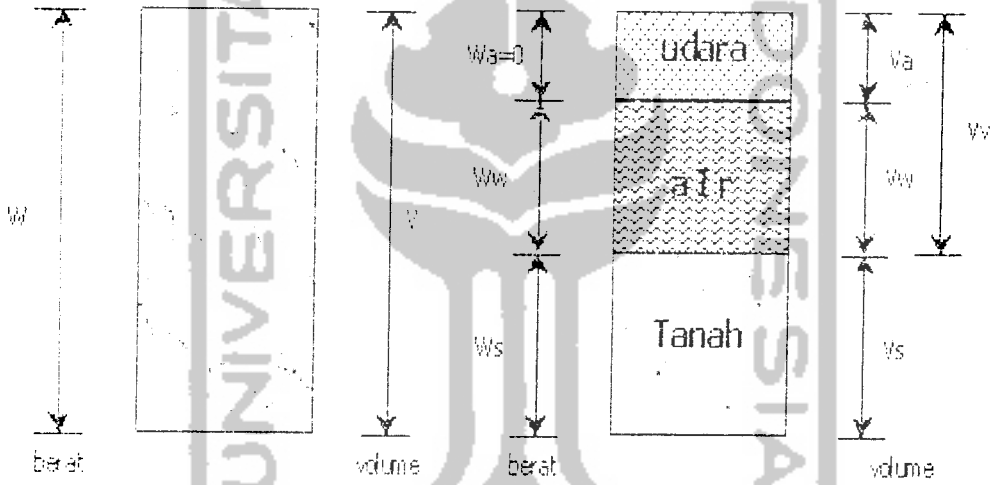
BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Sifat-Sifat Partikel Tanah

3.1.1 Hubungan Antar Partikel

Secara sederhana tanah disusun atas tiga bagian yang terdiri dari butiran tanah, rongga tanah (pori-pori), dan air dalam pori. Komposisi dari ketiga bagian tersebut diperlihatkan pada gambar 3.1.



Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah
(Sumber: HC Hardiyatmo, 2002)

Ketiga bagian tanah tersebut memberikan beberapa pengertian penting yang menggambarkan sifat-sifat tanah sebagai berikut ini.

a. Kadar air (*Water Content, w*)

Kadar air yaitu perbandingan berat air dan berat butiran padat, dinyatakan dalam persen atau desimal.

$$w = \frac{Ww}{Ws} \tag{3.1}$$

b. Berat Volume *(Weigth of Volume, γ)*

Berat volume basah (γ_b) adalah perbandingan antara berat total tanah dengan volume total tanah.

$$\gamma_b = \frac{W}{V} \tag{3.2}$$

Berat volume kering (γ_k) adalah perbandingan berat volume padat dengan volume total tanah.

$$\gamma_k = \frac{Ws}{V} \tag{3.3}$$

Berat Volume butiran padat (γ_s) adalah perbandingan berat butiran padat dengan volume butiran padat.

$$\gamma_s = \frac{Ws}{Vs} \tag{3.4}$$

Bila tanah jenuh air, yaitu ruang pori terisi penuh oleh air sehingga mempunyai volume=1 maka,

$$\gamma_{sat} = [(1-n)Gs + n]\gamma_w = \frac{(Gs+e)\gamma_w}{1+e} \tag{3.5}$$

dengan γ_{sat} = berat volume jenuh air

γ_w = berat volume air = 1 t/m^3 atau 9,81 kN/m^3

Bila tanah terendam air maka berat volume apung atau berat volume efektif dinyatakan sebagai γ' sehingga,

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \tag{3.6}$$

c. Berat Jenis/Berat Spesifik *(Specific Gravity, Gs)*

Yaitu perbandingan antara berat volume butiran tanah dengan berat volume air, tidak mempunyai satuan.

$$Gs = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \tag{3.7}$$

d. Angka Pori (*Void Ratio, e*)

Yaitu perbandingan antara volume pori dengan volume padat, dinyatakan dalam persen.

$$e = \frac{Va + Vw}{Vs} = \frac{Vv}{Vs} \tag{3.8}$$

e. Porositas (*Porosity, n*)

Yaitu perbandingan antara volume pori dengan volume total, dinyatakan dalam persen atau desimal.

$$n = \frac{Vv}{V} \tag{3.9}$$

f. Derajat kejenuhan *(Degree of saturation, S)*

Yaitu perbandingan antara volume air dengan volume pori, dinyatakan dalam persen atau desimal.

$$S = \frac{Vw}{Vv} \tag{3.10}$$

3.1.2 Klasifikasi Tanah

Pada sistem *USCS*, tanah diklasifikasikan ke dalam tanah berbutir kasar (kerikil dan pasir) jika kurang dari 50% lolos saringan #200, dan sebagai tanah berbutir halus (lanau/lempung) jika lebih dari 50% lolos saringan #200. Selanjutnya tanah dapat diklasifikasikan dalam sejumlah kelompok dan subkelompok yang dapat dilihat dalam tabel 2.3.

Prosedur untuk menentukan klasifikasi tanah sistem *USCS* (HC. Hardiyatmo, 2002) adalah:

1. Tentukan secara visual apakah tanah berbutir halus atau berbutir kasar, atau dengan cara menyaringnya dengan saringan no. 200.
2. Jika tanah berupa butiran kasar:
   a. Saring tanah tersebut dan gambarkan grafik distribusi butiran.
   b. Tentukan prosentase butiran lolos saringan no.4. Bila prosentase butiran lolos kurang dari 50%, klasifikasikan tanah tersebut sebagai kerikil, sedangkan bila prosentase butiran yang lolos lebih dari 50% maka tanah diklasifikasikan sebagai pasir.
   c. Tentukan jumlah butiran yang lolos saringan no.200. Jika prosentase butiran yang lolos kurang dari 50%, pertimbangkan bentuk grafik distribusi dengan menghitung C_u dan C_c. jika termasuk bergradasi baik maka klasifikasi sebagai GW (bila kerikil) atau SW (bila pasir). Jika termasuk bergradasi buruk maka klasifikasikan GP (bila kerikil) atau SP (bila pasir).

d. Jika prosentase butiran tanah yang lolos saringan no. 200 di antara 5 sampai 12%, tanah akan mempunyai simbol dobel dan mempunyai sifat keplastisan (GW-GM, SW-SM, dan sebagainya).

e. Jika prosentase butiran yang lolos saringan no. 200 lebih besar 12% maka harus dilakukan uji batas-batas *Atterberg* dengan menyingkirkan butiran tanah yang tinggal dalam saringan no. 40. Kemudian dengan menggunakan diagram plastisitas ditentukan klasifikasinya (GM, GC, SM, SC, GM-GC, atau SM-SC).

3. Jika tanah berbutir halus :

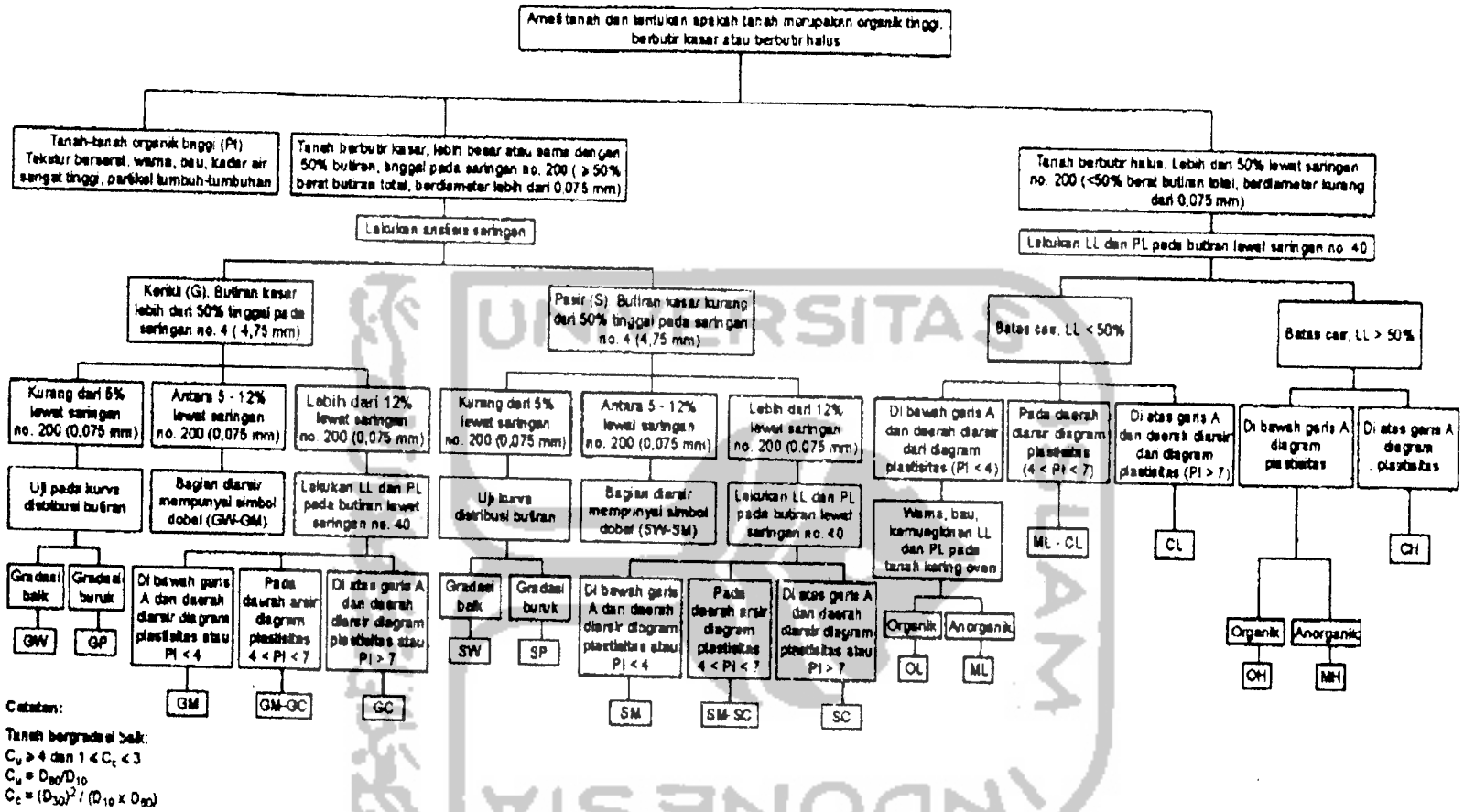
a. Kerjakan uji batas-batas *Atterberg* dengan menyingkirkan butiran tanah yang tinggal butiran tanah yang tinggal dalam saringan no. 40. Jika batas cair lebih dari 50 maka klasifikasikan sebagai H (plastisitas tinggi) dan jika kurang dari 50 maka klasifikasikan sebagai L (plastisitas rendah).

b. Untuk H (plastisitas tinggi), jika plot batas-batas *Atterberg* pada grafik plastisitas di bawah titik A maka tentukan apakah tanah organik (OH) atau anorganik (MH). Jika plotnya jatuh di atas garis A maka klasifikasikan sebagai CH.

c. Untuk L (plastisitas rendah), jika plot batas-batas *Atterberg* pada grafik plastisitas di bawah garis A dan area yang diarsir maka tentukan klasifikasikan tanah tersebut sebagai organik (OL) atau anorganik (ML) berdasar warna, bau, atau perubahan batas cair dan batas plastisnya dengan mengeringkannya di dalam oven.

d. Jika plot batas-batas *Atterberg* pada grafik plastisitas jatuh pada area yang diarsir, dekat dengan garis A, atau nilai LL sekitar 50 maka digunakan simbol dobel.

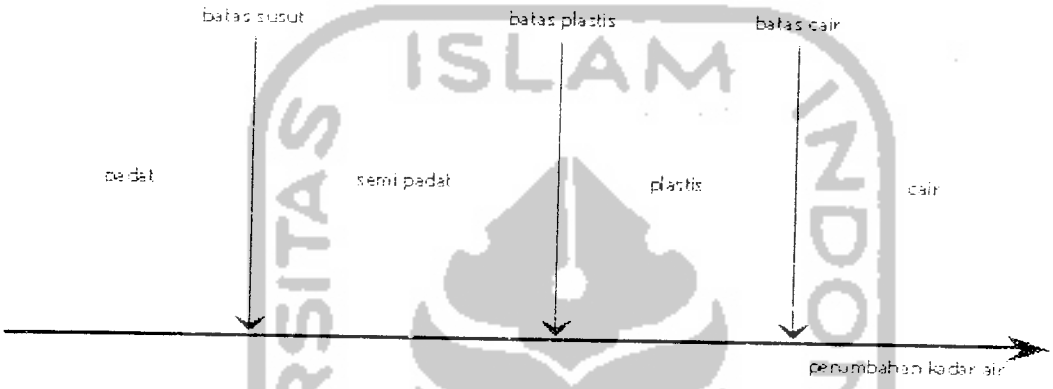
Cara penentuan klasifikasikan tanah sistem *USCS* dengan menggunakan diagram alir pada gambar 3.2.



Gambar 3.2 Bagan Alir Klasifikasi Tanah Sistem *USCS*
Sumber : HC. Hardiyatmo, 2002

3.1.3 Konsistensi Tanah

Untuk tanah kohesif (tanah yang mengandung mineral lempung), kadar air dalam tanah sangat berpengaruh terhadap konsistensi tanah. Keadaan tanah akibat perubahan kadar air dapat berupa padat, semi padat, plastis, dan cair. Batas-batas keadaan tersebut disebut batas-batas *Atterberg* yang ditunjukkan pada gambar 3.3.



Gambar 3.3 Batas-batas *Atterberg*
(Sumber: HC Hardiyatmo,2002)

Batas-batas konsistensi tanah menurut *Atterberg* meliputi lima keadaan konsistensi tanah berikut ini.

a. Batas cair *(Liquid Limit, LL)* adalah kadar air dimana untuk nilai-nilai di atasnya tanah berperilaku sebagai cairan kental (campuran tanah-air tanpa kuat geser yang dapat diukur).
b. Batas plastik *(Plastic Limit, PL)* adalah kadar air dimana untuk nilai-nilai dibawahnya tanah tidak berperilaku sebagai bahan yang plastis.
c. Batas *susut (Shrinkage Limit, SL)* adalah kadar air dimana untuk nilai-nilai dibawahnya pengurangan kadar air tidak disertai adanya penyusutan volume tanah. Semakin kecil batas susut suatu tanah, semakin mudah mengembang jika terkena air.
d. Batas lengket *(Sticky Limit)*, adalah kadar air di mana tanah kehilangan sifat adhesinya dan tidak lengket lagi pada benda lainnya.
e. Batas kohesi *(Cohesion Limit)*, adalah kadar air dimana tanah kehilangan sifat kohesinya, yaitu gaya lekatan antar butiran-butiran tanah.

Dari lima keadaan konsistensi tanah, tiga diantaranya sangat penting dalam rekayasa sipil, yaitu batas plastis, batas cair, dan batas susut. Konsistensi suatu tanah dapat digambarkan dengan indeks tanah yang diturunkan dari tiga keadaan tersebut, yaitu :

1. Indeks Plastisitas *(Plasticity Index, PI)*

Indeks Plastisitas adalah rentang kadar air dimana tanah bersifat plastis. Indeks plastisitas (PI) dihitung sebagai berikut :

$$PI = LL - PL \tag{3.11}$$

Jika tanah mempunyai PI tinggi maka tanah mengandung banyak butiran lempung. Jika PI rendah, seperti lanau, sedikit pengurangan kadar air mengakibatkan tanah menjadi kering. Atterberg memberikan batasan mengenai Indeks Plastisitas, sifat, macam tanah, dan kohesinya seperti tabel 3.1.

Tabel 3.1 Nilai Indeks Plastisitas dan Macam Tanah
Sumber : HC Hardiyatmo, 2002

PI	Sifat	Macam Tanah	Kohesif
0	Non Plastis	Pasir	Non Kohesif
< 7	Plastisitas rendah	Lanau	Kohesif sebagian
7 – 17	Plastisitas sedang	Lempung berlanau	Kohesif
> 17	Plastisitas tinggi	Lempung	Kohesif

2. Indeks kecairan *(Liquidity Index, LI)*

Indeks kecairan ditentukan melalui hubungan:

$$LI = \frac{w_N - PL}{LL - PL} = \frac{w_N - PL}{PI} \tag{3.12}$$

dengan w_N = kadar air di lapangan.

Indeks kecairan berguna untuk menentukan keadaan tanah di lapangan. Apabila kelembaban tanah asli (w_N), Batas Plastis, dan Indeks Plastisitas diketahui maka:

Jika $0 < LI < 1$ tanah bersifat sebagai bahan yang plastis,

Jika $LI \geq 1$ tanah berada dalam keadaan cair,

Jika $LI < 0$ tanah berada dalam keadaan padat.

Indeks konsistensi dihitung sebagai:

$$CI = \frac{LL - w_N}{PI} \tag{3.13}$$

Perbedaan antara indeks konsistensi dengan indeks kecairan hanya pada nilai numerik. Apabila tanah dilapangan mempunyai kadar air lebih besar dari batas cair

maka dipakai indeks kecairan, sedangkan bila kadar air dilapangan lebih kecil dari batas cair maka dipakai indeks konsistensi.

Pada kondisi alam konsistensi tanah kohesif dinyatakan dalam istilah lunak, sedang, dan keras. Menurut Peck,dkk, kondisi ini dapat dikaitkan dengan nilai kuat geser dan tekan bebas, seperti yang ditunjukan pada tabel 3.2.

Tabel 3.2. Nilai Kuat Geser dan Tekan Bebas (q_u)
(Sumber : Peck, dkk, 1993)

KONDISI TANAH LEMPUNG	IDENTIFIKASI DI LAPANGAN	q_u (kg/cm^2)
Sangat lunak	Dengan mudah ditembus beberapa inchi dengan kepalan tangan	< 0,25
Lunak	Dengan mudah ditembus beberapa inchi dengan ibu jari	0,25 – 0,5
Sedang	Dapat ditembus beberapa inchi pada kekuatan sedang dengan ibu jari	0,5 – 1,0
Kaku	Melekuk bila ditekan dengan ibu jari, tetapi dengan kekuatan besar	1,0 – 2,0
Sangat kaku	Melekuk bila ditekuk dengan kuku ibu jari	2,0 –4 ,0
Keras	Kesulitan bila ditekan dengan ibu jari	> 4

3.2 Sifat-Sifat Mekanika dan Hidraulika Tanah

3.2.1 Kuat Geser Tanah

Kuat geser tanah adalah gaya perlawanan yang dilakukan oleh butir-butir tanah terhadap desakan atau tarikan (HC. Hardiyatmo,2002). Dengan dasar pengertian ini kuat geser berhubungan erat dengan kondisi keruntuhan tanah.

Nilai kuat geser tanah sukar ditentukan secara pasti (Bowles,1993), karena sangat tergantung pada banyak faktor seperti :

a. Keadaan tanah (angka pori, ukuran, dan bentuk butir),
b. Jenis tanah (kerikil, pasir, lempung, dan komposisinya),
c. Kadar air
d. Jenis beban dan tingkatnya, seperti beban dinamis dan beban statis,
e. Anisotropis tanah, yaitu sifat tanah yang tidak sama arah lateral dan vertikal.

Teori kuat geser tanah yang sekarang banyak dipakai adalah teori yang dikemukakan oleh Coulomb (1776). Coulomb menyatakan bahwa kuat geser tanah dapat dibagi dalam nilai yang tergantung pada tahanan geser antar butiran tanah dan kohesi pada permukaan butiran itu.

Secara numerik kekuatan geser menurut Coulomb dinyatakan dalam persamaan berikut :

$$\tau = c + \sigma . tan\, \phi \qquad (3.14)$$

dengan :

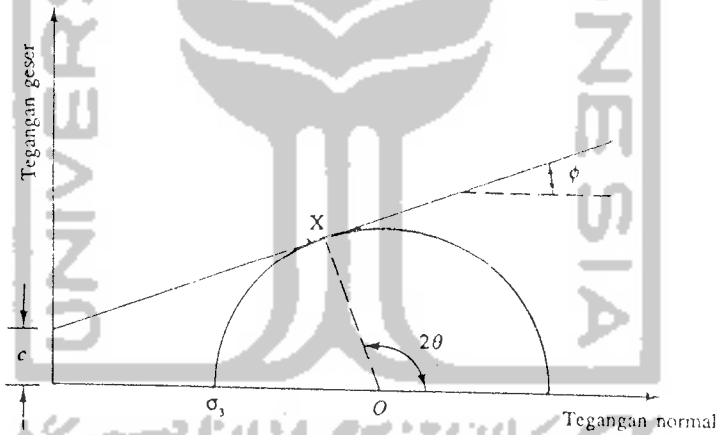
τ = kuat geser tanah (kg/cm^2)

c = kohesi tanah (kg/cm^2)

σ = tegangan normal pada bidang runtuh (kg/cm^2)

ϕ = sudut gesek dalam (°)

Persamaan di atas disebut kriteria keruntuhan atau kegagalan *Mohr-Coulomb*, yang menyatakan bahwa keruntuhan akibat geser akan terjadi bila tegangan geser pada suatu bidang mencapai syarat tertentu. (Braja M. Das, 1994). Garis kegagalan yang didefinisikan dalam persamaan 3.14 adalah kurva yang ditunjukkan dalam gambar 3.4.



Gambar 3.4 Garis keruntuhan Mohr-Coulomb
(Sumber : Braja M. Das, 1994)

3.2.2 Tegangan Efektif Tanah

Terzaghi (1923) memberikan prinsip tegangan efektif yang bekerja pada segumpal tanah. Prinsip tegangan efektif ini hanya berlaku untuk tanah jenuh sempurna (HC. Hardiyatmo, 2002):

1. Tegangan normal total (σ) pada bidang di dalam tanah, yaitu tegangan akibat berat total tanah termasuk air dalam ruang pori, per satuan luas, yang arahnya tegak lurus.

2. Tekanan air pori (u), disebut juga dengan tekanan netral yang bekerja ke segala arah sama besar, yaitu tekanan air yang mengisi rongga di antara butiran padat,
3. Tegangan normal efektif (σ') pada suatu bidang dalam massa tanah, yaitu tegangan yang dihasilkan dari beban berat butiran tanah per satuan luas bidangnya.

Hubungan ketiga tegangan di atas adalah:

$$\sigma = \sigma' + u \tag{3.15}$$

Kesimpulannya, tegangan efektif merupakan gaya persatuan luas yang dipikul oleh butir-butir tanah. Perubahan volume dan kekuatan tanah tergantung pada tegangan efektif di dalam massa tanah. Makin tinggi tegangan efektif suatu tanah maka makin padat tanah tersebut.

3.2.3 Daya Resap Tanah (Permeabilitas)

Permeabilitas didefinisikan sebagai bahan berongga yang memungkinkan cairan untuk menembus melalui ruang antar pori. Bahan yang mempunyai sifat permeabilitas adalah bahan yang mempunyai rongga-rongga yang saling berhubungan. Untuk masalah geoteknik cairan itu adalah air dan bahan berongga adalah tanah.

Besarnya nilai permeabilitas suatu tanah dinyatakan dalam koefisien permeabilitas (k) dalam satuan cm/detik. Tanah lempung mempunyai koefisien permeabilitas yang sangat kecil, untuk lempung murni umumnya berkisar antara 1×10^{-6} sampai 1×10^{-8} cm/detik.

3.2.4 Kemampumampatan Tanah (Kompresibilitas)

Tanah mempunyai sifat kemampatan yang besar jika dibanding bahan bangunan yang lain seperti baja dan beton. Walaupun kemampatan butiran tanah dan air relatif kecil, tetapi karena tanah mempunyai pori-pori yang besar maka kemampatan dapat diakibatkan oleh penyusutan pori-pori tanah.

Pada saat beban bekerja pada tanah, susunan butir-butir tanah berubah sehingga pori-pori menyusut. Akibat penyusutan pori-pori tersebut, air pori dipaksa keluar dari ruang pori. Pada tanah berpasir yang bersifat permeabel, pengaliran air pori berlangsung cepat sehingga proses pemampatan segera selesai. Tetapi untuk tanah berbutir halus (lempung) yang mempunyai koefisien permeabilitas kecil,

proses pengaliran air pori berlangsung sangat lambat. Akibat proses pemampatan memakan waktu yang lama. Gejala demikian disebut konsolidasi.

3.2.5 Kemampuan Kembang Susut Tanah

Kemampuan kembang susut tanah sangat dipengaruhi oleh jenis dan jumlah dari mineral lempung yang dikandungnya. Apabila beberapa tanah yang mengandung jumlah mineral lempung sama, tetapi nilai Indeks Plastisitasnya berbeda sesuai dengan jenis mineral lempung yang dikandungnya. Menurut penyelidikan Skemton (1953) jika kandungan lempung bertambah, Indeks Plastisitas akan bertambah (Braja M. Das, 1994).

Parameter yang dipakai sebagai indeks untuk mengidentifikasi kemampuan kembang susut tanah lempung adalah aktifitas yang secara numerik dinyatakan dengan:

$$Aktivitas = \frac{PI}{persen\ berat\ butiran < 0{,}002\ mm} \qquad (3.16)$$

Aktifitas menyatakan kemampuan kembang susut tanah berlempung. Semakin besar aktifitas suatu tanah maka semakin besar kemampuan mengembangnya.

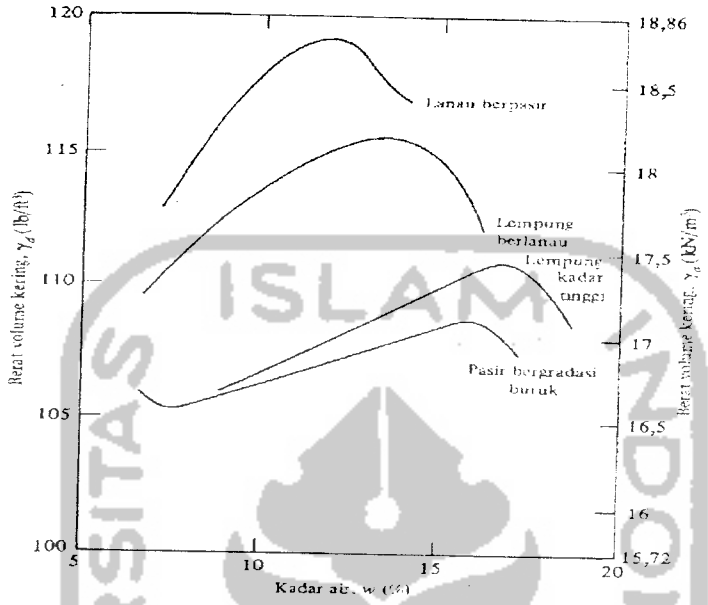
3.3 Pemadatan Tanah

Tingkat pemadatan tanah diukur dari berat volume kering maksimum dan kadar air optimum tanah yang dipadatkan. Dari proses pemadatan akan diperoleh beberapa keuntungan, yaitu :

1. Meningkatkan kekuatan geser tanah,
2. Menurunkan permeabilitas tanah,
3. Menurunkan nilai kemampatan tanah.

Proctor (1933) merekomendasikan pengujian pemadatan proktor standar *(Proctor Compaction Test)* untuk mendapatkan berat volume kering maksimum dan kadar air optimum dengan percobaan di laboratorium. Pemadatan tanah di laboratorium dilakukan dengan cara memadatkan beberapa contoh tanah dengan kadar air yang berbeda-beda pada cetakan dengan ukuran tertentu dan energi pemadatan yang tertentu pula. Dari beberapa kadar air tersebut akan didapatkan kepadatan yang berbeda sehingga dapat disusun kurva hubungan kadar air dan

kepadatan. Kurva pemadatan untuk tiap jenis tanah mempunyai corak yang berbeda untuk tiap jenis seperti pada gambar 3.5.



Gambar 3.5 Bentuk umum kurva pemadatan berbagai jenis tanah
(Sumber : Braja M. Das, 1994)

Proctor (1933) telah mengamati bahwa hubungan yang pasti antara kadar air dan berat volume kering dalam proses pemadatan tanah. Derajat kepadatan tanah diukur dari berat kering maksimum ($\gamma_{k\ max}$) yang dicapai pada nilai kadar air optimum (w_{opt}). Hubungan berat volume kering (γ_k) dengan berat volume basah (γ_b) dan kadar air (w) dinyatakan dalam persamaan berikut ini.

$$\gamma_k = \frac{\gamma_b}{(1+w)} \qquad (3.17)$$

Dalam pengujian pemadatan proktor standar, percobaan diulangi paling sedikit lima kali dengan kadar air yang berbeda-beda. Selanjutnya digambarkan dalam sebuah grafik hubungan kadar air dan berat volume kering untuk mendapatkan nilai kadar air optimum dan berat volume kering maksimum.

Untuk suatu kadar air tertentu, berat volume kering maksimum secara teoritis didapat bila pada pori-pori tanah sudah tidak ada udaranya lagi. Keadaan ini adalah pada saat derajat kejenuhan tanah sama dengan 100%. Jadi berat volume kering maksimum (teoritis) pada suatu kadar air tertentu dengan kondisi *zero air voids* (pori-pori tanah tidak mengandung udara sama sekali) dapat ditulis sebagai berikut:

$$\gamma_{zav} = \frac{Gs.\gamma_w}{1+e} \tag{3.18}$$

dengan :

γ_{zav} = berat volume pada kondisi *zero air void* (gr/cm^3)

γ_w = berat volume air (gr/cm^3)

e = angka pori (%)

Gs = berat spesifik butiran padat tanah

Untuk keadaan tanah jenuh 100% maka $e = w.\ Gs$, sehingga :

$$\gamma_{zav} = \frac{Gs.\gamma_w}{1+w.Gs} = \frac{\gamma_w}{w+\frac{1}{Gs}} \tag{3.19}$$

dengan w = kadar air.

Untuk mendapatkan variasi dari γ_{zav} terhadap kadar air digunakan prosedur berikut :

1. Tentukan berat spesifik butiran padat tanah,
2. Cari berat volume air (γ_w),
3. Tentukan harga kadar air (w),
4. Gunakan persamaan 3.19 untuk mencari γ_{zav},
5. Plotkan pada grafik hubungan kadar air dan berat volume kering.

Dalam keadaan apapun, kurva pemadatan tidak mungkin memotong (menjadi di sebelah kanan) kurva *zero air void* tersebut.

3.4 Pengujian Sifat Mekanis Tanah

Pengujian sifat mekanis pada penelitian ini dimaksudkan untuk mendapatkan nilai kohesi (c) dan nilai sudut gesek dalam (ϕ). Kedua nilai tersebut dapat peroleh pada pengujian tekan bebas dan pengujian triaksial.

3.4.1 Pengujian Tekan Bebas *(Unconfined Compression Test, UCT)*

Pengujian tekan bebas dimaksudkan terutama untuk tanah lempung jenuh yang pada pembebanannya cepat sehingga air tidak sempat mengalir keluar dari benda uji. Dari pengujian tekan bebas ini didapat nilai sudut gesek dalam (ϕ), kohesi tanah (c), dan kuat tekan bebas tanah (q_u) yang didapat persamaan berikut :

$$\phi = 2(\alpha - 45^0) \tag{3.20}$$

$$c = \frac{q_u}{2\ tg\ \alpha} \tag{3.21}$$

$$q_u = \frac{P}{A} \tag{3.22}$$

dengan :

α = sudut pecah sampel tanah (°)

ϕ = sudut gesek dalam (^{0})

c = kohesi tanah (kg/cm^2)

P = Beban maksimum (kg)

A = Luas penampang sampel tanah (cm^2)

q_u = Kuat tekan bebas tanah (kg/cm^2)

Kuat tekan bebas tanah adalah besarnya tekanan axial yang diperlukan untuk menekan tanah silinder sampai pecah atau besarnya tekanan yang memberikan pemendekan tanah hingga 20%. Apabila tanah sampai 20% tersebut tidak pecah, tegangan aksial di atas benda uji mengalami keruntuhan. Dengan demikian proses pengujian harus berlangsung cepat sampai mencapai keruntuhan. Pada tanah lempung yang mempunyai permeabilitas tinggi, setiap tambahan tegangan yang diterapkan pada waktu singkat diikuti oleh menghamburnya seluruh kelebihan tekanan pori, sehingga tambahan secara tepat tidak mengakibatkan timbulnya kelebihan tekanan air pori dalam tanah..

3.4.2 Pengujian Triaxial

Pada pengujian Triaksial, benda uji akan menerima tegangan normal σ_1 dan tegangan sel σ_3, yang sebenarnya adalah menerima tegangan pada arah tiga dimensi (x,y, dan z) dengan tegangan utamanya σ_1, σ_2, dan σ_3. Besarnya tegangan σ_2 akan sama besar dengan σ_3, sehingga yang dipandang hanya tegangan σ_1 dan σ_3.

Pengujian Triaksial dapat dilaksanakan dengan tiga cara, yaitu:

1. Pengujian dengan cara *Unconsolidated – Undrained* (Tak terkonsolidasi tak teralirkan, cara *UU*)

   Pengujian Triaksial dengan cara *Unconsolidated – Undrained* merupakan pengujian cepat, benda uji mula-mula dibebani dengan penerapan tegangan sel

(tegangan cepat), kemudian dibebani dengan beban normal, melalui penerapan tegangan deviator sampai terjadi keruntuhan. Pada penerapan tegangan deviator selama pergeserannya air tidak diperbolehkan keluar dari benda uji dengan menutup katup drainase.

2. Pengujian dengan cara *Consolidated - Undrained* (Terkonsolidasi tak teralirkan, cara *CU*)

   Pengujian Triaksial dengan cara *Consolidated – Undrained* dimulai dengan benda uji mula-mula dibebani dengan tegangan sel tertentu dengan mengalirkan air keluar sampai konsolidasi selesai. Tegangan deviator diterapkan dengan drainase dalam keadaan tertutup hingga benda uji mengalami keruntuhan. Volume tidak akan berubah selama pergeserannya karena katup drainase tertutup.

3. Pengujian dengan cara *Consolidated – Drained* (Terkonsolidasi teralirkan, cara *CD*)

   Pengujian Triaksial dengan cara *Consolidated - Drained* dimulai dengan menerapkan tegangan sel tertentu pada benda uji dengan katup drainase terbuka sampai konsolidasi selesai. Dengan tetap terbukanya katup drainase tegangan deviator diterapkan dengan kecepatan yang rendah hingga benda uji mengalami keruntuhan.

Pada penelitian ini kondisi pada pengujian triaksial yang diterapkan adalah *Unconsolidated Undrained (UU)*, yaitu tanah tidak dikonsolidasikan terlebih dahulu sebelum pembebanan σ_1. Selama pengujian tidak dilakukan drainase air pori dan geseran dengan beban σ_3 dilaksanakan dengan cepat. Jadi langsung setelah σ_3 bekerja dapat dikerjakan σ_1 tanpa menunggu tanah terkonsolidasi. Dari pengujian ini diperoleh nilai sudut gesek dalam (ϕ) dan nilai kohesi (c).

Rumus-rumus yang dipergunakan dalam perhitungan adalah:

$$A_0 = 0{,}25.\pi.d.L_0 \tag{3.20}$$

$$x = 0{,}163.\mathrm{Pr} \tag{3.21}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \tag{3.22}$$

$$x = \frac{A_0}{(1-\varepsilon)} \tag{3.23}$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{A} \tag{3.24}$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \sigma_3 \tag{3.25}$$

dengan :

A_0 = luas mula-mula benda uji (cm^2)

A = luas benda teruji (cm^2)

d = diameter benda uji (cm)

L_0 = tinggi mula-mula benda uji (cm)

P = beban aksial (kg)

Pr = *dial proving ring*

ε = regangan

ΔL = deformasi vertikal (cm)

$\sigma_1 - \sigma_2$ = tegangan deviator (kg/cm^2)

σ_1 = tegangan utama mayor (kg/cm^2)

σ_3 = tegangan utama minor (kg/cm^2)

$(\sigma_1 - \sigma_2)/2$ = absis

$(\sigma_1 + \sigma_2)/2$ = ordinat

3.5 Daya Dukung Tanah Untuk Pondasi Dangkal

Daya dukung ultimit (σ_{ult}) pondasi didefinisikan sebagai tekanan terkecil yang dapat menyebabkan keruntuhan geser pada tanah pendukung tepat di bawah dan di sekeliling pondasi. Suatu pondasi dapat dikatakan aman bila memenuhi kedua syarat sebagai berikut :

1. Penurunan *(settlement)* tanah yang disebabkan oleh beban masih dalam batas yang diperbolehkan,
2. Keruntuhan geser dari tanah pada pondasi tidak terjadi.

Banyak metode yang digunakan untuk menentukan daya dukung tanah dalam menerima beban yang bekerja. Salah satu metode adalah dengan mekanika tanah klasik yaitu formula Terzaghi (persamaan 3.26). Untuk menentukan daya dukung

tanah dengan formula Terzaghi perlu diketahui parameter geser tanah, yaitu sudut gesek dalam (ϕ), kohesi tanah (c), dan berat volume tanah (γ).

$$\sigma_{ult} = \alpha.c.N_c + \gamma_1 D_f N_q + \beta.\gamma_2 B.N_\gamma \quad (3.26)$$

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{FS}.\sigma_{ult} \quad (3.27)$$

dengan :

σ_{ult} = kuat dukung tanah ultimit

$\bar{\sigma}$ = kuat dukung tanah ijin

FS = angka aman, mempunyai nilai 3 untuk beban normal dan nilai 2 untuk beban sementara.

α dan β = koefisien tergantung bentuk pondasi, berdasar tabel 3.3.

D_f = kedalaman pondasi

B = lebar terkecil pondasi

γ_1 = berat volume tanah di samping/di atas pondasi

γ_2 = berat volume tanah di bawah pondasi

c = kohesi

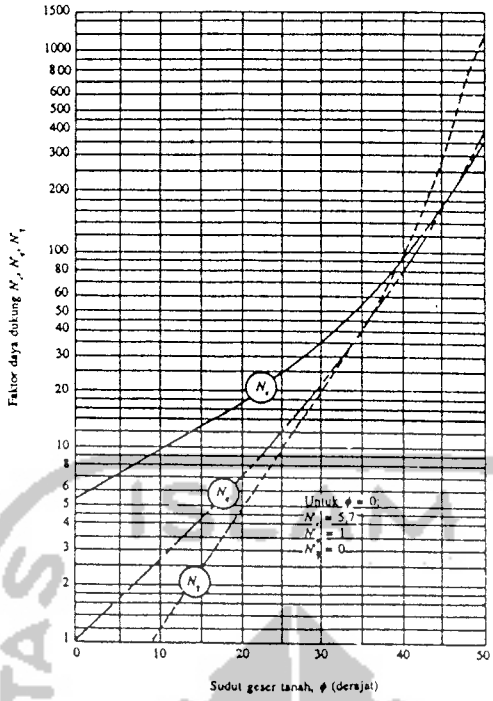
N_q, N_c, N_γ = faktor daya dukung yang tergantung dari sudut geser tanah tersebut berdasar tabel 3.4, gambar 3.6, dan gambar 3.7.

Tabel 3.3 Nilai-nilai Faktor Daya Dukung Tanah Terzaghi
Sumber : HC. Hardiyatmo, 1994

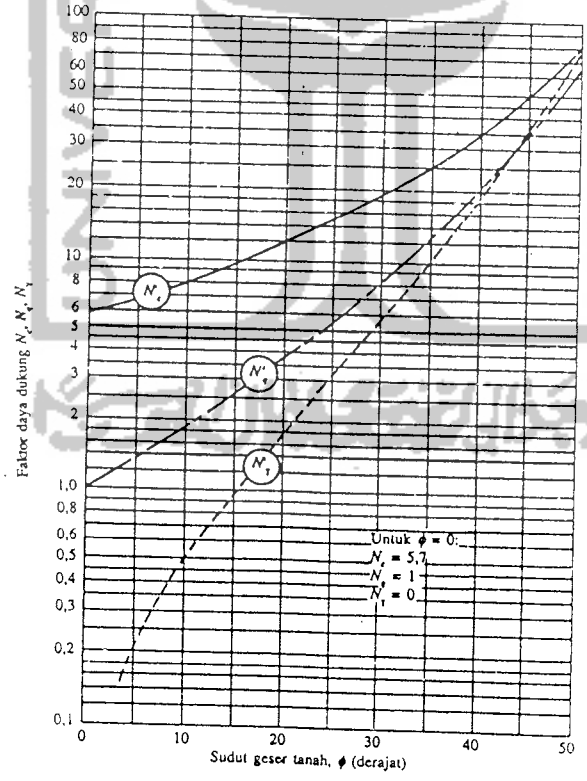
ϕ^o	Keruntuhan Geser Menyeluruh			Keruntuhan Geser Lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5,7	1	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,7	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	424	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Tabel 3.4 Koefisien α dan β
Sumber : KB. Suryolelono, 1992

Bentuk Pondasi	α	β
Menerus	1,0	0,5
Segi empat	1,3	0,4
lingkaran	1,3	0,3 dengan B=diameter



Gambar 3.5 Faktor-faktor Daya Dukung Pada Keruntuhan Geser Menyeluruh *(General Shear Failure)*
Sumber : Braja M. Das, 1994



Gambar 3.6 Faktor-faktor Daya Dukung Pada Keruntuhan Geser Lokal *(Local Shear Failure)*
Sumber : Braja M. Das, 1994