

BAB 2 LANDASAN TEORI

2.1 Tanah Lunak

Dalam pengertian teknik secara umum, tanah didefinisikan sebagai material yang terbuat dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terkait 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 di antara partikel-partikel padat tersebut (Das, 1995a).

Menurut Panduan Geoteknik 1 Proses Pembentukan dan Sifat-Sifat Tanah Lunak (2002), penggunaan istilah tanah lunak berkaitan dengan tanah-tanah yang jika tidak dikenali dan diselidiki secara seksama dapat menyebabkan ketidakstabilan dan penurunan jangka panjang yang tidak dapat ditolerir, tanah tersebut mempunyai kuat geser yang rendah dan kompresibilitas yang tinggi. Di Indonesia, lebih dari 10% luas daratan atau sekitar 20 juta hektar merupakan tanah lunak yang terdiri dari tanah lempung lunak (*soft clay soil*) dan tanah gambut (*peat soil*) yang tersebar di sepanjang pantai utara utara pulau Jawa, pantai timur pulau Sumatera, pantai barat, selatan, dan timur pulau Kalimantan, pantai selatan pulau Sulawesi serta pantai barat dan selatan pulau Papua (Kuswanda, 2016). Peta penyebaran tanah lunak di Indonesia ditunjukkan pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Peta Sebaran Tanah Lunak di Indonesia

(Badan Geologi Kementrian Energi dan Sumber Daya Mineral, 2019)

Tanah lunak umumnya memiliki sifat kompreibilitas yang tinggi, permeabilitas dan daya dukung yang rendah. Salah satu faktor yang menyebabkan tanah lunak memiliki daya dukung yang rendah adalah tanah ini memiliki kadar air yang tinggi. Selain itu, tingginya tingkat kompreibilitas pada tanah lunak disebabkan oleh angka pori yang tinggi. Jika tanah tersebut diberi beban, maka air maupun udara yang mengisi pori-pori tanah akan keluar sehingga pemampatan tanah yang menandakan adanya penurunan yang terjadi pada tanah (Gunarso et al., 2017).

Dalam Panduan Geoteknik 1 Proses Pembentukan dan Sifat-Sifat Dasar Tanah Lunak (2002), terdapat 2 jenis tanah lunak yaitu sebagai berikut:

1. Lempung Lunak (*Soft Clay*)

Tanah lempung lunak mengandung mineral lempung dan kadar air yang tinggi sehingga menyebabkan kuat geser yang rendah. Dalam rekayasa geoteknik, istilah ‘lunak’ dan ‘sangat lunak’ khusus didefinisikan untuk lempung dengan kuat geser seperti ditunjukkan pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Definisi Kuat Geser Lempung Lunak

Konsistensi	Kuat Geser (KN/m ²)
Lunak	12,5 - 25
Sangat Lunak	< 12,5

Tabel 2.2 Indikator Lapangan Tanah Lempung Lunak

Konsistensi	Indikasi Lapangan
Lunak	Bisa dibentuk dengan mudah dengan jari tangan
Sangat Lunak	Keluar di antara jari tangan jika diremas dalam kepalan tangan

Sumber: (Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah, 2002)

2. Gambut (*Peat*)

Tanah gambut adalah jenis tanah yang pembentuk utamanya terdiri dari sisa-sisa tumbuhan dan memiliki kadar organik lebih dari 75%. Selanjutnya berdasarkan kandungan seratnya, gambut dikelompokkan kembali menjadi dua kelompok seperti pada Tabel 2.1.

Tabel 2.3 Klasifikasi Tanah Gambut berdasarkan Kadar Serat

Kelompok Gambut	Kadar Serat
Amorf	< 20
Berserat (Fitros)	> 20

Sumber: (Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah, 2002)

Tabel 2.4 Tipe Tanah berdasarkan Kadar Organik

Jenis Tanah	Kadar Organik (%)
Lempung	< 25
Lempung Organik	25 - 75
Gambut	> 75

Sumber : (Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah, 2002)

2.2 Uji CPTu

Uji CPTu (*Cone Penetration Test with piezometer*) pada dasarnya merupakan pengembangan dari uji sondir atau CPT (*Cone Penetration Test*), yakni metode penyelidikan tanah in-situ yang digunakan untuk mengetahui hambatan tanah terhadap penetrasi konus. Dalam pengujian ini, konus sondir digunakan untuk mengukur tahanan ujung dan gesekan selimut dengan cara ditekan secara menerus ke dalam tanah dengan konus, alat berbentuk silinder dengan ujung runcing ditekan ke dalam tanah dengan kecepatan penetrasi tertentu

dengan selang kedalaman tertentu. Uji CPTu menggunakan listrik dalam pengujiannya serta dapat membaca tekanan air pori eksese tanah yang biasa dilambangkan dengan notasi u . Oleh karena itu, pengujian ini biasa juga disebut uji sondir dengan *piezocone*.

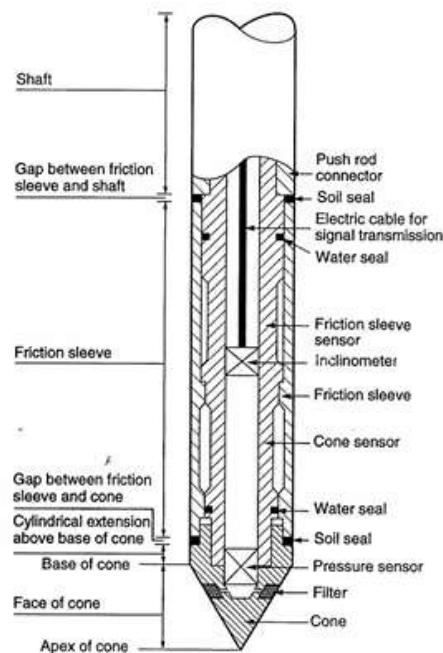
Uji CPTu digunakan untuk mengetahui besarnya tekanan ujung, gesekan selimut, serta tekanan air pori eksese tanah terhadap kedalaman yang dapat dipergunakan untuk memperkirakan pelapisan tanah, homogenitas tanah, kedalaman tanah keras serta perilaku tanah. Selain itu, dengan adanya gesekan selimut dan tekanan air pori eksese dari hasil pengujian ini dapat digunakan untuk menentukan klasifikasi tanah dan korelasi terhadap parameter tanah lainnya.

Peralatan yang digunakan untuk pengujian ini hampir sama dengan uji sondir mekanis, namun yang membedakannya adalah konusnya. Konus pada uji CPTu menggunakan konus yang dilengkapi sensor yang dapat mengukur tekanan air pori eksese. Sensor ini terhubung ke perangkat elektronik di dalam konus yang dapat meneruskan data ke komputer atau laptop melalui perangkat lunak/program khusus. Sistem tersebut juga berlaku untuk pembacaan tahanan ujung dan gesekan selimut.

Konus yang digunakan pada pengujian CPTu menurut (Lunne et al., 1997) pada buku "*Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*" adalah konus yang memiliki luas penampang ujung sebesar 10 cm^2 atau 15 cm^2 dengan sudut ujung konus 60° . Diameter dan dimensi konus dirancang agar memenuhi ketentuan toleransi tertentu sehingga hasil pengukuran tahanan ujung dan gesekan selimut dapat diperoleh secara akurat.

Di bagian belakang ujung konus terdapat *friction sleeve* berbentuk silinder yang berfungsi untuk mengukur tahanan geser lokal tanah. Panjang *friction sleeve* umumnya 134 mm dengan luas permukaan geser 150 cm^2 untuk konus 10 cm^2 sedangkan untuk konus 15 cm^2 luas permukaan disesuaikan secara proporsional, biasanya sebesar $2,0 \text{ sampai } 3,0 \times 10^4 \text{ mm}^2$. Perbedaan diameter antara ujung konus dan *friction sleeve* harus berada dalam batas toleransi yang diizinkan untuk menjamin kontinuitas pengukuran gesekan selimut. Konus CPTu juga dilengkapi dengan elemen pengukur tekanan air pori berupa filter berpori dengan ukuran pori

200 μm atau lebih kecil yang terbuat dari bahan plastik, *sintered* metal atau keramik.



Gambar 2.2 Komponen Konus CPTu

Sumber: (Lunne et al., 1997)

Prosedur pelaksanaan pengujian mengacu pada standar ASTM D5778 serta pedoman yang dikemukakan oleh (Lunne et al., 1997) dengan tahapan sebagai berikut.

a. Persiapan

Cone penetrometer dan *piezocone* dikalibrasi sebelum pengujian untuk memastikan akurasi pembacaan sensor. Filter *piezocone* digunakan untuk mengukur tekanan air pori dan harus dalam kondisi jenuh, biasanya dengan cairan terdeareasi seperti gliserin, agar diperoleh pembacaan tekanan air pori yang akurat dan stabil. Apabila lapisan permukaan tanah terlalu keras atau berbatu, dilakukan *pre-drilling* untuk memudahkan penetrasi awal. Rig pengujian diposisikan secara tegak lurus guna menjaga verticality selama pengujian sehingga data yang diperoleh merepresentasikan kondisi tanah secara akurat..

b. Pelaksanaan Penetrasi Konus

Konus ditekan ke dalam tanah secara vertikal dan kontinu dengan kecepatan penetrasi konstan 20 mm/detik. Selama penetrasi, data tahanan ujung (q_c), gesekan selimut (f_s), dan tekanan air pori (u) direkam secara otomatis dengan interval pembacaan 20 mm. Kedalaman penetrasi dicatat secara sinkron dengan data sensor.

Pemeriksaan sensor dilakukan secara berkala untuk memastikan tidak terjadi *drift* atau kesalahan pembacaan. Faktor-faktor eksternal seperti temperatur, keausan konus, serta posisi elemen pori diperhatikan agar tidak memengaruhi hasil pengujian. Data hasil pengujian divalidasi dengan mengacu pada standar internasional yang berlaku.

Pada kedalaman tertentu, pengujian CPTu dapat dilanjutkan dengan uji disipasi tekanan air pori untuk mengevaluasi respon tanah terhadap perubahan tekanan air pori akibat penetrasi konus.

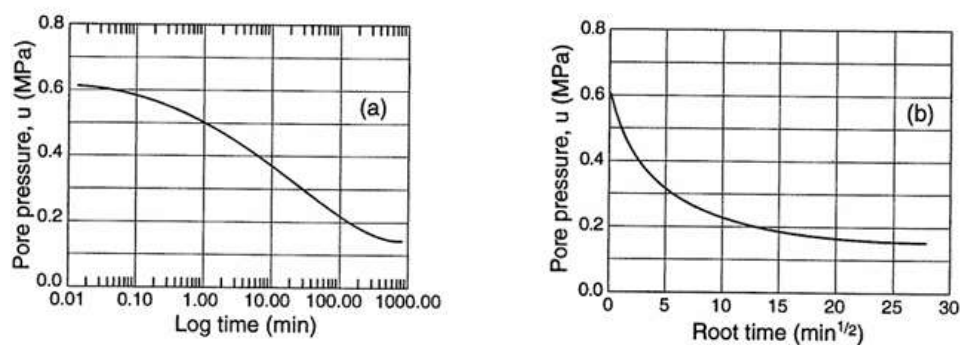
c. Uji Disipasi Tekanan Air Pori

Uji disipasi bertujuan untuk mengetahui laju disipasi tekanan air pori pada kedalaman tertentu. Data hasil uji ini selanjutnya dapat dianalisis untuk memperoleh parameter tanah, khususnya koefisien konsolidasi arah horizontal, yang digunakan sebagai dasar dalam analisis penurunan tanah. Uji disipasi umumnya hanya efektif dilakukan pada tanah kohesif, terutama lempung jenuh yang berada di bawah muka air tanah. Oleh karena itu, pelaksanaan uji disipasi sebaiknya didasarkan pada hasil penyelidikan pendahuluan guna memastikan kondisi tanah yang sesuai.

Uji disipasi paling representatif dilakukan pada bagian tengah lapisan tanah lunak, yaitu pada kedalaman sekitar 0,5H dari tebal lapisan yang berada di bawah muka air tanah. Hal ini disebabkan karena pada saat proses konsolidasi, bagian tengah lapisan mengalami kondisi drainase yang paling signifikan. Dengan demikian, hasil uji disipasi yang diperoleh dapat lebih mewakili kondisi tanah di lapangan. Apabila uji disipasi dilakukan lebih dari satu kali dalam satu pengujian

CPTu, maka selain pada kedalaman 0,5H, kedalaman 0,25H dan 0,75H juga dianggap sebagai posisi yang cukup representatif. Namun, pada kondisi tertentu, uji disipasi dapat dilakukan pada kedalaman spesifik untuk mempelajari perilaku tanah secara lebih rinci, terutama dalam konteks penelitian.

Pada pengujian disipasi air pori, perubahan tekanan air pori (u) dicatat terhadap waktu hingga tercapai kondisi stabil. Data hasil uji diplot terhadap waktu menggunakan skala logaritmik maupun akar kuadrat untuk memudahkan interpretasi, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.3. Parameter utama yang ditentukan adalah waktu t_{50} yaitu waktu yang dibutuhkan untuk mencapai 50% disipasi tekanan air pori yang selanjutnya digunakan untuk menentukan parameter konsolidasi tanah.



Gambar 2.3 Contoh Interpretasi Data Uji Disipasi pada Uji CPTu

Sumber: (Lunne et al., 1997)

Waktu yang dibutuhkan untuk terjadinya disipasi tekanan air pori bervariasi tergantung pada jenis tanah, yang terutama dipengaruhi oleh karakteristik permeabilitas tanah tersebut. Beberapa standar merekomendasikan bahwa uji disipasi dilakukan hingga tekanan air pori mencapai 50% dari selisih tekanan awal dan tekanan akhir, yang dikenal sebagai nilai u_{50} . Waktu yang diperlukan untuk mencapai kondisi tersebut disebut sebagai t_{50} .

Pada tanah terkonsolidasi normal (*normally consolidated*, NC) maupun tanah terkonsolidasi berlebih (*over consolidated*, OC), tekanan air pori akan terdisipasi dalam waktu tertentu hingga mencapai nilai tekanan hidrostatik (u_0).

Sehingga untuk menentukan u_{50} dari grafik disipasi dapat digunakan dengan pendekatan berikut.

$$u_{50} = u_0 + \left(\frac{u_i - u_0}{2} \right) \quad (2.1)$$

Dimana,

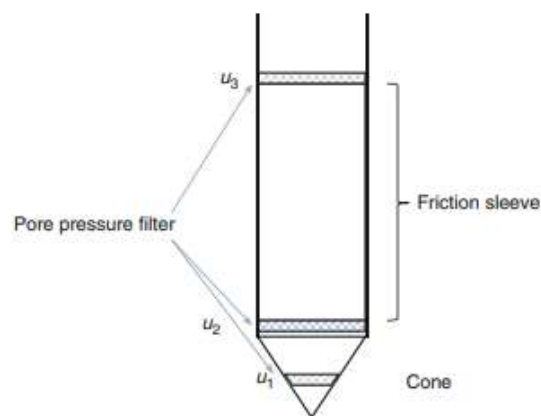
u_{50} = tekanan air pori tanah pada saat 50% disipasi

u_1 = tekanan air pori awal disipasi

u_0 = tekanan air pori pada akhir disipasi

2.2.1 Pembacaan Tekanan Air Pori

Nilai tekanan air pori yang diperoleh dari pengujian CPTu sangat dipengaruhi oleh posisi pemasangan elemen pori pada konus. Secara umum, elemen pori dapat dipasang pada beberapa posisi, yaitu pada ujung konus (u_1 atau u_{tip}), pada bagian tengah di belakang ujung konus (u_2), serta pada bagian belakang selimut konus (u_3). Skema posisi pemasangan elemen pori pada konus CPTu dapat dilihat pada gambar berikut.

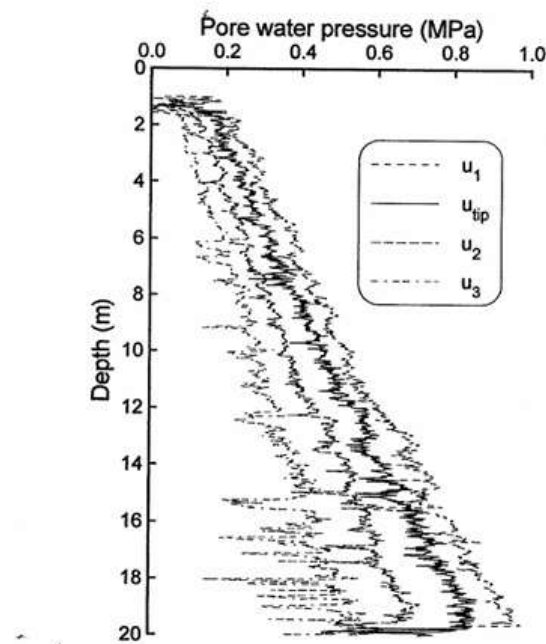


Gambar 2.4 Posisi Elemen Pori pada Konus CPTu

Sumber: (Ameratunga et al., 2016)

Perbedaan posisi pemasangan elemen pori tersebut menghasilkan nilai tekanan air pori yang berbeda-beda. Pada prinsipnya, tekanan air pori terbesar

akan terukur pada lokasi yang mengalami kondisi tekanan paling tinggi. Oleh karena itu, semakin dekat posisi elemen pori terhadap ujung konus, maka nilai tekanan air pori yang terukur akan semakin besar. Perbandingan nilai tekanan air pori yang diperoleh dari berbagai posisi elemen pori digambarkan pada gambar berikut.



Gambar 2.5 Grafik Perbandingan Nilai Tekanan Air Pori akibat Perbedaan Posisi Elemen Pori

(Sumber: Lunne, Robertson & Powell, 1997)

Hingga saat ini, belum terdapat standar baku yang menetapkan posisi elemen pori pada pengujian CPTu. Namun demikian, ISSMFE RTP merekomendasikan posisi u_2 sebagai posisi elemen pori yang paling sesuai. Rekomendasi tersebut didasarkan pada beberapa pertimbangan antara lain elemen pori pada posisi u_2 cenderung mengalami tingkat kerusakan yang lebih kecil, hasil pengukuran relatif tidak terpengaruh oleh kompresibilitas elemen pori, serta tekanan air pori yang terukur dapat digunakan secara langsung untuk melakukan koreksi terhadap tahanan ujung konus serta hasil pengukuran tekanan air pori pada posisi u_2 saat pelaksanaan uji disipasi dinilai lebih stabil dan relatif tidak sensitif terhadap kesalahan prosedur pengujian (Lunne et al., 1997).

2.2.2 Klasifikasi Tanah

Salah satu tujuan dari uji sondir adalah untuk mengidentifikasi profil tanah dari hasil uji. Pada awalnya, kalibrasi hasil uji dilakukan dengan menggunakan tahanan konus (q_c) dan rasio gesekan (f_s) karena pengukuran tekanan pori belum tersedia sampai munculnya piezocone atau CPTu. Munculnya piezocone memungkinkan adanya pengukuran tambahan tekanan air pori yang memungkinkan klasifikasi tanah yang lebih baik. Banyak metode klasifikasi yang dapat digunakan namun keandalan grafik klasifikasi (Roberson et.al., 1986) dan (Robertson, 1990) yang memberikan hasil yang masuk akal hingga sangat baik (Ameratunga et al., 2016).

Metode (Roberson et.al., 1986) dalam (Ameratunga et al., 2016) menggunakan parameter tahanan ujung yang dikoreksi (q_t), faktor kelebihan tekanan air pori (B_q), dan rasio gesekan (R_f) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.5. Pada pengujian uji sondir tanpa pengukuran tekanan air pori hanya grafik (Roberson et.al., 1986) yang dapat digunakan untuk klasifikasi tanah lunak. Parameter – parameter tersebut dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a)_n \quad (2.2)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_o}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (2.3)$$

$$R_f = \frac{f_t}{q_t} \quad (2.4)$$

Nilai f_t dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$f_t = f_s + \frac{u_3 A_{st} - u_2 A_{sb}}{A_s} \quad (2.5)$$

Dimana,

q_t = tahanan ujung yang dikoreksi

u_2 = tekanan air pori yang diukur di bahu

a_n = rasio luas bersih, kurang lebih sama dengan rasio luas penampang poros dan penampang kerucut

B_q = faktor kelebihan tekanan air pori

σ_{vo} = total tegangan overburden

R_f = rasio gesekan

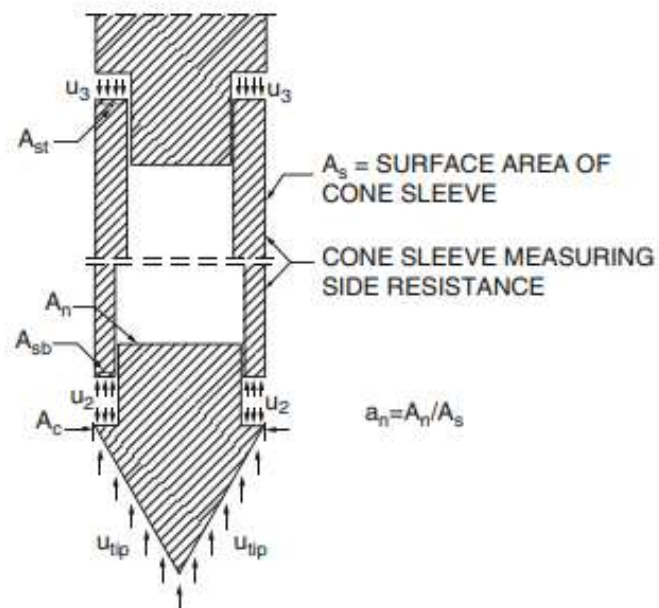
f_t = faktor koreksi untuk gesekan selongsong

A_{st} = luas penampang selongsong bagian atas

A_{sb} = luas penampang selongsong pada bagian dasar

A_s = luas permukaan selongsong

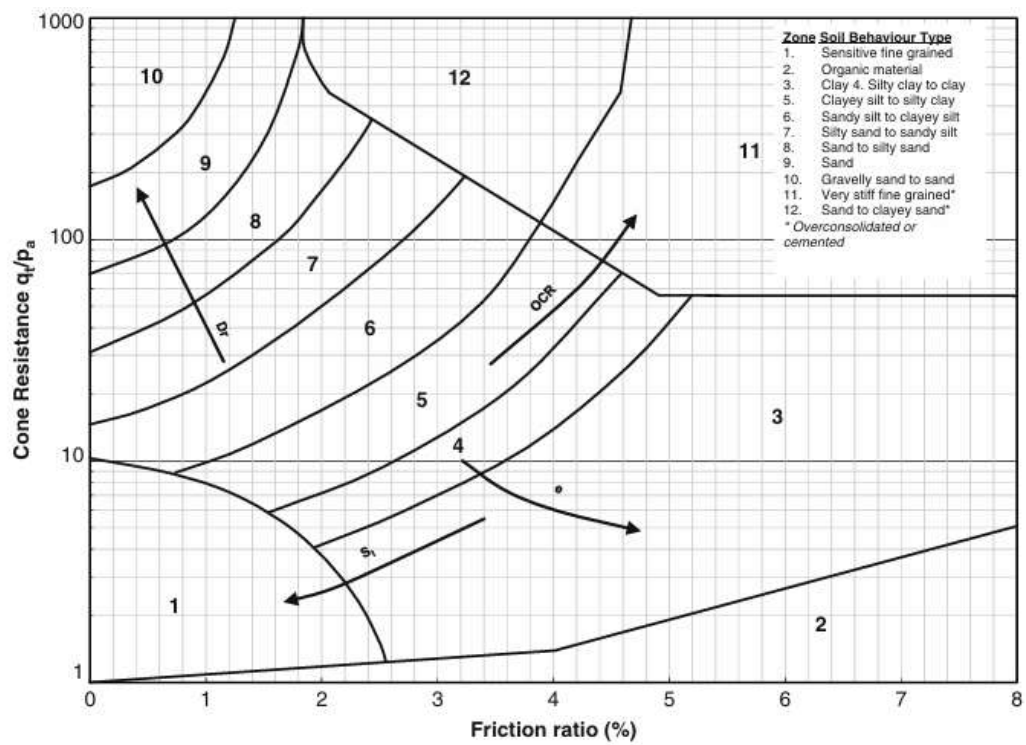
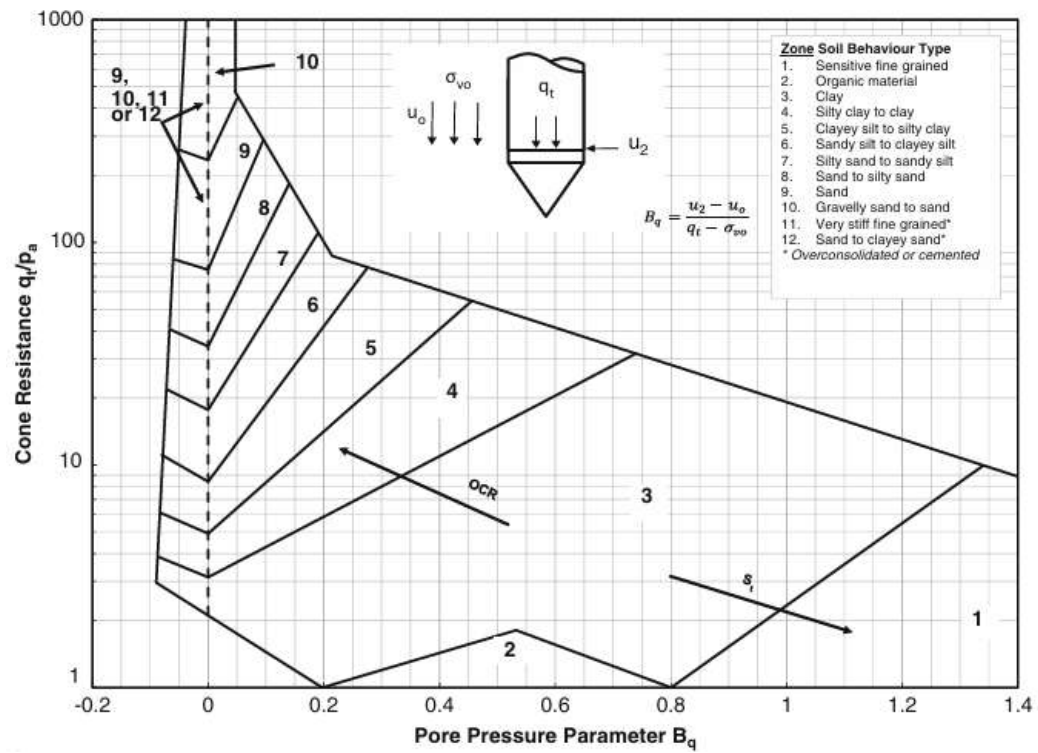
A_{st} , A_{sb} , dan A_s dapat dilihat pada Gambar 2.5.



Gambar 2.6 Detail Koreksi CPTu

Sumber : (Ameratunga et al., 2016)

Untuk klasifikasi tipe perilaku tanah menggunakan metode (Roberson et.al., 1986) dapat menggunakan grafik sebagai berikut.



Gambar 2.7 Klasifikasi Tipe Perilaku Tanah dari Uji CPTu

Sumber: (Ameratunga et al., 2016)

Klasifikasi tipe perilaku tanah berdasarkan (Roberson et.al., 1986) terbagi kedalam 12 zona yaitu:

1. Berbutir halus sensitif
2. Material organik
3. Lempung
4. Lempung lanauan sampai lempung
5. Lanau lempung sampai lempung lanauan
6. Lanau pasir sampai lanau lempungan
7. Pasir lanauan sampai lanau pasir
8. Pasir sampai pasir lanauan
9. Pasir
10. Pasir kerikil sampai pasir
11. Berbutir halus sangat kaku (terkonsolidasi lebih atau tersedimentasi)
12. Pasir sampai pasir lempungan

Metode (Roberson, 1990) dalam (Ameratunga et al., 2016) menggunakan parameter normalisasi tahanan ujung yang dikoreksi (Q_t), faktor kelebihan tekanan air pori (B_q), dan rasio gesekan yang dinormalisasi (F_r) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.6. Parameter – parameter tersebut dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (2.6)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (2.7)$$

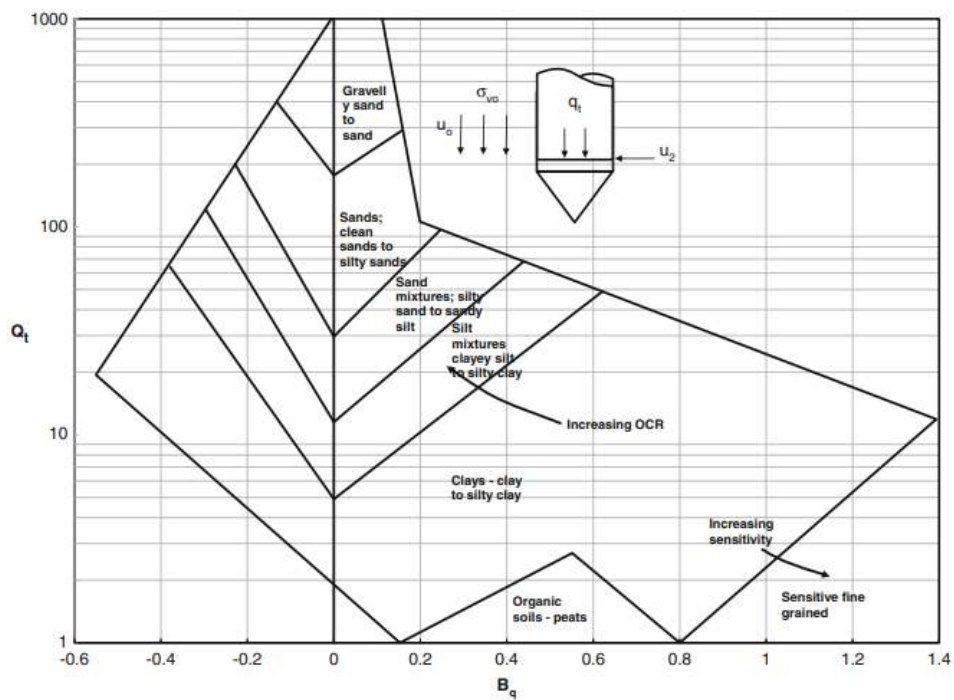
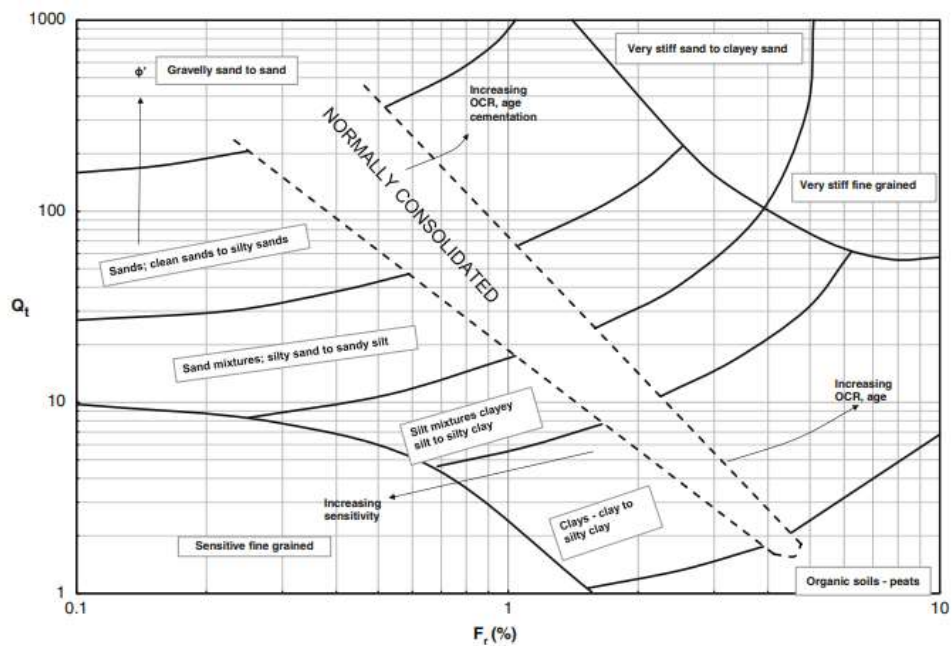
$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_0 \quad (2.8)$$

Dimana,

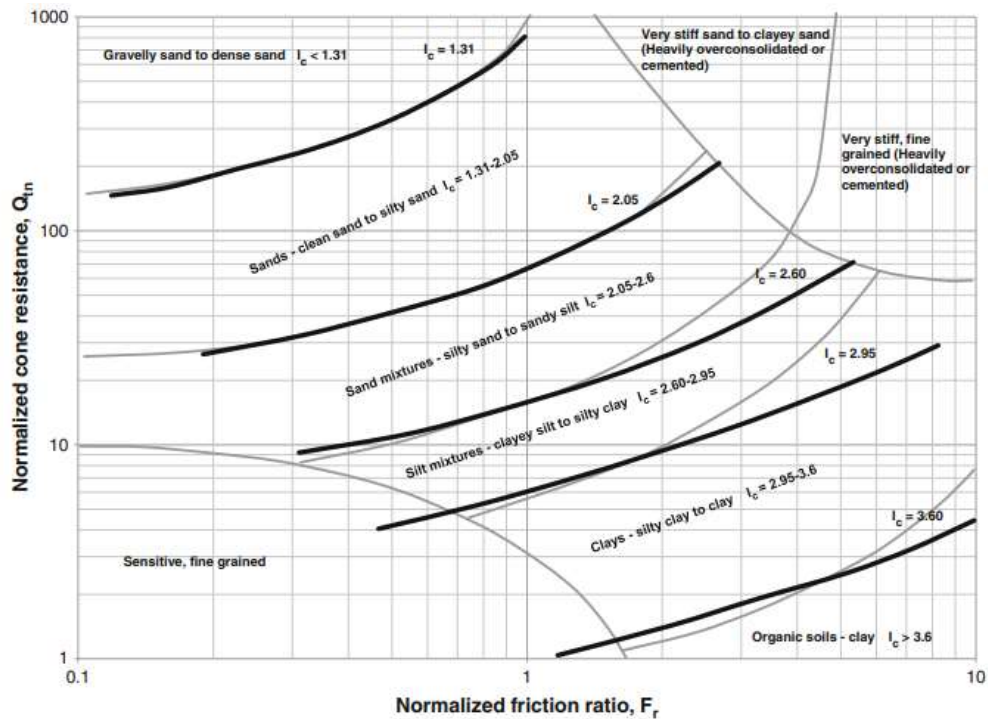
u_0 = tekanan air pori awal

σ'_{vo} = tegangan vertikal efektif

Untuk klasifikasi tipe perilaku tanah menggunakan metode (Roberson, 1990) dapat menggunakan grafik sebagai berikut.



Gambar 2.8 Klasifikasi Tipe Perilaku Tanah berdasarkan Data CPTu yang Dinormalisasi



Gambar 2.9 Kontur Indeks Tipe Perilaku Tanah

Sumber: (Ameratunga et al., 2016)

(Jefferies dan Davies, 1993) dalam (Ameratunga et al., 2016) memperkenalkan indeks I_c untuk mewakili zona tipe perilaku tanah pada grafik Q_t vs F_r pada Gambar 2.5. Indeks I_c adalah jari-jari lingkaran yang mendefinisikan batas-batas zona. (Robertson dan Wride, 1998) menyajikan modifikasi terhadap indeks ini yang ditunjukkan pada Gambar 2.6 yang dapat diaplikasikan pada grafik pada Gambar 2.5, definisi yang dimodifikasi adalah sebagai berikut:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (2.9)$$

Penentuan konsistensi tanah berbutir halus (kohesif) berdasarkan pengujian CPTu dapat diinterpretasikan secara empiris dari nilai tahanan ujung konus (q_c). Berdasarkan (Look, 2007), penentuan konsistensi tanah dapat ditentukan dengan acuan yang disajikan pada Tabel 2.5. Sedangkan untuk penentuan konsistensi tanah pasir dapat ditentukan dengan acuan yang terdapat pada Tabel 2.6.

Tabel 2.5 Konsistensi Tanah Kohesif berdasarkan Data CPTu

<i>Soil Classification</i>	C_u (kPa)	<i>Approximate q_c</i> (MPa)
<i>Very Soft</i>	0 – 12	<0,2
<i>Soft</i>	12 – 25	0,2 – 0,4
<i>Firm</i>	25 – 50	0,4 – 0,9
<i>Stiff</i>	50 – 100	0,9 – 2,0
<i>Very Stiff</i>	100 – 200	2,0 – 4,2
<i>Hard</i>	> 200	>4,0

Tabel 2.6 Klasifikasi Tanah Pasir berdasarkan Data CPTu

<i>Soil Classification</i>	<i>Relative density, Dr (%)</i>	q_c (MPa)	<i>Typical ϕ (°)</i>
<i>Very Loose</i>	<15	<2,5	<30
<i>Loose</i>	15 – 35	2,5 – 5,0	35 – 35
<i>Medium dense</i>	35 – 65	5,0 – 10,0	35 – 40
<i>Dense</i>	65 - 85	10,0 – 20,0	40 - 45
<i>Very Dense</i>	>85	>20,0	>45

2.2.3 Parameter Tanah dari Uji Disipasi

Koefisien konsolidasi tanah arah horizontal dapat ditentukan melalui pengujian disipasi tekanan air pori pada CPTu. Penentuan parameter ini umumnya dilakukan dengan menggunakan beberapa pendekatan analitis, di antaranya metode yang dikembangkan oleh Houslby dan Teh (1988) serta metode Robertson (1992). Masing-masing metode memanfaatkan respon disipasi tekanan air pori terhadap waktu untuk memperoleh nilai koefisien konsolidasi tanah.

2.2.3.1 Metode Houslby dan Teh (1988)

Pada metode ini, koefisien konsolidasi arah horizontal dihitung berdasarkan hubungan antara faktor waktu, dimensi konus, dan indeks rigiditas tanah. Persamaan yang digunakan dalam analisis ini adalah sebagai berikut.

$$c_h = \frac{T^* \cdot r^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t} \quad (2.10)$$

dimana,

c_h = koefisien konsolidasi arah horizontal

r = jari-jari konus, umumnya sebesar 3,75 mm

I_r = indeks rigiditas

T^* = faktor waktu yang telah dimodifikasi

t = waktu pada saat derajat disipasi tertentu tercapai

2.2.3.2 Metode Robertson (1992)

Metode Robertson menentukan koefisien konsolidasi arah horizontal berdasarkan kemiringan kurva disipasi tekanan air pori. Nilai koefisien konsolidasi diperoleh melalui hubungan antara gradien kurva disipasi yang terukur dan parameter empiris yang dipengaruhi oleh geometri konus serta posisi elemen pori. Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah sebagai berikut.

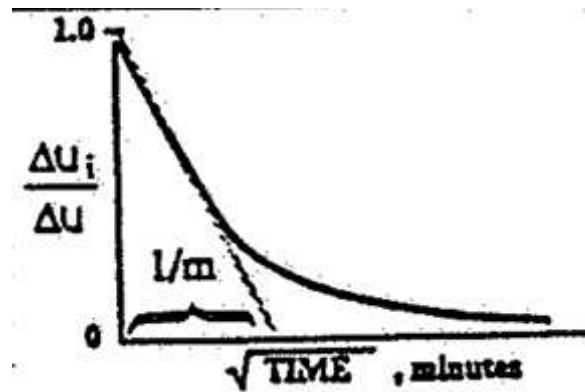
$$c_h = \left(\frac{m}{M}\right)^2 \cdot \sqrt{I_r} \cdot r^2 \quad (2.11)$$

dimana,

m = nilai gradien yang diukur dari kurva disipasi tekanan air pori

M = nilai gradien yang dipengaruhi oleh bentuk kurva disipasi, geometri konus dan posisi elemen pori.

Penentuan nilai m dilakukan dengan menganalisis hubungan antara perubahan tekanan air pori terhadap waktu sebagaimana yang ditunjukkan pada grafik disipasi menurut Robertson (1992).



Gambar 2.10 Penentuan Nilai m dari Grafik Disipasi menurut Robertson (1992)

Sumber: (Lunne et al., 1997)

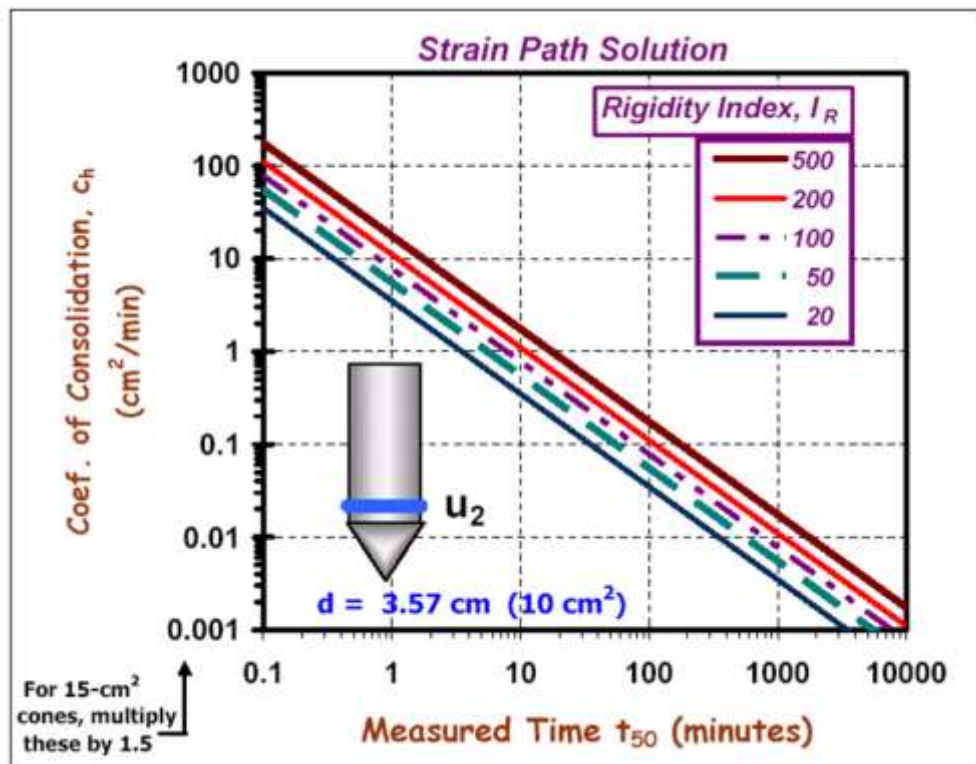
Nilai parameter M ditentukan secara empiris dan dipengaruhi oleh posisi elemen pengukur tekanan air pori pada konus CPTu. Menurut Robertson (1975), nilai parameter tersebut dapat ditentukan berdasarkan posisi elemen pori, sebagaimana dirangkum dalam Tabel 2.1.

Tabel 2.7 Penentuan Nilai M menurut Robertson (1975)

Posisi Elemen Pori	Ujung Konus u_1	Sambungan Silinder dan Konus u_2	Batang Konus u_3
Gradien Kurva Disipasi (M)	1,63	1,15	0,62

Sumber: (Lunne et al., 1997)

Selain menggunakan pendekatan persamaan analitis, koefisien konsolidasi arah horizontal juga dapat diperkirakan dengan menggunakan grafik korelasi empiris yang mengaitkan waktu disipasi 50% (t_{50}), indeks rigiditas (I_r) dan koefisien konsolidasi (c_h) yang ditunjukkan pada gambar di bawah ini.



Gambar 2.11 Prediksi Nilai c_h menurut Robertson (1992)

2.3 Penentuan Parameter Tanah

Parameter tanah merupakan cara untuk mengetahui sifat dan jenis tanah yang dapat dijadikan nilai atau acuan untuk menentukan metode pekerjaan yang lebih efektif dan efisien. Dalam menentukan parameter tanah ini menggunakan korelasi dengan data hasil uji CPTu.

2.3.1.1 Berat Isi Tanah

Berat isi tanah adalah salah satu parameter yang terdapat dalam tanah serta bertujuan untuk mengetahui kepadatan tanah. Persamaan untuk menentukan berat isi tanah dapat dihitung dengan menggunakan korelasi berdasarkan uji CPTu oleh (Robertson dan Cabal, 2010) dan (Mayne et al., 2010) yang menggunakan gesekan selongsong dan tahanan ujung untuk mengusulkan hubungan yang digunakan untuk menentukan parameter tanah (Ameratunga et al., 2016). Persamaan (Robertson dan Cabal, 2010) ditunjukkan pada Gambar 2.7 sedangkan persamaan turunan (Mayne et al., 2010) tersebut ditunjukkan pada Persamaan (2.12).

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0.27 (\log R_f) + 0.36 \left[\log \left(\frac{qt}{pa} \right) \right] + 1.236 \quad (2.12)$$

$$\gamma_t = 1.95 \gamma_w \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{0.06} \left(\frac{f_s}{P_a} \right)^{0.06} \quad (2.13)$$

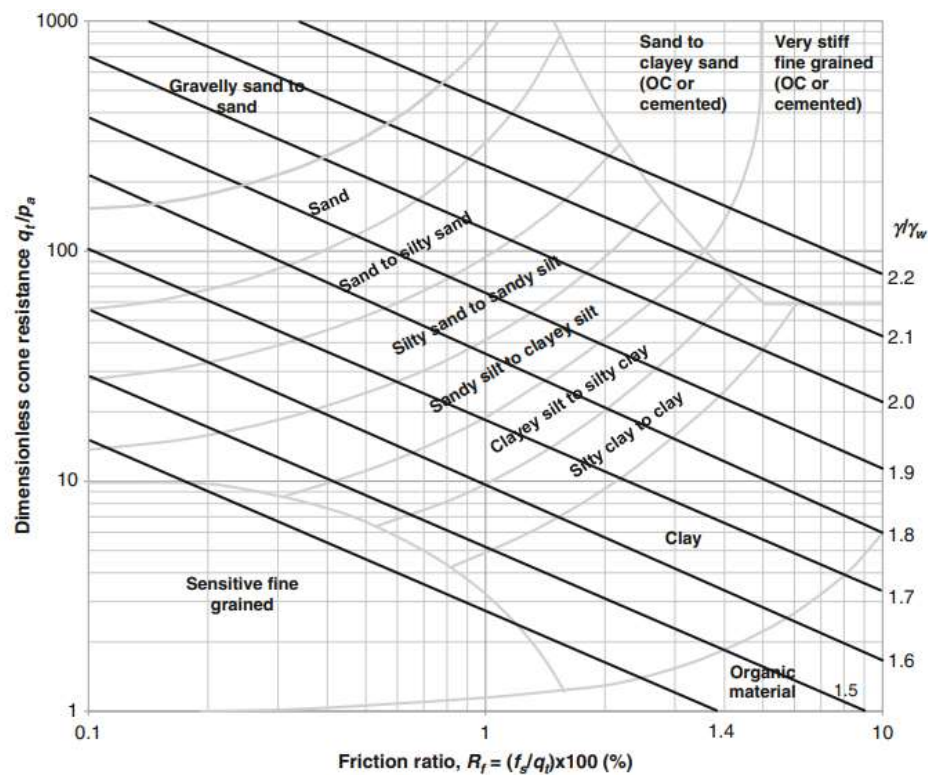
Dimana,

γ_t = berat isi tanah (kN/m^3)

γ_w = berat isi air (kN/m^3)

σ'_{vo} = tegangan overbuden vertikal efektif (kPa)

P_a = tekanan atmosfer (kPa)



Gambar 2.12 Hubungan Berat Isi dengan Rasio Gesekan

Sumber: (Ameratunga et al., 2016)

Untuk mencari berat isi tanah dapat menggunakan korelasi yang disajikan pada tabel berikut.

Tabel 2.8 Berat Isi Tanah Granular dan Kohesif

<i>Soil Group</i>	<i>Typical Soils in Group</i>	<i>Bulk Unit Weight (kN/m³)</i>		<i>Saturated Unit Weight (kN/m³)</i>	
		<i>Loose</i>	<i>Dense</i>	<i>Loose</i>	<i>Dense</i>
<i>Granular soils</i>	<i>Gravel</i>	16,00	18,00	20,00	21,00
	<i>Well graded sand and gravel</i>	19,00	21,00	21,00	23,00
	<i>Coarse or medium sand</i>	16,50	18,50	20,00	21,50
	<i>Well graded sand</i>	18,00	21,00	20,50	22,50
	<i>Fine or silty sand</i>	17,00	19,00	20,00	21,50
	<i>Rock fill</i>	15,00	17,50	19,50	21,00
	<i>Brick hardcore</i>	13,00	17,50	16,50	19,00
	<i>Slag fill</i>	12,00	15,00	18,00	20,00
	<i>Ash fill</i>	6,50	10,00	13,00	15,00
<i>Cohesive soils</i>	<i>Peat (high variability)</i>	12,00		12,00	
	<i>Organic clay</i>	15,00		15,00	
	<i>Soft clay</i>	17,00		17,00	
	<i>Firm clay</i>	18,00		18,00	
	<i>Stiff clay</i>	19,00		19,00	
	<i>Hard clay</i>	20,00		20,00	
	<i>Stiff or hard glacial clay</i>	21,00		21,00	

Sumber : (Ameratunga et al., 2016)

Berdasarkan (Hardiyatmo, 2020), berat isi jenuh dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} \quad (2.14)$$

Dimana,

γ_{sat} = Berat isi jenuh

G_s = berat jenis tanah

γ_w = berat volume air

e = angka pori

2.3.1.2 Poisson ratio (ν)

Poisson ratio (ν) merupakan koefisien elastisitas yang dimiliki tanah akibat gaya – gaya yang terjadi akibat tekanan maupun tarikan. Berikut tabel untuk korelasi mencari nilai *poisson ratio* (ν) adalah sebagai berikut :

Tabel 2.9 *Poisson Ratio*

Jenis Tanah	<i>Poisson Ratio</i>
Lempung jenuh	0,4 - 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 - 0,3
Lempung berpasir	0,2 - 0,3
Lanau	0,3 - 0,34
Pasir	0,1 - 1
Batuan	0,1 - 0,4
Umum dipakai untuk tanah	0,3 - 0,4

Sumber : (Das, 1995)

2.3.1.3 Parameter Kuat Geser Tanah (c_u , ϕ , c' dan ϕ')

Kohesi merupakan parameter yang menggambarkan kekuatan geser tanah, terutama pada tanah berbutir halus. Nilai kohesi tak terdrainase (c_u) adalah nilai kohesi pada kondisi pembebanan jangka pendek dengan keadaan tegangan normal dan tekanan air pori yang belum mengalami disipasi. Sementara itu, kohesi efektif (c') mencerminkan kekuatan tanah pada kondisi terdrainase dan umumnya digunakan dalam analisis jangka panjang seperti analisis konsolidasi. Berdasarkan (Ameratunga et al., 2016), kolerasi nilai c_u dengan menggunakan data CPTu dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$c_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}} \quad (2.15)$$

Dimana

q_t = tahanan ujung yang dikoreksi

σ_{vo} = total tegangan overburden

N_{kt} = faktor konus

Faktor konus yang biasa digunakan oleh praktisi adalah dalam kisaran 14 -16 (Ameratunga et al., 2016)

Sudut geser dalam tanah merupakan salah satu parameter kuat geser yang menggambarkan kemampuan tanah dalam menahan gaya geser akibat pembebanan. Parameter ini menunjukkan besarnya kontribusi gaya gesek antar butiran tanah terhadap kuat geser total. Nilai sudut geser sangat dipengaruhi oleh jenis tanah, kondisi kepadatan, kadar air, serta kondisi pembebanan.

Sudut geser dalam tanah dapat diperoleh melalui pengujian laboratorium, seperti uji triaksial atau uji geser langsung. Parameter sudut geser dibedakan menjadi sudut geser dalam kondisi tak terdrainase (ϕ) dan sudut geser dalam kondisi terdrainase atau efektif (ϕ'). Pada analisis jangka pendek, khususnya pada tanah kohesif, nilai sudut geser dalam umumnya diabaikan dan perilaku kuat geser tanah lebih direpresentasikan oleh nilai kohesi tak terdrainase, dengan asumsi $\phi_u \approx 0^\circ$, kecuali apabila tersedia hasil pengujian laboratorium yang memadai.

Sebaliknya, pada analisis jangka panjang, sudut geser dalam tanah kohesif dapat ditentukan menggunakan pendekatan empiris yang sesuai. Untuk tanah pasir atau tanah non-kohesif, sudut geser dalam pada kondisi terdrainase umumnya tidak dapat diperoleh secara langsung, sehingga ditentukan melalui korelasi empiris berdasarkan hasil pengujian lapangan, seperti Standard Penetration Test (SPT) atau uji sondir (CPT). Selain itu, pada tanah pasir, nilai sudut geser dalam pada kondisi tak terdrainase (ϕ) dianggap sama dengan sudut geser dalam efektif (ϕ') karena tidak terbentuk tekanan air pori berlebih pada tanah berbutir kasar.

Robertson dan Campanella (1983) dalam (Ameratunga et al., 2016) menyarankan korelasi terhadap sudut geser (ϕ') dengan menggunakan data sondir adalah sebagai berikut: '

$$\tan \phi' = \frac{1}{2,68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0,29 \right] \quad (2.16)$$

Kulhawy dan Mayne (1990) menyarankan perhitungan alternatif untuk pasir kuarsa yang bersih, bulat yang tidak tersementasi dan mengevaluasi hubungan menggunakan data lapangan berkualitas tinggi:

$$\phi' = 17,6 + 11 \log(q_{t1}) \quad (2.17)$$

Dimana,

$$q_{t1} = \frac{(q_t / \rho_a)}{(\sigma'_{v0} / \rho_a)^{0,5}} \quad (2.18)$$

Berikut Tabel 2.14 tabel parameter untuk korelasi mencari nilai kohesi efektif (c') dan sudut geser efektif (ϕ') yaitu sebagai berikut:

Tabel 2.10 Nilai Tipikal Kohesi Efektif (c') dan Sudut Geser Efektif (ϕ')

Soil Group	Typical Soils in Group	Soil Parameters	
		c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
Poor	Soft and firm clay of medium to high plasticity; silty clays; loose variable clayey fills; loose sandy silts	0,00 – 5,00	17,00 – 25,00

Soil Group	Typical Soils in Group	Soil Parameters	
		c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
Average	Stiff sandy clays; gravelly clays; compact clayey sands and sandy silts; compacted clay fills	0,00 – 10,00	26,00 – 32,00
Good	Gravelly sands; compacted sands; controlled crushed sandstone and graveled fills; dense well graded sands	0,00 – 5,00	32,00 – 37,00
Very Good	Weak weathered rock; controlled fills of road base; gravel and recycled concrete	0,00 – 25,00	36,00 – 43,00

Sumber: (Ameratunga et al., 2016)

2.3.1.4 Modulus Elastisitas (E)

Modulus young atau modulus elastisitas tanah menggambarkan kekakuan material tanah terhadap perubahan bentuk atau deformasi yang disebabkan adanya gaya yang diberikan pada tanah. Berdasarkan (Look, 2007), korelasi modulus elastisitas dengan data hasil uji sondir untuk kondisi *plane strain* dapat dihitung dengan Persamaan (2.13) , sedangkan untuk kondisi *axisymmetry* dapat dihitung dengan Persamaan (2.14).

$$E = 2,5 q_c \quad (2.19)$$

$$E = 3,5 q_c \quad (2.20)$$

Selain menggunakan hubungan empiris tersebut, nilai modulus elastisitas tanah juga dapat diperkirakan berdasarkan nilai tipikal yang dikaitkan dengan jenis dan tingkat kekuatan tanah. Nilai tipikal modulus elastisitas tanah berdasarkan klasifikasi dan kondisi tanah disajikan pada Tabel 2.9

Tabel 2.11 Nilai Tipikal Modulus Elastisitas Tanah (E)

Type	Strength of Soil	Elastic Modulus, E (Mpa)	
		Short term	Long term
Gravel	Loose	25 - 50	
	Medium	50 – 100	
	Dense	100 – 200	
Medium to coarse sand	Very loose	< 5	
	Loose	3 – 10	
	Medium dense	8 – 30	
	Dense	25 – 50	
	Very dense	40 – 100	
Fine sand	Loose	5 – 10	
	Medium	10 – 25	
	Dense	25 – 30	
Silt	Soft	< 10	< 8
	Stiff	10 – 20	8 – 15
	Hard	> 20	> 15
Clay	Very soft	< 3	< 2
	Soft	2 – 7	1 – 5
	Firm	5 – 12	4 – 8

	Stiff	10 – 25	7 – 20
	Very stiff	20 – 50	15 – 35
	Hard	40 – 80	30 – 60

Sumber: (Look, 2007)

2.3.1.5 Indeks Kompresi (c_c)

Nilai indeks kompresi (c_c) merupakan parameter penting dalam analisis konsolidasi tanah lempung. Selain ditentukan melalui pengujian konsolidasi di laboratorium, nilai c_c juga dapat diperkirakan menggunakan berbagai korelasi empiris yang dikembangkan berdasarkan hasil penelitian terdahulu. Beberapa korelasi empiris indeks kompresi (c_c) yang umum digunakan disajikan pada tabel berikut.

Tabel 2.12 Korelasi Indeks Kompresi

<i>Correlation</i>	<i>Region of applicability</i>
$c_c = 0,007 (LL - 7)$	<i>Remoulded clays</i>
$c_c = 17,66 \times 10^{-5} m^2 + 5,93 \times 10^{-3} m - 0,135$	<i>Chicago clays</i>
$c_c = 1,15 (e_0 - 0,35)$	<i>All clays</i>
$c_c = 0,3 (e_0 - 0,27)$	<i>Inorganic cohesive soil: silt, some clay; silty clay; clay</i>
$c_c = 1,15 \times 10^{-2} m$	<i>Organic soils: meadow materials, peats and inorganic silt and clay</i>
$c_c = 0,75 (e_0 - 0,5)$	<i>All clays</i>
$c_c = 0,01 m$	<i>Chicago clays</i>

Sumber : (Carter & Bentley, 2016)

2.3.1.6 Indeks Pengembangan (c_s)

Berdasarkan (Ameratunga et al., 2016), nilai c_s dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$c_s = \frac{1}{5} c_c \text{ hingga } \frac{1}{10} c_c \quad (2.21)$$

2.3.1.7 Koefisien Permeabilitas (k)

(Robertson, 1990) dalam (Ameratunga et al., 2016) menyajikan korelasi antara *Soil Behaviour Type* (SBT) atau tipe perilaku tanah dengan koefisien permeabilitas pada Tabel 2.5 berikut.

Tabel 2.13 Permeabilitas dari Hasil Uji CPTu

<i>Soil Behaviour Type</i>	Permeabilitas Tanah (m/s)
<i>Sensitif fine grained</i>	3×10^{-9} to 3×10^{-8}
<i>Organic soils - peats</i>	1×10^{-8} to 1×10^{-6}
<i>Clays - clay to silty clay</i>	1×10^{-10} to 1×10^{-7}
<i>Silt mixtures clayey silt to silty clay</i>	3×10^{-9} to 1×10^{-7}
<i>Sand mixtures; silty sand to sandy silt</i>	1×10^{-7} to 1×10^{-5}
<i>Sands; clean sands to silty sands</i>	1×10^{-5} to 1×10^{-3}
<i>Gravelly sand to sand</i>	1×10^{-3} to 1
<i>*Very stiff sand to clayey sand</i>	1×10^{-8} to 1×10^{-6}
<i>*Very stiff fine grained</i>	1×10^{-9} to 1×10^{-7}

**Over consolidated or cemented*

Sumber: (Ameratunga et al., 2016)

(Robertson dan Cabal, 2010) dalam (Ameratunga et al., 2016) menyatakan bahwa permeabilitas rata-rata (k) yang ditunjukkan pada Tabel 2.5 dapat diwakili oleh Persamaan (2.16) dan Persamaan (2.17) dengan menggunakan indeks SBT I_c yang didefinisikan dengan Persamaan (2.8).

$$\text{ketika} \quad 1.0 < I_c \leq 3.27 \quad k = 10^{(0.952-3.04I_c)} \text{ m/s} \quad (2.22)$$

$$3.27 < I_c \leq 4.0 \quad k = 10^{(-4.522-1.37I_c)} \text{ m/s} \quad (2.23)$$

2.3.1.8 Koefisien Konsolidasi Arah Vertikal (c_v)

Menurut (Look, 2007), nilai c_v bergantung pada nilai permeabilitas dan kompresibilitas tanah. Kompresibilitas merupakan parameter yang bergantung pada tegangan sehingga nilai c_v juga bergantung pada tingkat tegangannya. Nilai c_v dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (2.24)$$

Dimana:

k = koefisien permeabilitas

m_v = koefisien kemampumampatan volume

γ_w = berat volume air (kN/m^3)

2.3.1.9 Coefficient of Compressibility (m_v)

Nilai *Coefficient of Compressibility* (m_v) didapatkan berdasarkan nilai tahanan qonus dari uji sondir. Berdasarkan (Look, 2007), nilai m_v dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$m_v = \frac{1}{\alpha q_c} \quad (2.25)$$

Dengan

α = faktor koreksi

q_c = tahanan konus

Untuk tanah yang terkonsolidasi normal, nilai α dapat dilihat pada Tabel 2.7 berikut.

Tabel 2.14 Nilai Faktor Koreksi

Klasifikasi Tanah	α
CH, MH, ML	5
CL, OL	6
OH with moisture > 100% for overconsolidated soils	1.5
CH, MH, CL, ML	4
ML, CL with $q_c > 2$ MPa	2

Sumber: (Look, 2007)

2.3.1.10 Over Consolidated Ratio (OCR)

Over Consolidation Ratio (OCR) merupakan parameter penting dalam analisis perilaku tanah kohesif. Nilai OCR digunakan untuk menunjukkan kondisi konsolidasi tanah, apakah termasuk tanah *overconsolidated* ($OCR > 1$), *normally consolidated* ($OCR = 1$) atau *underconsolidated* ($OCR < 1$). Parameter ini didefinisikan sebagai perbandingan antara tegangan efektif vertikal maksimum yang pernah dialami tanah di masa lalu dengan tegangan efektif vertikal yang bekerja saat ini. Secara matematis, OCR dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \quad (2.26)$$

Penentuan nilai OCR dapat dilakukan dengan menggunakan data uji Cone Penetration Test (CPT) atau CPTu melalui beberapa pendekatan empiris. Salah satu metode yang umum digunakan dikemukakan oleh Mayne (2007). Pada

metode ini, tekanan overburden total terlebih dahulu diestimasi, kemudian tekanan tegangan efektif vertikal maksimum yang pernah dialami tanah di masa lalu dihitung menggunakan hubungan empiris sebagai berikut:

$$\sigma'_p = k (q_t - \sigma_v) \quad (2.27)$$

Dengan k merupakan faktor kerucut prakonsolidasi yang umumnya bernilai rata-rata sebesar 0,33 dengan kisaran 0,2 hingga 0,5.

2.4 Penurunan Tanah

Penurunan tanah merupakan suatu kondisi dimana suatu lapisan tanah yang diberi beban sehingga menyebabkan terjadinya regangan atau penurunan (*settlement*). Regangan yang terjadi dalam tanah ini disebabkan oleh dua akibat yaitu berubahnya susunan tanah dan berkurangnya rongga pori di dalam tanah tersebut (Hardiyatmo, 2018). Penurunan tanah dapat diklasifikasikan menjadi dua jenis yaitu penurunan segera/elastis dan penurunan konsolidasi (Liu & Evett, 2018)

2.4.1 Penurunan Segera

Penurunan segera (*immediate settlement*) merupakan penurunan yang terjadi pada tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus kering atau tidak jenuh terjadi dengan segera sesudah beban bekerja. Penurunan ini merupakan bentuk penurunan elastis, dalam prakteknya sangat sulit menentukan besar penurunannya. Penurunan segera ini banyak diperhatikan pada fondasi yang terletak pada tanah granuler atau tanah berbutir kasar (Hardiyatmo, 2018).

2.4.2 Penurunan Konsolidasi

Konsolidasi adalah proses berkurangnya volume atau berkurangnya rongga pori dari tanah jenuh berpermeabilitas rendah akibat pembebanan, dimana prosesnya dipengaruhi oleh kecepatan terperasnya air pori keluar dari rongga pori tanah (Hardiyatmo, 2018). . Penurunan terjadi memerlukan waktu, yang lamanya tergantung pada kondisi lapisan tanah. Menurut (Leonard, 1962) dalam (Hardiyatmo, 2018), bila tanah mengalami pembebanan dan berkonsolidasi, maka penurunan tersebut berlangsung dalam 3 fase yaitu sebagai berikut:

1. Fase Awal

Penurunan terjadi setelah beban bekerja yang disebabkan oleh keluarnya udara dari rongga pori. Proporsi penurunan awal dapat diberikan dalam perubahan angka pori dan dapat ditetapkan melalui kurva terhadap penurunan dari uji konsolidasi.

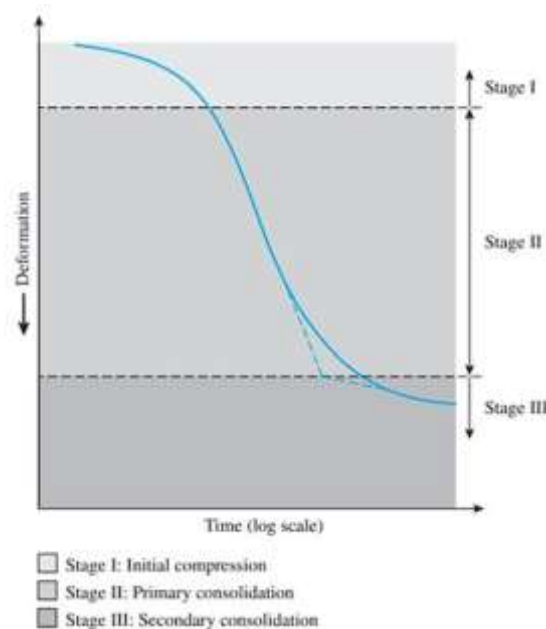
2. Fase Konsolidasi Primer

Penurunan yang dipengaruhi oleh kecepatan air pori yang meninggalkan rongga pori tanah akibat sebuah beban. Pada hal ini sifat tanah sangat mempengaruhi terhadap terjadinya fase konsolidasi ini.

3. Fase Konsolidasi Sekunder

Penurunan ini terjadi setelah penurunan konsolidasi primer berhenti. Besarnya penurunan konsolidasi sekunder merupakan fungsi waktu serta kemiringan kurve fase konsolidasi sekunder.

Hubungan deformasi dan waktu dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.13 Hubungan Antara Waktu (Skala Logaritma) dan Deformasi Selama Proses Konsolidasi untuk Beban yang Diberikan

Sumber: (Das & Sobhan, 2014)

Pada fase konsolidasi primer, penurunan tanah yang disebabkan oleh perubahan volume tanah yang terjadi selama periode aliran air pori. Terdapat 2 jenis konsolidasi yang dapat terjadi selama konsolidasi primer:

1. Tanah terkonsolidasi normal (*Normally Consolidated* / NC)

Tanah terkonsolidasi normal terjadi ketika tekanan overbusen efektif tanah saat ini merupakan tekanan maksimum yang pernah terjadi pada tanah tersebut, atau tanah tidak pernah mengalami tekanan yang lebih besar daripada tekanan saat ini.

2. Tanah terkonsolidasi berlebih (*Over Consolidated* / OC)

Tanah berkonsolidasi berlebih terjadi ketika tekanan efektif overbuden tanah saat ini lebih kecil daripada tekanan efektif overbuden yang pernah dialami oleh tanah sebelumnya.

2.4.3 Kecepatan dan Waktu Konsolidasi

Terzaghi (1925) dalam (Das, 1995a) memperkenalkan teori pertama untuk memperhitungkan kecepatan konsolidasi primer satu dimensi untuk tanah lempung jenuh. Berikut adalah asumsi-asumsinyang digunakan dalam analisis konsolidasi satu dimesi:

1. Tanah diasumsikan seragam,
2. Tanah yang mampat diasumsikan jenuh sempurna,
3. Kompresibilitas air dapat diabaikan,
4. Kompresibilitas butiran tanah diabaikan,
5. Aliran air hanya satu arah, mengikuti arah pembebanan,
6. Hukum Darcy berlaku untuk semua gradient hidrolik

Persamaan konsolidasi satu dimensi Terzaghi dapat dilihat pada persamaan (2.27) berikut:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.28)$$

Dimana,

c_v = koefisien konsolidasi arah vertikal

u = tekanan air pori

g = waktu

z = koordinat arah vertikal

Dalam menentukan nilai c_v dapat menggunakan persamaan (2.28).

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (2.29)$$

Dimana,

k = koefisien permeabilitas

m_v = koefisien kemampumampatan volume

Persamaan lain yang terkait c_v adalah faktor waktu (T_v) yang dinyatakan dalam persamaan (2.29) di bawah.

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

Dimana,

T_v = faktor waktu

H_{dr} = panjang aliran terjauh

Berdasarkan persamaan (2.29), waktu konsolidasi dapat dihitung dengan persamaan (2.30).

$$t = \frac{T_v(H_{dr})^2}{c_v} \quad (2.31)$$

Konsolidasi terjadi karena disipasi kelebihan tekanan air pori, maka derajat konsolidasi pada jarak z dan suatu waktu t dapat ditulis dinyatakan dalam persamaan (2.31) berikut:

$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0} \quad (2.32)$$

Dengan,

U_z = derajat konsolidasi pada waktu t

u_0 = tegangan air pori awal

u_z = tegangan air pori eksese pada waktu t

Derajat konsolidasi rata rata untuk semua kedalaman pada semua waktu t dinyatakan dengan persamaan (2.32) berikut.

$$U = \frac{S_c(t)}{S_c} \quad (2.33)$$

Dimana,

U = derajat konsolidasi rata-rata

$S_c(t)$ = penurunan konsolidasi pada waktu t

S_c = penurunan konsolidasi ultimit

Untuk interval derajat konsolidasi 0 - 100% yaitu dapat menggunakan persamaan (2.33) dan persamaan (2.34) berikut ini.

$$\frac{U\%}{100} = \frac{\left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{0,5}}{\left[1 + \left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{2,8}\right]^{0,179}} \quad (2.34)$$

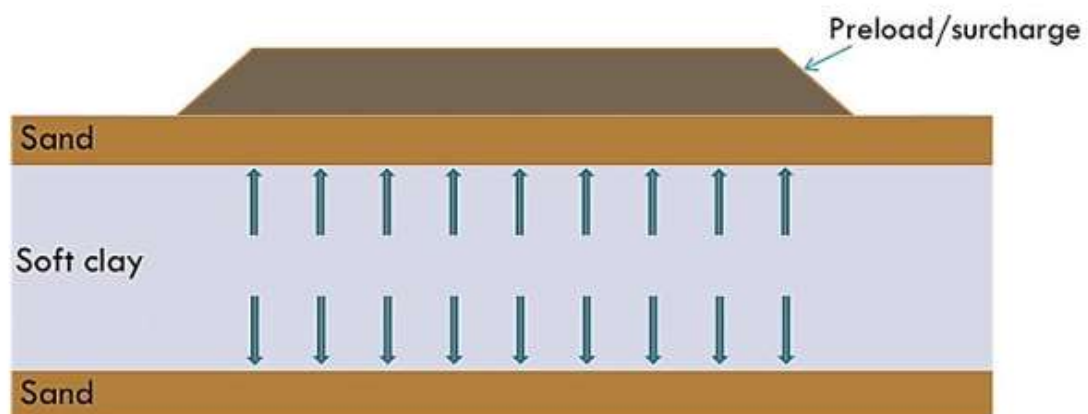
atau

$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5,6}\right]^{0,357}} \quad (2.35)$$

Persamaan di atas memberikan nilai *error* pada nilai T_v sebesar kurang dari 1% untuk $U < 90\%$ dan 3% untuk $90\% < U < 100\%$.

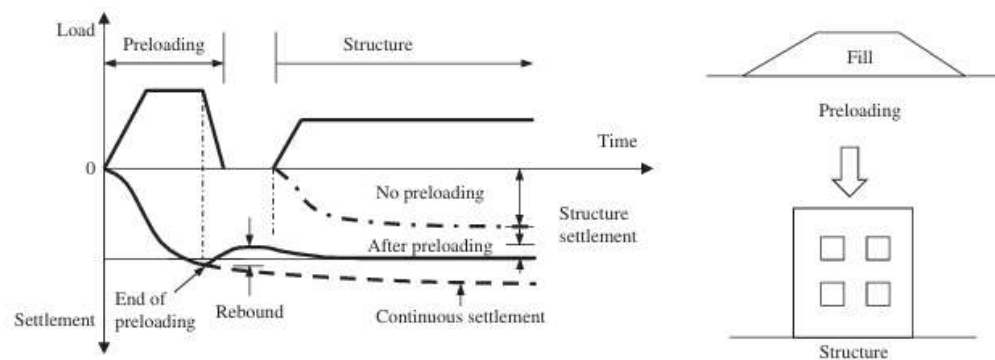
2.5 Konvensional *Preloading*

Konvensional *Preloading* atau prapembebanan konvensional merupakan metode perbaikan tanah yang dilakukan dengan memberikan beban tambahan sementara berupa timbunan tanah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.13. Besarnya beban tambahan lebih tinggi daripada beban yang akan dipikul untuk jangka waktu tertentu dengan tujuan untuk mengurangi kompresibilitas sehingga dapat meningkatkan daya dukung tanah dan mengurangi penurunan selama masa operasional. Setelah derajat konsolidasi tercapai, beban tambahan diangkat untuk konstruksi struktur permanen. Gambar 2.14 mengilustrasikan konvensional *Preloading* yang diikuti dengan konstruksi struktur permanen. Pada awal proses, beban timbunan diberikan secara bertahap menyebabkan tanah mengalami penurunan yang signifikan. Setelah mencapai beban maksimum, timbunan diangkat dan terjadi sedikit pemulihan (*rebound*) pada tanah. Ketika struktur dibangun, terjadi penurunan tanah namun lebih kecil dibandingkan jika tidak dilakukan *Preloading*. Setelah pembangunan selesai, tanah akan terus mengalami penurunan secara perlahan namun terus menerus.



Gambar 2.14 Konvensional *Preloading*

Sumber : (Sakleshpur et al., 2018)

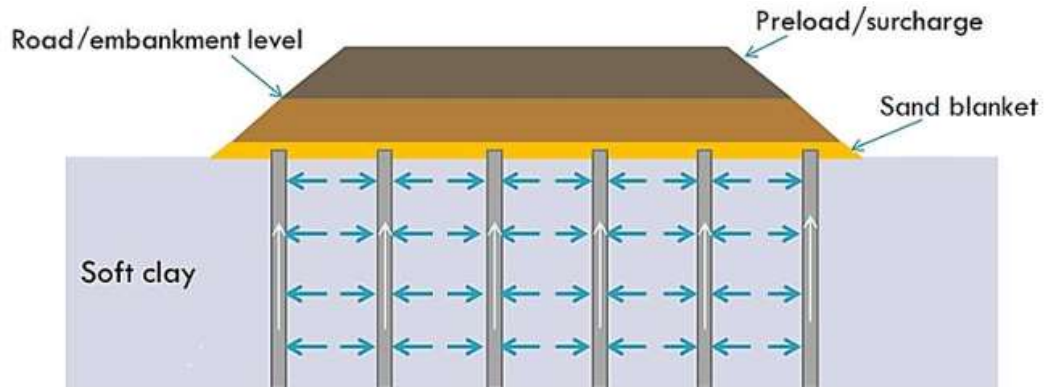


Gambar 2.15 *Preloading* Timbunan dan Penerapannya

Sumber: (Han, 2015)

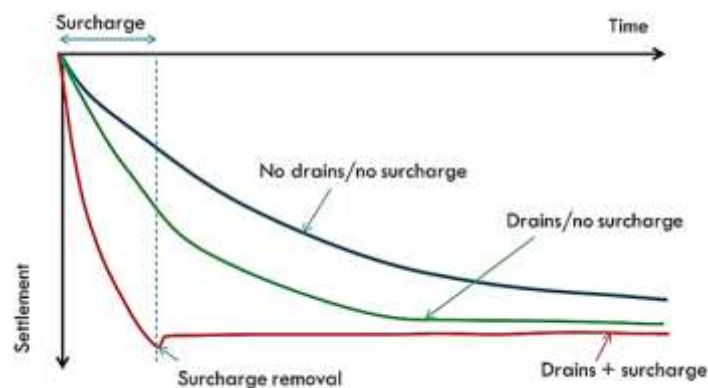
Preloading merupakan metode paling sederhana dan paling ekonomis untuk menginduksi penurunan sehingga struktur yang dibangun di atas tanah yang telah diperbaiki tidak mengalami penurunan yang signifikan. Namun, kendala utama dalam penerapan metode *Preloading* adalah lamanya waktu yang diperlukan untuk mencapai tingkat konsolidasi yang ditetapkan. (Sakleshpur et al., 2018). Untuk mengatasi kendala tersebut, *vertical drain* seperti PVD dapat digunakan untuk mempersingkat jarak drainase sehingga mempercepat laju konsolidasi dan mengurangi waktu konsolidasi tanah dan penurunan (Han, 2015).

Mekanisme percepatan ini dapat dijelaskan melalui dua aspek utama. Pertama, jarak antar saluran air pori yang relatif dekat menyebabkan jalur air pori menjadi lebih pendek, sehingga mengurangi waktu yang diperlukan untuk menghilangkan kelebihan air pori. Kedua, perubahan arah aliran air pori dari vertikal seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.13 menjadi horizontal seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.15 memanfaatkan sifat anisotropi permeabilitas tanah yang umumnya lebih tinggi pada arah horizontal. Akibatnya, koefisien konsolidasi yang lebih besar pada arah horizontal berkontribusi pada percepatan proses konsolidasi. Secara keseluruhan, penerapan *vertical drain* mampu mengurangi waktu yang diperlukan untuk mencapai tingkat konsolidasi yang ditentukan dari puluhan tahun menjadi hanya beberapa bulan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.16.



Gambar 2.16 *Preloading* dengan PVD

Sumber : (Sakleshpur et al., 2018)



Gambar 2.17 Kurva Penurunan Waktu

Sumber: (Sakleshpur et al., 2018)

2.5.1 Kriteria Desain Perancangan Timbunan

Berdasarkan (SNI 8460 : 2017), beban total prapembebanan berupa tanah timbunan yang diaplikasikan ke tanah asli harus memenuhi kondisi berikut.

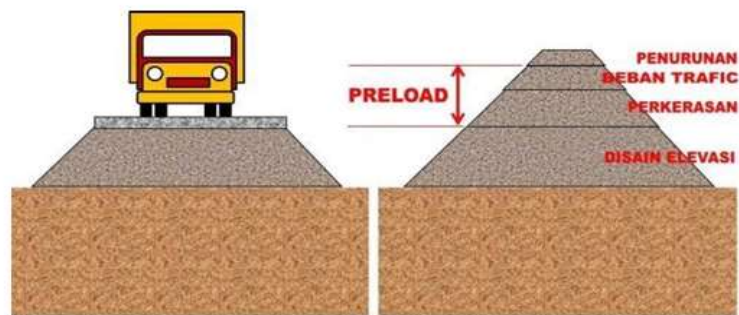
1. Lebih besar atau sama dengan 1,3 kali beban yang direncanakan pada kondisi layan bila efek gaya angkat (*bouyancy effect*) yang diterima beban timbunan pada saat proses pembebanan berlangsung tidak diperhitungkan.
2. Lebih besar atau sama dengan 1,2 kali beban yang direncanakan pada kondisi layan apabila efek gaya angkat (*bouyancy effect*) yang diterima beban timbunan pada saat proses prepembebanan berlangsung diperhitungkan.

Berikut adalah persamaan untuk menghitung *load ratio* :

$$\text{Load ratio} = \frac{\text{beban prapembebanan}}{\text{beban masa operasional}} \quad (2.36)$$

2.5.2 Pembebanan

Preloading harus direncanakan sesuai dengan beban konstruksi (*construction load*) dan beban kerja (*work load*) yang akan berada di atas tanah dasar (Kuswanda, 2016)



Gambar 2.18 Perencanaan Timbunan *Preloading*

Sumber: (Kuswanda, 2016)

1. Beban Lalu Lintas

Menurut (SNI 8460 : 2017) beban lalu lintas ditambahkan pada seluruh lebar permukaan jalan dan besarnya ditentukan berdasarkan kelas jalan yang diberikan pada Tabel 2.8.

Tabel 2.15 Beban Lalu Lintas dan Beban di Luar Jalan

Kelas Jalan	Beban lalu lintas (kPa)	Beban di luar jalan (kPa)
I	15	10
II	12	10
III	12	10

Sumber : (SNI 8460 : 2017)

2. Beban Perkerasan Jalan

Beban perkerasan jalan merupakan beban mati struktur yang sudah direncanakan. Ketebalan setiap lapisan perkerasan terdapat pada gambar potongan melintang timbunan jalan. Sedangkan berat isi material perkerasan mengacu pada (SNI 1725 : 2016) yang ditunjukkan pada Tabel 2.9.

Tabel 2.16 Berat Isi untuk Beban Perkerasan Jalan

No	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kerapatan massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt, or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8 - 22,7	1920 – 2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25 – 19,6	1250 – 2000
7	Beton $f'_c < 35$ Mpa	22,0 – 25,0	2320
	$35 < f'_c < 105$ MPa	$22 + 0,0022 f'_c$	$2240 - 2,29 f'_c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Beban perkerasan yang digunakan dalam proses analisis dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.37 berikut.

$$\text{Beban perkerasan per } m^2 = \text{tebal perkerasan} \times \text{berat isi perkerasan} \quad (2.37)$$

2.6 Prefabricated Vertical Drain

Prefabricated Vertical drain (PVD) merupakan material komposit yang terdiri dari inti (*core*) dan penyaring (*filter*) yang berfungsi sebagai pengalir air (*drainage*) seperti pada Gambar 2.15 (Kuswanda, 2016). Drainase vertikal pracetak (PVD) berbentuk pita dengan tampang empat persegi panjang dengan lebar sekitar 100 mm dan tebal 4 mm dan dibuat dari geosintetik yang menyelubungi inti plastik. Selubung luar umumnya terbuat dari geotekstil nir-ayam (*non-woven*) yang berfungsi sebagai penahan selubung filter dan untuk memberikan aliran longitudinal di sepanjang PVD (Hardiyatmo, 2020).



Gambar 2.19 Material PVD

Sumber : (Kuswanda, 2016)

Bagian inti yang terletak di dalam, umumnya dapat terdiri dari lipatan plastik atau rajutan benang-benang plastik atau material lainnya. Selubung geotekstil non-woven berfungsi sebagai pemisah aliran air terhadap tekanan tanah di sekitarnya dan sekaligus menjadi filter agar butiran halus tidak masuk ke dalam ruangan inti (Hardiyatmo, 2020).

PVD yang berbentuk persegi diasumsikan dengan diameter ekivalen PVD (d_w) sebagai diameter lingkaran. Untuk kondisi umum, d_w dapat diasumsikan tidak terpengaruh oleh kondisi bawah permukaan akibat pemasangan dan sifat-sifat tanah sehingga hanya merupakan fungsi dari bentuk (konfigurasi) dan

geometri drainase. Untuk desain parameter ekuivalen dapat dihitung sebagai berikut :

$$\pi d_w = 2(a + b) \quad (2.38)$$

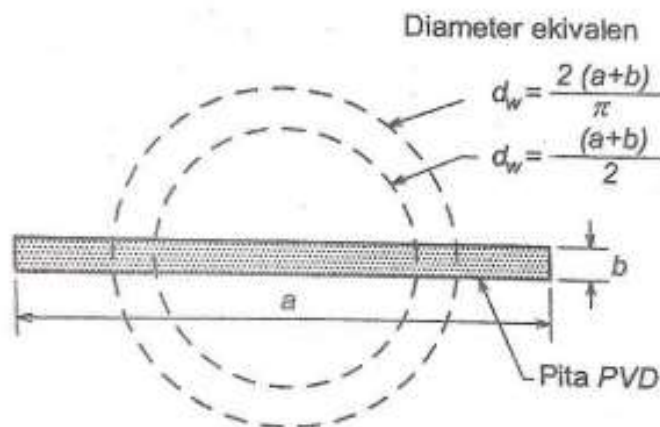
Jadi,

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (2.39)$$

Dimana,

a = panjang penampang PVD

b = lebar penampang PVD



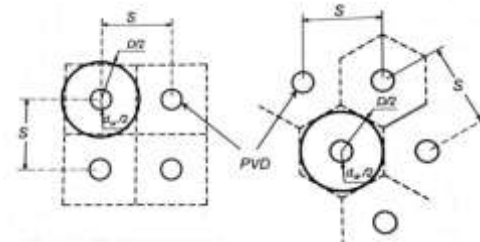
Gambar 2.20 Diameter Ekuivalen

Sumber: (Hardiyatmo, 2020)

2.6.1 Pola Pemasangan PVD

Pola pemasangan PVD terdapat 2 pola pemasangan, yaitu pola segitiga dan pola segiempat seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.13. Pola segitiga dan segiempat mengacu pada bentuk pola pemasangan titik-titik PVD yang dipasang sehingga bentuk pola berupa bentuk segitiga maupun segiempat. Bila melihat dari luas daerah cakupan drainase air tanah akibat pemasangan PVD, pola segitiga sangat efektif digunakan karena daerah yang terdrainase bisa hampir mendekati

dengan daerah tangkap titik PVD yang lain sehingga menyisakan daerah tak terdrainase yang sedikit.



Gambar 2.21 Pola Pemasangan PVD

Sumber: (Hardiyatmo, 2020)

Luas zona yang terdrainase dengan pola segitiga dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

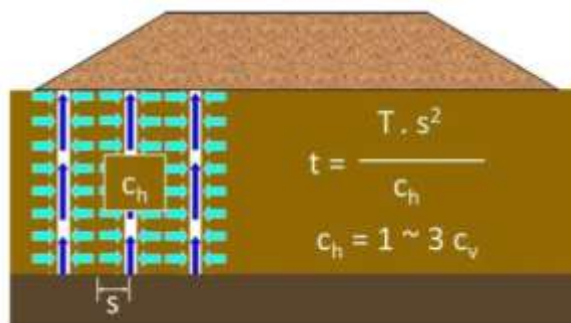
$$d_e = 1,05 S \quad (2.40)$$

Luas zona yang terdrainase dengan pola segiempat dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$d_e = 1,13 S \quad (2.41)$$

2.6.2 Waktu Konsolidasi dengan PVD

Waktu konsolidasi dengan percepatan konsolidasi PVD dapat memungkinkan terjadinya alur alir pori saat terjadinya kompresi seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.22.



Gambar 2.22 Proses Konsolidasi dengan PVD

Sumber: (Kuswanda, 2016)

Dengan menganggap koefisien konsolidasi arah horizontal melalui PVD adalah C_h dan jarak titik PVD adalah s , maka persamaan untuk waktu konsolidasi menggunakan PVD adalah:

$$t = \frac{T \cdot s^2}{C_h} \quad (2.42)$$

Dimana asumsi dari nilai C_h umumnya (1-3) C_v

Mengacu pada persamaan-persamaan yang disarankan oleh Kjelman dan Barron (1948), Hansbo (1979) dalam (Hardiyatmo, 2020) dan beberapa peneliti lain mengusulkan persamaan untuk menentukan waktu konsolidasi radial:

$$t = \frac{D^2}{8 C_h} F(n) \ln \left(\frac{1}{1 - U_h} \right) \quad (2.43)$$

$$U_h = 1 - e^{-\left[\frac{8 T_h}{F(n)} \right]} \quad (2.44)$$

$$T_h = \frac{C_h t}{D^2} \quad (2.45)$$

Dimana,

t = waktu penurunan konsolidasi

D = diameter pengaruh drainase

C_h = koefisien konsolidasi arah horizontal

T_h = faktor waktu untuk drainase radial

Persamaan (2.42) merupakan persamaan umum untuk ideal, yaitu kasus PVD tanpa ada gangguan (*smear*). Fungsi $F(n)$ merupakan fungsi hambatan akibat jarak antara titik pusat PVD. Oleh Hansbo (1979) dalam (Hardiyatmo, 2020) nilai $F(n)$ didefinisikan sebagai berikut:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left[\ln(n) - 0,75 + \frac{1}{n^2} \left(1 - \frac{1}{4n^2} \right) \right] \quad (2.46)$$

Pada umumnya jarak drainase kurang dari 0,8 m, sehingga $n > 12$. Oleh karena itu, secara pendekatan persamaan (2.45) dapat disederhanakan menjadi:

$$F(n) = \ln(n) - 0,75 \text{ atau } F(n) = \ln\left(\frac{D}{d_w}\right) - 0,75 \quad (2.47)$$

Dimana, d_w merupakan diameter ekivalen dari PVD

Aliran yang terjadi akibat pemasangan PVD adalah aliran horizontal dan vertikal. Terdapat derajat konsolidasi akibat kombinasi aliran secara vertikal dan radial dengan persamaan berikut:

$$(1 - U) = (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (2.48)$$

Dimana,

U = derajat konsolidasi rata-rata

U_v = derajat konsolidasi rata-rata arah vertikal

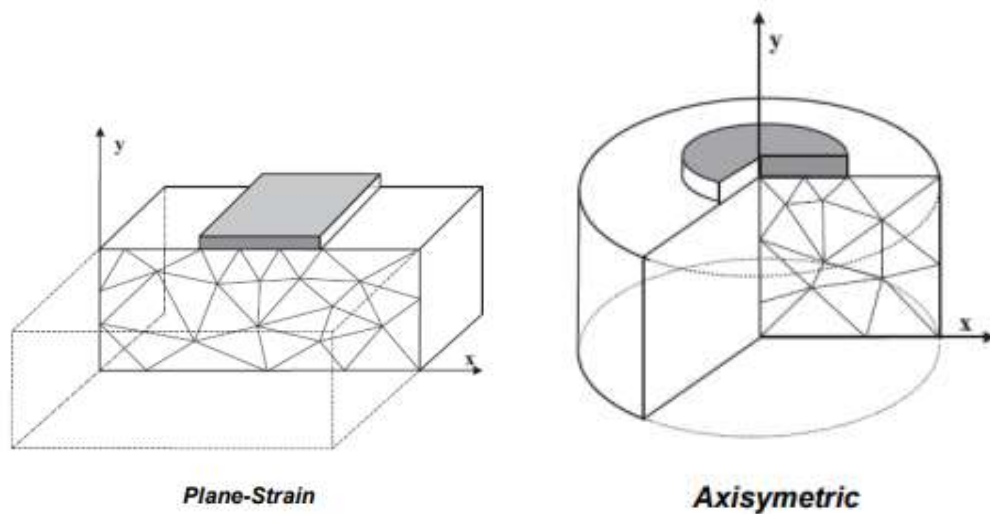
U_h = derajat konsolidasi rata-rata arah horizontal

2.7 Metode Elemen Hingga

Metode elemen hingga (MEH) atau *Finite element Method* (FEM) merupakan suatu metode numerik yang dapat digunakan untuk memecahkan permasalahan kompleks dengan membaginya menjadi bagian-bagian kecil yang disebut elemen. Setiap elemen ini kemudian dihubungkan pada titik-titik yang disebut node. Dengan memecahkan nilai-nilai pada tiap titik, tegangan dan regangan pada setiap elemen dapat diperhitungkan (Apriyani et al., 2016).

Program metode elemen hingga 2D merupakan program komputer dua dimensi berdasarkan metode elemen hingga yang dilengkapi dengan fitur untuk mengatasi berbagai aspek struktur seperti analisa deformasi, penurunan maupun stabilitas dalam rekayasa geoteknik. Proses perhitungannya didasarkan pada prosedur numerik dan sepenuhnya otomatis dan mempunyai kemampuan untuk membuat model grafis mulai dari yang sederhana hingga kompleks sehingga

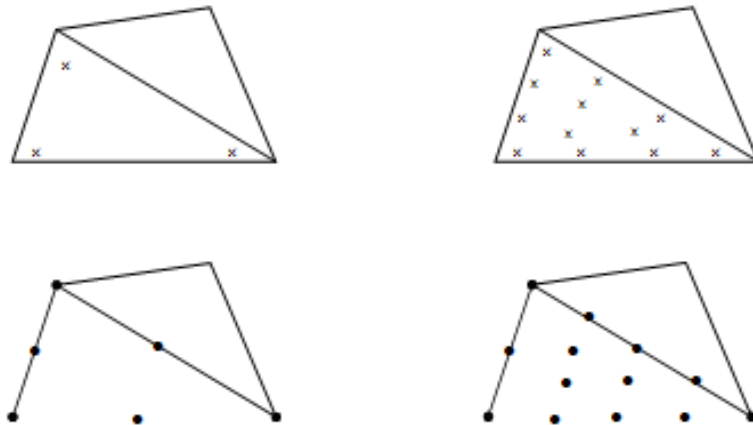
memudahkan pengguna untuk memahami dan mengoperasikannya. Dalam program ini terdiri dari empat sub program utama yaitu *input*, perhitungan, *ouput*, dan kurva. Pada program metode elemen hingga 2D ini, ada dua cara dalam memodelkan struktur geoteknik yaitu *plane strain* dan *axisymmetry*. Pemodelan dengan *plane strain* dan *axisymmetry* merupakan model geometri yang paling mewakili kondisi di lapangan. *Plane strain* bersifat menerus sedangkan *axisymmetry* bersifat radial (Utami et al., 2022).



Gambar 2.23 Pemodelan *Plane-Strain* dan *Axisymmetry*

Sumber: (Hamdhan & Iskandar, 2019)

Elemen pada program metode elemen hingga 2D dimodelkan berupa elemen segitiga, dimana elemen tersebut dibagi menjadi dua jenis yaitu elemen segitiga dengan 6 titik nodal dan elemen segitiga dengan 15 titik nodal. Hasil analisa elemen hingga dalam program metode elemen hingga 2D dengan menggunakan 15 titik nodal akan memberikan hasil yang lebih akurat dibandingkan dengan hanya 6 titik nodal. Akan tetapi proses perhitungan dengan 15 titik nodal akan memakan waktu lebih lama karena banyaknya jumlah perhitungan yang dilakukan dibandingkan hanya dengan menggunakan 6 titik nodal (Julius, 2013). Perbedaan 6 titik nodal dengan 15 titik nodal dapat dilihat pada Gambar 2.22 berikut ini dengan gambar yang diatas merupakan *stress points* dan yang bawah merupakan *nodes*.

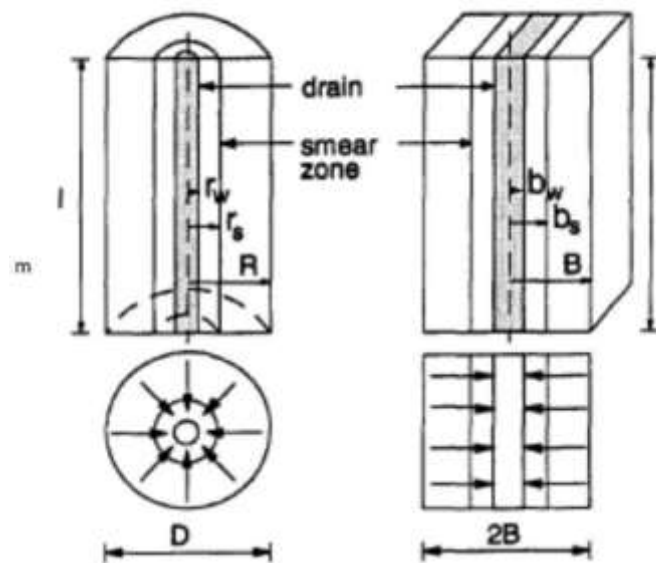


Gambar 2.24 Elemen Segitiga dengan 6 Titik Nodal dengan 15 Titik Nodal

2.8 Pemodelan *Axisymmetric*

Perbaikan tanah lunak menggunakan sistem kombinasi *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) dan beban penimbunan (*surcharge Preloading*) umumnya dianalisis melalui pendekatan unit sel (*unit cell*). Di lapangan, PVD ditanam dengan pola yang berulang baik dalam bentuk pola segiempat (*square pattern*) maupun pola segitiga (*triangular pattern*). Pendekatan unit sel mengasumsikan bahwa setiap PVD tunggal akan melayani satu kolom tanah silindris yang berada di zona pengaruhnya secara mandiri (Ghose & Dey, 2024).

Dalam simulasi numerik berbasis metode elemen hingga (*finite element analysis*), melakukan pemodelan tiga dimensi (3D) penuh untuk seluruh area timbunan memerlukan kapasitas komputasi yang sangat besar dan waktu pemrosesan yang lama. Oleh karena itu, analisis disederhanakan menjadi model dua dimensi (2D) menggunakan pemodelan *axisymmetric*. Pendekatan ini memanfaatkan karakteristik simetri radial dari silinder unit sel tersebut. Komponen fisik 3D dipetakan ke dalam satu bidang potong vertikal 2D, di mana sumbu simetri ($r = 0$) diletakkan tepat pada pusat PVD, dan batas luar model dibatasi oleh radius pengaruh efektif tanah (r_e).



Gambar 2.25 Unit Sel Axisymmetric dengan Satu Drain dan Ekuivalensinya dalam Plane Strain

Sumber : (Ghose & Dey, 2024)

Kelebihan utama pemodelan axisymmetric adalah kemampuannya dalam merepresentasikan secara geometris aliran radial dan efek zona gangguan (*smear zone*) secara geometris di sekitar PVD (Ghose & Dey, 2024). *Smear zone* terbentuk akibat pemasangan mandrel yang merusak struktur tanah asli (*remolding*), yang berakibat pada penurunan nilai koefisien permeabilitas horizontal tanah secara drastis menjadi k_s . Dalam pemodelan axisymmetric, unit sel dibagi menjadi dua area berdasarkan nilai permeabilitasnya, yaitu sebagai berikut.

1. Zona Terganggu (*Smear Zone*) merupakan daerah radial dari radius luar drainase (r_w) hingga radius gangguan (r_s) yang memiliki koefisien permeabilitas horizontal tereduksi (k_s). Ghose dan Dey (2024) menerapkan rasio diameter $s = d_s/d_w = 3,5$ dengan penurunan permeabilitas tanah sebesar $k_s = \frac{1}{4}k_{ax}$.
2. Zona Tidak Terganggu (*Undisturbed Zone*) merupakan daerah di luar radius r_s hingga batas terluar r_e , dimana permeabilitas tanah merupakan permeabilitas horizontal asli (k_{ax}).