

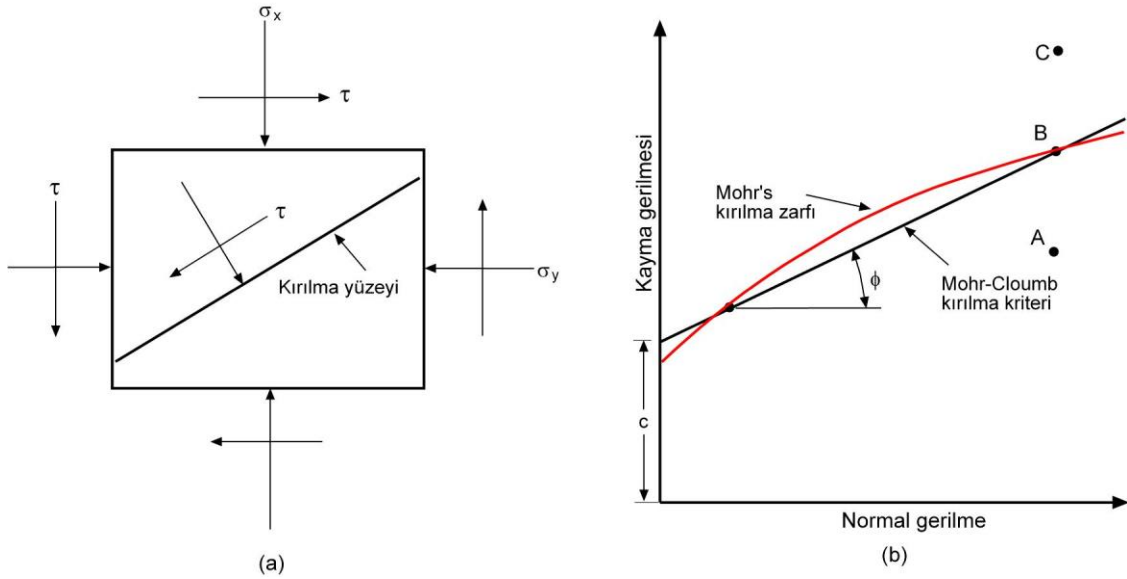
ZEMİNİN MAKASLAMA DAYANIMI

Zemin kütlelerinin makaslama dayanımı zemin kütlelerinin herhangi bir düzlem boyunca kırılma ve kaymaya karşı koyabildiği birim alandaki iç dirençtir. Yapılarda karşılaşılan taşıma kapasitesi, şev stabilitesi ve yanal basınç gibi zemin stabilite problemlerini analiz edebilmek için makaslama direncinin doğasının iyi özümsemesi gerekmektedir.

9.1 MOHR – COULOMB YENİLME KRİTERLERİ

Mohr (1900) malzemelerin yenilmesinin, normal ve makaslama gerilmesinin maksimum değerinde olmayıp, bunların kombinasyonu şeklinde olduğunu ifade etmiştir. Bu şekilde, bir yenilme düzlemi üzerindeki normal gerilme ve makaslama gerilmesi arasındaki ilişki şu şekilde ifade edilebilir (Şekil 9.1a):

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (9.1)$$



Şekil 9.1. Mohr kırılma yüzeyi ve Mohr-Coulomb kırılma kriteri

Eşitlik 9.1' de tanımlanan yenilme zarfı eğri bir çizgi olup, Şekil 9.1.b' de gösterilmektedir. Pek çok zemin mekaniği problemi için, yenilme düzlemindeki makaslama gerilmesini; yaklaşık olarak normal gerilmenin lineer bir fonksiyonu olarak değerlendirmek yeterlidir (Coulomb, 1776). Bu lineer fonksiyon şöyle yazılabilir:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (9.2)$$

Burada; c = kohezyon

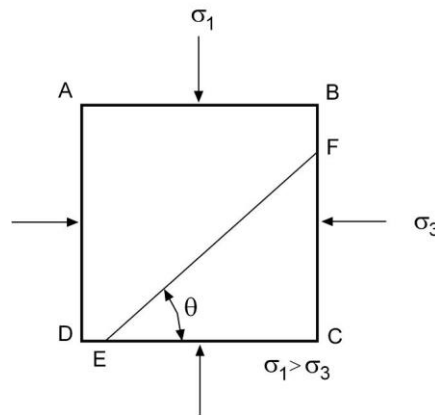
ϕ = içsel sürtünme açısı

Bu bahsedilen ilişki Mohr - Coulomb yenilme kriteri olarak adlandırılır.

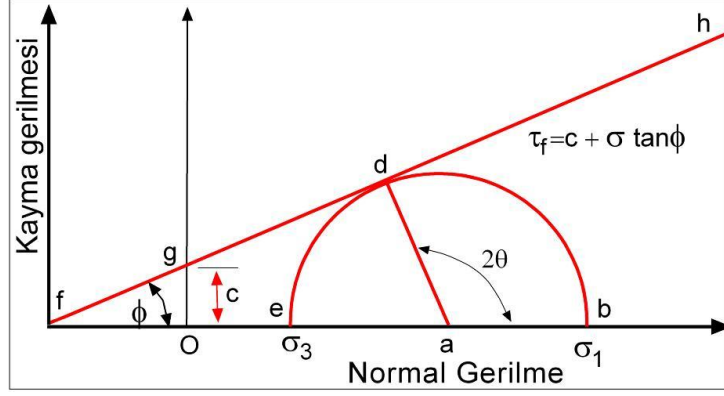
Yenilme zarfının önemi şu şekilde açıklanabilir. Eğer bir zemin kütleindeki bir düzlem üzerindeki normal gerilmenin ve makaslama gerilmesinin gösterimi Şekil 9.1b'deki A noktası gibi çıkıyorsa; makaslama yenilmesi o düzlem üzerinde meydana gelmez. Eğer düzlemsel gösterimde, normal gerilme ve makaslama gerilmesi B noktası gibi çıkıyorsa (yenilme zarfının üzerine düşüyorsa); makaslama yenilmesi o düzlem üzerinde meydana gelir. C noktasının var olamaması ile bir düzlem üzerinde, bir gerilme durumu belirtilmektedir. Çünkü onun gösterimi zemindeki yenilme zarfı ve makaslama gerilmesinin üzerinde meydana gelmişti.

Makaslamadan Dolayı Meydana Gelen Yenilme Düzleminin Eğimi

Bir düzlem üzerindeki makaslama gerilmesinden elde edilen değerler Formül (9.2) ile verildiğinde Mohr Coulomb yenilme kriterinde yer aldığı gibi makaslama yenilmesi meydana getirecektir.

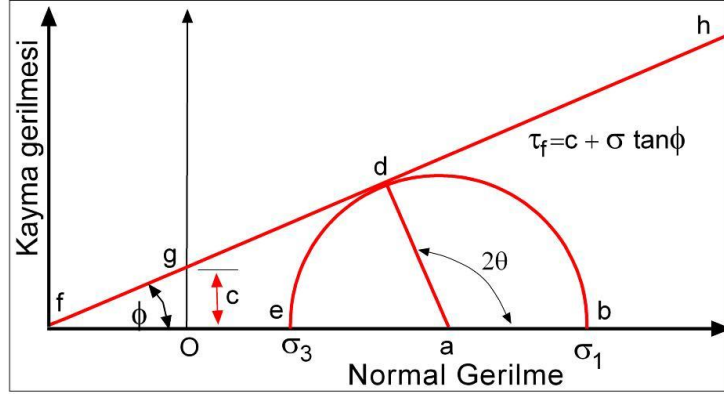


Şekil 9.2 Bir zeminin esas düzlemdeki yenilme yüzeyinin eğimi



Şekil 9.3 Mohr dairesi ve kırılma zarfı

Birincil asal düzlemle, yenilmenin eğimini belirlemek için Şekil 9.2' ye başvurulduğunda burada σ_1 ve σ_3 yaklaşık birincil ve ikincil asal gerilmelerdir. Yenilme düzlemi EF birincil asal düzlemle θ açısı yapar. θ açısını ve σ_1, σ_3 arasındaki ilişkiyi belirlemek için Şekil 9.3' e başvurulduğunda Şekil 9.2' deki gerilme durumları görülmektedir (bakınız Bölüm 7).



Şekil 9.3 Mohr dairesi ve kırılma zarfı

Şekil 9.3' deki $fgh, \tau_f = c + \sigma \tan \phi$ ilişkisinden belirlenen yenilme zarfıdır. Işınsal ab doğrusu birincil asal düzlemle (Şekil 9.2'deki CD) ve ışınsal ad doğrusu yenilme düzlemiyle (Şekil 9.2' deki EF) tanımlanmaktadır.

Bu şöyle gösterilebilir.

$$\angle bad = 2\theta = 90 + \phi, \text{ yada}$$

$$2\theta = 90 + \frac{\phi}{2} \quad (9.3)$$

Tekrar, Şekil 9.3'den,

$$\frac{\overline{ad}}{fa} = \sin \phi \quad (9.4)$$

$$\overline{fa} = fO + Oa = c \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (9.5a)$$

bir de,

$$\overline{ad} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (9.5b)$$

Formül 9.4'de yerine formül 9.5a'ı ve formül 9.5b'i koyarsak, şunu elde ederiz

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{c \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}}$$

veya

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) + 2c \left(\frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (9.6)$$

Fakat,

$$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

ve

$$\frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} = \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

böylece,

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (9.7)$$

Doygun Zeminlerde Makaslama Yenilmesi Kanunu

Doygun zeminlerdeki toplam normal gerilme, efektif gerilme ve boşluk suyu basıncının toplamıdır, yada

$$\sigma = \sigma' + u$$

Efektif gerilme, σ' , zemin taneleri tarafından taşınmaktadır. Sonuçta, zemin mekaniğine uygulanır, Formül (9.2) şöyle yazılmalı

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \phi = c + \sigma' \tan \phi \quad (9.8)$$

Kumlar ve inorganik siltler için c değeri 0 dır. Normal konsolide killer için c yaklaşık olarak 0 alınabilir. İçsel sürtünme açısı, ϕ , *drenajlı içsel sürtünme açısı* gibi kullanılabilir. Bazı granüler zeminler için ϕ 'nin tipik değerleri Çizelge 9.1' de verilmiştir. c ve ϕ terimleri drenajlı makaslama dayanım parametreler olarak tanımlanabilir. Kuru ve drenajlı kumlarda makaslama kuvvetinin davranışı benzer veya aynıdır.

Çizelge. 9.1 Kumlarda ve siltlerde drenajlı sürtünme açısının tipik değerleri

Zemin tipi	ϕ (deg)
Kum : yuvarlak taneli	
Gevşek	27-30
Orta	30-35
Sıkı	35-38
Kum: köşeli taneli	
Gevşek	30-35
Orta	35-40
Sıkı	40-45
Biraz kumla çakıl	34-48
Silt	26-35

Bir zeminin makaslama kuvvetinin parametreleri laboratuarda esasen iki tip deney ile belirlenebilir: Direk makaslama deneyi ve üç eksenli basınç deneyi.

9.2 DİREK MAKASLAMA DENEYİ

Makaslama deneyi düzeninde direk makaslama deneyi, en eski ve basit formudur. Direk makaslama deneyi aparatına ait bir diyagram Şekil 9.4' de görülmektedir. Deney ekipmanları zemin numunesinin yerleştirileceği metal bir makaslama kutusundan oluşmaktadır. Zemin numuneleri kare veya yuvarlak tasarlanabilir. Genellikle numunenin ölçüleri bir köşeden diğer köşeye 2in. \times 2in. veya 4in. \times 4in. (50.8 mm \times 50.8 mm veya 101.6 mm \times 101.6 mm) ve yüksekliği yaklaşık 1 in. (25.4 mm) kullanılır. Hücre yatay olarak ikiye ayrılmaktadır. Numuneye normal kuvvet makaslama kutusunun üst kısmı ile uygulanır. Numunedeki normal gerilme en fazla 150 lb/in.² (1034.2 kN/m²) olabilir. Zemin numunesinde yenilme sağlamak için kutunun bir yarısı diğerine göre hareket ettirilerek makaslama kuvveti uygulanır.

Ekipmana bağı olarak, makaslama deneyi ile beraber gerilme kontrolü veya deformasyon kontrolü yapılabilir. Gerilme kontrollü testlerde numune yenilene kadar eşit artışlarla makaslama gerilmesi uygulanır. Makaslama kutusunun ayırım düzlemin boyunca yenilme meydana gelir. Uygulanan her bir yük artışından sonra kutunun üst kısmındaki yatay ölçüm kadranlarından makaslama deplasmanı ölçülür. Test sırasında numunenin yüksekliğindeki boy değişimi (böylece numunenin hacim değişimi) üstten yükleyen plakanın düşey hareketlerini ölçen ölçüm kadran okumaları ile sağlanır.

Deformasyon kontrollü deneyde, kutunun bir yarısına motordaki dişlilerin hareketi ile uygulanan makaslama yer değiştirmesinin sabit bir oranı vardır. Makaslama yer değiştirmesinin sabit oranı bir yatay ölçüm kadranı ile hesaplanır. Yatay kabul edilen halka veya yükleme hücresi ile her bir makaslama deplasmanına karşılık gelen makaslama kuvveti hesaplanabilir. Deney sırasında numunede meydana gelen hacim değişimi ile gerilme kontrollü deneydekinden benzer sonuç elde edilmektedir. Şekil 9.5’ de deformasyon kontrollü direk makaslama deney ekipmanına ait bir fotoğraf gösterilmektedir.

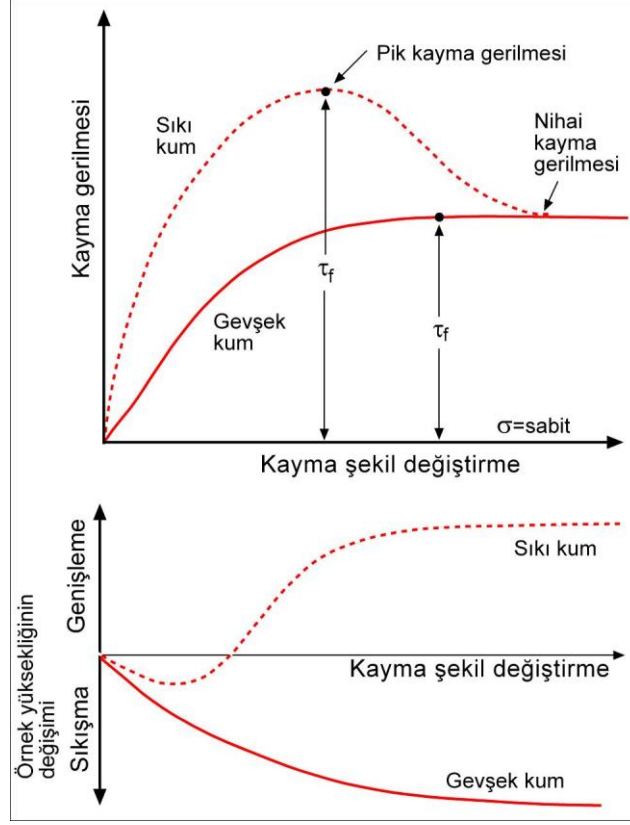
Gerilme kontrollü deneyin avantajı; numunenin sıkı kum olması durumunda pik makaslama drenci (yenilme) düşük makaslama drenci kadar iyi (bu, nihai dayanım olarak adlandırılan yenilmeden sonraki durum) elde edilebilir ve gösterilebilir. Gerilme kontrollü deneyde sadece en yüksek (tepe) makaslama drenci elde edilebilir ve gösterilebilir. Burada not olarak gerilme kontrollü deneyde en yüksek makaslama drenci sadece takribi olabilir çünkü yenilme, ön yenilme yük artışları ve yenilme yük artışları arasında herhangi bir seviyede meydana gelir. Bununla birlikte, deformasyon kontrollü deneyler ile karşılaştırmada gerilme kontrollü deneyler muhtemelen gerçek arazi modeli çalışmalarında daha iyidir.

Verilen bir deney için, normal gerilme şöyle hesaplanabilir

$$\sigma = \text{Normal gerilme} = \frac{\text{Normal kuvvet}}{\text{Numunenin en kesit alanı}} \quad (9.9)$$

$$\tau = \text{Makaslama gerilmesi} = \frac{\text{Karşı koyan makaslama kuvveti}}{\text{Numunenin en kesit alanı}} \quad (9.10)$$

Şekil 9.6’da gevşek ve sıkı kumlarda makaslama gerilmesini ve makaslama deplasmanından dolayı numune boyundaki değişimin tipik gösterilişi veriliyor.



Şekil 9.6 Direk kesme deneyinde, gevşek ve sıkı kuru kum örneği için elde edilen kayma deformasyonuna karşı kayma dayanımı ve yükseklik değişimi dağılımı.

Dayanım kontrollü deneyden şu gözlemler elde edilebilir. Makaslama dayanımındaki karşı koyan makaslama gerilmesi değişimleri ile ilgili olan Şekil 9.6' dan aşağıdaki genellemeler geliştirilebilir:

1. Gevşek kumlarda, yenilme makaslama gerilmesinde τ_f 'e ulaşana kadar makaslama deplasmanında makaslama gerilme dirençleri artar. Bundan sonra, makaslama deplasmanında herhangi bir artış olana kadar; makaslama direnci durur ve yaklaşık olarak sabit kalır.
2. Sıkı kumlarda, yenilme gerilmesi τ_f 'e ulaşana kadar makaslama deplasmanında makaslama gerilme dirençleri artar. Bu τ_f doruk makaslama dayanımı olarak adlandırılır. Yenilme gerilmesine ulaştıktan sonra, nihai makaslama direnci olarak adlandırılan sabit değere varıncaya kadar makaslama gerilme dirençleri yavaş yavaş azalır.

Direk makaslama deneyi, benzer örneklerde çeşitli normal gerilmelerle tekrarlanır. Makaslama dayanım parametrelerinin belirlendiği deney değerlerinin gösterildiği grafik üzerinden normal gerilmeler ve τ_f 'e karşılık gelen değerler elde edilir. Şekil 9.7' da kuru kum üzerindeki deneyler gösterilmektedir. Deneysel sonuçlardan elde edilen ortalama doğrunun formülü

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (9.11)$$

(Not : kumlar için $c = 0$ ve kuru veya tamamen drene şartlar için $\sigma = \sigma'$.) sürtünme açısı şöyle belirlenebilir.

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_f}{\sigma} \right) \quad (9.12)$$

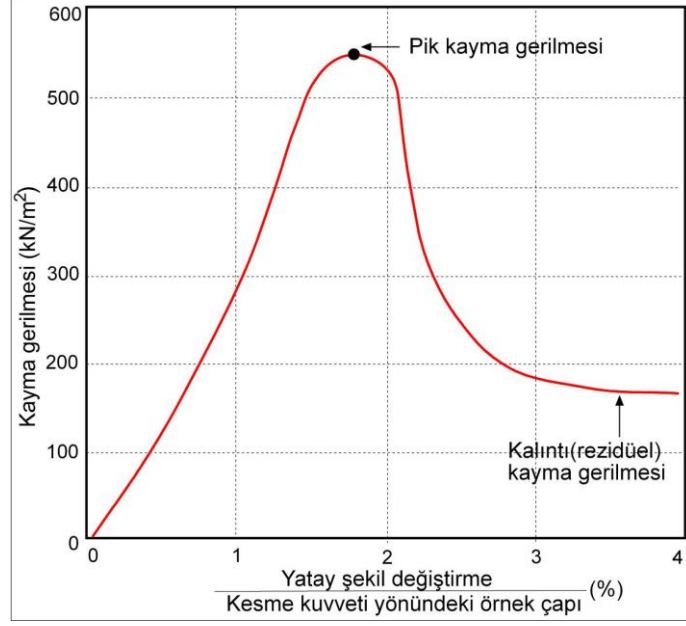
önemli bir nokta arazide çimentolanmış kumlar bir c gösterir.

9.3 DOYGUN KUM VE KİLLERDE DİREK DRENAJLI MAKASLAMA DENEYİ

Direk makaslama deneyi düzenlemelerinde, numuneyi doyurmak için numuneyi içeren makaslama kutusu içinde genellikle içi su dolu bir kap bulunur. Drenajlı deney, doygun zemin numunesinde yükleme oranı yeterince yavaş tutarak zemindeki fazla boşluk suyu basıncını drenajla tamamen dışarı atılarak yapılır. Zemin numunesindeki boşluk suyu iki poroz taş arasında drene edilir. (bakınız. Şekil 9.4)

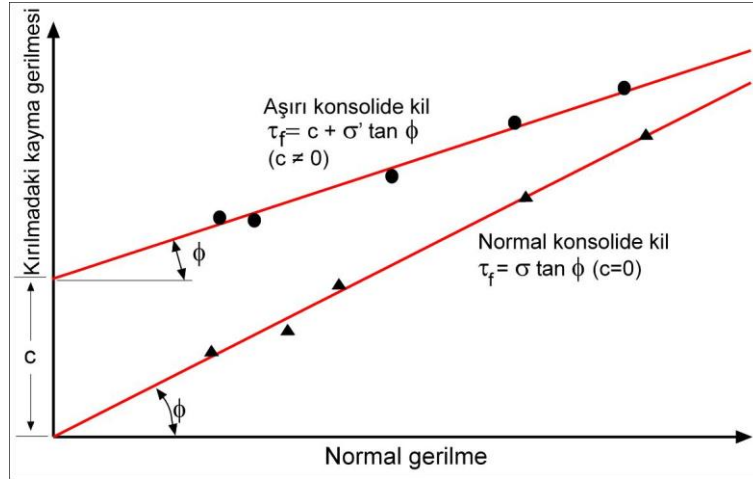
Kumdaki hidrolik geçirgenlik yüksek olduğu için yüklemenin (normal ve makaslama) çabukça dağılmasından dolayı fazla boşluk suyu basıncı dışarı atılır. Dolayısıyla, alışılmış yükleme oranı için aslında tam drenaj şartları mevcut olmaktadır. Kuru doygun kumda, drenajlı direk makaslama deneyinden elde edinilen sürtünme açısı, ϕ ile kuru kumdaki benzer numunenin ki aynı olacaktır.

Kildeki hidrolik geçirgenlik kumdaki ile karşılaştırıldığında oldukça küçüktür. Killi zemin numunesinde normal yükleme uygulandığında tam konsolidasyon için, yeterli zaman geçmeli - bu boşluk suyunun dağılması içindir. Bu sebeple makaslama yüklemesi oldukça yavaş yapılmalıdır. Deney 2 ila 5 günde sonlandırılabilir. Şekil 9.8 aşırı konsolide kilde drenajlı direk makaslama deneyi sonuçlarını göstermektedir.



Şekil 9.8 Aşırı konsolide kilde drenajlı direk makaslama deneyi sonuçları

Şekil 9.9’ da normal konsolide ve aşırı konsolide uygulanmış drenajlı direk makaslama deneyi verilerinden τ_f ‘e karşılık σ' gösterilmektedir. Not olarak normal konsolide killerde $\sigma = \sigma'$ ve $c \approx 0$ dır.



Şekil 9.9’ Normal konsolide ve aşırı konsolide killerde drenajlı direk makaslama verileri

9.4 DİREK MAKASLAMA DENEYİ HAKKINDA GENEL YORUMLAR

Direk makaslama deneyinin uygulanışı kolay fakat kendine özgü eksikleri var. Sonuçların güvenilirliği bazen şüpheye düşürüyor. Çünkü zemin zayıf düzlem boyunca yenilmeye izin vermiyor fakat makaslama kutusunun ayırım düzlemi boyunca yenilmesi için güç uygulanıyor. Bir de, numunenin makaslama düzlemi boyunca makaslama gerilmesi üniform değil. Eksiklerin dışında direk makaslama deneyi kuru ve doymuş kumlu zeminlerde oldukça kolay ve ekonomik.

Pek çok temel tasarımı problemlerinde, zemin ve temelin inşasında kullanılacak malzeme arasındaki sürtünme açısı mutlaka tespit edilmeli (Şekil 9.10). temel malzemesi beton, çelik veya ahşap olabilir. Zemin ile temelin kontak yüzeyi boyunca makaslama dayanımı şöyle verilebilir.

$$\tau_f = c_a + \sigma' \tan \delta$$

Burada, c_a = adhezyon

δ = zemin ve temel malzemesi arasındaki sürtünme açısı

Not olarak önceki formül Formül (9.8) ile benzer formdadır. Zemin ile temel malzemesi arasındaki makaslama dayanımı parametreleri direk makaslama deneyi tarafından tespit edilmek için elverişlidir. Bu direk makaslama deneyinin en önemli avantajıdır. direk makaslama deneyi kutusu altına temel malzemesi yerleştirilip sonra, üzerine zemin malzemesi konabilir. Şekil 9.11' de gösterildiği gibi deney alışılmış usullerle yürütülebilir.

Şekil 9.12 bu yöntemle kuvarslı kum ve temel malzemesi olarak $\sigma' = 14.5 \text{ lb/in.}^2$ (100 kN/m^2) olan beton, tahta ve çelik ile yürütülmüş direk makaslama deneyi sonuçlarını gösteriyor. Şekil 9.13 kuvarslı kum (relatif sıkılığı = 45%) ve $\sigma' (c_a = 0)$ ' ın bir fonksiyonu olan temel malzemesi arasındaki δ ve ϕ olasılıklarını gösteriyor. Normal gerilme σ' , artışlarındaki azalmalar da δ ve ϕ magnitudünün farkında olmak önemlidir. Bu özellik Şekil 9.14' e bakarak açıklanabilir. Mohr yenilme zarfı esasen daireseldir ve Formül (9.2), (9.8) ve (9.12) sadece yaklaşımlardır bunlardan bölüm 9.1 ve Şekil 9.1' de bahsedilmiştir. Eğer direk makaslama deneyi $\sigma' = \sigma'_{(1)}$ eğiliminde ise makaslama gerilmesi $\tau_{f(1)}$ olacaktır. Böylece

$$\delta_1 = \tan^{-1} \left[\frac{\tau_{f(1)}}{\sigma'_{(1)}} \right]$$

Bu ilişki Şekil 9.14' de görülmektedir. Benzer uygulamalarda eğer deney $\sigma' = \sigma'_{(2)}$ eğiliminde ise,

$$\delta = \delta_2 = \tan^{-1} \left[\frac{\tau_{f(2)}}{\sigma'_2} \right]$$

Aklınızda bulunsun, Tablo 9.1' de verilen ϕ değerleri sadece ortalama değerler olduğu mutlaka fark edilmeli.

ÖRNEK 9.1

Direk makaslama deneyi kuru kumlu bir zeminde yürütülmüştür. Numunenin boyutları 2 in. × 2 in. × 0.75' dir deney sonuçları şöyledir.

Deney No.	Normal kuvvet (lb)	Normal gerilme $\sigma = \sigma'$ (lb/ft) ^a	Yenilmedeki makaslama kuvveti (lb)	Yenilmedeki makaslama kuvveti, τ_f (lb/ft) ^b
1	20	720	12.0	432.0
2	30	1080	18.3	658.8
3	70	2520	42.1	1515.6
4	100	3600	60.1	2163.6

$^a \sigma = \frac{\text{Normal kuvvet}}{\text{Numune alanı}} = \frac{(\text{Normal kuvvet}) (144)}{(2 \text{ in.}) (2 \text{ in.})}$
$^b \tau_f = \frac{\text{makaslama kuvveti}}{\text{Numune alanı}} = \frac{(\text{Makaslama kuvveti}) (144)}{(2 \text{ in.}) (2 \text{ in.})}$

Makaslama dayanımı parametrelerini bulunuz.

Çözüm Deneyden elde edilen makaslama gerilmeleri, τ_f ' e karşılık normal gerilmenin Şekil 9.15' deki gibi yerleştirilmesi ile, $c = 0$, $\phi = 32^\circ$ buluruz.

ÖRNEK 9.2

Aşırı konsolide killerde dört tane drenajlı direk kesme deneyi sonuçları şöyledir.

Numunenin çapı = 50 mm

Numunenin boyu = 25 mm

Deney No.	Normal kuvvet, N (N)	Yenilmedeki makaslama kuvveti, S_{max} (N)	Residüel makaslama kuvveti, $S_{residüel}$ (N) ^a
1	150	157.5	44.2
2	250	199.9	56.6
3	350	257.6	102.9
4	550	363.4	144.5

^aBakınız Şekil 9.8.

Maksimum makaslama dayanımı (τ_f) ve residüel makaslama dayanımı (τ_r) arasındaki ilişkiyi tespit ediniz.

Çözüm Numunenin alanı (A) = $(\pi/4)\left(\frac{50}{100}\right)^2 = 0.0019634 \text{ m}^2$. Şimdi şöyle bir tablo hazırlanabilir:

Deney No.	Normal kuvvet, N (N)	Normal gerilme, σ' (kN/m ²)	Maksimum makaslama kuvveti, S (N)	$\tau_f = \frac{S_{tepe}}{A}$ (kN/m ²)	Residüel makaslama kuvveti, $S_{residüel}$ (N)	$\tau_r = \frac{S_{residüel}}{A}$ (kN/m ²)
1	150	76.4	157.5	80.2	44.2	22.5
2	250	127.3	199.9	101.8	56.6	28.8
3	350	178.3	257.6	131.2	102.9	52.4
4	550	280.1	363.4	185.1	144.5	73.6

σ' deki τ_f ve τ_r ' in varyasyonları Şekil 9.16'ya yerleştirildi. Noktalardan şunları buluruz

$$\text{Maksimum dayanım: } \tau_f \text{ (kN/m}^2\text{)} = 40 + \sigma' \tan 27$$

$$\text{Residüel dayanım: } \tau_r \text{ (kN/m}^2\text{)} = \sigma' \tan 14.6$$

(Not: Tüm aşırı konsolide killer için, residüel makaslama dayanımı şöyle ifade edilebilir

$$\tau_r = \sigma' \tan \phi_r$$

burada ϕ_r = Residüel sürtünme açısı.)

9.5 ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ - GENEL

Üç eksenli basınç deneyi makaslama dayanımı parametrelerinin belirlenmesinde uygulanabilir metotlar içinde en güvenilir olanıdır. Araştırma ve geleneksel deneyler için eskiden beri kullanılmaktadır. Üç eksenli basınç deneyinin düzeneğine ait diyagram Şekil 9.17' de gösterilmektedir.

Genellikle zemin numunesinin çapı yaklaşık 1.4 in. (35.6 mm) ve boyu ise 3in. (76.2 mm) olarak deneyde kullanılmaktadır. Numune ince plastik bir membran içine konur ve genellikle içi su veya gliserin ile dolu bir plastik silindirik bir hücre içine yerleştirilir. Numune hücredeki sıvı ile çevresel bir basınca maruz kalır. (Not: bazen sıkışmayı orta yapmak için hava kullanılır.) Numunede makaslama yenilmesi için mutlaka düşey ağırlık yüklemeleri (Bazen *Deviatör gerilme* olarak adlandırılır) vasıtası ile eksenel gerilme uygulanmalıdır. Bu gerilme iki yoldan biri ile uygulanır.

1. Ölü yük veya hidrolik basınç numune kırılıncaya kadar eşit aralıklarla uygulanmalı. (Ağırlık yüklemesi ile meydana gelen numunenin eksenel deformasyonu ölçüm kadranları ile ölçülür.)
2. Sabit bir oranda eksenel deformasyon için dişliler veya hidrolik baskı uygulanmalı. Bu deformasyon kontrollü deneydir.

Eksenel yük uygulamalarında yüklenen ağırlığa karşılık verilen eksenel deformasyon, (deformasyon halkası) proving ringle veya yük hücresi ile ölçülür.

Numunenin içinde veya dışında drenajı yada boşluk suyu basıncını ölçmek için (her bir deney koşulu için) drenaj bağlarına ihtiyacı vardır. Genellikle Üç eksenli basınç deneyi şu üç standart koşullarda yürütülür.

1. Konsolidasyonlu – drenajlı deney veya Drenajlı deney (CD)
2. Konsolidasyonlu – drenajsız deney (CU deneyi)
3. Konsolidasyonsuz – drenajsız deney veya Drenajsız deney (UU deneyi)

Genel prosedür ve doymuş zeminlerdeki her bir deneyin karşılaştırması ileriki bölümlerde anlatılmıştır.

9.6 KONSOLIDASYONLU – DRENAJLI ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ

CD deneyinde doymuş numune hücredeki suyun sıkıştırılmasıyla çevresel basınca σ_3 , maruz bırakılır (Şekil 9.18a). Çevresel basıncın uygulandığında u_c ile numunedeki boşluk suyu basıncı artar (eğer drenaj engellendiyse). Boşluk suyu basıncındaki artışlar nondimensional parametreler yoluyla açıklanabilir.

$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \quad (9.13)$$

Burada B = Skempton'un boşluk basıncı parametreleri (Skempton, 1954).

Doymuş yumuşak zeminler için B , yaklaşık 1, bununla birlikte sert doymuş zeminlerde B magnitudü 1' den küçük olabilir. Black ve Lee (1973), tamamen doymuş çeşitli zeminler için B ' ye çeşitli teorik değerler vermişlerdir. Bu değerler Tablo 9.2' de listelenmektedir.

Şimdi, eğer drenaj bağlantıları açıksa, fazla boşluk suyu basıncı dağılımı ve böylece konsolidasyon meydana gelir. Zamanla u_c sifıra eşit olur. Doymuş zeminlerde konsolidasyon sırasında yer alan numune hacmindeki değişim (ΔV_c) drene olmuş boşluk suyu hacminden elde edilir. (Şekil 9.19a). Sonra, numunedeki deviator gerilme, $\Delta\sigma_d$, yavaş yavaş artar (Şekil 9.18b). drenaj bağlantılarını açık tutulur ve deviator gerilme uygulamaların yavaş oranda elverdiği herhangi bir boşluk suyu basıncının tamamen dağılımından bir sonuç çıkarılır ($\Delta u_d = 0$).

Gevşek kum ve normal konsolide killerdeki deviator gerilmenin neden olduğu deformasyon çeşitlerinin tipik gösterimi Şekil 9.19b' de gösterilmektedir. Şekil 9.19c yoğun kum ve aşırı konsolide kilin benzer gösterimini göstermektedir. Çeşitli zeminlerde deviator gerilme uygulamalarından dolayı numunelerde meydana gelen hacim değişimleri Şekil 9.19d ve 9.19e' de gösterilmektedir. Deney sırasında bulunan boşluk suyu basıncı tamamen dağılır. Şunu elde ederiz.

Toplam ve efektif çevresel gerilme = $\sigma_3 = \sigma'_3$

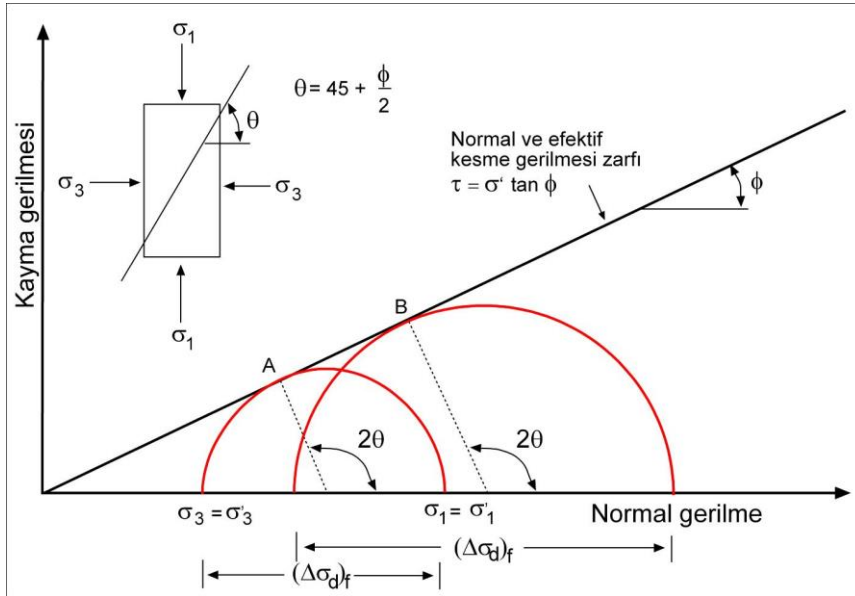
ve

Toplam ve efektif yenilmedeki aksenal gerilme = $\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma'_1$

TABLO 9.2 Tamamen Doygun B'deki Teorik Değerler

Zemin türü	Teorik değerler
Normal konsolide yumuşak kil	0.9998
Hafif aşırı konsolide yumuşak killer ve siltler	0.9988
Aşırı konsolide sert killer ve kumlar	0.9877
Yüksek çevresel basınçlarda çok sıkı kumlar ve çok sert killer	0.9130

Üç eksenli basınç deneyinde yenilmede, birincil asal gerilme σ'_1 ve ikincil asal gerilme σ'_3 dır. Çevresel basınç değişimleri ile benzer numunelere pek çok deney uygulanmıştır. Her bir deney için birincil ve ikincil asal gerilmeler Mohr dairesine çizilebilir ve yenilme zarfı belirlenebilir. Şekil 9.20' de kumda ve normal konsolide kilde uygulanmış deneydeki efektif gerilme zarfı gösteriliyor. Mohr dairesindeki yenilme zarfının teğet noktasının koordinatları (bu A noktası) deney numunesindeki yenilme yüzeyindeki (Normal ve makaslama) gerilmeleri verir.



Şekil 9.20. Kumda ve normal konsolide kilde efektif gerilme zarfı

Çevresel hücre basıncı $\sigma_c (= \sigma'_c)$ altında kilde birincil konsolidasyon olur ve hücre basıncının azalmasıyla $\sigma_3 (= \sigma'_3)$ şişmeye izin verdiğinde aşırı konsolidasyon sonuçlanır. İki ayrı kolda bölgenilmiş aşırı konsolide kil numunelerinden drenajlı üç eksenli basınç deneylerinden yenilme zarfı elde edilir (Şekil 9.21' deki ab ve bc). ab kısmının kohezyon ile sonlanan yassı bir eğimi var ve bu kısımdaki makaslama dayanımı formülleri şöyle yazılabilir.

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi_1 \quad (9.14)$$

Yenilme zarfının bc kısmı, zeminin normal konsolide evresini gösterir ve formülü şöyledir.

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi$$

Kilimsi zemindeki bir konsolidasyonlu drenajlı üç eksenli basınç deneyin tamamlanışı birkaç gün sürebilir. Bu da zemin numunesinde tam drenajın sağlanması için deviator gerilmenin çok yavaşça uygulanması gerektiği için bi miktar zaman gerektirmektedir. Bu yüzden CD türü deneyler nadirdir.

ÖRNEK 9.3

Normal konsolide killerde bir Konsolidasyonlu-Drenajlı üç eksenli basınç deneyi yürütülmüş. Sonuçlar şöyledir:

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= 276 \text{ kN/m}^2 \\ (\Delta\sigma_d)_f &= 276 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tanımlar

- İçsel sürtünme açısı, ϕ
- Yenilme düzleminin, birincil esas düzlemlerle yaptığı açı, θ
- Yenilme düzlemindeki; Normal gerilme, σ' , ve makaslama gerilmesi, τ_f

Çözüm Normal konsolide edilmiş zeminlerde, yenilme zarfı hesapları

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi \quad (\text{çünkü } c = 0)$$

Üç eksenli deneyi için, yenilmedeki efektif birincil ve ikincil esas gerilmeler şöyledir:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 276 + 276 = 552 \text{ kN/m}^2$$

ve

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 276 \text{ kN/m}^2$$

- Mohr dairesi ve yenilme zarfı Şekil 9.22'de gösterilmektedir. Buradan şunu buluruz

$$\sin \phi = \frac{AB}{OA} = \frac{\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)}{\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)}$$

veya

$$\sin \phi = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{552 - 276}{552 + 276} = 0.333$$

veya

$$\phi = 19.45^\circ$$

b. Formül (9.3)'den

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + \frac{19.45^\circ}{2} = 54.73^\circ$$

c. Formül(7.8) ve (7.9)'u kullanarak,şunu elde ederiz

$$\sigma' \text{ (yenilme düzleminde)} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta$$

ve

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta$$

$\sigma'_1 = 552 \text{ kN/m}^2$, $\sigma'_3 = 276 \text{ kN/m}^2$, ve $\theta = 54.73^\circ$ değerlerini önceki formülde yerine koyarsak, şunu elde ederiz

$$\sigma' = \frac{552 + 276}{2} + \frac{552 - 276}{2} \cos(2 \times 54.73) = \mathbf{368.03 \text{ kN/m}^2}$$

ve

$$\tau_f = \frac{552 - 276}{2} \sin(2 \times 54.73) = \mathbf{130.12 \text{ kN/m}^2}$$

ÖRNEK 9.4

Örnek 9.3' de tanımlanan üç eksenli basınç deneyi için,

- a.** Maksimum makaslama gerilmesinin olduğu düzlemde efektif normal gerilmeyi tanımlayın.

- b. Makaslama yenilmesinin neden bir düzlem üzerinde $\theta = 54.73^\circ$ olarak meydana geldiğini fakat maksimum makaslama gerilmesinin olduğu düzlemde aynı olmadığını açıklayın.

Çözüm

- a. Formül (7.9)' dan maksimum makaslama gerilmesinin düzlemde $\theta = 45^\circ$ meydana getirdiğini görürüz. Formül (7.8)' den,

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta$$

Önceki formülde $\theta = 45^\circ$ yerine koyarsak, şunu elde ederiz

$$\sigma' = \frac{552 + 276}{2} + \frac{552 - 276}{2} \cos 90 = \mathbf{414 \text{ kN/m}^2}$$

- b. Makaslama gerilmesi bu düzlem üzerinde $\theta = 45^\circ$ ile yenilmeye sebep olacaktır

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi = 414 \tan(19.45) = 146.2 \text{ kN/m}^2$$

Bununla birlikte, bu düzlem üzerinde neden olduğu makaslama gerilmesi

$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta = \frac{552 - 276}{2} \sin 90 = 138 \text{ kN/m}^2$$

Çünkü $\tau = 138 \text{ kN/m}^2 < 146 \text{ kN/m}^2 = \tau_f$, örnek maksimum makaslama gerilmesinin düzleminde yenilmedi.

ÖRNEK 9.5

Normal konsolide kilimsi zemindeki efektif gerilme yenilme zarfının formülü $\tau_f = \sigma' \tan 30^\circ$. Aynı zeminde 10 lb/in.^2 lik hücre basıncı ile bir drenajlı üç eksenli basınç deneyi yürütülmüştür. Yenilmedeki deviator gerilmeyi hesaplayınız.

Çözüm Normal konsolide kilede, $c = 0$. Bu şekilde formül (9.7)'den,

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\sigma'_1 = 10 \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 30 \text{ lb/in.}^2$$

sonuçta

$$(\Delta \sigma_d)_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 = \mathbf{20 \text{ lb/in.}^2}$$

ÖRNEK 9.6

Doygun kilde iki tane drenajlı üç eksenli basınç deneyi sonucu şöyledir:

$$\text{Numune I: } \sigma_3 = 10 \text{ lb/in.}^2$$

$$(\Delta \sigma_d)_f = 24.7 \text{ lb/in.}^2$$

$$\text{Numune II: } \sigma_3 = 15 \text{ lb/in.}^2$$

$$(\Delta \sigma_d)_f = 33.5 \text{ lb/in.}^2$$

Makaslama gerilmesi parametrelerini belirleyiniz.

Çözüm Şekil 9.23'e bakınız. Numune I, için yenilmedeki en önemli gerilmeler

$$\sigma'_3 = \sigma_1 = 10 \text{ lb/in.}^2$$

ve

$$\sigma'_1 = \sigma_1 + \sigma_3 (\Delta \sigma_d)_f = 10 + 24.7 = 34.7 \text{ lb/in.}^2$$

Aynı şekilde, Numune II, için yenilmedeki en önemli gerilmeler

$$\sigma'_3 = \sigma_1 = 15 \text{ lb/in.}^2$$

ve

$$\sigma'_1 = \sigma_1 + \sigma_3 (\Delta \sigma_d)_f = 15 + 33.5 = 48.5 \text{ lb/in.}^2$$

Formül (9.7) ilişkisi kullanarak elde ederiz

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Böylece, numune I için,

$$34.7 = 10 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

ve numune II için,

$$48.5 = 15 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Bahsedilen formüllerden çözüm yapıldığında

$$\phi = 28^\circ \quad c = 2.1 \text{ lb/in.}^2$$

9.7 KİLLER İÇİN SÜRTÜNME AÇISI ϕ VE ϕ_r

Zeminlerde drenajlı sürtünme açısı, ϕ , genellikle zeminin plastise indisi arttıkça azalmaktadır (Kenney, 1959).

Boyu $\leq 2\mu m$ den küçük olan killi zeminlerin rezidüel sürtünme açısı ϕ_r değerinin sonuçları Skempton (1964) tarafından sunulmuştur. Bu sonuçların özeti aşağıda verilmiştir.

Zemin	Kil-boyu Sürtünme (%)	Residüel sürtünme açısı, ϕ (deg)
Seslet	17.7	29.8
Wiener Tegel	22.8	25.1
Jackfield	35.4	19.1
Oxford kili	41.9	16.3
Jari	46.5	18.6
Londra kili	54.9	16.3
Walton's Wood	67	13.2
Weser-Elbe	63.2	9.3
Little Belt	77.2	11.2
Biotite	100	7.5

Çok fazla kil içeriğinde düzlemsel mineraller için kayma sürtünme açısı değeri ϕ_r elde edilir.

Yüksek plastisiteli sodyum montmorillonitler için ϕ_r magnitudü, 3 ila 4° gibi az çıkmaktadır.

9.8 KONSOLİDASYONLU – DRENAJSIZ ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ

Konsolidasyonlu drenajsız deney üç eksenli basınç deneyleri için en yaygın türdür. Bu deney kapsamında bu deney kapsamında doymun zemin numunesi hücre sıvısının çevresel basıncı ile σ_3 ile önce konsolide edilir (Şekil 9.25a ve 9.25b). Uygulanan çevresel basıncın dağılması doğrultusunda boşluk suyu basıncı meydana gelir. Numune üzerindeki deviator gerilme $\Delta\sigma_d$ artarak makaslama gerilmesine neden olur (Şekil 9.25c). Deney boyunca numunedeki drenaj

doğrusu oldukça yakın tutulur. Drenaja izin verilmediği için boşluk suyu basıncı Δu_d azalır. Deney boyunca, aynı zamanda meydana gelen $\Delta \sigma_d$ ve Δu_d ölçümleri alınır. Boşluk suyundaki artış Δu_d aşağıdaki gibi boyutsuz bir şekilde ifade edilebilmektedir.

$$\bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta \sigma_d} \quad (9.15)$$

Burada \bar{A} = Skempton'un boşluk basıncı parametresidir (Skempton, 1954).

Kum ve kil zeminler için aksenal deformasyon ile $\Delta \sigma_d$ ve Δu_d varyasyonlarına ait genel modeller Şekil 9.25d' den 9.25g' ye gösterilmiştir. Gevşek kumlarda ve normal konsolide olmuş killerde boşluk suyu basıncı deformasyonla beraber artar. Sıkı kumlarda ve fazla konsolide olmuş killerde boşluk suyu basıncı belli bir sınıra kadar deformasyonla birlikte artış kaydetmektedir. Söz konusu sınır üzerine çıktığında düşüş göstererek negatif değer alır (atmosferik basınca bağlı olarak). Bu düşüş, zeminin gevşemeye eğiliminden ötürü gerçekleşir.

Konsolidasyonlu drenajlı deneyden farklı olarak toplam ve etkin ana gerilmeler konsolidasyonlu drenajsız deneydekilerle aynı değildir. Deneyde yenilmede ölçülen boşluk suyu basınçlarına bağlı olarak ana gerilmeler aşağıdaki gibi analiz edilmektedir:

$$\text{Yenilmedeki birincil asal gerilme (toplam): } \sigma_3 + (\Delta \sigma_d)_f = \sigma_1$$

$$\text{Yenilmedeki birincil asal gerilme (efektif): } \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1$$

$$\text{Yenilmedeki ikincil asal gerilme (toplam): } \sigma_3$$

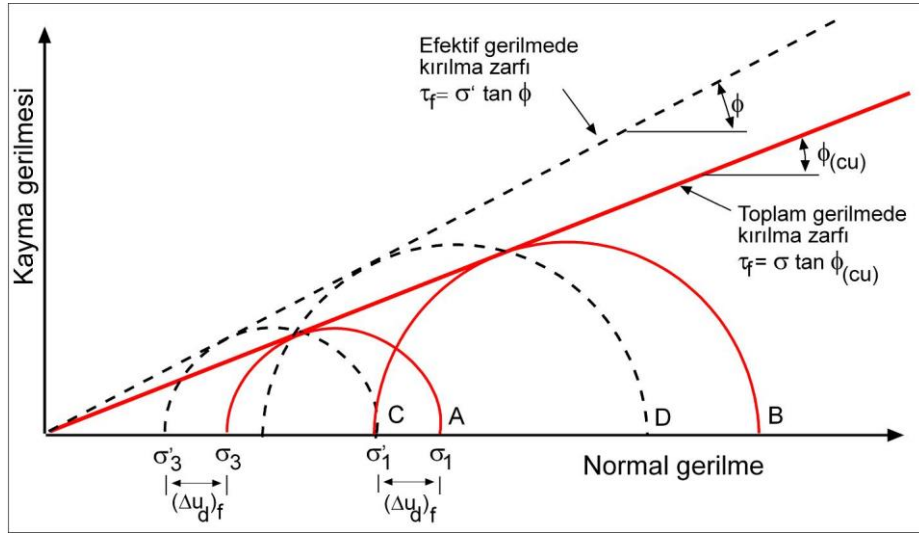
$$\text{Yenilmedeki ikincil asal gerilme(efektif): } \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

Burada $(\Delta u_d)_f$ =yenilmedeki boşluk suyu basıncı . önceki kaynaklar şunu gösterir

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

Makaslama dayanımı parametrelerinin belirlenmesi için farklı çevre basınçlarıyla benzer numunelerde deneyler yürütülebilir. Kum ve normal konsolide killerdeki konsolidasyonlu drenajsız deneylerden yenilmedeki toplam ve efektif gerilmedeki Mohr daireleri Şekil 9.26' da görülmektedir. Dikkat edilmelidir ki A ve B bu iki deneyden elde edilen Mohr dairesine

ait iki toplam gerilmedir. C ve D sırasıyla, toplam gerilmeleri olan A ve B' ye bağlı Mohr dairesinin etkin gerilmeleridir. A ve C dairelerinin çapı aynıdır, benzer olarak ta B ve D dairelerinin çapları aynıdır.



Şekil 9.26. Kum ve normal konsolide killerdeki konsolidasyonlu drenajsız deneylerden yenilmedeki toplam ve efektif gerilmedeki Mohr daireleri

Şekil 9.26' da toplam gerilme yenilme zarfı , tüm toplam gerilme yenilme zarflarından teğet geçen doğru çizilerek elde edilebilir. Kumlar ve normal konsolide killer için bu düze yakın orijinden geçen bir doğrudur ve aşağıdaki denklemle ifade edilir.

$$\tau_f = \sigma \tan \phi_{(cu)} \quad (9.16)$$

Burada σ = toplam gerilme

$\phi_{(cu)}$ = toplam gerilme yenilme zarfının normal gerilme eksenini ile yaptığı açıdır, bilindiği gibi makaslama dayanımının CU açısıdır.

Formül (9.16) pratik uygulamalarda nadiren kullanılır.

Tekrar Şekil 9.26' ya baktığımızda $\tau_f = \sigma' \tan \phi$ formülüyle gösterilen tüm efektif gerilme mohr dairelerine teğet olan yenilme zarfı konsolidasyonlu drenajlı deneyden elde edilen zarfla (Şekil 9.20) aynıdır.

Aşırı konsolide killerde konsolidasyonlu drenajsız deneyden elde edilen toplam gerilme yenilme zarfı Şekil 9.27' deki şekli alır. $a' b'$ düz çizgisi şu formül ile gösterilir.

$$\tau_f = c_{(cu)} + \sigma \tan \phi_{1(cu)} \quad (9.17)$$

ve $b'c'$ düz çizgisi Formül (9.16)' da verilen ilişkiyle devam eder. efektif gerilme mohr dairelerinden çizilen efektif gerilme yenilme zarfı Şekil 9.27'de görüldüğü gibi aynı olacaktır. Killi zeminlerdeki konsolidasyonlu drenajlı deney uzun zaman almaktadır. Bu sebepten, zeminlerde drenajlı makaslama dayanımı parametrelerini belirlemek için boşluk suyu basıncı ölçümleriyle konsolidasyonlu drenajsız deney uygulanabilir. Deviator gerilme uygulamalarında bu deneylerde drenaja izin verilmediğinde, deney daha çabuk uygulanır.

Skempton' un boşluk suyu basıncı parametresi \bar{A} Formül (9.15)' de tanımlanmıştır. Yenilmede \bar{A} parametresi şöyle yazılabilir.

$$\bar{A} = \bar{A}_f = \frac{(\Delta u_d)_f}{(\Delta \sigma_d)_f} \quad (9.18)$$

\bar{A}_f değerinin genel dağılımı pek çok killi zemin için şöyledir.

⇒ Normal konsolide killer : 0.5' den 1'e

⇒ Aşırı konsolide killer :-0.5' den 0' a

Tablo 9.3 Norwegian Geotechnical enstitüsü tarafından tanımlanan bazı normal konsolide killer için \bar{A}_f değerleri vermektedir. Şekil 9.28 üç kilde yapılmış aşırı konsolidasyon oranlarında \bar{A}_f varyasyonlarını göstermektedir. Bu deneyler için her bir doygun zemin numunesi çevreleyen hücre basıncı $\sigma_3 = \sigma'_3 = \sigma'_c$ tarafından birincil konsolidasyona uğramıştır. Birincil konsolidasyondan sonra, drenaj doğrusu yaklaşıncaya kadar çevre basıncı azaltılır. Böylece, o anda $\sigma_3 = \sigma'_3 = \sigma'_{c(deney)}$ ve aşırı konsolidasyon oranı $\sigma'_c / \sigma'_{3(deney)}$ ' e eşit olur. Boşluk suyu basıncı ölçümleri ile birlikte deviator gerilme uygulandı, drenaj doğrusu yakın tutuldu ve ilk eşitlik kazanıldı.

TABLO 9.3 Norwegian Geotechnical enstitüsü tarafından tanımlanan bazı normal konsolide killer için üç eksenli basınç deneyi sonuçları

Lokasyon	Akıcı limit	Plastik limit	Sıvılaşma indexi	Duyarlılık ^a	Drenajlı sürtünme açısı, ϕ (deg)	\bar{A}_f
Seven Sisters, Kanada	127	35	0.28		19	0.72
Sarpsborg	69	28	0.68	5	25.5	1.03
Lilla Edet, İsveç	68	30	1.32	50	26	1.10
Fredrikstad	59	22	0.58	5	28.5	0.87

Fredrikstad	57	22	0.63	6	27	1.00
Lilla Edet, İsveç	63	30	1.58	50	23	1.02
Göta River, İsveç	60	27	1.30	12	28.5	1.05
Göta River, İsveç	60	30	1.50	40	24	1.05
Oslo	48	25	0.87	4	31.5	1.00
Trondheim	36	20	0.50	2	34	0.75
Drammen	33	18	1.08	8	28	1.18
*Bjerrum ve Simons(1960)' dan sonra						
^a tanımlamadaki hassalık için Bölüm 9.17' ye bakınız						

ÖRNEK 9.7

Doygun kum numunesi 60 lb/in² çevresel basınç altında konsolide olmuştur. Sonra eksenel basınç azaltılmış ve drenaj engellenmiştir. Eksenel deviator gerilme 50 lb/in² 'ye ulaştığında numune yenilmiştir. Yenilmede boşluk suyu basıncı 41.35 lb/in² 'dir. Tespit edin

- Makaslama dayanımındaki konsolidasyonlu – drenajsız açısını
- Drenajlı sürtünme açısını, ϕ

Çözüm

- Yenilmede, $\sigma_3 = 60 \text{ lb/in}^2$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 60 + 50 = 110 \text{ lb/in}^2.$$

Şekil 9.29' dan

$$\begin{aligned} \sin \phi_{(cu)} &= \frac{AB}{OA} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \\ &= \frac{110 - 60}{110 + 60} = \frac{50}{170} = 0.294 \end{aligned}$$

veya

$$\phi_{(cu)} = 17.1^\circ$$

- $\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = 60 - 41.35 = 18.65 \text{ lb/in}^2.$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = 110 - 41.35 = 68.65 \text{ lb/in}^2.$$

$$\sin \phi = \frac{A'B'}{OA'} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{68.65 - 18.65}{68.65 + 18.65}$$

$$= \frac{50}{87.3} = 0.5727$$

veya

$$\phi = 34.94^\circ$$

ÖRNEK 9.8

Örnek 9.7.' de tanımlanan zemin numunesi için . Eğer aynı hücrede aynı çevresel basınçta (60 lb/in². olan) bir drenajlı deney yürütülürse; yenilme deviator gerilmede $(\Delta\sigma_d)_f$ ne olur?

Çözüm Formül (9.7)' den ($c = 0$ ile),

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$\sigma'_3 = 60$ lb/in². ve $\phi = 34.94^\circ$ (örnek 9.7 için). Sonuçta,

$$\sigma'_1 = 60 \tan^2 \left(45 + \frac{34.94}{2} \right) = 220.85 \text{ lb/in}^2.$$

$$(\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 220.85 - 60 = \mathbf{160.85 \text{ lb/in}^2}.$$

9.9 KONSOLIDASYONSUZ – DRENAJSIZ ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ

Konsolidasyonsuz drenajsız deneylerde, hücre basıncı σ_3 ' nün uygulanması sırasında drenaja izin verilmez. Deney numunesi deviator gerilme $\Delta\sigma_2$ uygulamasıyla yenilmeye zorlanır ve drenaj engellenir. Hiçbir aşamada drenaja izin verilmediği için, deney hızlıca uygulanabilir. Hücre çevre basıncı σ_3 uygulanması nedeniyle, zemin numunesindeki boşluk suyu basıncı u_c kadar azalacaktır. Boşluk suyu basıncında deviator gerilme uygulanmasından dolayı, ilave bir artış oluşacaktır. Bundan dolayı, numunedeki toplam boşluk su basıncı u , deviator gerilme uygulamasının her aşaması şöyle verilebilir.

$$u = u_c + \Delta u_d \quad (9.19)$$

Formül (9.13) ve (9.15)' den, $u_c = B\sigma_3$ ve $\Delta u_d = \bar{A}\Delta\sigma_d$, sonuçta

$$\boxed{u = B\sigma_3 + \bar{A}\Delta\sigma_d = B\sigma_3 + \bar{A}(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (9.20)$$

Bu deney genellikle kil numuneleri üzerinde uygulanır ve kohezif zeminler için çok önemli olan dayanıklılık kavramına bağlıdır. Yenilmedeki artık eksenel gerilme $(\Delta\sigma_d)_f$ pratik olarak hücre çevre basıncından bağımsız olarak aynı kalır. Bu özellik Şekil 9.30' da gösterilmektedir. Toplam gerilme Mohr daireleri için yenilme zarfı yatay bir doğru haline gelir ve bundan dolayı $\phi = 0$ şartı olarak adlandırılır.

$$\tau_f = c_u \quad (9.21)$$

Burada c_u drenajsız makaslama dayanımı ve Mohr dairesinin yarıçapına eşittir. $\phi = 0$ şartı sadece doymuş killerde ve siltlerde uygulanabilir olmasına dikkat edilmelidir.

Çevresel basınçtan bağımsız olarak aynı artık eksenel basıncı $(\Delta\sigma_d)_f$ elde etmenin sebebi şöyle açıklanabilir. Eğer (1. nolu) kil örneği çevre basıncında konsolide ediliyorsa ve sonrasında drenajsız olarak yenilmeye kadar makaslanmışdır, yenilmede toplam gerilme durumu Şekil 9.31' deki Mohr dairesindeki P ile gösterilebilir. yenilme durumunda numunede oluşan boşluk suyu basıncı $(\Delta u_d)_f$ ' eşittir. buradan yenilmedeki birincil ve ikincil etkili efektif gerilmeler

$$\sigma'_1 = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f$$

ve

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f$$

Q önceki etkili gerilmelerden çizilen Mohr dairesinin efektif gerilmesidir. P ve Q dairelerinin yarıçaplarının eşit olduğuna dikkat edilmelidir.

Şimdi çevre basıncı σ_3 altında ve başlangıç boşluk suyu basıncı sıfıra eşit olan (no. 2) benzer bir kil numunesini ele alalım. Eğer drenajsız çevre basıncı $\Delta\sigma_3$ kadar arttırılırsa, boşluk suyu basıncı Δu_c kadar artacaktır. İzotropik gerilme altındaki doymuş zeminler için boşluk suyu basıncı artışı toplam gerilme artışına eşittir. o zaman $\Delta u_c = \Delta\sigma_3$ ($B = 1$). Bu anda, efektif çevre basıncı $\sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta u_c = \sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3 = \sigma_3$ ' e eşittir. bu numune no. 1 deki deviator gerilme uygulamasından önceki efektif çevre basıncına eşittir. Eğer no. 2 numune eksenel gerilmenin artmasıyla yenilirse, bu 1 no' lu numunede elde edilenle aynı deviator

gerilme de $(\Delta\sigma_d)_f$ yenilir. yenilmedeki toplam gerilme Mohr dairesi R olacaktır (Şekil 9.31). $(\Delta\sigma_d)_f$ ' nin uygulanmasıyla, eklenen boşluk basıncı artışı $(\Delta u_d)_f$ olacaktır.

Yenilmede, ikincil etkili efektif gerilme

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

ve birincil etkili efektif gerilme

$$\begin{aligned} [\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] &= [\sigma_3 - (\Delta u_d)_f] - (\Delta u_d)_f \\ &= \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1 \end{aligned}$$

Böylece, efektif gerilmedeki dayanımdan dolayı; efektif gerilme Mohr dairesi bir kez daha Q olacaktır. P, Q ve R dairelerinin çaplarının eşit olacağı unutulmamalıdır.

2 no' lu deney numunesinden $\Delta\sigma_3$ ' ün herhangi bir değeri seçilmiş. Herhangi bir durumda, deviator gerilme $(\Delta\sigma_d)_f$ deneyin her iki aşaması sırasında tamamen doygun ve tamamen drenajsız zemin olması koşuluyla yenilmenin olmasına neden olur.

9.10 DOYGUN KİLLERDE SERBEST BASINÇ DENEYİ

Serbest basınç deneyi (tek eksenli basınç), drenajsız konsolidasyonsuz deneyinin genellikle kil numunelerinde kullanılan özel bir türüdür. Bu deneyde, çevresel basınç σ_3 , sıfırdır. Yenilmeyi sağlamak için numuneye eksenel yük hızlı bir şekilde uygulanır. Yenilmede, toplam ikincil asal gerilme, sıfır ve birincil asal gerilme σ_1 ' dir (Şekil 9.32). Çünkü drenajsız makaslama dayanımı, tamamen doygun ve tamamen drenajsız zemin olması koşulu ile çevresel basınçtan bağımsızdır.

$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u$$

(9.22)

Burada q_u serbest basınç dayanımıdır. Tablo 9.4' de serbest basınç dayanımını esas alarak killeri için yaklaşık kıvamlar verilmektedir. Serbest basınç deney ekipmanına ait bir fotoğraf Şekil 9.33' de gösterilmektedir.

Teorik olarak, benzer doymuş kil numuneleri için , serbest basınç deneyleri ve UU deneylerinin aynı c_u değeri vermesi beklenir. Fakat pratikte, doymuş killerde serbest basınç deneyi uygulanan UU deneylerine göre biraz düşük c_u değerler verir. Bu nedeni Şekil 9.34' de ispatlanmaktadır.

TABLO 9.4

Killerde kıvam ve serbest basınç dayanımı arasındaki genel ilişki

Kıvam	q_u	
	ton/ft^2	kN/m^2 ^a
Çok yumuşak	0 – 0.25	0 – 23.94 \approx 24
Yumuşak	0.25 – 0.5	24 - 48
Orta	0.5 – 1	48 - 96
Katı	1 – 2	96 - 192
Çok katı	2 – 4	192 - 383
Sert	> 4	> 383

^a Kıvam faktörü: $1 lb/ft^2 = 47.88 N/m^2$
Not: değerlerde en yakın numaraya yuvarlama yapılmıştır.

9.11 ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ İÇİN GENEL YORUMLAR

Aşağıdaki genel izlenimler üç eksenli basınç deneyi ile ilgili olarak yapılmıştır.

1. Direk makaslama deneyinden farklı olarak, numunedeki yenilme zarfı düzlemleri üç eksenli basınç deneyinde önceden belirlenemez.

2. Üç eksenli basınç deneyinin çeşitli tipleri ele alındığında, şu açıktır ki herhangi bir zeminin makaslama dayanımı, yükleme sırasında boşluk suyu basıncı çıkışına bağlıdır. Boşluk suyu basıncı drenajla dağılır. Arazide, zeminin makaslama dayanımı, yüklemenin ve drenajın uygulanma oranının bağlıdır.

Arazi koşulu için, granüler zeminde, yükleme oranı orta derecede ise tam drenaj meydana gelmesi olasıdır. Bu koşullar altında, drenajlı makaslama dayanımı parametreleri idare edecektir. Buna karşılık, normal konsolide killerde ($k \approx 10^{-6} \text{ cm/sec}$), yapı ile (örneğin, bir temel) oluşan artık boşluk suyu basıncının dağılması için gereken zaman belki çok uzun sürer ve yapının yapımı sırasında veya yapımdan hemen sonra drenajsız koşullar meydana gelebilir. Böylece, $\phi = 0$ koşulu kullanım için çok uygun olabilir. Fakat aşırı konsolide killerde kazı için, drenajlı hali en kritik olur.

3. Direk makaslama deneyi ile karşılaştırıldığında numunedeki gerilme koşullarının kontrolü ve bilinmesi için üç eksenli basınç deneyi büyük fonksiyonellik sağlamaktadır.
4. kısa dönem ve uzun dönem arazi şartları laboratuarda drenajsız ve drenajlı şartlar sırasıyla gösterilebilir.

9.12 GERİLME İZİ

Üç eksenli basınç deneyi sonuçları *gerilme izi* olarak adlandırılan diyagramlarla gösterilebilir. Gerilme izi deney prosesleri süresince arka arkaya gerilme durumu oluştuğunu gösteren bir dizi noktanın oluşturduğu doğrudur. Gerilme izinin çizimi için pek çok yol vardır. Bu bölüm bunlardan birini içermektedir.

Lambe (1964) p' ne karşı q' diyagramından bir gerilme izi gösterim şekli önermiştir (burada p' ve q' Mohr dairesinin tepe noktalarının koordinatlarıdır). Bu şekilde p' ve q' ilişkisi şöyledir.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (9.23)$$

$$q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (9.24)$$

Gerilme izinin gösterilme şekli Şekil 9.35 yardımı ile açıklanabilir. İzotropik konsolidasyonlu drenajlı deneye maruz kalmış normal konsolide kil numunesini ele alırsak. Başlangıçtaki deviator gerilme uygulaması, $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_3$ dür. böylece

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \sigma'_3 = \sigma_3 \quad (9.25)$$

ve

$$q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = 0 \quad (9.26)$$

Bu şartlarda, p' ve q' bir nokta gibi çıkacaktır (bu ise, Şekil 9.35' deki I). Deviator gerilme uygulandığı diğer bazı zamanlar boyunca $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \Delta\sigma_d = \sigma_3 + \Delta\sigma_d$; $\sigma'_3 = \sigma_3$. Şekil 9.35' de gösterilen A ; zemin numunesindeki gerilmenin olduğu bölgeye karşılık gelir. Bu gerilme şartlarında p' ve q' değerleri

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{(\sigma'_3 + \Delta\sigma_d) + \sigma'_3}{2} = \sigma'_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} = \sigma_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} \quad (9.27)$$

$$q' = \frac{(\sigma'_1 + \Delta\sigma_d) - \sigma'_3}{2} = \frac{\Delta\sigma_d}{2} \quad (9.28)$$

Şekil 9.35'de gösterilen p' ve q' değerleri Mohr dairesinin tepesindeki D' noktası ile gösterilir. Böylece, deviator gerilme uygulamalarının çeşitli kademelerinde p' ve q' değerleri gösterilir ve bu noktalar birleştirildiğinde ID gibi düz bir doğru elde edilir. ID düz doğrusu CD deneyindeki $q' - p'$ ile gösterilen gerilme izini göstermektedir. ID düz doğrusunun yatayla 45° açı yaptığına dikkat edilmelidir. D noktası deneydeki zemin numunesindeki yenilme koşulunu göstermektedir. Bir de, Mohr dairesindeki B yenilme gerilmesi koşulu gösterir.

Normal konsolide killerde, yenilme zarfı $\tau_f = \sigma' \tan \phi$ olarak verilebilir. Bu Şekil 9.35' deki OF doğrusudur (Şekil 9.20'den de görülebilir). Şimdi Modifiye yenilme zarfı OF' doğrusu

olarak tanımlanabilir. bu modifiye doğru genelde K_f doğrusu olarak adlandırılabilir. K_f doğrusunun formülü şöyle verilebilir.

$$\boxed{q' = p' \tan \alpha} \quad (9.29)$$

Burada $\alpha =$ modifiye yenilme zarfının yatay ile yaptığı açıdır.

ϕ ve α açıları arasındaki ilişki Şekil 9.36 ile tanımlanabilir, yenilmedeki Mohr dairesi (B dairesi) ve OF ve OF' doğruları Şekil 9.35' de gösterildiği gibi yeniden çizilmiştir. O' noktasının yenilmedeki Mohr dairesinin merkezi olduğuna dikkat edilmelidir. Şimdi

$$\boxed{\frac{DO'}{OO'} = \tan \alpha}$$

Sonuçta

$$\boxed{\tan \alpha = \frac{\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}}{\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}} \quad (9.30)$$

Tekrar,

$$\frac{CO'}{OO'} = \sin \phi$$

veya

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}}{\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (9.31)$$

Formül (9.30) ve (9.31) karşılaştırılırsa, şunu görürüz

$$\boxed{\sin \phi = \tan \sigma} \quad (9.32)$$

veya

$$\phi = \sin^{-1} (\tan \alpha) \quad (9.33)$$

Şekil 9.37 izotropik olarak konsolidasyonlu – drenajsız üç eksenli basınç deneyine tabi tutulmuş bir normal konsolide kil numunesinde $q' - p'$ 'nü göstermektedir. Deviator gerilme

uygulamasının başlangıcında, $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_3$. Buradan, $p' = \sigma'_3$ ve $q' = 0$. I noktası ile bu ilişki gösterilmektedir. Deviator gerilme uygulamalarının diğer bazı aşamaları,

$$\sigma'_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d - \Delta u_d$$

ve

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta u_d$$

Böylece,

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \sigma_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} - \Delta u_d \quad (9.34)$$

ve

$$q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\Delta\sigma_d}{2} \quad (9.35)$$

Yukarıda bahsedilen p' ve q' değerleri, Şekil 9.37' de U' noktası gibi gösterilecektir. Deney prosesindeki p' ve q' değerleri U'' noktası gibi gösterilmektedir. Zemin numunesinin yenilmesinde,

$$p' = \sigma_3 + \frac{(\Delta\sigma_d)_f}{2} - (\Delta u_d)_f \quad (9.36)$$

ve

$$q' = \frac{(\Delta\sigma_d)_f}{2} \quad (9.37)$$

Formül (9.36) ve (9.37)' de verilen p' ve q' değerleri U noktası gibi gösterilecektir. Böylece, Konsolidasyonlu – drenajsız deney için efektif gerilme eğrisi $IU'U$ dairesi ile verilebilmektedir. Belirtilen U noktası modifiye yenime zarfının üzerine düşecektir, OF' (Şekil 9.36'da görülen), yatayla bir α açısı ile eğimlidir. Şekil 9.38 Lagunillas kilerde konsolidasyonlu – drenajsız üç eksenli basınç deneyinden elde edilen bir gerilme izi sayısı göstermektedir. Killi zeminlerde gerilme eğrileri kullanarak bu yöntemle elastik konsolidason oturumalarını değerlendirmek için Lambe (1964) bir teknik öne sürmüştür.

ÖRNEK 9.9

Normal konsolide killer için yenilme zarfı $\tau_f = \sigma' \tan \phi$ formülü ile verilmiştir. Modifiye yenilme zarfına ($q' - p'$) karşılık gelen formül (9.29) veya $q' = p' \tan \alpha$ ile verilmiştir.

Benzer şekilde, eğer yenilme zarfı $\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$ ise, $q' - p'$ ile tanımlanan modifiye

yenilme zarfı $q' = m + p' \tan \alpha$ ile ifade edilebilir mi? α, ϕ ' nun fonksiyonu olarak ifade ediliyor ve m, c ve ϕ ' nun fonksiyonu olarak verilmiştir.

Çözüm Şekil 9.39' a göre

$$\sin \phi = \frac{AB}{AC} = \frac{AB}{CO + OA} = \frac{\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)}{c \cot \phi + \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)}$$

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = c \cos \phi + \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right) \sin \phi \quad (a)$$

veya

$$q' = m + p' \tan \alpha \quad (b)$$

Formül (a) ve (b)' yi karşılaştırırsak, şunu elde ederiz

$$m = c \cos \alpha$$

ve

$$\tan \alpha = \sin \phi$$

veya

$$\alpha = \tan^{-1}(\sin \phi)$$

9.13 VEYN MAKASLAMA DENEYİ

Çok yumuşak - orta sert kohezyonlu zeminlerde drenajsız makaslama dayanımı, c_u ($\phi = 0$ koşuluyla) için veyn makaslama deneyleri oldukça güvenilir şekilde elde edilebilir. Veyn aleti genel olarak bir çelik moment çubuğuna birleştirilmiş dört adet ince eşit boyda dikdörtgen çelik plakadan meydana gelmektedir (Şekil 9.40). Önce, Veyn zemin içine sokulur. Sonra, Vane' i üniform bir hızla döndürmek için moment çubuğunun tepesinden döndürme kuvveti uygulanır. Zemin yenilene kadar, h yüksekliğinde ve d çapındaki zemin silindiri dönmeye karşı koyar. Zemindeki drenajsız makaslama dayanımı aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

Eğer yenilmesi için moment çubuğunun tepesine maksimum tork T, uygulanıyorsa; bu, zemin silindirin kayma yüzeyi boyunca makaslama kuvvetinin direnç momentinin (M_e) miktarına eşit olmalıdır (Şekil 9.41a):

$$T = M_s + \frac{M_e}{2} + \frac{M_e}{3}$$

İki ucu

Direnç momenti M_s şöyle verilebilir

$$M_s = \frac{\pi d^3 h}{4} c_u \left(\frac{d}{2} \right)$$

Yüzey alanı Moment kolu

Burada d = vanenin çapı

h = vanenin boyu

M_e ' nin hesaplanmasında, araştırmacılar zemin silindirisinin sonundaki kayma hareketinin dağılımının birkaç tipi olduğunu kabuletmektedir:

1. Üçgen : c_u ile tanımlanan makaslama gerilmesi dağılımı zemin silindirisinin çevresinde merkeze doğru lineer olarak azalır ve merkezde sıfır olur.
2. Uniform: c_u ile tanımlanan makaslama gerilmesi dağılımı zemin silindirisinin çevresinden merkezine kadar sabittir.
3. Parabolik : c_u ile tanımlanan makaslama gerilmesi dağılımı zemin silindirisinin çevresinde merkeze doğru parabolik olarak azalır ve merkezde sıfır olur.

Makaslama dağılım mobilizasyondaki bu varyasyonlar Şekil 9.41b' de gösterilmektedir.

Genelde yenilmedeki moment, T ,şöyle açıklanır

$$T = \pi c_u \left[\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^3}{4} \right] \quad (9.40)$$

veya

$$c_u = \frac{T}{\pi \left[\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^3}{4} \right]} \quad (9.41)$$

Burada $\beta = \frac{1}{2}$ Üçlü drenajsız makaslama dayanımı mobilizasyonu

$\beta = \frac{2}{3}$ Uniform drenajsız makaslama dayanımı mobilizasyonu

$\beta = \frac{3}{5}$ Parabolik drenajsız makaslama dayanımı mobilizasyonu

Dikkat edilmelidir ki Formül (9.14) genellikle *Calding formülüne* dayanır.

Vane makaslama deneyleri zemin incelemelerinde laboratuvarda veya arazide yürütülür. Laboratuvardaki makaslama vane' in $\frac{1}{2}$ in. (12.7mm) bir çapı ve 1 in. (25.4 mm) boyu vardır. Şekil 9.42' de laboratuvardaki vane deneyi ekipmanına ait bir fotoğraf görülmektedir. Şekil 9.43' de ASTM (1994) tarafından önerilen arazi vane' i gösterilmektedir. Tablo 9.5' de ASTM tarafından önerilen arazi vane boyutları verilmektedir.

ASTM (1994)' e göre, eğer $h/d = 2$

$$c_u (kN/m^2) = \frac{T(N \cdot m)}{(36610^{-8})d^3} \quad (9.42)$$

↑
(in.)

ve

$$c_u (lb/ft^2) = \frac{T(lb \cdot ft)}{0.0021d^3} \quad (9.42)$$

↑
(in.)

Burada d inch cinsinden verilmiştir.

Arazide, drenajsız makaslama dayanımı sıkışabilir önemli varyasyonlar derinlikle bulunabilmesine vane makaslama deneyi son derece kullanışlıdır. Kısa vadede, c_u ' nun derinlikle değişimi makul derecede örnekleme ile saptanabilir. Bununla birlikte eğer verilen kısımda kil birikintisi az veya çok uniform ise, örselenmemiş numunelerde birkaç konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyi dizayn çalışmalarında zemin parametreleri için makul bir düşünce kabul edilebilir.

TABLO 9.5 Arazi vaneleri için tavsiye edilen çaplar

Tüp Boyutu	Çap mm (in.)	Boyu,mm (in.)	Ağız kalınlığı mm (in.)	Rod çapı mm (in.)
AX	38.1 $\left(\frac{1}{2}\right)$	76.2 (3)	1.6 $\left(\frac{1}{16}\right)$	12.7 $\left(\frac{1}{2}\right)$
BX	50.8 (2)	101.6 (4)	1.6 $\left(\frac{1}{16}\right)$	12.7 $\left(\frac{1}{2}\right)$
NX	63.5 $\left(2\frac{1}{2}\right)$	127.0 (5)	3.2 $\left(\frac{1}{8}\right)$	12.7 $\left(\frac{1}{2}\right)$
4 İN. (101.6 mm) ^b	92.1 $\left(3\frac{5}{9}\right)$	184.1 $\left(7\frac{1}{2}\right)$	3.2 $\left(\frac{1}{8}\right)$	12.7 $\left(\frac{1}{2}\right)$

*ASTM, 1994' den sonra

Vane makaslama deneyleri uygulanabilecekleri zeminlerin dayanımları ile sınırlıdır. Drenajsız makaslama dayanımı vane makaslama deneyinden elde edilir tabi ki momentin, T, uygulanma oranına da bağlıdır.

Bjerrum (1974) temel dizaynı için güvensiz olan yerlerde vane makaslama deneylerinin verebildiği sonuçlardan elde edilen c_u , zeminlerin plastisite artışları göstermektedir. Bu sebepten, şu düzeltmeyi önermektedir.

$$c_u (\text{dizayn}) = \lambda c_b (\text{vane kesme}) \quad (9.44)$$

burada

$$\lambda = \text{düzeltme faktörü} = 1.7 - 0.54 \log (PI) \quad (9.45)$$

PI = plastisite indisi

Son zamanlarda, Morris ve Williams (1994) λ için verdikleri düzeltme şöyledir.

$$\lambda = 1.18e^{-0.08(PI)} + 0.57 \quad (PI > 5 \text{ için}) \quad (9.46)$$

ve

$$\lambda = 7.01e^{-0.08(LL)} + 0.57 \quad (LL > 20 \text{ için}) \quad (9.47)$$

burada LL = likit limit(%).

9.14 DRENAJSIZ MAKASLAMA DAYANIMINDA VANE' NİN DÖNME ORANININ ETKİSİ

Arazideki vane makaslama deneyinde, vane yaklaşık olarak dakikada 6° oranında döner. Drenajsız kohezyonu, c_u , göstermesine rağmen kil tipinin fonksiyonu olarak vane makaslama deneyinden ve vane' deki açısız dönme (w) den tespit edilebilir. Şekil 9.44 ve 9.45 Pierre şeyl' i ve kaolinit' inde kabul edilebilir laboratuar vane makaslama deneyi sonuçlarını göstermektedir. Bu şekillerde $c_{u(w)}/c_{u(w=6^\circ/\text{min})}$ ve w arasında gösterim yapılmıştır.

1. vane' nin rotasyon oranında; c_u dağılımdan dolayı bazı etkilenmeler vardır. Sharifounnasab ve Ullrich (1985)' in sonuçlarının ana ilkesi,

$$\frac{c_{u(w)}}{c_{u(w=6^\circ/\text{min})}} = \alpha' \left(\frac{w^\circ/\text{min}}{6^\circ/\text{min}} \right)^{\beta'} \quad (9.48)$$

Pierre şeyl' i için, $\alpha' = 1.03$ ve $\beta' = 0.05$. Aynı şekilde, kaolinit için, $\alpha' = 0.99$ ve $\beta' = -0.16$.

2. Pierre şeyl' inin yüksek plastik olmasından dolayı Pierre şeyl' i için sonuç β' pozitif ve kaolinit için negatiftir . Zıttı olarak , killer düşük plastik kaolinit gibi, vane deneyi esnasında , c_u ' nun düşük değerlerinin sonucu olarak kısmi drenaj meydana gelebilir.

9.15 DRENAJSIZ MAKASLAMA DAYANIMININ BELİRLENMESİNDEKİ DİĞER METOTLAR

Vane makaslama deney aparatlarının modifiye hali *Torvane*' dir (The Slope Indicator Company, Seattle, Washington)(Şekil 9.46), elde taşınabilir kalibrasyon kadranlı bir alettir. Bu alet arazide zemin araştırmaları sırasında alınan tüp numunelerde ve arazide c_u ' nun belirlenmesinde kullanılabilir. Torvane zeminin içine sokulur ve zemin yenilene kadar döndürülür. Drenajsız makaslama gerilmesi en üstündeki kalibrasyonlu kadrandan okunabilir.

Şekil 9.47 bir *pocket penetrometer* göstermektedir bu zeminin içine direk olarak sokulur. Sınırlandırılmamış sıkışma dayanımı (q_u) kalibrasyon kadranından ölçülebilir. Bu alet hem laboratuarda ve hem arazide kullanılabilir.

9.16 KİLLERDE DAYANIM ANİZOTROPİSİ

Bazı doymuş killerde konsolidasyonsuz drenajsız makaslama dayanımı yük uygulama yönüne bağlı olarak değişebilmektedir; bu değişim *dayanımına bağlı olan anizotropiyle* ilgilidir. Anizotropinin birincil nedeni kohezif zeminlerdeki çökelişin doğası ve sonra gelen konsolidasyonun yaptığı ikincil ana gerilme yönünün deki kil tanelerin düşey oriyantasyonudur. Kil tanelerin paralel oriyantasyonu çeşitli yönlerde kilin dayanım göstermesine neden olabilir. Şekil 9.48a' birim zemin elemanına etki eden asal gerilmenin yatayla yaptığı α açısı gösterilmektedir. Anizotropik killer için c_u 'nun büyüklüğü α 'nın fonksiyonudur. Casagrande ve Carrillo (1994) drenajsız makaslama dayanımının doğrultu varyasyonlarına göre aşağıdaki eşitliği önermişlerdir.

$$c_u(\alpha) = c_{u(\alpha=0^\circ)} + [c_{u(\alpha=90^\circ)} - c_{u(\alpha=0^\circ)}] \sin^2 \alpha \quad (9.49)$$

Normal konsolide killer için, $c_{u(\alpha=90^\circ)} > c_{u(\alpha=0^\circ)}$; aşırı konsolide killer için $c_{u(\alpha=90^\circ)} < c_{u(\alpha=0^\circ)}$ dir. Şekil 9.48b' de Formül (9.49)' bağlı olarak $c_{u(\alpha)}$ için doğrultu varyasyonları verilmektedir. Killere için dayanımına bağlı olan anizotropi; birincil asal gerilmenin doğrultusu boyunca potansiyel yüzeylerinin değişmesinden dolayı, dolguların stabilitesinde ve temellerin taşıma kapasitesinde oldukça büyük etkiye sahiptir.

9.17 KİLDEKİ HASSASLIK VE THIXOTROPY

Pek çok doğal olarak çökelmiş killi zeminlerde, nem içeriğinde hiçbir değişim olmadan yoğrulduktan (remolded) sonra zeminde deney yapıldığında, serbest basınç dayanımı büyük oranda düşer, Şekil 9.49' da gösterildiği gibi. Killi zeminlerin bu özelliği *hassaslık* olarak adlandırılır. Hassaslık derecesi serbest basınç dayanımındaki örselenmemiş durumdakinin yoğrulmuş durumdakinine oranı olarak tanımlanabilir veya

$$S_t = \frac{q_{u(\text{örselenmemiş})}}{q_{u(\text{örselenmiş})}} \quad (9.50)$$

Çoğu killerde hassaslık oranı 1 ile 8 arasında sıralanmaktadır; bununla birlikte, denizde çökelmiş yumuşak killerde hassaslık oranı **10 ile 80** arasında sıralanabilmektedir. Bazı killer yoğurumla ile viskoz hale geçer. Bu killer çoğunlukla Kuzey Amerika ve İskandinavya'nın öncelikle buzullu alanlarda bulunmaktadır. Bu killer (quick) akıcı killere gibidir. Rosenqvist

(1953) hassaslıklarını temel alarak killeri sınıflamıştır. Bu genel sınıflama Şekil 9.50' de gösterilmektedir.

Yoğrulmadan dolayı kilerin dayanımındaki düşüşün birincil nedeni orijinal sedimentasyon sürecinde oluşan kil partiküllerinin yapısının yıkılmasıdır.

Yoğrulmadan sonra, bununla birlikte zemin numunesi örselenmemiş halde tutulursa (bu, nem içeriğinde hiçbir değişim olmadan), zamanla dayanım kazanmaya devam eder. Bu fenomen (olay) *thixotropy* dir. Thixotropy zamana bağlı, yoğrulduğunda hacmi yumuşamış olan ve sabit bileşimi altında tersine dönebilir bir prosestir. Malzemelerin hareketsiz kalmasına izin verildiğinde bu dayanım kaybı zamanla tekrar kazanılır. Bu fenomen Şekil 9.51a' da örneklenmektedir.

Çoğu zemin kısmen thixotropiktir, bu; zamanla tekrar kazanılamayan yoğrulmayla meydana gelen bir çeşit dayanım kaybıdır. kısmen thixotropik malzemenin dayanım – zaman varyasyonları Şekil 9.51b' de gösterilmektedir.

Zeminlerin örselenmemiş mukavemetleri ve thixotropi sıkılaştırmasına maruz kaldıktan sonraki mukavemetleri arasındaki fark, sedimentasyon oluşumu sırasında gelişen kil yapılarıyla ilişkilendirilebilir

Seed ve Chan (1959) killerde thixotropik dayanımın geri kazanım parametrelerinin çalışmak için su içeriği plastik limite yakın veya üstünde olan üç tane sıkışmış kilde pek çok deneyler yürütmüşlerdir. Bu deneylerin sonuçları Şekil 9.52' de gösterilmektedir.

$$\text{Thixotropik dayanım oranı} = \frac{c_{u(\text{kompaksiyondan sonraki } t \text{ zamanı})}}{c_{u(\text{kompaksiyondan sonraki } t=0 \text{ zamanı})}} \quad (9.51)$$

9.18 DRENAJSIZ KOHEZYON (c_u) VE EFEKTİF YÜK BASINCI (σ')

Arazideki c_u ile efektif yük basıncı (σ') arasında pek çok ampirik ilişki öne sürülebilir. Bu ilişkilerden bazıları Tablo 9.6' da özetlenmiştir.

Yük basıncı oranı Bölüm 8' de şöyle tanımlanmıştır.

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \quad (9.52)$$

burada σ'_c ön konsolidasyon basıncı

TABLO 9.6 c_u ve σ' ile ilgili olan ampirik formüller

Referans	ilişki	söylenenler
Skempton (1957)	$\frac{c_{u(VST)}}{\sigma'} = 0.11 + 0.0037(PI)$ PI = plastisite indisi (%) $c_{u(VST)}$ = vane makaslama deneyi için drenajsız makaslama dayanımı	Normal konsolide killer için
Chandler (1988)	$\frac{c_{u(VST)}}{\sigma'_c} = 0.11 + 0.0037(PI)$ σ'_c = ön konsolidasyon basıncı	Aşırı konsolide killer için kullanılabilir; doğruluğu \pm %25 duyarlı ve füsürlü killer için geçerli değildir
Jamiolkowski et al. (1985)	$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 0.23 \pm 0.04$	Hafif aşırı konsolide killer için
Mersi (1989)	$\frac{c_u}{\sigma'} = 0.22$	
Bjerrum ve Simons (1960)	$\frac{c_u}{\sigma'} = f(LI)$ LI = likitlik indisi	Normal konsolide killer için bakınız; Şekil 9.53
Ladd et al. (1977)	$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'}\right)_{aşırı \text{ konsolide}}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'}\right)_{normal \text{ konsolide}}} = (OCR)^{0.8}$ OCR = aşırı konsolidasyon oranı	

ÖRNEK 9.10

Şekil 9.54' de bir zemin profili görülmekte. Kil normal konsolide. Likit limiti 68 ve Plastik limiti 27. yeryüzünden 30 ft derinlikte ölçülen kilin sınırlanmamış sıkışma dayanımını tahmin edin. Tablo 9.6 ve Formül (9.44) ve (9.45)' deki Skempton' un ilişkilerini kullanın.

Çözüm doygun kil tabakası için, boşluk oranı

$$e = wG_s = (2.68)(0.4) = 1.07$$

efektif birim hacim ağırlığı

$$\gamma'_{kil} = \left(\frac{G_s - 1}{1 + e} \right) \gamma_w = \frac{(2.68 - 1)(62.4)}{1 + 1.07} = 50.6 \text{ lb/ft}^3$$

Yeryüzünden 30 ft derinlikteki efektif gerilme

$$\begin{aligned} \sigma' &= 10\gamma_{kum} + 20\gamma'_{kil} = (10)(100) + (20)(50.6) \\ &= 2012 \text{ lb/ft}^2 \end{aligned}$$

Tablo 9.6' dan

$$\frac{c_{u(VST)}}{\sigma'} = 0.11 + 0.0037(PI)$$

$$\frac{c_{u(VST)}}{2012} = 0.11 + 0.0037(68 - 27)$$

$$c_{u(VST)} = 526.5 \text{ lb/ft}^2$$

Formül (9.44) ve(9.45)' den,

$$\begin{aligned} c_u &= \lambda c_{u(VST)} \\ &= [1.7 - 0.54 \log(PI)] c_{u(VST)} \\ &= [1.7 - 0.54 \log(68 - 27)] 526.5 = 436.5 \text{ lb/ft}^2 \end{aligned}$$

Sonuçta, sınırlandırılmamış sıkışma dayanımını şöyledir:

$$q_u = 2c_u = (2)(436.5) = \mathbf{873 \text{ lb/ft}^2}$$

9.19 DOYGUN OLMAYAN KOHEZİF ZEMİNLERDE MAKASLAMA DAYANIMI

Doygun zeminlerde toplam gerilme, efektif gerilme ve boşluk suyu basıncı arasındaki ilişkinin özet tanıtımı Bölüm 6' da dır.

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (9.53)$$

burada σ' = efektif gerilme

σ = toplam gerilme

u_a = boşlukteki hava basıncı

u_w = boşluk suyu basıncı

Efektif gerilme parametrelerinin temeli olan σ' ifadesi, makaslama dayanımı formülünde (formül(9.8)) yerinde kullanıldığında; şunu elde ederiz.

$$\tau_f = c + [\sigma - u_a + \kappa(u_a u_w)] \tan \phi \quad (9.54)$$

κ değeri gösterilmeden önce, doygunluk derecesine öncelikle bağlıdır. Olağan üç eksenli ekipmanı laboratuvar deneyleri için kullanılır, doygun olmayan zemin numunelerinde efektif gerilmeyi doğrudan belirlemek mümkün değildir, sonuçta doygun olmayan zemin numunelerinde yaygın uygulama drenajsız üç eksenli basınç deneyi yapılması ve sadece toplam gerilmenin hesaplanmasıdır. Şekil 9.55 verilen ilk doygunluk derecesinde uygulanan drenajsız üç eksenli basınç deneyi değerlerinden toplam gerilme yenilme zarfı elde edilmesini göstermektedir. Yenilme zarfı genelde eğridir. Yüksek çevre basıncı hava boşluklarında yüksek sıkışmaya neden olur; bu, boşluktaki havanın boşluktaki suya aktarımını artırır. Dizayn amacı için eğri zarf, Şekil 9.55’ de gösterildiği gibi bazen düz olarak şu eşitlikle kabul edilebilir.

$$\tau_f = c_{(us)} + \sigma \tan \phi_{(us)} \quad (9.55)$$

Dikkat edilmelidir ki $c_{(us)}$ ve $\phi_{(us)}$ önceki eşitlikte sabitler ampirik’ dir.

İnorganik kildeki drenajsız deneyden elde edilen doygunluğun ilk derecesindeki değişimle toplam gerilme zarfı varyasyonları Şekil 9.56’ da gösterilmektedir. Bu deneyde numuneler yaklaşık 106 lb/ft^3 (16.7 kN/m^3) olan aynı kuru birim hacim ağırlığı hazırlanıyor. Verilen toplam normal gerilme için, makaslama gerilmesi; yenilmede doygunluğun artış derecesi kadar azalmaya neden oluyor. Doygunluk derecesi %1000’ e ulaştığında, toplam gerilme yenilme zarfı $\phi = 0$ koşulundaki gibi yatay bir doğru haline gelir.

Pratik durumlarda kohezif zemin çökeltileri yağmurlarla veya artan yeraltı su tablasının yükselmesiyle doygun hale gelmiş olabilir, kısmen doygun killerin dayanımı dizayn çalışmalarında kullanılmamalıdır.. yerine, araziden doygun olmayan zemin numuneleri edinilip, laboratuvar da doygun hale getirilip drenajsız dayanımı belirlenmelidir.