

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Tanah

Dalam pengertian teknik secara umum, tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut. Tanah merupakan material yang sangat penting dalam bidang teknik sipil. Semua sistem pembebanan produk Teknik Sipil berhubungan langsung dengan tanah serta sifat-sifatnya, baik itu sifat fisik, mekanis, maupun kimiawi.

Menurut Bowles (1991), tanah adalah campuran partikel-partikel yang terdiri dari salah satu atau seluruh jenis berikut :

1. Berangkal (*boulders*), merupakan potongan batu yang besar, biasanya lebih besar dari 250 mm sampai 300 mm. Untuk kisaran antara 150 mm sampai 250 mm, fragmen batuan ini disebut kerakal (*cobbles*).
2. Kerikil (*gravel*), partikel batuan yang berukuran 5 mm sampai 150 mm.
3. Pasir (*sand*), partikel batuan yang berukuran 0,074 mm sampai 5 mm, berkisar dari kasar (3-5 mm) sampai halus (kurang dari 1 mm).
4. Lanau (*silt*), partikel batuan berukuran dari 0,002 mm sampai 0,074 mm. Lanau dan lempung dalam jumlah besar ditemukan dalam deposit yang disedimentasikan ke dalam danau atau di dekat garis pantai pada muara sungai.
5. Lempung (*clay*), partikel mineral yang berukuran lebih kecil dari 0,002 mm. Partikel-partikel ini merupakan sumber utama dari kohesi pada tanah yang kohesif.
6. Koloid (*colloids*), partikel mineral yang “diam” yang berukuran lebih kecil dari 0,001 mm.

2.2. Tanah Lempung Lunak

Menurut Panduan Geoteknik 1 (2001), tanah lempung lunak adalah tanah yang mengandung mineral-mineral lempung dan memiliki kadar air yang tinggi, yang menyebabkan kuat geser yang rendah. Lempung lunak merupakan jenis tanah lempung yang diklasifikasikan ke dalam jenis tanah yang memiliki nilai pengembangan dan nilai penyusutan yang besar, sehingga dapat menimbulkan kerusakan pada struktur yang berada di atasnya. Hal tersebut dikarenakan besarnya nilai aktivitas (A) tanah lempung, besar kecilnya nilai aktivitas tanah lempung dipengaruhi oleh nilai indeks plastisitas (IP) tanah.

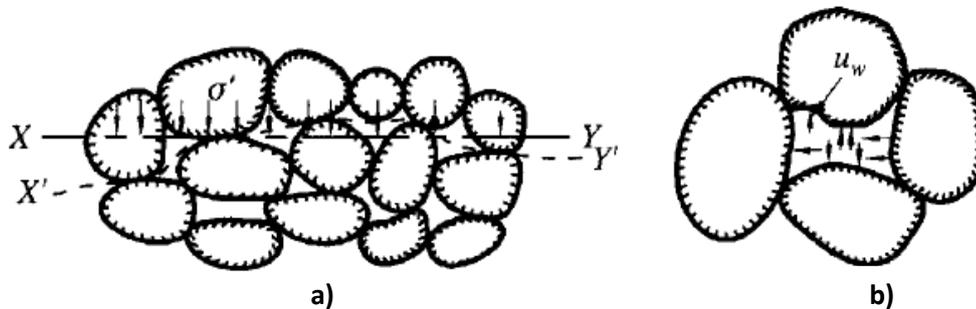
Untuk tanah lempung yang dapat dikategorikan dalam tanah lempung lunak yakni tanah yang memiliki potensi pengembangan yang sangat tinggi batasan nilai indeks plastisitasnya atau $IP > 35 \%$. Selain itu, nilai aktivitas tanah lempung juga dapat dipengaruhi oleh jenis mineral yang terkandung pada tanah tersebut semakin plastis mineral lempung semakin potensial untuk menyusut dan mengembang. Tanah-tanah yang banyak mengandung lempung mengalami perubahan volume atau mengalami pengembangan atau penyusutan ketika kadar air berubah, maka dari itu air berfungsi sebagai penentu sifat plastisitas dari lempung.

Tanah lempung lunak merupakan tanah kohesif yang terdiri dari tanah yang sebagian besar berbutir sangat kecil seperti lempung atau lanau. Tanah-tanah lempung lunak secara umum mempunyai sifat-sifat sebagai berikut:

1. Kuat geser rendah.
2. Berkurang kuat gesernya bila kadar air bertambah.
3. Berkurang kuat gesernya bila struktur tanahnya terganggu.
4. Bila basah bersifat plastis dan mudah mampat.
5. Menyusut bila kering dan mengembang bila basah.
6. Kompresibilitasnya besar.

2.3. Konsep Tegangan

Jika tanah diberi beban/gaya, maka akan timbul tegangan (*stress*) pada tanah tersebut. Tegangan didefinisikan sebagai penjumlahan seluruh gaya yang bekerja dibagi dengan total area. Gaya yang dikenakan di permukaan tanah tersebut akan ditransmisikan melalui partikel-partikel tanah. Gaya yang ditransmisikan melalui kontak antar partikel tanah dibagi dengan luas area partikel tersebut disebut tegangan efektif. Sedangkan gaya yang ditransmisikan melalui air pori dibagi dengan luasan airnya akan menimbulkan tegangan air pori.



Gambar 2.1. Ilustrasi yang memperlihatkan (a) Tegangan Efektif; (b) Tegangan Air Pori pada Butiran Tanah

Sumber: Murthy, 2005

Jika seluruh gaya yang bekerja pada tanah dibagi dengan total luas area tanah tersebut, maka akan menghasilkan sebuah nilai tegangan total. Total area di sini termasuk area void dan area solid. Jadi, tegangan total tanah merupakan penjumlahan dari tegangan efektif dan tegangan air pori.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.1)$$

Keterangan :

- σ = Tegangan total tanah (kN/m^2)
- σ' = Tegangan efektif tanah (kN/m^2)
- u = Tekanan air pori (kN/m^2)

Kekuatan tanah terletak pada besar tegangan efektifnya, bukan tegangan totalnya. Tegangan pada tanah merupakan fungsi dari berat volume tanah dan kedalamannya, sedangkan tegangan air pori merupakan fungsi dari

berat volume air dan kedalaman air yang memberikan tekanan hidrostatik. Hubungannya dapat dilihat seperti di bawah ini:

$$\sigma = \gamma \times z \quad (2.2)$$

$$u = \gamma_w \times z \quad (2.3)$$

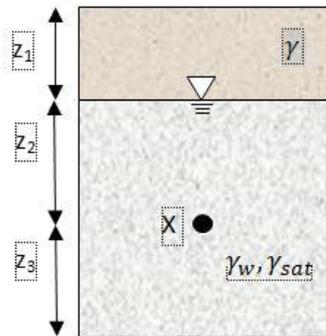
Keterangan :

γ = Berat volume tanah (kg/m^3)

γ_w = Berat volume air (kg/m^3)

z = Kedalaman tanah/titik yang ditinjau (m)

Sebagai contoh, jika diketahui sebuah profil tanah seperti Gambar 2.2:



Gambar 2.2. Ilustrasi Profil Tanah

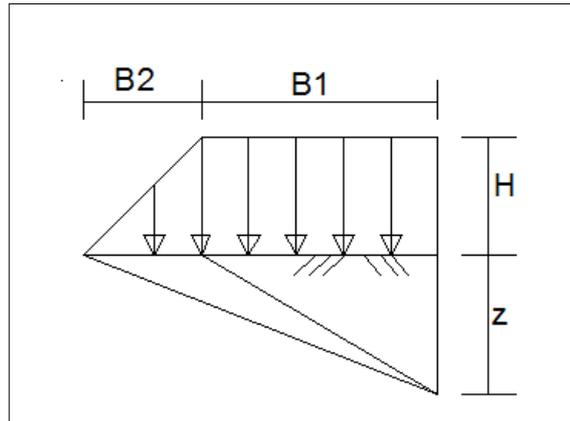
Sumber : Braja M. Das, 1994

Di titik X, tegangan-tegangan yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Tegangan total: $\sigma = \gamma \cdot z_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot z_2$
- Tegangan air pori: $u = \gamma_w \cdot z_2$
- Tegangan efektif: $\sigma' = \sigma - u = \gamma \cdot z_1 + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot z_2$

2.4. Penambahan Tegangan yang Disebabkan Oleh Beban Trapesium

Suatu tanah yang dibebani dengan beban trapesium dengan tinggi H seperti yang terlihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3. Beban timbunan trapesium.

Persamaan dasar untuk kenaikan tegangan vertial pada sebuah titik dalam suatu massa tanah yang diakibatkan oleh beban trapesium yaitu :

$$\Delta\sigma' = \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right] \quad (2.4)$$

Dimana :

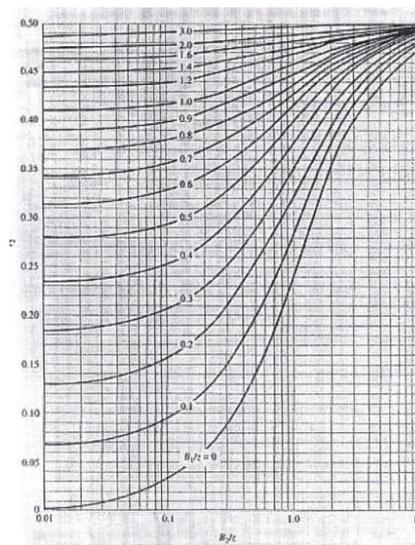
$$q_0 = \gamma \cdot H$$

$$\gamma = \text{Berat jenis tanah timbunan}$$

$$H = \text{Tinggi timbunan}$$

$$\alpha_1 \text{ (radian)} = \tan^{-1} B \left(\frac{B_1 + B_2}{z} \right) - \tan^{-1} \frac{B_1}{z}$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1} \frac{B_1}{z}$$



Gambar 2.4. Grafik Osterberg's

Sumber : Braja M. Das, 1994

Jadi dengan menggunakan Gambar 2.4 persamaan 2.4 dapat disederhanakan menjadi persamaan 2.5.

$$\Delta\sigma' = q_0 \times I_2 \quad (2.5)$$

Dimana :

I_2 = fungsi dari B_1/z dan B_2/z

2.5. Kemampumampatan Tanah (Konsolidasi)

Saat tanah diberikan beban, maka tanah tersebut akan mengalami tekanan (*compression*). Tekanan yang diberikan pada massa tanah ini akan mengakibatkan pengurangan volume pada tanah yang nantinya menyebabkan penurunan tanah (*settlement*). Tekanan yang diakibatkan oleh beban yang diterima tanah tersebut dapat terjadi secara langsung (*immediate*) atau dalam jangka waktu yang lama (*time-dependent*) berdasarkan karakteristik permeabilitas pada tanah. Tanah non-koheisi atau pasir memiliki permeabilitas yang cukup tinggi sehingga pemampatan yang terjadi dapat berlangsung cukup cepat. Beda halnya dengan tanah koheisi atau lempung yang memiliki permeabilitas yang relatif rendah sehingga pemampatan berlangsung cukup lama. Karakteristik kemampumampatan pada massa tanah dapat diakibatkan oleh salah satu atau kombinasi dari beberapa faktor berikut :

1. Deformasi partikel tanah
2. Relokasi partikel tanah
3. Keluarnya air atau udara dari dalam tanah

2.5.1. Penurunan Segera

Penurunan Segera/Elastik (*Immediate/elastic settlement*) yaitu penurunan sebagai akibat dari deformasi elastis tanah, baik itu tanah kering, basah ataupun jenuh air tanpa adanya perubahan yang terjadi pada kadar air. Penurunan jenis ini dipengaruhi oleh modulus elastisitas tanah, *Poisson's ratio*, serta besarnya beban yang diberikan pada tanah. Proses penurunan ini tidak disertai dengan keluarnya air pori ataupun berdasarkan fungsi waktu.

Besarnya penurunan seketika dapat dihitung dengan persamaan:

$$S_e = \Delta\sigma \times B \frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_p \quad (2.6)$$

Keterangan :

S_e = Besar penurunan segera/elastik

$\Delta\sigma$ = Besar beban netto yang bekerja pada tanah

B = Lebar pondasi, atau diameter pondasi lingkaran (dapat dianalogikan sebagai lebar timbunan)

μ_s = *Poisson's ratio* dari tanah

E_s = Modulus elastisitas tanah

I_p = Faktor pengaruh tak berdimensi

I_p dapat ditentukan dari:

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left[m_1 \ln \left(\frac{1+\sqrt{m_1^2+1}}{m_1} \right) + \ln \left(m_1 + \sqrt{m_1^2+1} \right) \right] \quad (2.7)$$

Dimana m_1 adalah perbandingan antara panjang dan lebar pondasi atau timbunan.

2.5.2. Penurunan Konsolidasi Primer

Penurunan konsolidasi primer adalah penurunan yang terjadi akibat meningkatnya tegangan efektif tanah disertai keluarnya air pori. Keluarnya air pori akan menyebabkan perubahan volume tanah menjadi lebih kecil. Lamanya waktu konsolidasi ditentukan oleh koefisien konsolidasi C_v yang identik dengan nilai permeabilitas tanah. Karena nilai permeabilitas tanah lempung jauh lebih kecil dari tanah pasir, maka proses konsolidasi membutuhkan waktu yang relative lebih lama dibandingkan waktu penurunan pada tanah dengan permeabilitas tinggi.

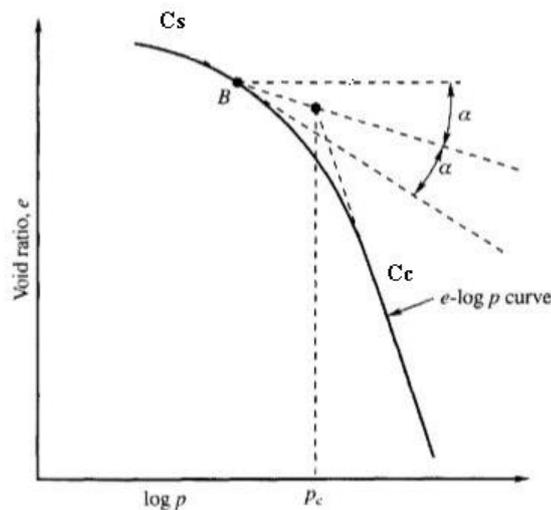
Dari hasil tes konsolidasi, akan diperoleh beberapa parameter tanah yang akan dibutuhkan dalam analisis tanah terutama nilai *Preconsolidated Pressure* (σ'_c), nilai indeks kompresi (C_c) dan nilai koefisien konsolidasi (C_v). Nilai tekanan prakonsolidasi dapat diperoleh dari grafik tekanan (skala log) terhadap angka pori (e) dengan metode Casagrande. Nilai ini akan menentukan apakah tanah yang ditinjau pernah mengalami beban yang lebih

besar atau tidak sehingga memberikan nilai *overconsolidated ratio* (OCR). Perbandingan tersebut dikenal dengan rasio terkonsolidasi lebih (*Over Consolidated Ratio*, OCR).

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \quad (2.8)$$

Untuk tanah lempung terkonsolidasi normal nilai $OCR = 1$, dan untuk tanah lempung terkonsolidasi lebih nilai $OCR > 1$.

Nilai koefisien rekompresi (C_s) juga didapat dari yang sama pada bagian *unloading* yang dapat dilihat pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5. Grafik Hubungan Antara *Void Ratio* (e) dengan tekanan/tegangan efektif ($\log \sigma'_c$)

Sumber: Murthy, 2007

Selain dari uji konsolidasi, nilai C_c juga dapat diperoleh dari persamaan oleh Skempton (1944) yang banyak digunakan dengan korelasi *Liquid Limit* yang dapat dilihat pada persamaan 2.8. Sedangkan nilai koefisien rekompresi C_s berkisar antara $0.2 - 0.1 C_c$.

$$C_c = 0,009 (LL - 10) \quad (2.9)$$

Persamaan untuk menghitung besarnya penurunan yang terjadi berdasarkan Terzaghi adalah sebagai berikut:

1. Untuk kondisi *normally consolidated* (NC) dimana tekanan efektif *overburden* saat ini merupakan tekanan maksimum yang pernah dialami oleh tanah. Untuk kondisi *normally consolidated* NC dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.9, dimana $\sigma'_o + \Delta\sigma' > \sigma'_c$

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (2.10)$$

2. Untuk penurunan *overconsolidated*, dimana tekanan efektif *overburden* saat ini lebih kecil dari tekanan yang pernah dialami oleh tanah itu sebelumnya. Ini berarti bahwa pada masa lalu tanah pernah mengalami pembebanan yang lebih besar dari pembebanan yang diberikan pada saat ini. Untuk kondisi *overconsolidated* OC dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.10, dimana untuk kondisi $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) ; \quad (2.11)$$

Sedangkan untuk kasus dimana $\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma'$, persamaan penurunan dapat dilihat pada persamaan 2.11.

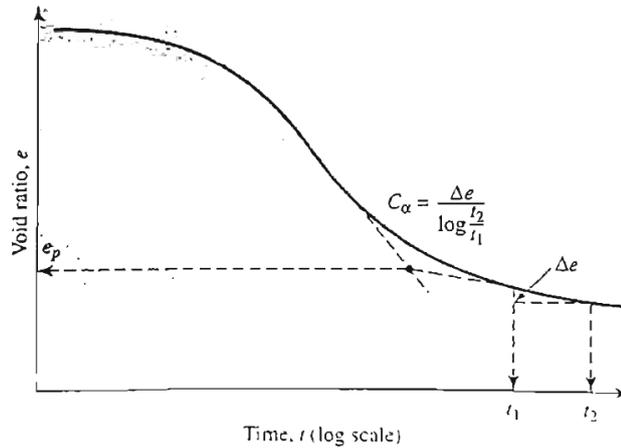
$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) ; \quad (2.12)$$

Keterangan :

- S_c = Besar penurunan konsolidasi (m)
- C_c = Indeks pemampatan (*compression index*)
- C_s = Indeks pengembangan (*swell index*)
- H = Tebal lapisan tanah lempung jenuh
- σ'_o = Tekanan efektif *overburden* rata-rata eksisting
- $\Delta\sigma'$ = Peningkatan tekanan efektif
- σ'_c = Tegangan prakonsolidasi
- e_0 = *void ratio* saat volume tanah belum terkonsolidasi

2.5.3. Penurunan Konsolidasi Sekunder

Besarnya penurunan konsolidasi sekunder dipengaruhi oleh nilai indeks pemampatan sekunder (C_α) yang didapat dari kurva hubungan *void ratio* dan waktu.



Gambar 2.6. Grafik Hubungan Antara *Void Ratio* (e) dan Waktu (t) serta Definisi dari Indeks Pemampatan Sekunder

Sumber : Braja .M Das, 1994

Dari grafik di atas, didapat persamaan 2.12.

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)} \quad (2.13)$$

Sedangkan besar penurunan konsolidasi sekunder didapat persamaan 2.13.:

$$S_s = C'_\alpha H \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad (2.14)$$

Keterangan :

Δe = Perubahan *void ratio*

t_1, t_2 = Waktu

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

e_p = Angka pori pada akhir konsolidasi primer

H = Tebal lapisan tanah lempung

Besar nilai C'_α yang telah diamati di berbagai kondisi alami secara umum sebagai berikut:

- a. Untuk tanah lempung *over consolidated*, $C'_\alpha \leq 0,001$.
- b. Untuk tanah lempung *normally consolidated*, $0,005 \leq C'_\alpha \leq 0,03$.
- c. Untuk tanah organik, $C'_\alpha \geq 0,04$.

Penurunan yang diakibatkan oleh konsolidasi sekunder ini sangat penting untuk semua jenis tanah organik dan tanah anorganik yang sangat mampu mampat (*compressible*). Untuk lempung anorganik yang *overconsolidated*, indeks pemampatan sekunder sangat kecil sehingga dapat diabaikan.

2.6. Waktu Konsolidasi

Terzaghi (1925) memperkenalkan teori yang pertama kali mengenai kecepatan konsolidasi satu dimensi untuk tanah lempung yang jenuh air, yaitu dengan asumsi-asumsi sebagai berikut :

- a. Tanah (sistem lempung air) adalah homogen
- b. Tanah benar-benar jenuh
- c. Kemampumampatan air diabaikan
- d. Partikel tanah dianggap tidak termampatkan
- e. Aliran air hanya satu arah saja (vertikal)
- f. Berlaku hukum Darcy

Dengan menggunakan hukum darcy dan perubahan volume akibat perubahan air pori, penurunan konsep tersebut menghasilkan persamaan dasar Terzaghi sebagai berikut :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.15)$$

Dengan keterangan sebagai berikut :

- Koefisien volume kemampumampatan (m_v), menunjukkan proses berkurangnya volume per satuan ketebalan awal akibat peningkatan satuan tegangan. Koefisien ini dinyatakan dalam :

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} \quad (2.16)$$

- Koefisien konsolidasi (c_v) , dinyatakan dalam:

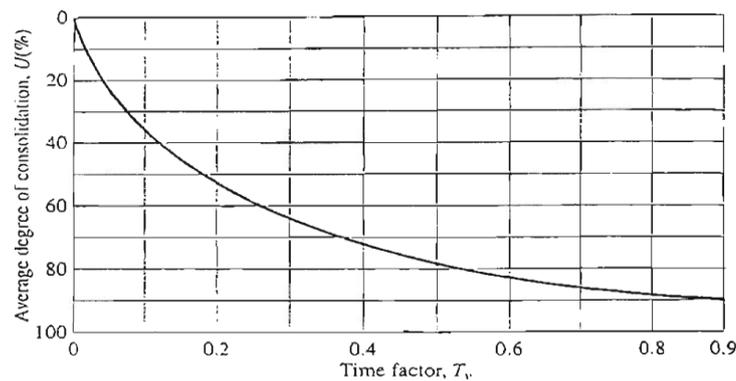
$$c_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} \quad (2.17)$$

Nilai k adalah koefisien permeabilitas dari tanah dan γ_w adalah berat volume air. Koefisien konsolidasi (c_v) akan menurun seiring dengan liquid limit tanah yang meningkat. Penentuan C_v ini dapat ditentukan dengan metode grafis dari hasil tes konsolidasi laboratorium.

- Dengan batasan sesuai asumsi Terzaghi, diperoleh persamaan faktor waktu konsolidasi nondimensional (T_v) seperti persamaan dibawah.

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_{dr}^2} \quad (2.18)$$

Karena konsolidasi merupakan proses dari keluarnya air pori, derajat konsolidasi (U) merupakan fungsi dari faktor waktu $U = f(T_v)$ seperti grafik dibawah ini.



Gambar 2.7. Grafik Hubungan Variasi Derajat Konsolidasi Rata-rata dengan Faktor Waktu, dengan Nilai u_0 Konstan di Setiap Kedalaman

Sumber: Braja .M Das, 1994

Hubungan antara derajat konsolidasi dan faktor waktu juga dapat diperoleh dari:

- Untuk $0 < U < 60\%$

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_v}{100} \right)^2 \quad (2.19)$$

- Untuk $U > 60\%$

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U_v) \quad (2.20)$$

2.7. Perbaikan Tanah (*Soil Improvement*)

Perbaikan tanah (*soil improvement*) adalah teknik atau proses yang bertujuan untuk meningkatkan parameter rekayasa (*engineering properties*) suatu massa tanah. Umumnya parameter yang ditingkatkan adalah parameter yang berkenaan dengan kuat geser, kekakuan, dan permeabilitas tanah. Perbaikan tanah dilakukan pada tanah yang dianggap bermasalah, dimana tanah tersebut memiliki kemampumampatan yang tinggi atau kapasitas daya dukung yang rendah.

Menurut Raju, V. R. (2009) beberapa jenis tanah yang memerlukan perbaikan tanah antara lain pasir lepas (*loose sand*), pasir kelanauan lepas (*loose silty sand*), lanau lunak dan sangat lunak (*soft and very soft silt*), tanah organik, gambut (*organic soil, peat*) dan tanah limbah kota (*municipal soil waste, landfills*). Perkuatan tanah yang umum dilakukan adalah menggunakan beberapa metode berikut:

1. Penggantian material tanah, yaitu dengan membuang tanah lama yang bermasalah dengan tanah baru yang memiliki karakteristik lebih baik. Contohnya *excavation replacement*.
2. Konsolidasi, yaitu perbaikan tanah dengan mempercepat proses disipasi kelebihan tegangan air pori sehingga terjadi peningkatan kekuatan tanah (*gain strength*). Contohnya adalah: *Prefabricated vertical drain* (PVD) dengan beban timbunan atau beban vakum dan *sand compaction pile*.
3. Modifikasi kimia, yaitu perbaikan tanah dengan menambahkan material lain yang bercampur dengan tanah menjadi komposit material dan memberikan kekuatan baru pada tanah. Contohnya adalah: *deep soil cement mixing*, *jet grouting* dan *injection grouting*.
4. Kompaksi, yaitu perbaikan dengan memadatkan tanah dengan cara mengeluarkan udara dari dalam pori-pori tanah tersebut secara mekanis (dipukul, digilas, dan sebagainya). Contohnya adalah: *vibro compaction*, *dynamic compaction* dan *compaction grouting*.
5. Perkuatan, yaitu dengan cara menambahkan material lain yang dipasang dalam tanah dan tidak bercampur menjadi material yang komposit

dengan tanah namun memberikan kekuatan yang dominan. Contohnya adalah: *stone column*, dan cerucuk matras bambu.

2.7. Perbaikan Tanah Menggunakan Metode *Preloading*

Metode *preloading* merupakan salah satu metode perbaikan tanah yang sering dipakai di Indonesia. Tujuan dari pemakaian metode ini adalah untuk mempercepat proses penurunan konsolidasi dengan menambahkan beban yang ada pada masa operasi saat proses konstruksi. Penambahan beban operasional pada masa konstruksi ini bertujuan untuk memulai proses konsolidasi lebih awal yaitu pada masa konstruksi. Dimulai proses konsolidasi lebih awal akan menyebabkan penurunan pada masa operasional menjadi lebih kecil. Karena beban yang dipikul lebih besar, maka penurunan yang terjadi pun akan lebih besar, tetapi waktu yang dibutuhkan untuk menyelesaikan penurunan yang ditargetkan akan lebih cepat.

Tinggi timbunan kritis dihitung berdasarkan dari daya dukung tanah lempung. Daya dukung untuk tanah lunak (tanah lempung) bergantung pada nilai C_u , dimana untuk tanah lunak *normally consolidated* umumnya nilai C_u sangat kecil, sehingga disamping masalah penurunan yang besar, daya dukung tanah juga menjadi masalah utama yang perlu diperhatikan. Daya dukung tanah menurut Terzaghi diformulasikan sebagai:

$$Q_u = cN_c S_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (2.21)$$

Dengan:

Q_u = daya dukung tanah di bawah pondasi (kN/m^2)

c = kohesi tanah (kN/m^2)

q = beban akibat tanah di atas pondasi (kN/m^2)

γ = berat jenis tanah di atas pondasi (kN/m^3)

N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung tanah

Untuk daya dukung tanah lunak dimana sudut geser dalam $\theta = 0$ maka didapatkan nilai $N_c = 5,14$, $N_q = 1$, dan $N_\gamma = 0$. sehingga daya dukung tanah dapat dihitung sebagai berikut :

$$q_u = N_c \cdot C_u \quad (2.22)$$

nilai C_u diambil dari kohesi tanah dasar.

Untuk tinggi timbunan kritis H_{cr} yang diartikan sebagai tinggi timbunan maksimum yang dapat menyebabkan kegagalan dinyatakan dengan:

$$H_{cr} = \frac{q_u}{\gamma_{\text{timbunan}} \times SF} \quad (2.23)$$

Maka,

$$H_{cr} = \frac{5,14 \cdot C_u}{\gamma_{\text{timbunan}} \times SF} \quad (2.24)$$

Keterangan :

Q_u = Daya dukung tanah (t/m^2)

C_u = Kohesi tanah dasar (t/m^2)

H_{cr} = Tinggi timbunan kritis (m)

γ_{timbunan} = Berat Volume tanah timbunan (t/m^3)

Tinggi timbunan maksimum lebih kecil dari tinggi rencana, maka diperlukan adanya suatu perbaikan tanah yang dapat meningkatkan daya dukung tanah sehingga dapat dilakukan penimbunan bertahap hingga memenuhi elevasi rencana. Peningkatan daya dukung tanah ini sejalan juga dengan peningkatan kuat geser *undrained*. Perhitungan kenaikan kuat geser tanah menggunakan persamaan Mesri.

$$\Delta C_u = 0,22 \times \Delta \sigma \times U \quad (2.25)$$

Dimana :

$\Delta \sigma$ = penambahan beban timbunan (kN/m^2)

U = derajat konsolidasi (%)

ΔC_u = kenaikan kuat geser *undrained* (kN/m^2)

2.8. Prefabricated Vertical Drainage (PVD)

Tanah lempung lunak dengan ketebalan yang relatif tinggi membutuhkan waktu yang sangat lama untuk dikonsolidasi. Untuk mempercepat waktu konsolidasi tersebut digunakanlah konsep drainase vertikal. Konsep drainase vertikal ini diaplikasikan di lapangan dengan menggunakan *sand drain*. Namun, kini penggunaan *sand drain* sudah tergantikan dengan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) yang proses instalasinya cukup efisien.

PVD bekerja setelah ditambahkan beban pada permukaan tanah (*preloading*). Tambahan beban ini akan meningkatkan tegangan air pori tanah lempung. Kelebihan tegangan air pori akan hilang sedikit demi sedikit dengan proses drainase ke arah radial dan vertikal. Proses inilah yang mempercepat konsolidasi dan penurunan pada tanah lempung.

Secara prinsip, PVD memperkecil jarak drainase (H_{dr}) pada arah radial mengingat dalam konsolidasi biasa, lama pengaliran air ke arah radial jauh lebih lama daripada pengaliran arah vertikal. Hal ini juga memanfaatkan besar koefisien permeabilitas tanah radial/horisontal (k_h), yang biasanya lebih besar dibandingkan koefisien permeabilitas tanah vertikal (k_v).



Gambar 2. 8. *Prefabricated vertical drains*

Secara umum hubungan antara nilai koefisien permeabilitas arah radial dengan koefisien arah vertikal dalam tabel berikut:

Tabel 2.1. Nilai k_h/k_v pada berbagai jenis tanah lempung

<i>Nature of clay</i>	K_h/K_v
<i>No macrofabric, or only slightly developed macrofabric, essentially homogeneous deposits</i>	1 - 1,5
<i>Form fairly well-developed macrofabric, e.g. Sedimentary clays with discontinuous lenses and layers of more permeable material</i>	2 - 4
<i>Varved clays and other deposits containing embedded and more or less continuous permeable layers</i>	3 - 15

Sumber : Bo, 2003

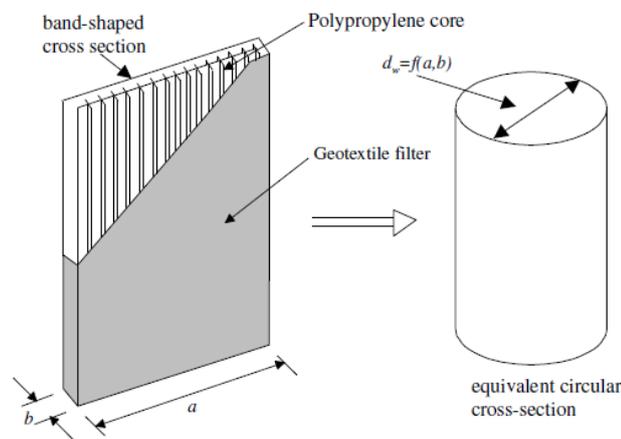
Nilai k_h/k_v pada tabel di atas bisa digunakan untuk menentukan koefisien konsolidasi, c_v yang dinyatakan dalam persamaan 2.16. Karena nilai c_v berbanding lurus dengan nilai k_v , rasio c_h/c_v juga dapat ditentukan dengan

rasio pada tabel di atas. Untuk mendesain perbaikan tanah dengan PVD, sejumlah parameter tanah harus diperoleh:

- Preconsolidation ratio* atau tegangan prakonsolidasi (σ_c')
- Koefisien konsolidasi vertikal (k_v) dan radial (k_h)
- Diameter pengaruh dan koefisien permeabilitas zona *smear*, d_s dan k_s
- Compression index* (C_c), *swell index* (C_s) dan *secondary compression index* (C_a)
- Kuat geser *undrained* (c_u) dan modulus elastisitas *undrained* (E_u)

2.8.1. Penampang Ekuivalen dan Konfigurasi PVD

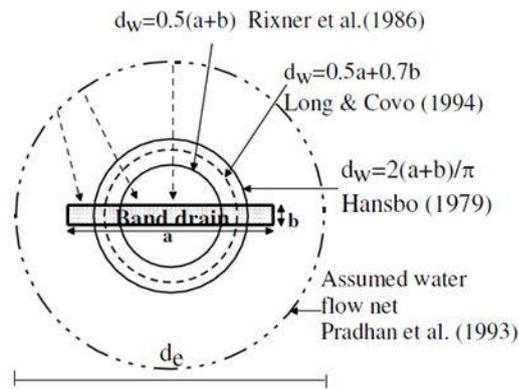
Mekanisme konsolidasi yang terjadi pada lahan yang dipasang PVD berasal dari konsep *sand drain*. *Sand drain* merupakan kolom-kolom pasir yang dibuat di tanah lempung untuk mempercepat proses konsolidasi. Perhitungan konsolidasi dengan menggunakan *sand drain* mengacu kepada bentuknya yang memiliki penampang silinder. Dengan menggunakan konsep yang sama, maka perlu dilakukan penyesuaian bentuk PVD agar sesuai dengan perhitungan *sand drain* tersebut.



Gambar 2.9. Ilustrasi ekuivalensi penampang *Prefabricated Vertical Drain*

Sumber : Indrarnatna, dkk. 2005b

Beberapa persamaan ekuivalensi telah diajukan oleh peneliti-peneliti terdahulu. Persamaan ekuivalensi tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.9 di bawah.



Gambar 2.10. Persamaan-persamaan untuk mengkonversi dimensi PVD ke dalam model silinder

Sumber: Indraratna, dkk. 2005b

Dari beberapa persamaan di atas, yang cukup representatif adalah yang diajukan oleh Hansbo (1979), yaitu:

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (2.26)$$

Nilai d_w adalah diameter drainase dalam penampang silinder; d_e adalah lintasan drainase/diameter efektif dimana efek PVD terjadi; a dan b adalah panjang dan lebar dari PVD.

Nilai d_e ditentukan berdasarkan konfigurasi penyusunan instalasi PVD.

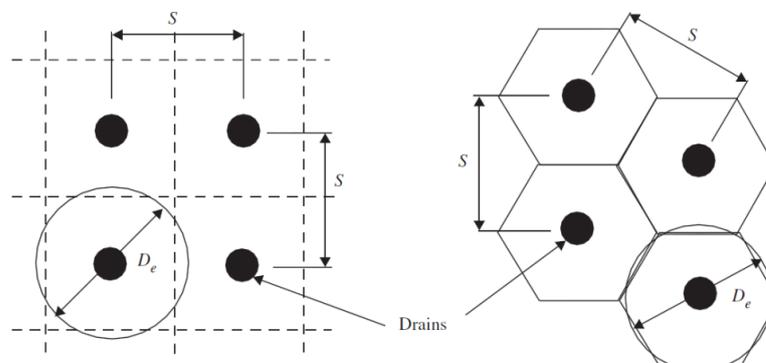
Untuk konfigurasi PVD persegi,

$$S^2 = \pi \frac{d_e^2}{4}; d_e = 1.13 S \quad (2.27)$$

Sedangkan untuk PVD segitiga,

$$S^2 \times \sin 60^\circ = \pi \frac{d_e^2}{4}; d_e = 1.06 S \quad (2.28)$$

Dengan S adalah jarak antar PVD.



Gambar 2.11. Pemasangan PVD (a) pola persegi; (b) dan pola segitiga

Sumber: Indraratna, dkk. 2005b

2.8.2. Prinsip Kerja PVD

Proses konsolidasi pada tanah lunak jenuh yang memiliki permeabilitas rendah membutuhkan waktu yang sangat lama. Persamaan Terzaghi untuk mengestimasi waktu konsolidasi adalah:

$$t_c = T_v \cdot \frac{H_{dr}^2}{C_v} \quad (2.29)$$

Dimana :

t_c = Waktu Konsolidasi

T_v = Time Factor

C_v = koefisien konsolidasi arah vertikal

H_{dr} = ketinggian dari lapisan kompresibel untuk drainase satu arah atau setengah tinggi lapisan untuk drainase dua arah.

Dari persamaan tersebut dapat terlihat bahwa jarak pengaliran H_{dr} memiliki pengaruh kuadratik terhadap waktu konsolidasi, oleh karena itu jika jarak pengaliran dapat diatur sekecil mungkin maka waktu untuk mendisipasi kelebihan tekanan air pori dapat dipercepat secara signifikan.

2.8.3. Desain PVD

PVD akan menyebabkan terdisipasinya kelebihan tekanan air pori kedalam dua arah, yaitu arah vertikal dan arah horizontal. Dengan demikian konsolidasi yang terjadi merupakan kombinasi antara konsolidasi vertikal dan horizontal.

1. Konsolidasi vertikal, menentukan U_v

Persamaan yang digunakan dalam perhitungan konsolidasi vertikal adalah faktor waktu (T_v) dan derajat konsolidasi vertikal (U_v). Nilai T_v dan U_v diperoleh menggunakan persamaan berikut:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_{dr}^2} \quad (2.30)$$

$$U_v = \frac{\sqrt{\frac{4 T_v}{\pi}}}{\left[1 + \left(\frac{4 T_v}{\pi} \right)^{2,8} \right]^{0,179}} \quad (2.31)$$

2. Konsolidasi horizontal, menentukan U_r

Untuk konsolidasi pada arah radial, perhitungan dilakukan dengan menggunakan persamaan yang dikembangkan oleh Barron (1948), dengan asumsi tidak ada drainase pada arah vertikal

$$U_r = 1 - \exp \left[\frac{-8Tr}{F(n)} \right] \quad (2.32)$$

Dimana :

U_r = rerata derajat konsolidasi arah radial

Tr = faktor waktu tak berdimensi = $\frac{Ch.t}{de^2}$

$$F(n) = \frac{n^2}{(n^2-1)} \ln(n) - \frac{(3n^2-1)}{4n^2} \approx \ln(n) - 0,75$$

Ch = koefisien konsolidasi arah radial

n = rasio jarak drainase = de/dw

Hansbo, 1979 menghitung waktu konsolidasi sebagai berikut:

$$tc = T_r \cdot \frac{de^2}{Ch} \quad (2.33)$$

$$Tr = \frac{1}{8} (Fn + Fr + Fs) \ln \left(\frac{1}{1 - U_r} \right) \quad (2.34)$$

Dimana :

Fn = Faktor spasi PVD = $\ln \left(\frac{de}{dw} \right) - \frac{3}{4}$

Fr = Faktor hambatan drainase

Fs = Faktor zona smear

3. Kombinasi konsolidasi Vertikal dan Konsolidasi Horizontal

Untuk menghitung konsolidasi keseluruhan, maka perlu dihitung rata-rata derajat konsolidasi untuk kedua arah vertikal dan horizontal (U_{vr}) yang dirumuskan oleh Carrillo (Das, 1985) sebagai:

$$U_{vr} = 1 - (1 - U_v) \times (1 - U_r) \quad (2.35)$$

Berikut adalah korelasi nilai C_v dan Ch yang umum digunakan.

Tabel 2.2. Rasio Ch/C_v

<i>Soft Soil Type</i>	<i>Ch/C_v</i>	<i>Source</i>
<i>homogenous Clay/Silt</i>	1 - 2'	<i>Local experience</i>
<i>Clay/Silt of Sedimentary origin</i>	2 - 5'	<i>Local experience</i>
<i>Clay with relatively continuous sand layer</i>	3 - 15'	Jamilolkowski, et al, 1993

2.9. Metode Elemen Hingga

Dalam menggunakan metoda keseimbangan batas dibutuhkan beberapa asumsi seperti bidang runtuh dan arah keruntuhan tanah. Dengan berkembangnya komputer, metode elemen hingga menjadi lebih sering digunakan. Keuntungan dalam menggunakan metode ini dibandingkan dengan metoda keseimbangan batas adalah tidak diperlukannya asumsi dalam menentukan bentuk keruntuhan, gaya yang bekerja pada irisan tanah, dan arah keruntuhan.

Metode elemen hingga berdasarkan pada tinjauan keseimbangan batas dengan memodelkan tanah sebagai gabungan dari elemen-elemen. Elemen-elemen tersebut digabungkan dengan nodal yang menyimpan data-data sifat tanah. Perhitungan deformasi tanah pada metode elemen hingga dapat menampilkan bentuk perpindahan, tegangan, dan regangan pada titik nodal. Dalam analisis stabilitas lereng dan timbunan dapat dilakukan dalam pemrograman komputer dua dan tiga dimensi.

Metode elemen hingga merupakan metode yang sangat baik dalam memodelkan perilaku tanah, tetapi metode ini juga memberikan kesulitan dalam perhitungan praktis. Pengguna metode elemen hingga dituntut untuk memiliki kemampuan dalam perhitungan metode numerik. Akibatnya penggunaan metode elemen hingga kurang populer sampai dengan berkembangnya komputer dan munculnya program-program geoteknik berbasis metoda elemen hingga. Program PLAXIS merupakan program geoteknik yang dalam analisisnya menggunakan metode elemen hingga. Metode elemen hingga adalah salah satu metode pendekatan secara numerik yang menggunakan metode *differensial*. Metoda ini dengan dasar teknik yang teliti dapat digunakan untuk menentukan keadaan tegangan dan perpindahan pada suatu struktur dengan mengetahui karakteristik materialnya. Program ini menerapkan metode antarmuka grafis yang mudah digunakan sehingga pengguna dapat dengan cepat membuat model geometri dan jaring elemen berdasarkan penampang melintang dari kondisi yang ingin dianalisis. Program ini terdiri dari empat buah sub-program yaitu masukan, perhitungan, keluaran, dan kurva.

Kondisi dilapangan yang disimulasikan ke dalam program *Plaxis* ini bertujuan untuk mengimplementasikan tahapan pelaksanaan di lapangan kedalam tahapan pengerjaan pada program, dengan harapan pelaksanaan dilapangan dapat didekati sedekat mungkin pada program, sehingga respon yang dihasilkan dari program dapat diasumsikan sebagai cerminan dan kondisi yang sebenarnya terjadi di lapangan dengan tahapan sebagai berikut:

1. Pembentukan mesh secara keseluruhan meliputi mesh lapisan tanah asli, PVD, dan timbunan.
2. Pendefinisian dan input parameter, meliputi parameter tanah, PVD, dan timbunan.
3. Pemasangan PVD mencapai lapisan tanah kohesif lunak
4. Penimbunan dengan pasir.
5. Penimbunan dengan beban dengan ketinggian timbunan yang sudah ditentukan.

2.9.1. Tipe Material *Drained* dan *Undrained* pada *Plaxis*

Drained dan *Undrained* menggambarkan antara pemberian beban dengan proses keluarnya air pada tanah. *Drained* dan *Undrained* merupakan contoh dari tipe material yang ada pada *Plaxis*.

Tipe material *drained* merupakan suatu kondisi pada tanah dimana waktu pemberian beban relatif lebih lambat daripada waktu air terdisipasi keluar. Dimana pada kondisi ini tidak terjadinya tegangan eksese air pori. Sehingga pada akhir masa pembebanan dapat dianggap bahwa air telah terdisipasi keluar. Kondisi ini menggambarkan untuk jangka panjang dengan parameter yang digunakan adalah parameter tegangan efektif.

Tipe material *undrained* merupakan suatu kondisi pada tanah dimana waktu pemberian beban relatif lebih cepat daripada waktu air terdisipasi keluar, akibatnya air belum sempat untuk keluar. *Undrained* biasanya terjadi pada tanah lempung yang pembebanannya terlalu cepat, sehingga air belum sempat untuk keluar. Hal tersebut disebabkan karena koefisien pengaliran pada tanah lempung sangat kecil, sehingga membutuhkan waktu

agar air dapat keluar. Kondisi ini menggambarkan untuk jangka pendek dengan parameter yang digunakan adalah parameter tegangan total.

2.9.2. Parameter yang Digunakan dalam Permodelan

Model tanah lunak *softsoil* model dikembangkan berdasarkan teori Cam – Clay yang dikembangkan di Cambridge. Seperti pada model Mohr - Coloumb, batas kekuatan tanah dimodelkan dengan parameter kohesi (c), sudut geser (ϕ), dan sudut dilatasi (ψ). Sedangkan untuk kekuatan tanah dimodelkan dengan menggunakan parameter lamda λ^* dan kappa κ^* .

1. Modulus Elastisitas (E)

Modulus Elastisitas merupakan rasio dari tegangan dan regangan pada tanah. Nilai modulus elastisitas ideal didapatkan dari uji laboratorium, namun ada kalanya nilai modulus elastisitas didapat dari korelasi dengan parameter lainnya. Nilai korelasi modulus elastisitas berdasarkan dari nilai N-SPT dan sondir dapat dilihat pada Tabel 2.3. Selain itu untuk tanah lempung berdasarkan dari nilai *overconsolidated ratio*, *soil plasticity*, dan kohesi nilai korelasi modulus elastitas dapat dilihat pada Tabel 2.4.

Tabel 2.3. Hubungan antara N-SPT dan Sondir terhadap Nilai E

Soil	SPT
Sand (NC)	$E_s = 500 (N + 15)$
	$E_s = (15000 \text{ to } 22000)\ln N$
	$E_s = (35000 \text{ to } 50000)\log N$
Sand (saturated)	$E_s = 250 (N+15)$
Sand (OC)	$E_s = 180000+750 N$
Gravelly san and gravel	$E_s = 1200 (N+6)$
	$E_s = 600(N + 6)$
	$E_s = 600(N + 6) + 2000$
Clayey sand	$E_s = 320 (N+15)$
Silty sand	$E_s = 300 (N+6)$
Soft clay	
<i>Using the undrained shear strength</i>	
Clay	IP > 30 or organic
	IP > 30 or stiff

<i>Soil</i>	SPT
	$E_s (OCR) = E_s (NC) (OCR)^{1,2}$

Sumber: Bowles, Joseph E., 1998

Tabel 2.4. Korelasi Nilai Modulus Elastisitas berdasar Plastisitas tanah dan kuar geser

<i>Overconsolidation ratio</i>	<i>Soil Plasticity</i>	<i>Eu/Cu</i>
<2	PI < 30%	600 - 1500
2 - 4		400 - 1400
4 - 6		300 - 1000
6 - 10		200 - 600
< 2	PI = 30 - 50%	300 - 600
2 - 4		200 - 500
4 - 10		100 - 400
< 2	PI > 50%	100 - 300
2 - 10		50 - 250

Sumber: Jamiolkoski et al, 1979

Untuk PI>50% gunakan $E_u \approx 200 C_u$.

Untuk kondisi drained, nilai E' dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5. Korelasi Nilai Modulus Elastisitas berdasar Plastisitas tanah dan kuar geser

<i>Soil plasticity (%)</i>	<i>E'/Cu</i>
10 - 30	270
20 - 30	200
30 - 40	150
40 - 50	130
50 - 60	110

Sumber : Strude,dkk. 1975

Untuk PI>50% gunakan hubungan $E' = 100 C_u$ atau sekitar $0,6 E_u$

2. Poisson's Ratio

Poisson's ratio adalah konstanta elastisitas yang dimiliki oleh setiap metrial yang bereaksi terhadap perubahan volume ketika menerima beban. Ketika suatu benda diberikan dalam y, maka daerah y akan mengalami pemampatan sedangkan arah x (arah tegak lurus y) akan mengalami pengembangan. Perbandingan regangan pengembangan arah x dan pemampatan arah y dinyatakan dalam parameter poisson's ratio

Material yang diberikan suatu gaya tarik maupun gaya tekan berubah bentuk. Korelasi untuk nilai konstanta ini dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6. Nilai Perkiraan Angka Poisson Tanah

Macam Tanah	ν (Angka Poisson Tanah)
Lempung Jenuh	0,4 – 0,5
Lempung Tak Jenuh	0,1 – 0,3
Lempung Berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir Padat	0,2 – 0,4
Pasir Kasar	0,15
Pasir Halus	0,25
Batu	0,1 – 0,4

Sumber: Bowles (1991)

3. Berat Isi Tanah Jenuh

Berat isi tanah jenuh adalah perbandingan antara berat tanah jenuh air dengan satuan volume tanah jenuh. Di mana ruang porinya terisi penuh oleh air. Nilai dari berat jenis tanah jenuh didapat dengan menggunakan rumus:

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{G_s + e}{1 + e} \right) \gamma_w \quad (2.36)$$

Dimana:

G_s = Specific Gravity

e = Angka Pori

γ_w = Berat Isi Air (kPa)

Nilai-nilai dari G_s , e dan γ_w didapat dari hasil pengujian laboratorium dengan menggunakan sumber sampel tanah yang sama.

4. Sudut Geser Dalam

Selain dari nilai kohesi, kekuatan geser tanah juga ditentukan oleh sudut geser tanah. pada tanah kondisi *undrained* untuk tanah lempung akan ditinjau nilai sudut geser dalam total yang dianggap bernilai 0 karena sangat kecil sehingga dapat diabaikan. Parameter sudut geser efektif diperlukan dalam pemodelan penurunan tanah pada metode elemen

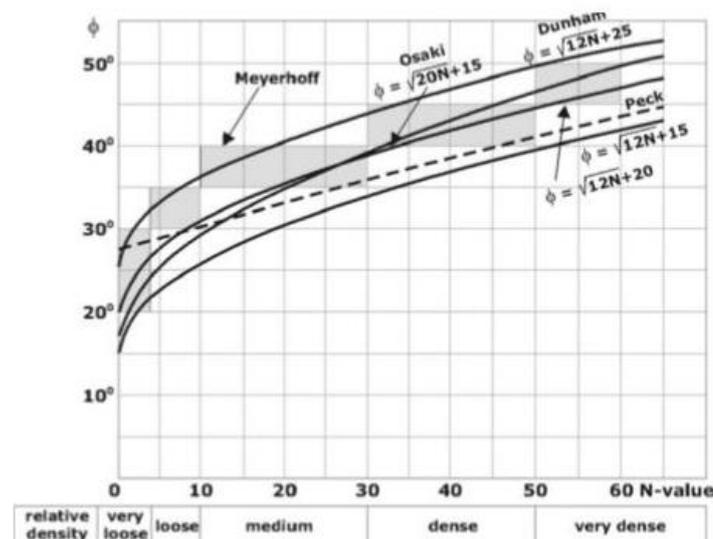
hingga. Parameter yang akan digunakan dapat diperoleh dari uji laboratorium (triaxial UU, tes triaxial CU dalam kondisi total) dan dari uji lapangan (SPT, CPT, vane shear test, dll). Untuk tanah berjenis pasir yang menggunakan parameter efektif diperlukan korelasi yang dapat memberikan nilai sudut geser efektif. Untuk analisa jangka pendek (*short term analysis*) dimana parameter yang digunakan adalah parameter total. Sedangkan untuk analisa jangka panjang (*long term analysis*) dimana terdapat nilai kohesi dan sudut geser dalam digunakan dalam kondisi efektif. Burt Look (2007) memberikan pendekatan besarnya nilai kohesi dan sudut geser dalam pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7. Nilai kuat geser efektif untuk tanah kohesif

Type	Soil description	Friction angle (degrees)
Cohesive	Soft - organic	10 – 20
	Soft - non organic	15 – 25
	Stiff	20 – 30
	Hard	25 – 30

Sumber : Burt Look, Handbook of geotecjical Investigation and Design Table.2007

Untuk tanah non-kohesif korelasi untuk memperoleh nilai dari parameter kuat geser dan kepadatan berdasarkan nilai N-SPT. Hubungan antara N-SPT dengan nilai sudut geser dalam. Dapat dilihat pada gambar 2.12.



Gambar 2.12. Korelasi Sudut Geser Efektif dengan N-SPT

Sumber : peck,1997

5. Kohesi

Kohesi merupakan gaya tarik menarik antar partikel tanah. Bersama dengan sudut geser tanah, kohesi merupakan parameter kuat geser tanah yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah. Deformasi dapat terjadi akibat adanya kombinasi keadaan kritis dari tegangan normal dan tegangan geser. Nilai dari kohesi didapat dari engineering properties, yaitu dengan *Triaxial Test* dan *Direct Shear Test*.

Berdasarkan hasil pengujian SPT beberapa ahli merekomendasikan pendekatan untuk mendapatkan nilai *undrained shear strength* (C_u), Burt Look (2007) melakukan pendekatan berupa $C_u = 5 \times (N-SPT)$. Pendekatan lainnya dilakukan oleh Stroud dan Butler dengan $C_u = 4,5 \times (N-SPT)$. Namun secara umum pendekatan untuk memperoleh nilai S_u dari SPT memiliki nilai antara $2-8 \times (N-SPT)$.

Sedangkan untuk analisa jangka panjang (*long term analysis*) dimana terdapat nilai kohesi dan sudut geser dalam digunakan dalam kondisi efektif. Burt Look (2007) memberikan pendekatan besarnya nilai kohesi dan sudut geser dalam pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8. Nilai C' untuk tanah kohesif

Type	Soil description	Effective cohesion (kPa)
Cohesive	Soft - organic	5 – 10
	Soft - non organic	10 – 20
	Stiff	20 – 50
	Hard	50 – 100

Sumber : Burt Look, *Handbook of geotechnical Investigation and Design Table.2007*

6. Korelasi terhadap Parameter Konsolidasi Tanah

Parameter-parameter konsolidasi tanah yang diperlukan antara lain adalah C_c , C_s , dan Koefisien konsolidasi C_v . Ketiganya bisa didapatkan langsung dari uji konsolidasi sedangkan untuk nilai C_s , dapat ditentukan dengan korelasi terhadap nilai C_c . Pada umumnya:

$$C_s \approx \frac{1}{5} \text{ sampai } \frac{1}{10} C_c$$

7. Permeabilitas

Koefisien rembesan pada tanah adalah kemampuan tanah untuk dapat mengalirkan air melalui pori-pori tanah. Nilai koefisien permeabilitas tanah dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti pada Tabel 2.9 berikut ini :

Tabel 2.9. Nilai koefisien permeabilitas tanah

Type of Soil	K (mm/s)
Coarse	$10 - 10^3$
Fine Gravel, Coarse, and Medium Sand	$10^{-2} - 10$
Fine Sand, Loose Silt	$10^{-4} - 10^{-2}$
Dense Silt, Clayey Silt	$10^{-5} - 10^{-4}$
Silt Clay, Clay	$10^{-8} - 10^{-5}$

Sumber : *Advanced Soil Mechanics – Third Edition, Braja M.Das (2008)*

8. Indeks Muai Termodifikasi dan Indeks Kompresi Termodifikasi

Untuk kasus tertentu dengan jenis tanah yang sangat lunak seperti lempung, lempung kelanauan dan gambut, masalah utama yang dihadapi adalah kemampumampatan yang tinggi. Untuk memodelkan jenis tanah yang memiliki sifat diatas, PLAXIS menciptakan sebuah model yang dapat memodelkan tanah tersebut dengan lebih akurat yaitu model soft soil.

Berikut adalah penjabaran parameter yang dibutuhkan model soft soil:

a. IndeksKompresi tanah (λ^*)

λ^* merupakan parameter modifikasi yang menggambarkan indeks kompresi tanah atau λ^* dapat dicari dari kemiringan garis yang menggambarkan *normally consolidation*. Besarnya λ^* dapat dicari menggunakan rumus pada persamaan 2.28

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3.(1+ e_0)} \quad (2.37)$$

Dimana C_c adalah koefisien kompresi yang didapat dari percobaan konsolidasi di laboratorium.

b. Indeks Muai Termodifikasi (κ^*)

κ^* merupakan parameter modifikasi yang menggambarkan indeks pemuaian (*swelling*) dari tanah yang diuji. Besarnya κ^* dapat dicari menggunakan persamaan 2.29.

$$\kappa^* = \frac{2C_s}{2,3.(1+e_0)} \quad (2.38)$$

Dimana C_s adalah koefisien *swelling* yang didapat dari percobaan konsolidasi di laboratorium.