundan bağımsız olarak zemin içerisindeki ince dane oranı azaldıkça, I_D artmaktadır. Tablo 5.3'te Marchetti (1980) tarafından önerilen I_D değerlerine göre zemin sınıflandırması verilmiştir.

Tablo 5.3. I_D değerleri ile zemin sınıflandırması (Marchetti, 1980)

Zemin Türü	KİL		SİLT			KUM	
	Kil	Siltli Kil	Killi Silt	Silt	Kumlu Silt	Siltli Kum	Kum
I_D değerleri	0.10	0.35	0.6	0.9	1.2	1.8	3.3

Marchetti ve Crapps (1981), I_D ve E_D değerlerine bağlı olarak Şek. 5.6'da gösterilen daha detaylı bir zemin sınıflandırma abağı önermiştir. Bu abakta kutu içerisinde yazan değerler zeminin yaklaşık toplam birim hacim ağırlığının suyun birim hacim ağırlığına oranıdır.



Şekil 5.6. I_D ve E_D değerlerine bağlı olarak zemin türü ve birim hacim ağırlığı belirlenmesi (Marchetti ve Crapps, 1981)

5.5.2. Kohezyonlu Zeminler

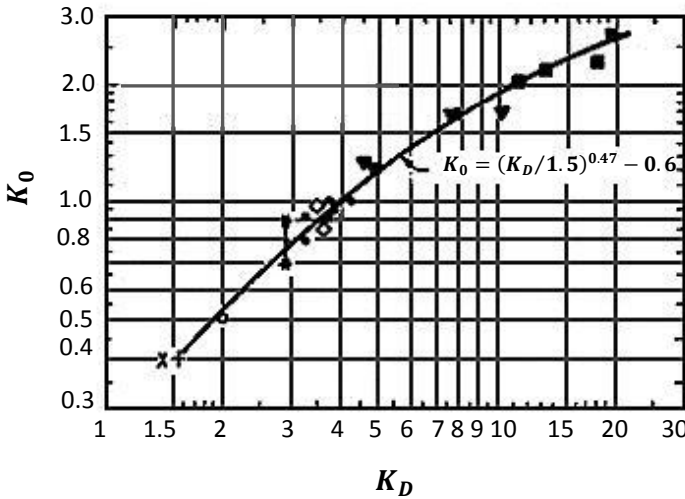
Bu bölümde aksi ifade edilmediği sürece, önerilen bağıntılar çimentolanmış killer, tiksotropik sertleşmiş killer, aşırı konsolide killer ve hassas killer için geçerli değildir.

5.5.2.1. DMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı (K_0)

Marchetti (1980), İtalyan killerde yaptığı laboratuvar ve dilatometre deneylerinden elde ettiği sonuçlardan $K_D - K_0$ ilişkisinin, Şek.5.7’de gösterilen veri tabanından Bağntı (5.10) ile temsil edilebileceğini belirtmiştir. Yu (2004) yaptığı numerik çalışmalar sonucunda Marchetti (1980) tarafından önerilen bu bağıntının killerin K_0 değerini tanımlamada oldukça gerçekçi olduğunu ifade etmiştir.

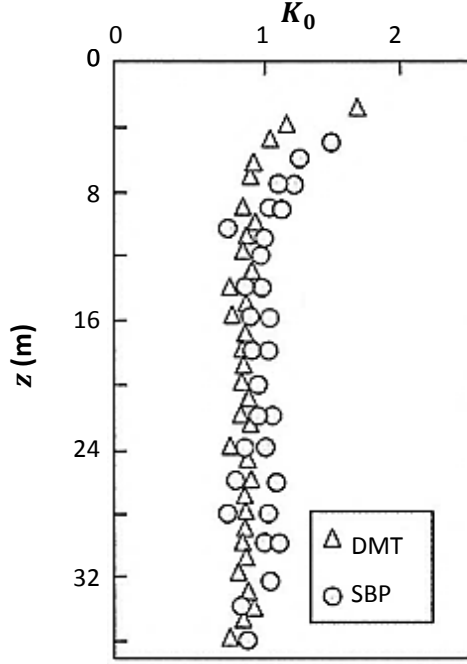
$$K_0 = (K_D/1.5)^{0.47} - 0.6 \quad (5.10)$$

Jamiolkowski vd. (1988) bu bağıntının çok sert killerde geçerli olmayacağını ve $I_D \leq 1.2$ olan zeminler için kullanılması gerektiğini belirtmiştir.



Şekil 5.7. K_D - K_0 ilişkisi (Marchetti, 1980)

Burghignoli vd. (1991) farklı sahalarda yaptıkları DMT ve SBP deneylerinden elde ettikleri K_0 değerlerini karşılaştırmış ve değerlerin birbiriyle tutarlı olduğunu göstermişlerdir (Şek. 5.8).



Şekil 5.8. DMT ve SBP deneylerinden elde edilen K_0 değerlerinin karşılaştırması (Burghignoli vd., 1991)

Powell ve Uglow (1988) ve Lunne vd. (1990), K_0 ile K_D arasındaki bağıntının normal ve aşırı konsolide killerde farklı olduğunu göstermişlerdir. Lunne vd. (1990), normal ve aşırı konsolide killer için Bağıntı (5.11)'i önermiştir.

Normal konsolide killer $[(c_u/\sigma'_{v0}) \leq 0.5]$ için;

$$K_0 = 0.34K_D^{m_D} \quad (5.11a)$$

Aşırı konsolide killer $[(c_u/\sigma'_{v0}) > 0.8]$ için;

$$K_0 = 0.68K_D^{0.54} \quad (5.11b)$$

Burada; $I_D \leq 1.2$ ve $K_D < 4$ olan normal konsolide killer için m_D : 0.44 (yüksek plastisiteli kil) ila 0.64 (düşük plastisiteli kil) arasında bir değerdir (Lunne vd., 1990; US DOT-Briaud ve Miran, 1992).

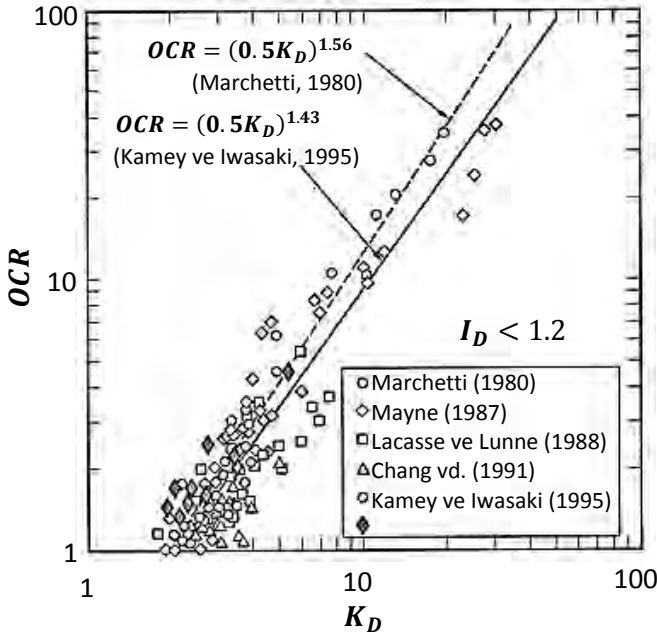
5.5.2.2. DMT – Aşırı Konsolidasyon Oranı (OCR)

Marchetti (1980), $0.2 < I_D < 1.2$ aralığındaki killer için aşırı konsolidasyon oranının (OCR), K_D değerine bağlı olarak Bağıntı (5.12)'den hesaplanabileceğini belirtmiştir.

$$OCR = (0.5K_D)^{1.56} \quad (5.12)$$

Kamey ve Iwasaki (1995) de Marchetti (1980)'e benzer olarak K_D indisi ile zeminin önyüklenme durumunun belirlenebileceğini belirtmiş ve Bağıntı (5.13)'ü önermiştir (Şek. 5.9).

$$OCR = (0.5K_D)^{1.43} \quad (5.13)$$



Şekil 5.9. K_D - OCR ilişkisi (Marchetti, 1980; Kamey ve Iwasaki, 1995)

5.5.2.3. DMT – Odometrik Deformasyon Modülü (M)

Marchetti (1980), özellikle oturma hesaplarında kullanılan odometrik deformasyon modülününün (M), K_D ve I_D değerlerine bağlı olarak hesaplanabileceğini belirtmiş ve Bağntı (5.14)'ü önermiştir.

$$M = \frac{1}{m_v} = R_M E_D \quad (5.14)$$

Burada; m_v : zeminin hacimsel sıkışma katsayısı ve R_M : Bağntı (5.15)'ten elde edilen katsayıdır.

$$I_D \leq 0.6 \text{ için; } R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D \quad (5.15a)$$

$$I_D \geq 3.0 \text{ için; } R_M = 0.50 + 2.00 \log K_D \quad (5.15b)$$

$$0.6 < I_D < 3.0 \text{ için; } R_M = R_{M0} + (2.5 - R_{M0}) \log K_D \quad (5.15c)$$

ve,

$$R_{M0} = 0.14 + 0.15(I_D - 0.6) \quad (5.15d)$$

ve,

$$K_D > 10 \text{ için; } R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D \quad (5.15e)$$

ve eğer,

$$R_M < 0.85 \text{ ise; } R_M = 0.85 \quad (5.15f)$$

alınır.

Iwasaki vd. (1991) bu yöntemin üçeksenli basınç ve odometre deneylerinden elde edilen deformasyon modülleri ile tutarlı olduğunu belirtmiştir.

5.5.2.4. DMT – Başlangıç Teğet Deformasyon Modülü (E'_0)

Robertson vd. (1989), killi zeminin başlangıç teğet (*initial tangent*) modülünün (E'_0), DMT'den elde edilen E_D değerine bağlı olarak Bağntı (5.16)'dan edilebileceğini belirtmiştir.

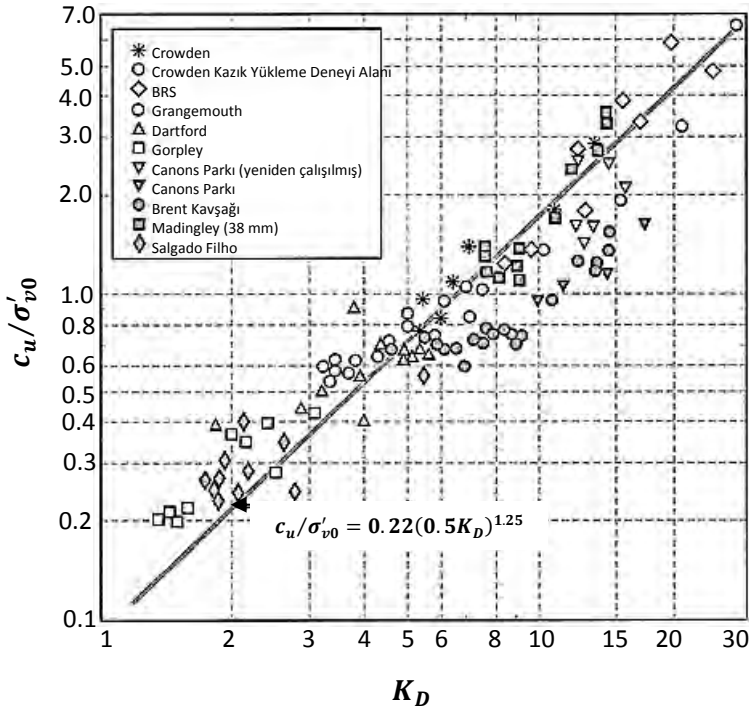
$$E'_0 = 10E_D \quad (5.16)$$

5.5.2.5. DMT – Drenajsız Kayma Dayanımı (c_u)

Marchetti (1980), $I_D \leq 1.2$ olan killi zeminlerin drenajsız kayma dayanımının (c_u) tahmini için (c_u/σ'_{v0}) oranı ile K_D arasındaki korelasyonu Bağntı (5.17) ile tanımlanmıştır. Bu korelasyon Şek. 5.10'da gösterilen veri tabanından türetilmiştir.

$$c_u/\sigma'_{v0} = 0.22(0.5K_D)^{1.25} \quad (5.17)$$

Lacasse ve Lunne (1988) Bağntı (5.17)'deki 0.22 katsayısı yerine; direk kesme deneyi için 0.14, üç eksenli basınç deneyi için 0.20, arazi kanatlı kesme deneyi için ise 0.17 - 0.21 değerlerinin kullanılmasını önermiştir.



Şekil 5.10. $K_D - (c_u/\sigma'_{v0})$ ilişkisi (Marchetti, 1980)

Roque vd. (1988), dilatometre bıçağının zeminin içersine sürülmesinin yatay olarak yüklenmiş bir temelin yenilmesi olarak yorumlanabileceğini belirtmiştir. Buna göre c_u , taşıma gücü teorisinden Bağıntı (5.18) kullanılarak hesaplanabilmektedir.

$$c_u = \frac{p_1 - \sigma_{h0}}{N_c} \quad (5.18)$$

Burada; σ_{h0} : örtü yükü altındaki toplam yatay gerilme olup $\sigma_{h0} = (K_0 \times \sigma'_{v0}) + u_0$, u_0 : deney noktasındaki hidrostatik basınç ve N_c : taşıma gücü faktörü olup Tablo 5.4'ten alınabilir.

Tablo 5.4. N_c değerleri (Roque vd., 1988)

Zemin Türü	N_c
Gevrek(<i>brittle</i>) kil ve silt	5
Orta sert kil	7
Hassas olmayan plastik kil	9

Iwasaki ve Kamey (1994), kohezyonlu zeminler için c_u ile E_D arasında Bağıntı (5.19)'da verilen ilişkiyi önermiştir.

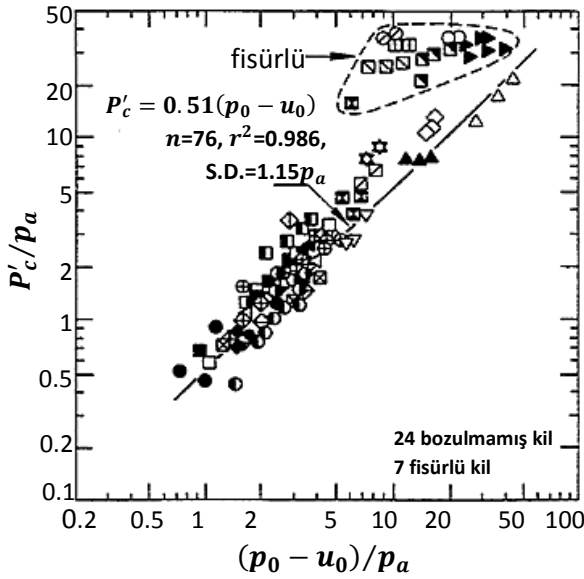
$$c_u = 0.018E_D \quad (5.19)$$

Kamey ve Iwasaki (1995), Japonya'daki killer üzerinde yaptığı deneylerden elde edilen verilere göre c_u/σ'_{v0} ile K_D arasında Bağıntı (5.20)'de verilen ilişkiyi önermiştir.

$$c_u/\sigma'_{v0} = 0.35(0.47K_D)^{1.14} \quad (5.20)$$

5.5.2.6. DMT – Ön Konsolidasyon Basıncı (P'_c)

Mayne (1987) ve Powell ve Uglow (1988) tarafından önerilen, normalize edilmiş ön konsolidasyon basıncı (P'_c/p_a) ile normalize edilmiş zemin efektif örtü yükü $(\sigma_{v0} - u_0)/p_a$ arasındaki ilişki Şek.5.11'de gösterilmiştir. Burada; p_a : atmosferik basınç olup, $1 \text{ atm} \approx 100 \text{ kN/m}^2$ dir.



**Şekil 5.11. $(p_0 - u_0)/p_a - (P'_c/p_a)$ ilişkisi
(Mayne, 1987; Powell ve Uglow, 1988)**

5.5.2.7. DMT – Kaliforniya Taşıma Oranı (*CBR*)

Borden vd. (1985) yol tabanı malzemesini tanımlamak için çeşitli sahalarda arazi ve laboratuvar deneyleri yaparak AASHTO sınıflandırmasına göre tanımlanmış A-5 (silt), A-6 (kil) ve A-2-4 (siltli çakıl) zeminlerde *CBR* değeri ile E_D arasında Bağıntı (5.21)'i önermişlerdir.

$$\text{A-2-4 tip zemin için; } CBR = 0.031 E_D(t/ft^2) \quad (5.21a)$$

$$\text{A-5 tip zemin için; } CBR = 0.041 E_D(t/ft^2) \quad (5.21b)$$

$$\text{A-6 tip zemin için; } CBR = 0.052 E_D(t/ft^2) \quad (5.21c)$$

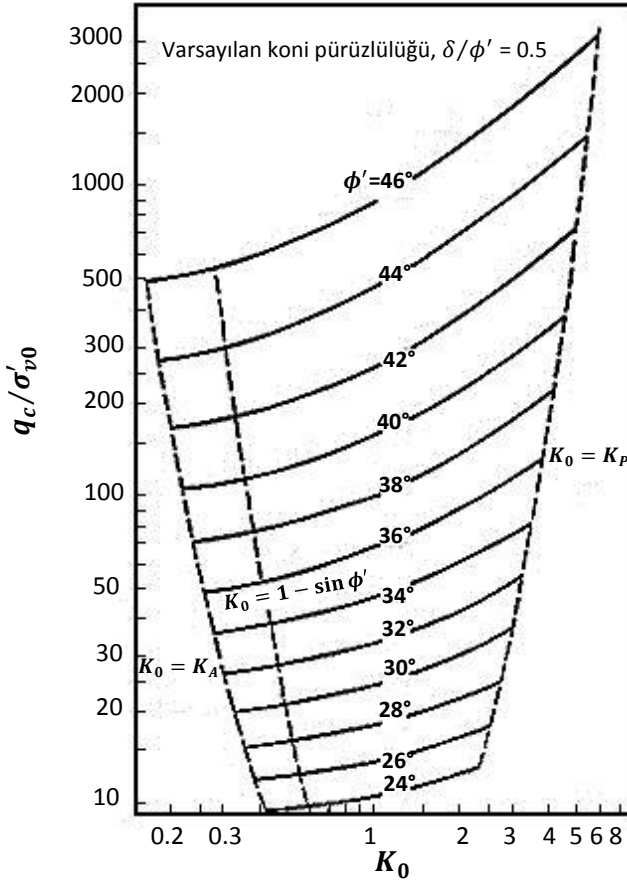
5.5.3. Kohezyonsuz Zeminler

5.5.3.1. DMT – Efektif Kayma Direnci Açısı (ϕ')

Kum zeminlerde kayma direnci açısı değeri, ϕ' , tahmin yöntemleri DMT bıçağının itilmesi esnasında ortaya çıkan zemin direnci, q_D , ile doğrudan p_0 değerinden veya p_0 değerinin normalize edilmiş hali olan K_D indisinden elde

edilebileceği esasına dayandırılmıştır. Schmertmann (1982), konik penetrasyon deneyi için Durgunoğlu ve Mitchell (1975) tarafından geliştirilen taşıma gücü teorisini kullanarak ϕ' değerinin tahminine yönelik bir yöntem önermiştir. Bu yaklaşım daha sonra Marchetti (1985) tarafından bir abak şekline dönüştürülmüştür (Şek. 5.12).

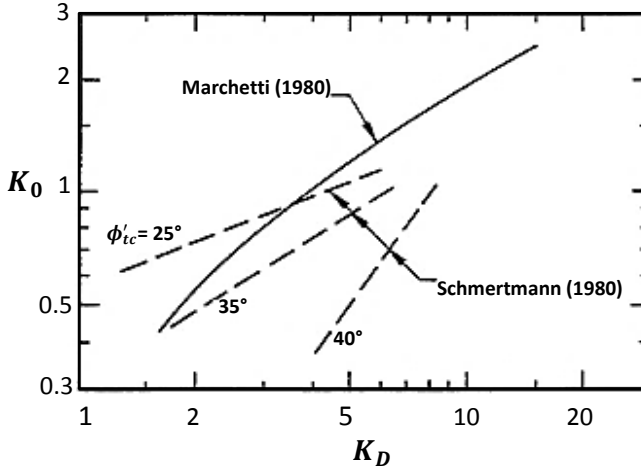
Şekil 5.12'de gösterilen abakta DMT verileri kullanılarak K_D değerinden K_0 ve $q_D \cong q_c$ hesaplanıp, (K_0, q_c) parametre seti koordinat olarak abak üzerine işlendiğinde ϕ' değeri elde edilmektedir.



Şekil 5.12. $K_0 - \phi' - (q_c/\sigma'_{v0})$ ilişkisi (Marchetti, 1985)

5.5.3.2. DMT – Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı (K_0)

Marchetti (1980) ve Schmertmann (1983) tarafından kumlar için önerilen K_0 ile K_D arasındaki bağıntı Şek.5.13'te gösterilmiştir. Marchetti (1980) yayınında önerilen ilişki ise, Bağıntı (5.23) ile ifade edilebilmektedir.



Şekil 5.13. K_D - K_0 ilişkisi (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1983)

Şekil 5.13'te; ϕ'_{tc} : üç eksenli basınç deneyinden elde edilen efektif kayma direnci açısıdır.

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (5.23)$$

5.5.3.3. DMT – Aşırı Konsolidasyon Oranı (OCR)

$I_D \geq 1.2$ olan kumların OCR tahmini için ASTM D6335'te Bağıntı (5.24)'teki ilişki verilmiştir.

$$OCR = [K_0 / (1 - \sin \phi'_{tc})]^{(1/0.8 \sin \phi'_{tc})} \quad (5.24)$$

5.5.3.4. DMT – Deformasyon (Young) Modülü (E_s)

Campanella vd. (1985), Baldi vd. (1986) ve Robertson vd. (1989) kumlu zemin için başlangıçtaki teğet (*initial tangent*) deformasyon modülü, E_0 ve %25 sekant deformasyon modülü, E_{25} , parametrelerinin, DMT'den elde edilen E_D parametresine bağlı olarak Tablo 5.5'te verilen bağıntılardan elde edilebileceğini belirtmiştir.

Tablo 5.5. Kumlar için E_0 ve E_{25} ile E_D arasında önerilen bağıntılar

Önerilen Bağıntı	Kaynak
$E_{25} = E_D$	Campanella (1985)
Normal konsolide kumlar için; $E_{25} = 0.85E_D$ Aşırı konsolide kumlar için; $E_{25} = 3.5E_D$	Baldi vd. (1986)
$E_0 = 2E_D$	Robertson vd. (1989)

Jamiolkowski vd. (1988), silika kumlarda yaptıkları deneylerden %0.1 eksenel birim deformasyona karşıt gelen deformasyon modülünün E_D değerine oranı için Bağıntı (5.25)'teki aralıkları önermişlerdir.

$$\text{Normal konsolide kumlar için; } E_s/E_D = 1.05 \pm 0.25 \quad (5.25a)$$

$$\text{Aşırı konsolide kumlar için; } E_s/E_D = 3.6 \pm 0.80 \quad (5.25b)$$

5.6. Kaynaklar

ASTM-D6635-01 (2007). "Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S. ve Pasqualini, E. (1986). "Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers", *Proceedings of In Situ'86 ASCE Specialty Conference on "Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering"*, Virginia Tech., Blacksburg, VA, ASCE Geotechnical Special Publication, 6: 431 – 446.

Borden, R. H., Aziz, C. N. ve Kroshla, N. P. (1985). "Evaluation of Pavement Subgrade Support Characteristics by Dilatometer Test", *Transportation Research Record 1022*, TRB, National Research Council.

Burghignoli, A., Cavalera, L., Chieppa, V., Jamiolkowski, M., Mancusco, C., Marchetti, S., Pane, V., Paoliani, P., Silvestri, F., Vinale, F. ve Vittori, E. (1991). "Geotechnical characterization of Fucinoclay" *Proc. Xth European Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Florence, 1: 27 – 40.

Campanella, R. G., Robertson, P. K., Gillespie, D. G. ve Grieg, J. (1985). "Recent Developments in In-Situ Testing of Soils", *Proceedings of XI. ICSMFE*, S. Francisco, 2: 849 – 854.

Campanella, R. G. ve Robertson, P. K. (1991). "Use and Interpretation of a Research Dilatometer", *Canadian Geotechnical Journal*, 28: 113 – 126.

Clayton, C.R.I., Matthews, M.C. ve Simons, N.E. (1995). "Jeoteknik Saha İncelemesi (Çetin, H., Kayabalı, K. ve Arman, H., Çev)" *Gazi Kitabevi*, Ankara (2005).

Durgunoğlu, H. T. ve Mitchell, J. K. (1975). "Static Penetration Resistance of Soils: 1. Analysis", *Proceedings of ASCE Specialty Conference on In Situ Measurements of Soil Properties*, Raleigh, NC, 1: 151 – 172.

Failmezger, R. A., Rom, D. Ve Ziegler, S. B. (1999). "Behavioral Characteristics of Residual Soils. SPT – A Better Approach to Site

Characterization of Residual Soils using other In-Situ Tests". ASCE Geotechnical Specialty Pub. No.: 92, ASCE, Reston, VA, 158 – 175.

Iwasaki, K., Tsuchiya, H., Sakai, Y. ve Yamamoto, Y. (1991). "Applicability of the Marchetti Dilatometer Test to Soft Ground in Japan", Geo-Coast'91, Yokohama.

Iwasaki, K. ve Kamey, T. (1994). "Evaluation of In-Situ Strength and Deformation Characteristics of Soils using Flat Dilatometer", JSCE, Journal of Geotechnical Engineering, 499 (III-28): 167 – 176.

Jamiolkowski, M., Ghionna, V., Lancellotta, R. ve Pasqualini, E. (1988). "New Correlations of Penetration Tests for Design Practice", ISOPT-1, FL, V., 1: 263 – 296.

Kamey, T. ve Iwasaki, K. (1995). "Evaluation of Undrained Shear Strength of Cohesive Solid using a Flat Dilatometer", Soils and Foundations, 35(2): 111 – 116.

Kulhawy, F. H. ve Mayne, P. W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", EL-6800 Project 1493-6 Final Report, Electric Power Research Institute (EPRI), New York.

Lacasse, S. ve Lunne, T. (1988). "Calibration of Dilatometer Correlations", Proceedings ISOPT-1, Florida, 1: 539 – 548.

Leonards, G. A. ve Frost, J. D. (1988). "Settlement of Shallow Foundations on Granular Soils", ASCE Journal Geotechnical Engineering.

Lunne, T., Powell, J. J. M., Hauge, E. A., Morkelbost, K. H. ve Uglov, I. M. (1990). "Correlation for Dilatometer Readings with Lateral Stress in Clays", Transportation Research Record 1278, Washington, D.C., 183 – 193.

Marchetti, S. (1975). "A New In Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability", Proceedings of Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE Specialty Conference, Raleigh, N.C., 2: 255 – 259.

Marchetti, S. (1980). "In Situ Tests by Flat Dilatometer", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106(GT3): 299 – 321.

Marchetti, S. (1985). "Field Determination of K_0 in Sands", Panel Presentation Session: In-situ Testing Techniques, Proceedings of XI. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, CA.

Marchetti, S. (2001). "Essentials on DMT", A personal view.

Marchetti, S. ve Crapps, D. K. (1981). "Flat Dilatometer Manual", Internal Report of G.P.E.

Marchetti, S. ve P. Monaco (2001). "Short Course on Flat Dilatometer", ISSMGE Committee TC16 DMT in Soil Investigations, Proc. Bali, 95 – 132.

Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. ve Calabrese, M. (2001). "The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations. A Report by the ISSMGE TC 16", Proceedings of International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, Indonesia, Parahyangan Catholic Univ., Bandung, Indonesia, 41pp.

Massarch, K. R. (1994). "Settlement Analysis of Compacted Granular Fill", Proceedings of 13 ICSMFE, New Delhi, 1: 325-328.

Mayne, P. W. (1987). "Determining Preconsolidation Stress and Penetration Pore Pressures from DMT Contact Pressures", Geotechnical Testing Journal, GTJDOJ, 10(3): 146 – 150.

Pelnik, T. W., Fromme, C. L., Gibbons, Y. R., ve Failmezger, R. A. (1999). "Foundation Design Applications of CPTU and DMT Tests in Atlantic Coastal Plain Virginia", Trans. Res. Board, 78th Annual Meeting, Washington, D.C.

Powell, J. J. M. ve Uglow, I. M. (1988). "The Interpretation of the Marchetti Dilatometer Test in UK Clays", ICE Proceedings of Penetration Testing in UK, Univ. Of Birmingham, Paper 34: 121 – 125.

Robertson, P. K., Davies, M. P. ve Campanella, R. G. (1989). "Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, 12(1): 30 – 38.

Roque, R., Janbu, N. ve Sennest, K. (1988). "Basic Interpretation Procedures of Flat Dilatometer Test", *Proceedings of 1st International Symposium on Penetration Testing (ISOPT-1)*, Orlando, 1: 577 – 587.

Schmertmann, J. H. (1982). "A Method for Determining the Friction Angle in Sands from the Marchetti Dilatometer Test (DMT)", *Proceedings of 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, 2: 853.

Schmertmann, J. H. (1983). "Revised Procedure for Calculating K_0 and OCR from DMT's with $I_D \geq 1.2$ and which Incorporates the Penetration Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle", *DMT Digest No. 1*, GPE Inc., Gainesville, Fl., USA.

Schmertmann, J. H. (1986a). "Dilatometer to Compute Foundation Settlement", *Proceedings of In Situ'86, ASCE Specialty Conference*, Virginia Tech, Blacksburg, 303-321.

Schmertmann, J. H. (1986b). "Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test", *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 9(2): 93 – 101.

Terzaghi, K. ve Peck, R. B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley & Sons, NewYork.

Tsang, C. (1987). "Research Dilatometer Testing in Sands and in Clayey Deposits", *Master of Science Thesis*, University of British Columbia, Vancouver, B.C.

US DOT - Briaud, J. L. ve Miran, J. (1992). "The Flat Dilatometer Test", Report No: FHWA-SA-91-044, Department of Transportation - Federal Highway Administration, Washington, D.C.,

Woodward, M. B. ve McIntosh, K. A. (1993). "Case History: Shallow Foundation Settlement Prediction Using the Marchetti Dilatometer", *ASCE Annual Florida Sec. Meeting*.

Yu, H.S. (2004). "The James K. Mitchell Lecture - In-situ Testing: from mechanics to prediction" *Proc. 2nd Int. Conf. On Site Charact.*, Millpress, Porto, 1:3 – 38.

Bölüm 6

ZEMİN PARAMETRESİ SEÇİMİNE YÖNELİK KORELASYONLAR

6.1.Giriş

Zemin mekaniği deneyleri örselenmiş ve örselenmemiş örnekler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinden oluşmaktadır. Örselenmemiş örnekler üzerinde yapılan ve mukavemet/deformasyon parametrelerinin belirlenmesine yönelik deneyler genellikle zaman alıcı deneyler olup ülkemizde genellikle az sayıda ve ancak iyi donanımlı laboratuvarlarda yapılabilmektedir. Örneğin, plastik bir kilin drenajlı davranışını modelleyen efektif kayma direnci açısının laboratuvarda üçeşkenli basınç deneyleri ile belirlenmesi yaygın bir uygulama değildir.

Örselenmiş örnekler üzerinde, ağırlıklı olarak zemin türlerinin belirlenmesine yönelik, yapılan tanımlama deneyleri ise kısa süre alan, düşük maliyetli ve çok sayıda laboratuvarda yapılabilen rutin deneylerdir. Tanımlama deneyleri hemen her zemin etüdü kapsamında çok sayıda yapılmakta ve yeteri veri tabanı oluşturulmaktadır. Diğer ülkelerde de durum farklı değildir.

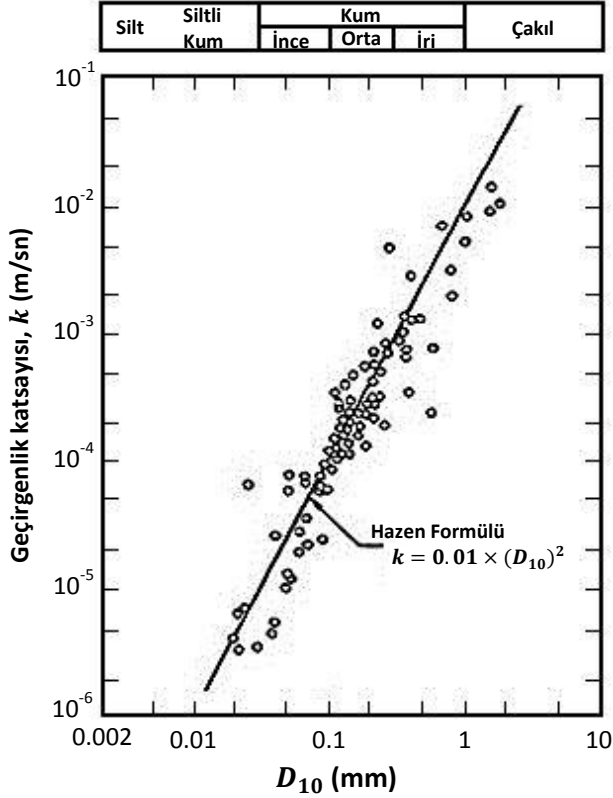
Geoteknik literatüründe, kolayca belirlenebilen zemin özellikleri ile daha maliyetli ve zaman alan deneylerden elde edilen parametreler arasında korelasyonlar önerilmiştir. Bu ünite de kolayca belirlenebilen zemin özelliklerinden, daha zor koşullarda belirlenebilen zemin parametrelerinin tayinine yönelik bazı korelasyonlar verilmektedir.

6.2. Zemin Geçirgenlik Katsayısı (k)

Zemin geçirgenlik katsayısı, k , dane dağılımı özelliğine bağlıdır. Zeminin elek analizinden elde dane dağılımı parametresi, D_{10} (danelerin %10'unun küçük olduğu dane boyutu) kullanılarak geçirgenlik katsayısı Bağıntı (6.1)'de Hazen Formülü ile tahmin olunabilmektedir (Louden 1952).

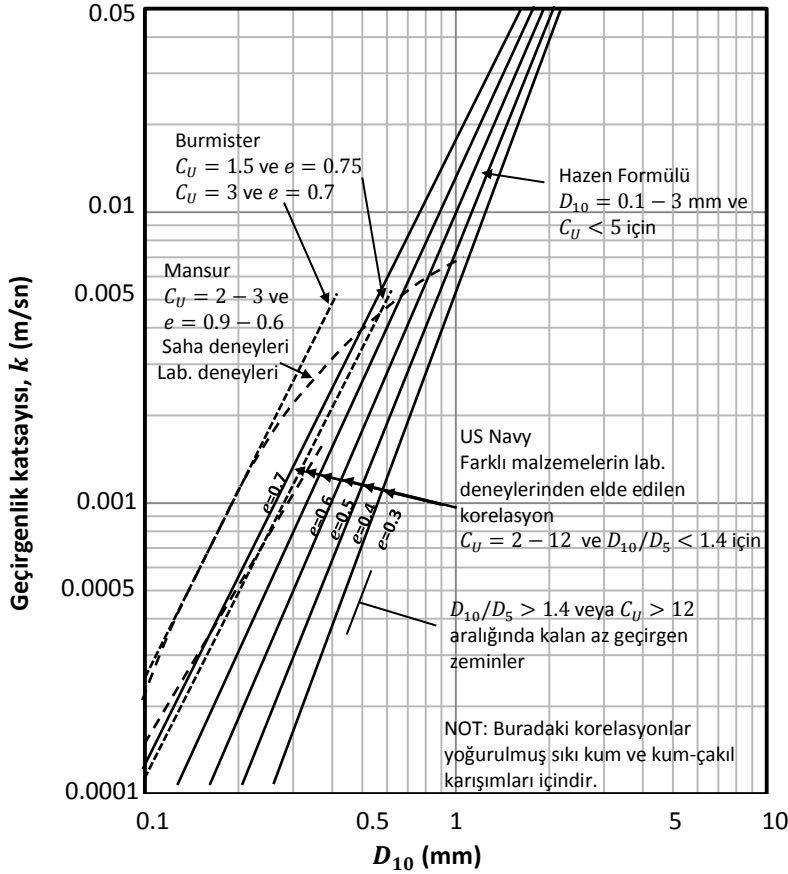
$$k \text{ (m/sn)} = 0.01 \times (D_{10})^2 \quad (6.1)$$

Bu korelasyonun geçerliliği Terzaghi, Peck ve Mesri (1996) tarafından verilen ve Şek. 6.1'de gösterilen veri tabanı ile yorumlanabilmektedir.



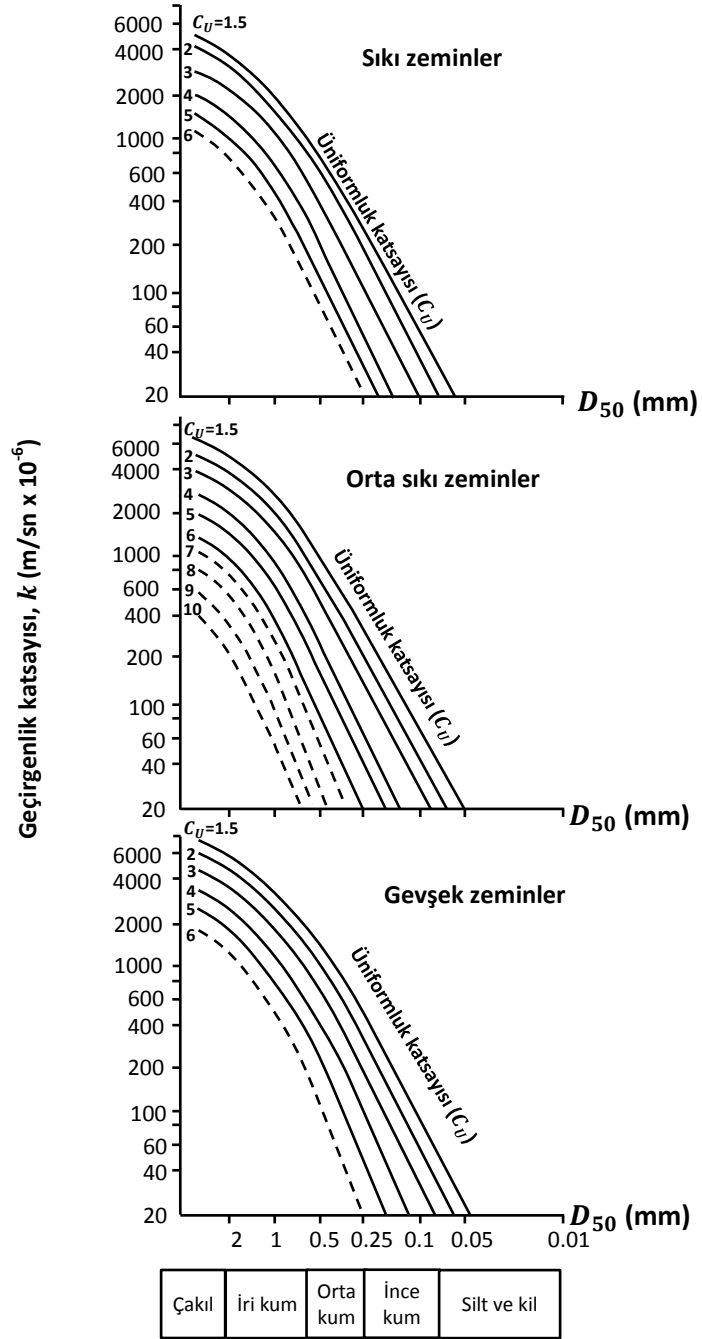
Şekil 6.1. Geçirgenlik katsayısı - D_{10} ilişkisi (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)

Zeminin boşluk oranı (e) ve üniformluk katsayısı (C_U) değerleri de dikkate alınarak geliştirilmiş benzer bir korelasyon Şek. 6.2’de gösterilmektedir (Carter ve Bentley, 1991).



Şekil 6.2. Kum ve çakıllarda dane dağılımı özellikleri - boşluk oranı - geçirgenlik katsayısı ilişkisi (Carter ve Bentley, 1991)

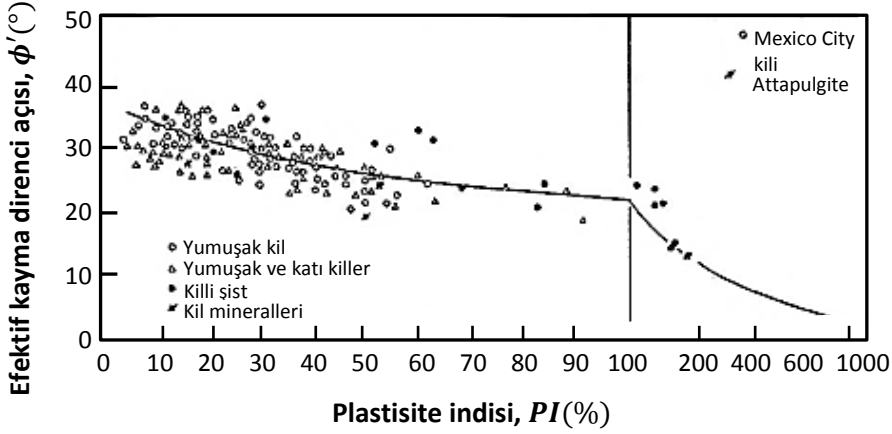
CIRIA (1986), zeminin ortalama dane çapı, D_{50} , dane dağılımı üniformluk katsayısı (C_U) ve bağıl yoğunluk (D_r) ile geçirgenlik katsayısı arasında Şek. 6.3’te gösterilen korelasyonları önermektedir.



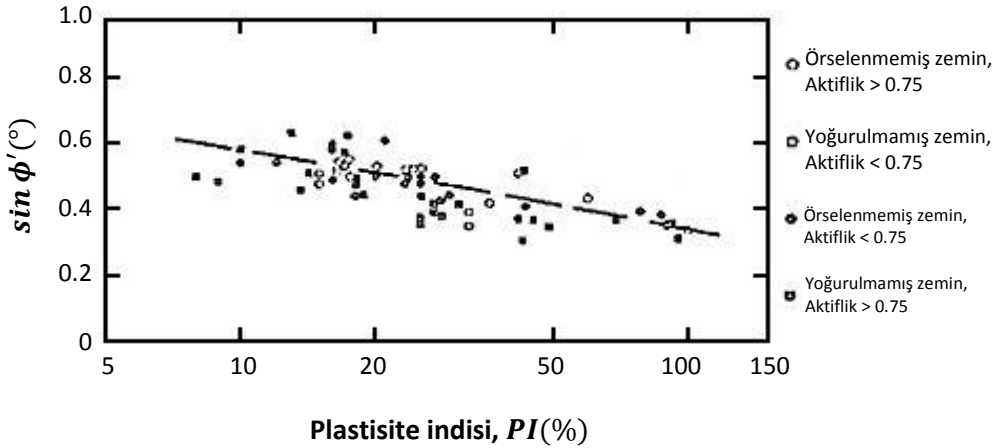
Şekil 6.3. Farklı zemin türleri için geçirgenlik katsayıları (CIRIA, 1986)

6.3. Kohezyonlu Zeminlerde Kayma Dayanımı Parametreleri

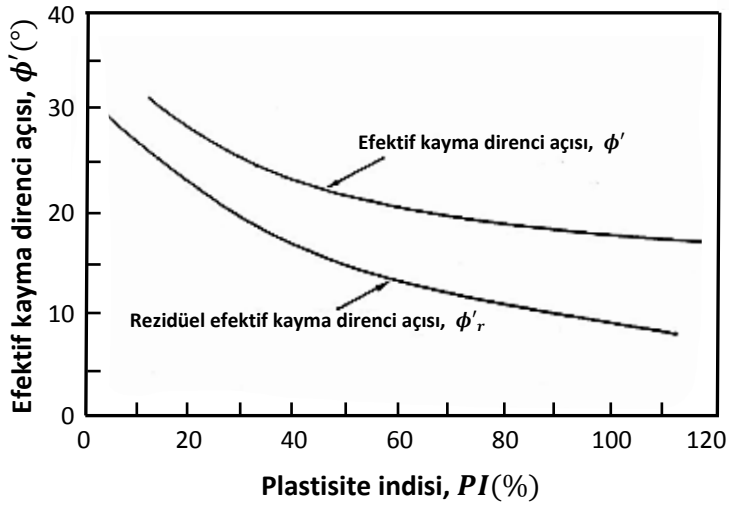
Zeminin plastisite indisi ile efektif kayma direnci açısı arasında önerilen korelasyonlar Şekil 6.4, 6.5 ve 6.6'da gösterilmektedir.



Şekil 6.4. Plastisite indisi - efektif kayma direnci açısı ilişkisi (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)

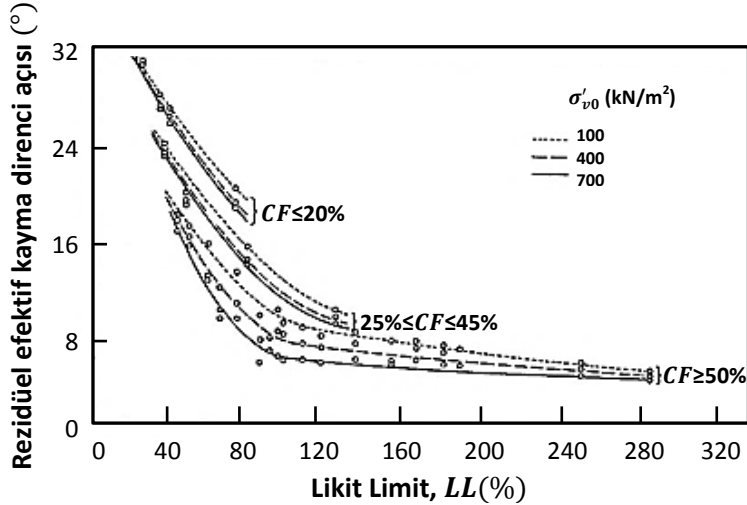


Şekil 6.5. Plastisite indisi - efektif kayma direnci açısı ilişkisi (Das, 1985)



Şekil 6.6. Plastisite indisi - efektif kayma direnci açısı ilişkisi (Gibson, 1953)

Kohezyonlu zeminlerde sekant rezidüel (kalıntı) efektif kayma direnci açısının (ϕ'_r), % kil oranına (CF), likit limite (LL) ve efektif düşey gerilme değerine (σ'_{v0}) bağlı olarak değişimi Şek. 6.7'de gösterilmektedir (Stark ve Eid, 1994).



Şekil 6.7. Likit limit, kil yüzdesi ve efektif düşey gerilme ile sekant rezidüel efektif kayma direnci açısı ilişkisi (Stark ve Eid, 1994)

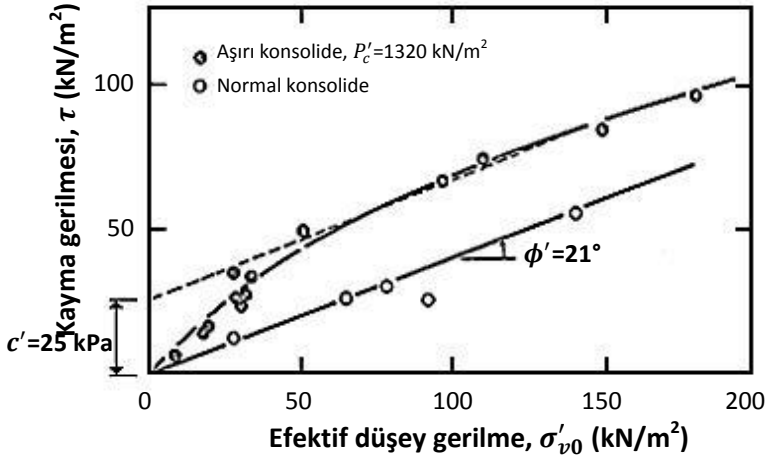
Bilindiği gibi normal konsolide kilerde kayma dayanımı sadece sürtünme açısı cinsinden ifade edilmekte olup, kayma dayanımının kohezyon bileşeni yoktur. Bu durumda kayma dayanımı, τ , için;

$$\tau = \sigma'_{v0} \tan \phi' \quad (6.2)$$

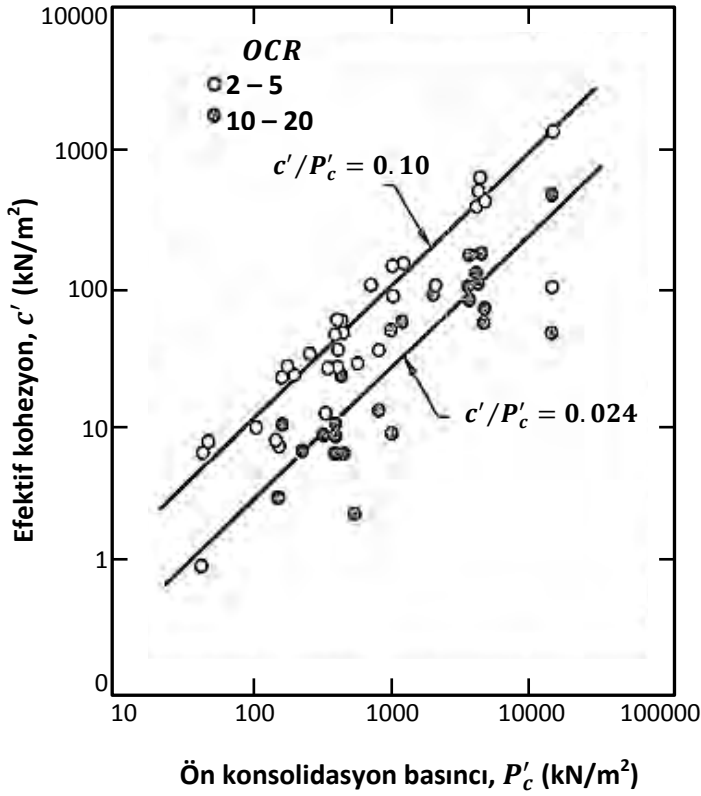
bağıntısı geçerli olmaktadır. Aşırı konsolide kilerde ise yenilme zarfının doğrusal olmayışından kaynaklanan kayma dayanımının bir efektif kohezyon bileşeni, c' , ortaya çıkmaktadır. Dolayısıyla, aşırı konsolide kilerde kayma direnci:

$$\tau = c' + \sigma'_{v0} \tan \phi' \quad (6.3)$$

bağıntısıyla ifade edilmektedir (Şek.6.8, Mesri ve Abdel-Gaffar 1993). Uygulamada efektif kohezyon değerinin deneysel olarak belirlenmesi özel deneyleri gerektirmektedir. Mesri ve Abdel-Gaffar (1993) ön konsolidasyon basıncı mertebesine bağlı olarak efektif kohezyon değerinin tahminine yönelik Şek. 6.9'da verilen bağıntıları önermişlerdir.



Şekil 6.8. Aşırı konsolide kilerin doğrusal olmayan yenilme zarfı
(Mesri ve Abdel-Gaffar, 1993)



**Şekil 6.9. Ön konsolidasyon basıncı - efektif kohezyon ilişkisi
(Mesri ve Abdel-Gaffar, 1993)**

Lunne vd. (1997) efektif kohezyon değerinin,

$$c' = \alpha^* \tan \phi' \quad (6.4)$$

bağıntısı ile bulunabileceğini ve α^* değerinin Tablo 6.1'den alınabileceğini önermektedirler.

Skempton ve Northey (1952) drenajsız kayma dayanımını (c_u) ile zeminin likidite indisi (LI) arasında Şek. 6.10'da gösterilen korelasyonun geçerli olduğunu vurgulamışlardır. Burada; LI ,

$$LI = \frac{w_n - PL}{LL - PL} \quad (6.5)$$

bağıntısından hesaplanıp, LL ve PL : likit ve plastik limit, w_n : doğal su içeriğidir.

Tablo 6.1. Değişik zemin türlerinde α^* faktörünün olası değerleri
(Lunne vd., 1997)

<i>Zemin Cinsi</i>	α^*	$\tan \phi'$
Yumuşak kil	5 – 10	0.35 – 0.45
Orta katı kil	10 – 20	0.40 – 0.55
Katı kil	20 – 50	0.50 – 0.60
Yumuşak silt	0 – 5	0.50 – 0.60
Orta katı silt	5 – 15	0.55 – 0.65
Katı silt	15 – 30	0.60 – 0.70

Normal konsolide killerde drenajsız kayma dayanımının efektif örtü yüküne oranı (c_u/σ'_{v0}) ile plastisite indisi, PI , arasında Bağıntı (6.6) geçerlidir (Skempton, 1957).

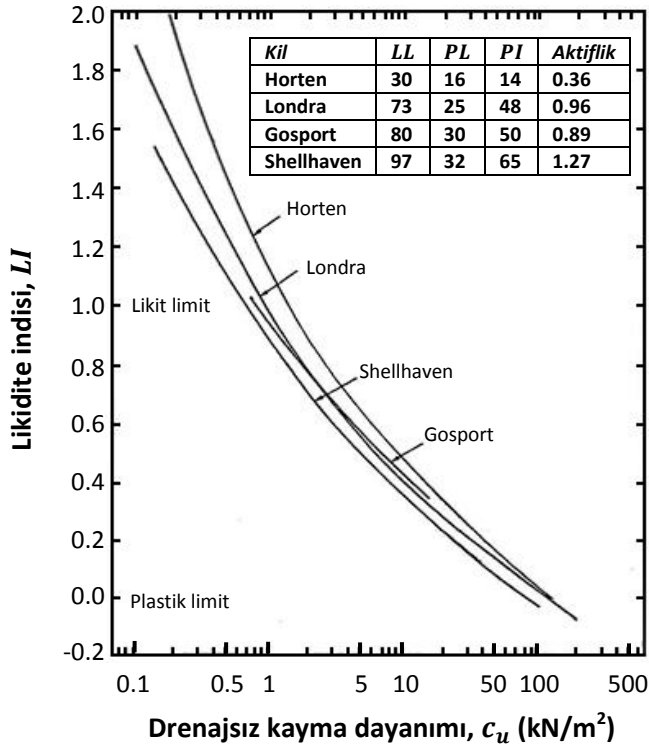
$$(c_u/\sigma'_{v0})_{NC} = 0.11 + 0.37 PI \quad (6.6)$$

Bağıntı (6.6)'da PI ondalık cinsinden tanımlanmıştır. Leroueil ve Hight (2003) ise drenajsız kayma dayanımının ön konsolidasyon basıncına oranı (c_u/P'_c) arasında Şek. 6.11'de gösterildiği gibi bir korelasyon olduğunu ifade etmişlerdir.

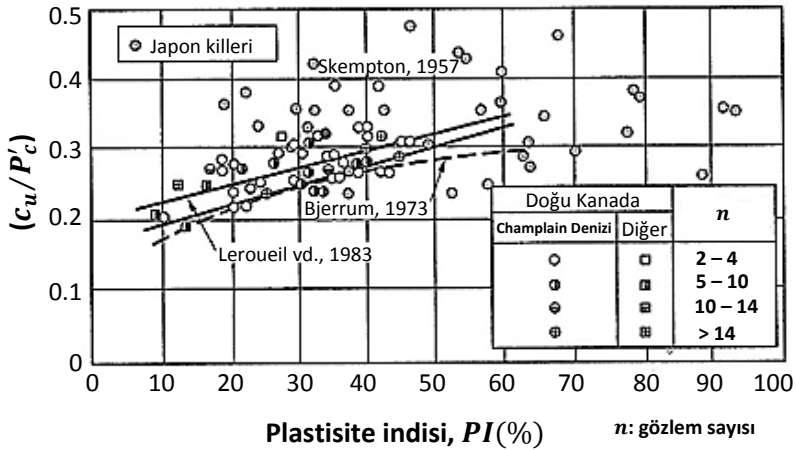
Aşırı konsolide killerde $(c_u/\sigma'_{v0})_{OC}$ oranı Bağıntı (6.7)'de tanımlanmaktadır:

$$\beta^* = \{(c_u/\sigma'_{v0})_{OC}/(c_u/\sigma'_{v0})_{NC}\} \quad (6.7)$$

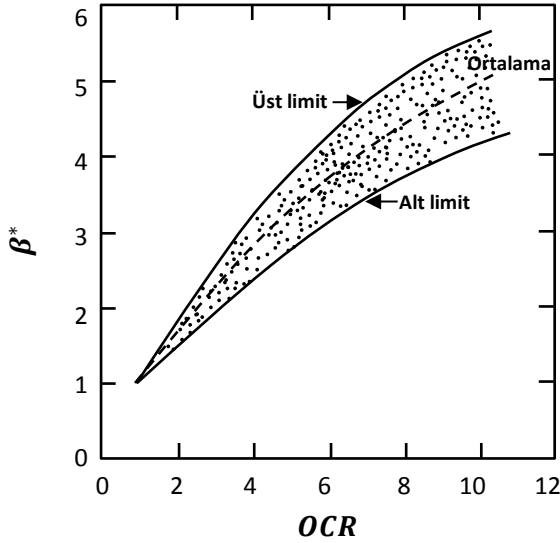
Bu bağıntıdaki β^* faktörü Şek. 6.12'den belirlenmektedir.



Şekil 6.10. Drenajsız kayma dayanımı - likidite indisi ilişkisi (Skempton ve Northey, 1952)



Şekil 6.11. Plastisite indisi - (c_u/P'_c) ilişkisi (Leroueil ve Hight, 2003)



Şekil 6.12. OCR değerine bağlı olarak β^* faktörü değerleri (Das, 1985)

6.4. Konsolidasyon Parametreleri

Oturma – zaman ilişkilerini belirleyen konsolidasyon katsayısı (c_v) ile zeminin likit limiti (LL) arasındaki ilişki Şek. 6.13'te gösterilmektedir (US Navy, 1982).

Literatürde killerin sıkışma indisi, C_c , ile zeminin değişik özellikleri arasında önerilen bağıntılar aşağıda özetlenmektedir:

Terzaghi, Peck ve Mesri (1996) kil ve turba zeminlerde, zeminin doğal su içeriği, w_n , ile C_c arasında Şek. 6.14'te gösterilen bağıntıyı önermişlerdir.

Skempton (1944) ve Terzaghi ve Peck (1948), LL ile C_c arasındaki ilişki için Bağıntı (6.8)'i önermişlerdir.

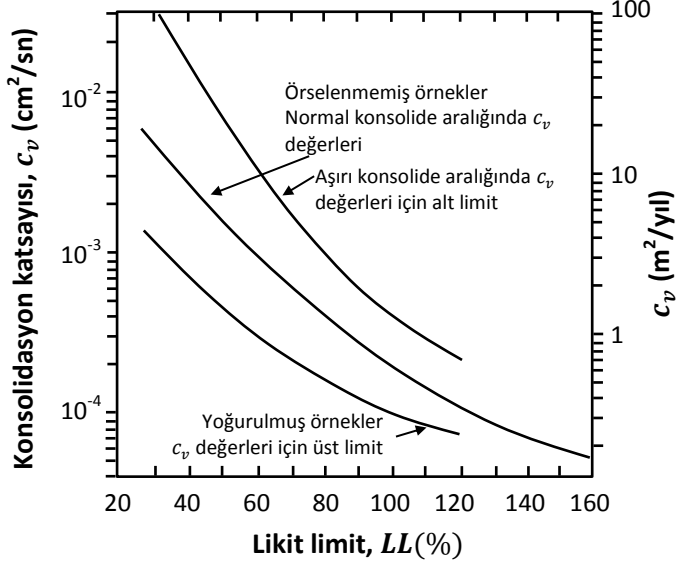
$$C_c = \alpha' (LL - 10) \quad (6.8)$$

Burada; $\alpha' = 0.007$ (Skempton, 1944); $\alpha' = 0.009$ (Terzaghi ve Peck, 1948) olarak tanımlanmıştır.

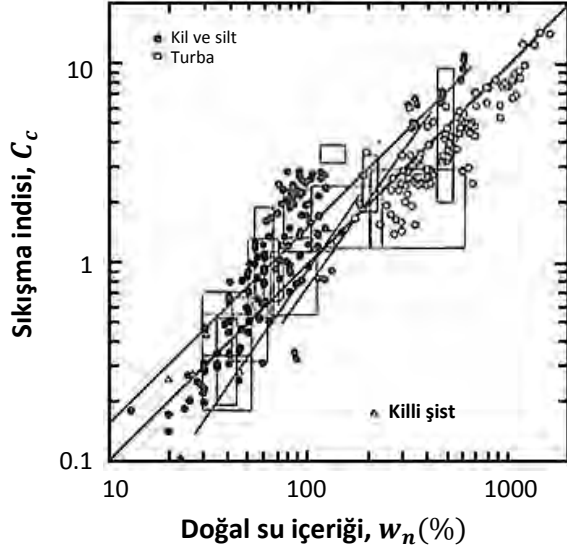
Burland (1990) Bağıntı (6.9)'u önermektedir:

$$C_c = 0.25 e_L - 0.04 \quad (6.9)$$

Burada; e_L : zeminin likit limit su içeriğindeki boşluk oranıdır.



Şekil 6.13. Konsolidasyon katsayısı - likit limit ilişkisi (US Navy, 1982)



Şekil 6.14. Doğal su içeriği-sıkışma indisi ilişkisi (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)

Wroth ve Wood (1978) zeminin özgül ağırlığı (G_s) ve plastisite indisi (PI) değerlerine bağlı olarak sıkışma katsayısının Bağıntı (6.10)'dan elde edilebileceğini ifade etmişlerdir.

$$C_c = \frac{PI \times G_s}{2} \quad (6.10)$$

Terzaghi, Peck ve Mesri (1996) kohezyonlu zeminlerde sekonder konsolidasyon katsayısı C_α ile C_c arasındaki ilişkiyi Tablo 6.2'de tanımlamaktadırlar.

Tablo 6.2. Değişik zemin türleri için önerilen (C_α/C_c) oranları (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)

<i>Zemin Cinsi</i>	<i>C_α/C_c</i>
Granüler zeminler ve kaya dolgular	0.02 ± 0.01
Şeyl ve çamurtaşı	0.03 ± 0.01
Kil ve siltler	0.04 ± 0.01
Organik kil ve siltler	0.05 ± 0.01
Turbalık zeminler	0.06 ± 0.01

6.5. Sıkıştırılmış Zeminlerin Kayma Direnci Açıları

Sıkıştırılmış kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerin yaklaşık kayma direci açısı değerleri Tablo 6.3 ve 6.4'te verilmektedir (Carter ve Bentley, 1991).

US Navy (1982) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminlerde grup sembolü, kuru kütle yoğunluğu ve ϕ' arasındaki ilişki Şek. 6.15'te gösterilmektedir.

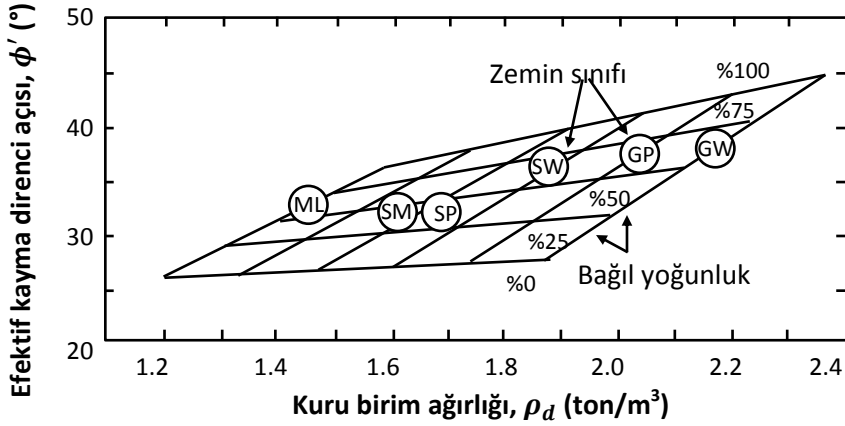
Robertson ve Hughes (1986) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için tipik sabit hacimde kayma direnci açısı (ϕ_{CV}) değerleri Tablo 6.5'te verilmiştir.

Tablo 6.3. Sıkıştırılmış kohezyonlu zeminlerin efektif kayma direnci açıları (ϕ')

<i>Zemin Türü</i>	<i>Grup Sembolü</i>	ϕ' (°)
Siltli killler, kum-silt karışımları	SM	34
Killi kum, kil-kum karışımları	SC	31
Silt ve killi siltler	ML	32
Düşük plastisiteli killler	CL	28
Killi siltler, elastik siltler	MH	25
Yüksek plastisiteli killler	CH	19

Tablo 6.4. Sıkıştırılmış kohezyonsuz zeminlerin efektif kayma direnci açıları (ϕ')

<i>Zemin Türü</i>	<i>Grup Sembolü</i>	ϕ' (°)
İyi derecelenmiş kum-çakıl	GW	> 38
Üniform dane dağılımlı kum-çakıl	GP	> 37
Siltli çakıl, kötü derecelenmiş kum-çakıl-silt	GM	> 34
Çakıllı killer kötü derecelenmiş kum-çakıl- kil	GC	> 31
İyi derecelenmiş temiz kum, çakıllı kum	SW	38
Kötü derecelenmiş temiz kum, çakıllı kum	SP	37



Şekil 6.15. Kohezyonsuz zeminlerde grup sembolü - bağıl yoğunluk - ϕ' ilişkisi (US Navy, 1982)

Tablo 6.5. Tipik ϕ_{CV} değerleri (Robertson ve Hughes, 1986)

Zemin Tipi	ϕ_{CV} (°)
İyi derecelenmiş çakıl-kum-silt	40
Üniform iri kum	37
İyi derecelenmiş orta kum	37
Üniform orta kum	34
İyi derecelenmiş ince kum	34
Üniform ince kum	30

6.6. Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı (K_0)

Normal konsolide killerde ve çimentolanmamış kumlarda sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı, K_0 , genellikle Jaky Formülü olarak bilinen Bağıntı (6.11) kullanılarak bulunmaktadır.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (6.11)$$

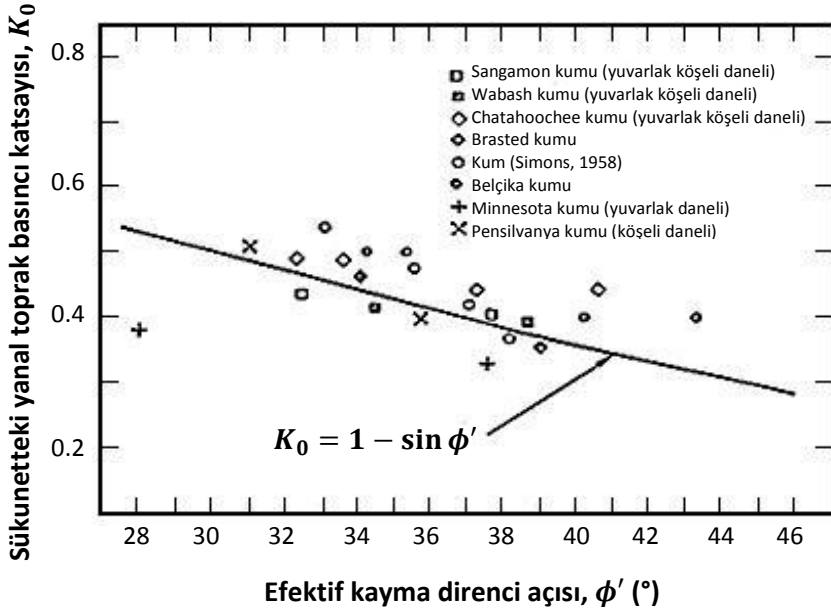
Bu bağıntının normal konsolide kumlarda deneysel olarak belirlenen K_0 değerleri ile karşılaştırması Şek. 6.16'da gösterilmektedir (Al-Hussaini ve Townsend, 1975). Massarsch (1979) killerde laboratuvar deneyleri ile ölçülen K_0 değerleri ile plastisite indisi, PI , arasında Şek. 6.17'de gösterilen ve Bağntı (6.12) ile tanımlanan korelasyonu önermiştir.

$$K_0 = 0.44 + 0.42(PI/100) \quad (6.12)$$

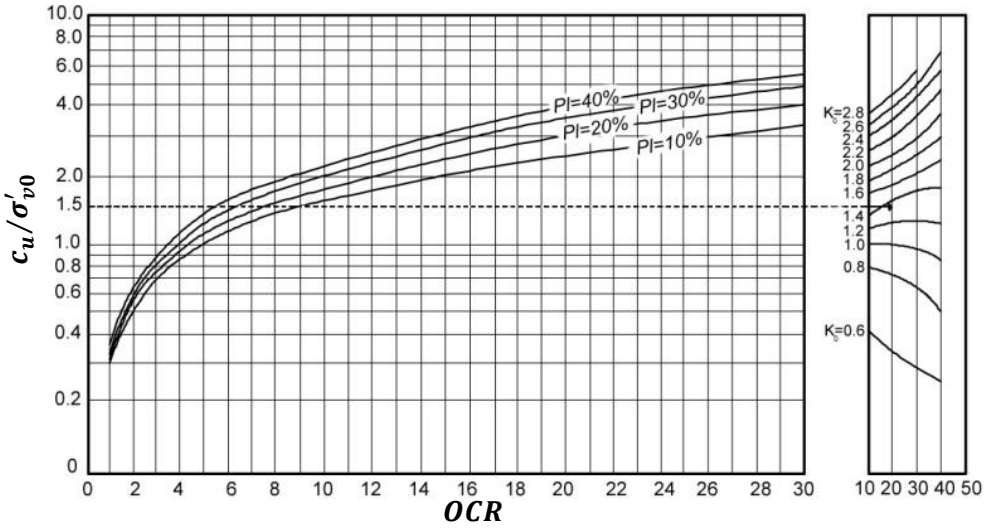
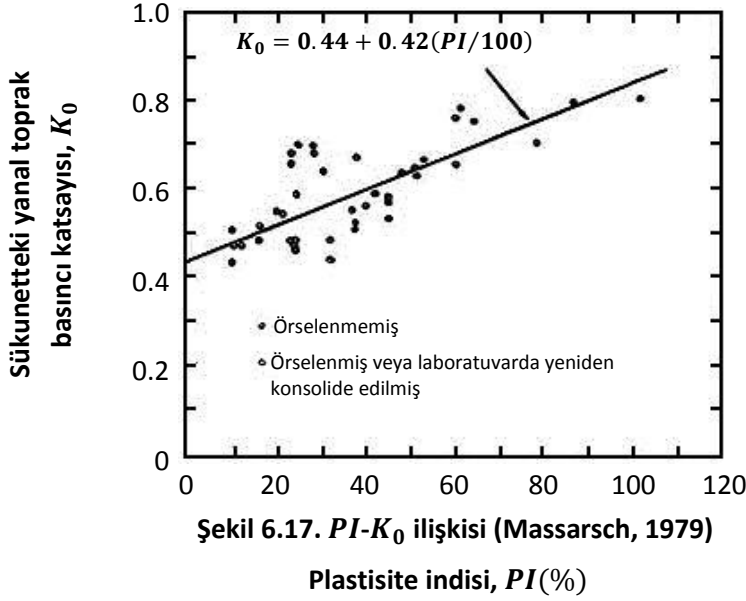
Aşırı konsolide sert killer ve şeyllerde ise K_0 katsayılarının yaklaşık değerleri Bağntı (6.13) kullanılarak tahmin edilebilmektedir (Terzaghi, Peck ve Mesri 1996).

$$K_0 = (1 - \sin \phi'_{CV}) \left[\frac{P'_c}{\sigma'_{v0}} \right]^{\sin \phi'_{CV}} \quad (6.13)$$

Burada; ϕ'_{CV} : sabit hacimdeki kayma direnci açısı, P'_c : ön konsolidasyon basıncı ve σ'_{v0} : düşey efektif örtü yüküdür.



Şekil 6.16. Normal konsolide kumlarda için Jaky Formülü ile deneylerden elde edilen ϕ' - K_0 ilişkisinin karşılaştırması (Al-Hussaini ve Townsend, 1975)



Örnek:

$c_u/\sigma'_{v0} = 1.5$ ve $PI = 20$ için;

$OCR = 8$ ve $K_0 = 1.33$

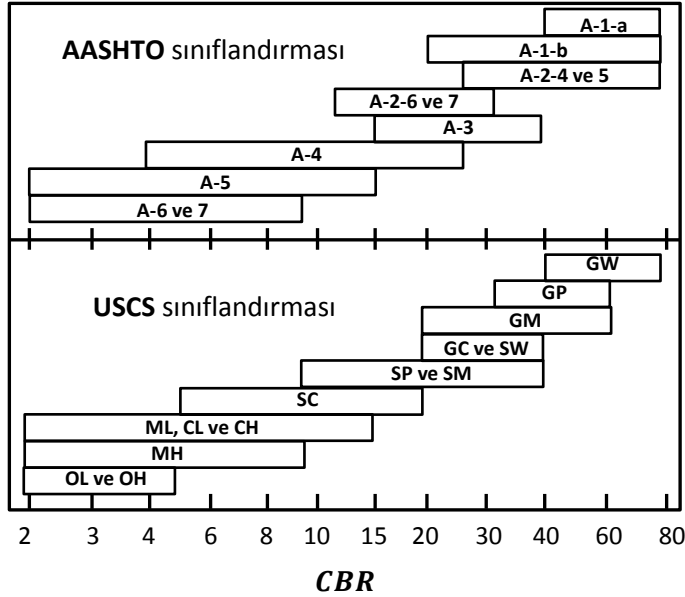
Şekil 6.18. K_0 ve OCR ilişkisi (Andresen vd., 1979)

Andresen vd. (1979), OCR ve K_0 parametrelerinin belirlenebilmesi için Şek. 6.18'de verilen abağın kullanılabileceğini ifade etmişlerdir. Bu yöntemde önce zeminin drenajsız kayma dayanımı (c_u) ve efektif örtü yükünden c_u/σ'_{v0} oranı hesaplanır. Sonra Şek. 6.18'de zeminin plastisite indisi (PI) değerine karşıt gelen eğri kullanılarak OCR ve K_0 değerleri bulunur.

6.7. Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR)

Değişik zemin türleri için önerilen olası CBR değerleri Şek. 6.19'da gösterilmiştir (Carter ve Bentley, 1991). Kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma dayanımı, c_u , ile CBR değeri arasında Bağıntı (6.14)'teki korelasyon önerilmektedir (Carter ve Bentley, 1991).

$$CBR = 0.09 c_u (kN/m^2) \quad (6.14)$$



Şekil 6.19. Değişik zemin türleri için önerilen yaklaşık CBR değerleri (Liu, 1967)

6.8. Zemin Yatak Katsayıları

6.8.1. Düşey Yatak Katsayısı (K_v)

Radye temellerin statik/betonarme tasarımında kullanılan zemin düşey yataklama katsayısı (yaylı mesnet sabiti) K_v aşağıdaki yöntemlerden elde edilebilir.

Kohezyonlu Zeminler

$$\text{Kare temeller için; } K_v = K_{v1}/B \quad (6.15a)$$

$$\text{Dikdörtgen temeller için; } K_v = K_{v1}(m + 0.5)/1.5mB \quad (6.15b)$$

Burada; K_{v1} : 30 cm x 30 cm boyutunda plaka kullanılarak yapılan plaka yükleme deneyinden elde edilen zemin düşey yataklama katsayısı değeri, B : temelin genişliği ve mB : temelin boyudur.

Kohezyonsuz Zeminler

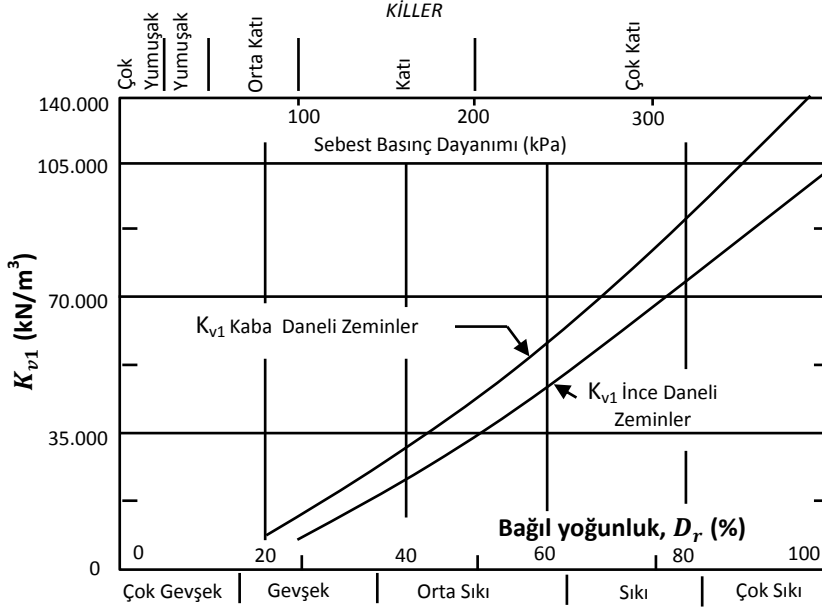
$$K_v = K_{v1}(B + 1)^2/4B^2 \quad (6.16)$$

Plaka yükleme deneyi yapılmadığı durumlarda ince daneli ve iri daneli zeminler için yaklaşık K_{v1} değeri Şekil 6.20'den alınabilir (US Navy, 1982).

Temel boyutlarının büyük olması durumunda çok küçük bir K_v değeri hesaplanacağından, büyük boyutlu radyelerde temel genişliği (B) değeri yerine Bağıntı (6.17)'den hesaplanacak etki çapı, $2R_e$ değeri kullanılabilir (Lopes, 2000).

$$R_e = \left[\frac{64E_c t_R^3}{3(1 - \nu_c^2)K_{v1}} \right]^{0.25} \quad (6.17)$$

Burada; E_c : betonun elastik modülü, t_R : radye temelin kalınlığı ve ν_c betonun Poisson oranıdır.



Şekil 6.20 Kil ve kum zeminler için yaklaşık düşey yatak katsayısı değerleri (US Navy, 1982)

6.8.2. Yatay Yatak Katsayısı (K_h)

Kazıklı temellerin yatay yükler altındaki davranışını modellemede kullanılan zemin yatay yatak katsayısı, K_h , aşağıdaki yöntemlerden elde edilebilir.

Kohezyonlu zeminler

Aşırı konsolide killerde yatay yatak katsayısı derinlikten bağımsız olarak sabit bir değere sahip olup, bu değer yaklaşık olarak Bağıntı (6.18)'den hesaplanabilir (CGS, 1992).

$$K_h = 67 c_u / d \quad (6.18)$$

Burada; d : kazığın çapıdır.

Poulos ve Davis (1980) ise,

$$K_h = (80 - 200) c_u / d \quad (6.19)$$

bağıntısını önermişlerdir.

Kohezyonsuz zeminler

Kumlarda yatay yatak katsayısı derinlikle doğrusal bir artış gösterir. Bu zeminlerde K_h değeri Bağıntı (6.20)'den hesaplanmaktadır:

$$K_h = n_h(z/d) \quad (6.20)$$

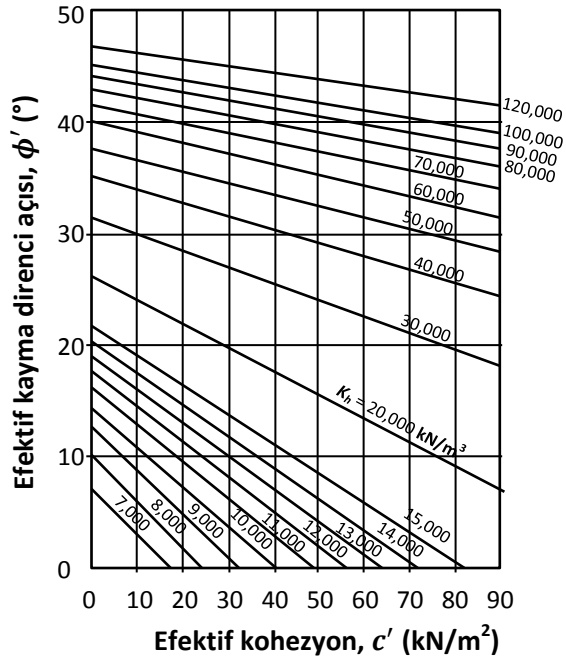
Burada; n_h : zemin sıkılığına bağlı katsayı ve z : derinliktir.

CGS (1992), n_h değerlerinin Tablo 6.6'dan alınmasını önermektedir.

Tablo 6.6. Kohezyonsuz zeminlerde n_h değerleri

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

Öte yandan Talren (2000) zeminin kohezyon ve efektif kayma direnci açısına bağlı olarak K_h değerinin Şek. 6.21'den alınmasını önermektedir.



Şekil 6.21. Kohezyon ve efektif kayma direnci ile K_h ilişkisi (Talren, 2000)

6.9. Kaynaklar

Al-Hussaini, M.M. ve Townsend, F.C. (1975). "Investigation of K_0 testing in Cohesionless Soils" Tech. Rep.: S-75-11, US Army Engrs., WES Mississippi.

Andresen, A., Berre, T., Klevev, A. ve Lunne, T. (1979). "Procedures to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea" *Marine Geotechnology* 3(3), 201-66.

Burland, J.B. (1990). "On the compressibility and shear strength of natural clays" *Geotechnique*, 40(3): 329 – 378.

Carter M. ve Bentley S.P. (1991). "Correlations of soil properties" Pentech Press Publishers, London.

CGS (1992). "Canadian Geotechnical Design Manual" Canadian Geotechnical Society Publication.

CIRIA (1986). "Control of ground water for temporary works" CIRIA Report: 113.

Das B.M. (1985). "Advanced Soil Mechanics" Mc-Graw Hill.

Gibson, R. E. (1953). "Experimental determination of true cohesion and true angle of interval friction" Proc. 3rd. ICSMFE, Zurich, 126 – 130.

Leroueil, S. ve Hight, D.W. (2003). "Behavior of properties of natural and soft rocks" *Charact. And Engnr. Prop. of Natural Soils*, A.A. Balkema, 1: 29 – 254.

Liu, T.K. (1967). "A review of engineering soil classification systems" *Highway Research Board Record*, 156: 1 – 22.

Lopes, F.R. (2000). "Design of raft foundations on Winkler springs" Chapter 5, *Design Applications of Raft Foundations*, Ed. J.A. Hemsley, Thomas Telford, 127-154.

Louden A.G. (1952). "The computation of permeability from simple tests" *Geotechnique* 3(4): 165 - 183.

Lunne T., Robertson K.P. ve Powell M.J.J. (1997). "Cone Penetration Testing in geotechnical Practice" Blackie Academic and Professional.

Massarch, K.R. (1979). "Lateral earth pressure in NC clays" *Proc. 7th ECSMFE, Brighton*, 2: 245 – 250.

Mesri G. ve Abdel-Gaffar M.E.M. (1993). "Cohesion intercept in effective stress stability analysis" *ASCE, J. of Geotech. Engrn.* 119 (8): 1129-1149.

Robertson, P.K. ve Hughes, J.M.O (1986). "Determination of properties of sand from self-boring pressuremeter tests" *Proc. 2nd. Symp. on Pressuremeter and its Marine Applications, ASTM SPT 950*, 443 – 457.

Skempton, A.W. (1944). "Notes on compressibility of clays" *Q.J. Geol. Soc., London*, 100: 119 – 135.

Skempton, A.W. ve Northey, R.D. (1952). "The sensitivity of clays" *Geotechnique*, 3: 30 – 53.

Skempton, A.W. (1957). "The planning and design of new Hong Kong Airport" *Proc. Inst. of Civil Engrns.*, 7: 305 – 307.

Stark T.D. ve Eid H.T. (1994) "Drained residual strength of cohesive soils" *ASCE, J. of Geotech. Engrn.* 120 (5): 856-71.

Talren, 2000. "K-Rea Retaining Wall Design Software Manual".

Terzaghi, K. ve Peck, R. B. (1948). "Soil Mechanics in Engineering Practice," John Wiley & Sons, New York.

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

US Navy (1982). "Soil Mechanics" Naval Facilities Engr. Command, Dept. of US Navy, Virginia, USA.

Wroth, C.P. ve Wood, D.M. (1978). "Correlations of index properties of soils" Can. Geotechnical J. 15(2): 487 – 494.