

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1 Geologi Regional Jawa Barat

Menurut van Bemmelen (1949), secara fisiografis daerah Jawa Barat terbagi menjadi lima bagian besar, yaitu Dataran Aluvial Jawa Barat Utara, Antiklinorium Bogor, Kubah dan Pegunungan pada Zona Depresi Tengah, Zona Depresi Tengah Jawa Barat dan Pegunungan Selatan Jawa Barat. Daerah penelitian dalam tugas akhir ini terletak pada Zona Bandung seperti tampak pada **Gambar 2.1**.



Gambar 2.1 Fisiografi Jawa Barat

(Sumber: van Bemmelen, 1949)

Zona Bandung merupakan daerah gunung api yang relatif memiliki bentuk depresi dibandingkan zona yang mengapitnya yaitu Zona Bogor dan Zona Pegunungan Selatan. Sebagian besar terisi oleh endapan aluvial dan vulkanik muda (Kuarter) dari produk gunung api yang terletak pada dataran rendah di daerah perbatasan dan membentuk barisan. Walaupun Zona Bandung membentuk depresi, ketinggiannya masih terbilang cukup besar seperti misalnya depresi Bandung dengan ketinggian 700-750 mdpl (meter di atas permukaan laut). Di beberapa tempat pada zona ini merupakan campuran endapan Kuarter dan Tersier, pegunungan Tersier tersebut yaitu Pegunungan Bayah (Eosen), bukit di Lembah Cimandiri (kelanjutan dari Pegunungan Bayah), Bukit

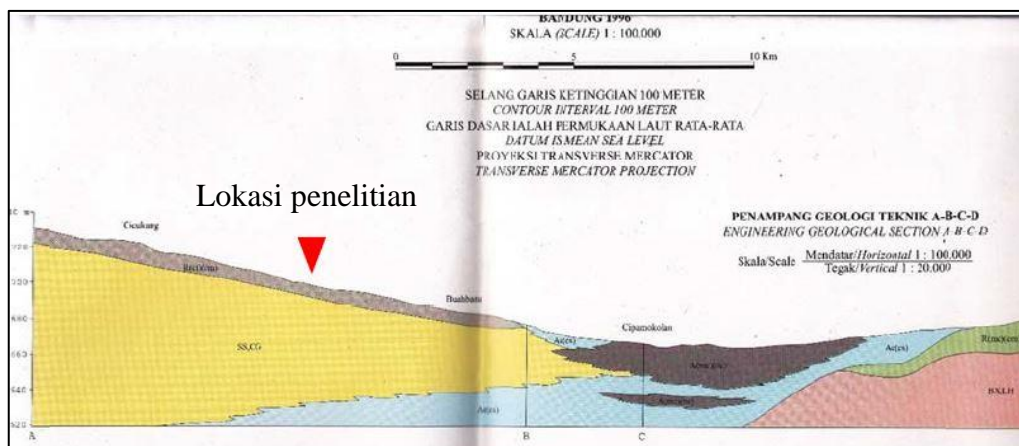
Rajamandala (Oligosen) dan plateau Rongga termasuk dataran Jampang (Pliosen), dan Bukit Kabanaran.

Berdasarkan peta geologi regional lembar Bandung 1209-3 yang terlihat pada **Gambar 2.2 dan Gambar 2.3** dapat diketahui bahwa lokasi proyek Pembangunan Gedung Dekanat UNISBA yang terletak pada daerah Tamansari tersusun atas lempung tufaan (ct) dan lempung lanauan (cm), endapan kipas aluvium gunung api, yang ketebalannya 1 (satu) – 5 (lima) meter. Pada bagian bawah berupa lapisan pasir tufaan dan tufa berwarna coklat kemerahan, coklat kehitaman. Memiliki sifat fisik tanah berupa plastisitas sedang, permeabilitas rendah, konsistensi teguh kaku, daya dukung yang diizinkan sedang, penggalian mudah jika dilakukan secara non-mekanik. Kedalaman muka air tanah dangkal hingga sedang, sehingga pada bagian selatan satuan geologi ini merupakan daerah berpotensi banjir, sedangkan batuanannya berupa batu pasir (SS), konglomerat (CG) dan batu pasir tufaan. Merupakan endapan sedimen vulkanik kwarter dan endapan tersier dari formasi Citalang. Porositas sedang hingga tinggi dan tersementasi sedang hingga tinggi. Daya dukung batuan tinggi, penggalian agak sukar jika menggunakan peralatan non-mekanik dan kedalaman muka air tanah dalam.



Gambar 2.2 Peta Geologi Lembar Bandung

(Sumber: Direktorat Geologi Tata Lingkungan, Bandung, 1996)



Gambar 2.3 Penampang Geologi Teknik

(Sumber: Direktorat Geologi Tata Lingkungan, Bandung, 1996)

2.2 Karakteristik Tanah Lunak

Tanah lunak dalam konstruksi sering kali menimbulkan permasalahan, baik penurunan maupun stabilitas. Hal ini disebabkan oleh rendahnya daya dukung pada tanah lunak. Daya dukung yang rendah dapat mengancam keselamatan konstruksi di atasnya yang dapat mengakibatkan struktur bangunan tidak stabil dan bahkan dapat runtuh.

Tanah lunak merupakan tanah kohesif yang terdiri dari sebagian besar butir-butir yang sangat halus seperti lempung atau lanau. Tanah lunak secara umum memiliki karakteristik sebagai berikut:

1. Kuat geser rendah.
2. Bila kadar air bertambah, kuat geser berkurang.
3. Bila struktur tanah terganggu, kuat geser berkurang.
4. Bila basah bersifat plastis dan mudah mapat.
5. Menyusut bila kering dan mengembang bila basah.
6. Memiliki kompresibilitas yang besar.
7. Berubah volumenya dengan bertambahnya waktu akibat rangkakan pada beban yang konstan.

Menurut Terzaghi tanah lempung kohesif diklasifikasikan sebagai tanah lunak apabila mempunyai daya dukung lebih kecil dari $0,5 \text{ kg/cm}^2$ dan nilai *standard penetration test* lebih kecil dari 4 ($N\text{-value} < 4$). Berdasarkan uji lapangan, tanah lunak secara fisik dapat diremas dengan mudah oleh jari-jari tangan. Menurut Toha (1989),

sifat umum tanah lunak adalah memiliki kadar air 80-100%, batas cair 80-110%, batas plastis 30-45%, saat dilakukan analisa saringan, maka butiran yang lolos oleh saringan no. 200 akan lebih besar dari 90% serta memiliki kuat geser 20-40 kN/m².

2.3 Penyelidikan Lapangan

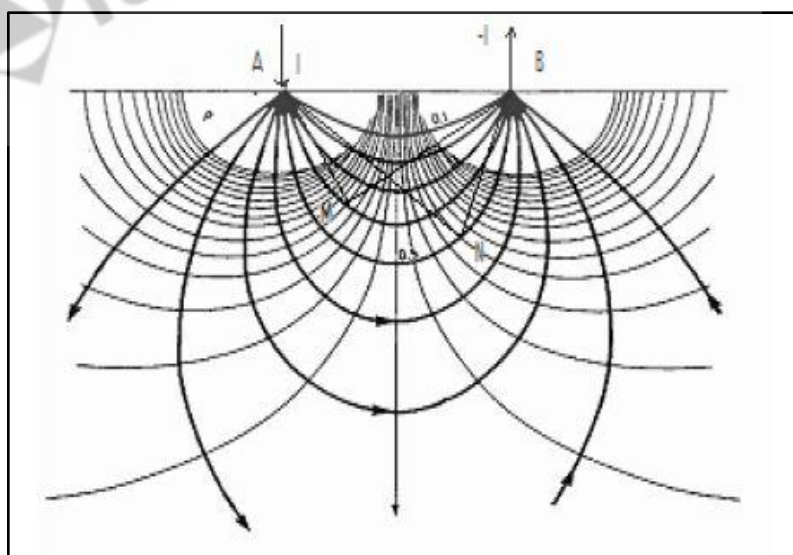
Penyelidikan tanah di lapangan dilakukan untuk mendapatkan gambaran mengenai bentuk geologi maupun kondisi lapisan tanah dan letak kedalaman muka air tanah di lokasi tertentu. Terdapat dua metode penyelidikan lapangan, yaitu metode yang sifatnya tidak merusak (*non-destructive test*) dan merusak (*destructive test*).

2.3.1 Sifatnya Tidak Merusak (*Non-Destructive Test*)

1. Geolistrik

Survei geolistrik bertujuan untuk mengetahui perbedaan tahanan jenis (resistivitas) bawah permukaan bumi dengan melakukan pengukuran di permukaan bumi (Sakka, 2001). Metode geolistrik dapat mendeteksi lapisan tanah pada posisi miring, tegak dan sejajar bidang perlapisan di bawah permukaan. Selain itu, metode geolistrik ini dapat mengetahui batas pelapukan tanah dengan batuan yang dapat digunakan untuk memprediksi letak bidang gelincir.

Ilustrasi garis ekuipotensial yang terjadi akibat injeksi arus ditunjukkan pada dua titik arus berlawanan di permukaan bumi pada **Gambar 2.4**



Gambar 2.4 Pola Aliran Arus dan Bidang Ekipotensial antara Dua Elektroda Arus dengan Polaritas Berlawanan

(Sumber: Sakka, 2001)

2. Seismik Refraksi

Metode Seismik Refraksi adalah suatu metode pendugaan untuk mengetahui bentuk dan jenis lapisan di bawah permukaan tanah dengan menggunakan sifat-sifat fisika. Seismik Refraksi dihitung berdasarkan waktu yang dibutuhkan oleh gelombang untuk menjalar pada batuan dari posisi sumber seismik menuju penerima pada berbagai jarak tertentu. Pada metode ini, gelombang yang terjadi setelah sinyal pertama (*firstbreak*) diabaikan, karena gelombang seismik refraksi merambat paling cepat dibandingkan dengan gelombang lainnya kecuali pada jarak (*offset*) yang relatif dekat sehingga yang dibutuhkan adalah waktu pertama kali gelombang diterima oleh setiap geophone. Kecepatan gelombang P lebih besar dibandingkan dengan kecepatan gelombang S sehingga waktu datang gelombang P yang digunakan dalam perhitungan metode ini. Parameter jarak dan waktu penjalaran gelombang dihubungkan dengan cepat rambat gelombang dalam medium. Besarnya kecepatan rambat gelombang tersebut dikontrol oleh sekelompok konstanta fisis yang ada dalam material yang dikenal sebagai parameter elastisitas (Nurdiyanto dkk., 2011).

Penggunaan Seismik Refraksi ini mempunyai keuntungan dalam pengukuran pada area luas dan medan lapangan yang sulit karena memakai alat yang ringan, waktu pengoperasian yang singkat dan mampu memberikan informasi pada jarak titik percobaan yang berdekatan dalam waktu lebih singkat dibandingkan dengan tes sondir dan pemboran.

3. Georadar (*Ground Penetrating Radar*)

Georadar adalah salah satu metode yang banyak digunakan untuk menemukan obyek terpendam, karakterisasi dan pemantauan lingkungan, pertanian, penyelidikan arkeologi, air tanah, infrastruktur jalan dan ranjau darat, pertambangan, dampak es, deteksi gua dan terowongan, lubang, pengendapan, karst dan berbagai aplikasi lainnya. Metode georadar ini menggunakan analisa refleksi/pantulan dari gelombang elektromagnetik yang dihasilkan akibat dari perbedaan sifat /konstanta dielektrik benda-benda di bawah permukaan.

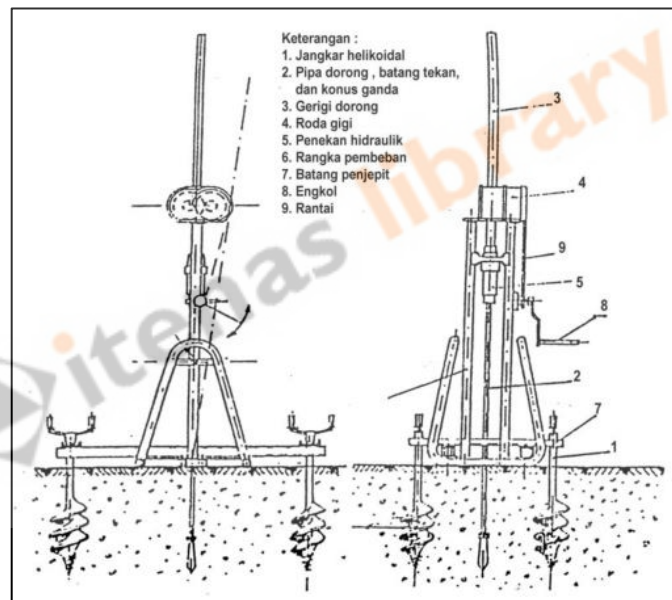
Secara umum peralatan georadar terdiri dari dua komponen utama yaitu peralatan pemancar gelombang radar (*transmitter*) dan peralatan penerima pantulan/ refleksi gelombang radar (*transceiver*). Sistem yang digunakan adalah

sistem aktif dimana dilakukan ‘penembakan’ pulsa-pulsa gelombang elektromagnetik (pada interval gelombang radar) kemudian dilakukan perekaman intensitas gelombang radar yang berhasil dipantulkan kembali ke permukaan (Quan dan Haris, 1997).

2.3.2 Sifatnya Merusak (*Destructive Test*)

1. Uji Sondir (*Dutch Cone Penetration Test*)

Uji sondir dilakukan untuk mengetahui hubungan nilai perlawanan penetrasi konus dan hambatan lekat tanah dalam menentukan letak kedalaman lapisan tanah keras dan daya dukung tanah di kedalaman tertentu. Uji sondir dilakukan dengan menekan secara langsung ujung konus ke dalam tanah dimana konus tersebut terlebih dahulu dipasang stang dalam torak yang panjang tiap batangnya 1 meter. Seperti terlihat pada **Gambar 2.5**.



Gambar 2.5 Rangkaian Alat Penetrasi Konus (Sondir Belanda)

(Sumber: SNI-2827,2008)

Melalui pembacaan manometer diperoleh nilai perlawanan penetrasi konus yaitu nilai perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dalam gaya per satuan luas (kg/cm^2) sementara hambatan lekat adalah perlawanan geser tanah terhadap selubung konus yang dinyatakan dalam gaya per satuan panjang (kg/m). Interpretasi hasil sondir didapat dengan mengkorelasikan nilai perlawanan penetrasi konus dan *friction* dengan konsistensi tanah lempung dan kepadatan suatu lapisan pasir seperti yang disajikan pada **Tabel 2.1**.

Tabel 2.1 Hubungan Antara Konsistensi dengan Tekanan Konus

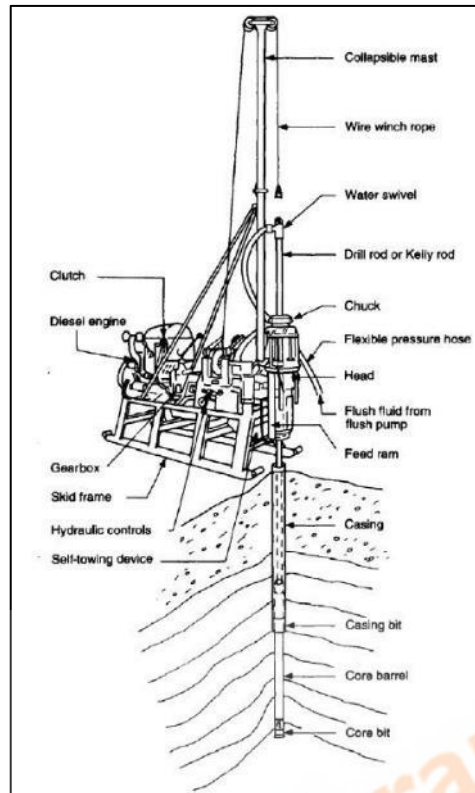
Konsistensi Tanah	Tekanan Konus q_c (kg/cm ²)	<i>Undrain Cohesion</i> (T/m ²)
Sangat lunak (<i>very soft</i>)	<2,5	<1,25
Lunak (<i>soft</i>)	2,5-5,0	1,25-2,5
Sedang (<i>medium stiff</i>)	5,0-10,0	2,5-5,0
Kaku (<i>stiff</i>)	10,0-20,0	5,0-10,0
Sangat Kaku (<i>very stiff</i>)	20,0-40,0	10,0-20,0
Keras (<i>hard</i>)	>40,0	>20,0

(Sumber: Terzaghi et al, 1996)

2. Uji Pemboran (*Boring Test*)

Uji pemboran dilakukan dengan tujuan untuk memperoleh contoh tanah tidak terganggu (*undisturbed sample*) maupun contoh tanah terganggu (*disturbed sample*). Hasil dari uji pemboran dapat digunakan untuk mengkorelasikan lapisan-lapisan tanah/batuan dan mengidentifikasi sifat-sifat fisik serta karakteristik batuan dasar. Maksud dilakukan uji pemboran adalah untuk menentukan letak dan kedalaman lapisan tanah keras dalam perencanaan fondasi bor tiang pada bangunan gedung bertingkat. Sampel yang diperoleh pada uji pemboran selanjutnya digunakan untuk mencari parameter-parameter tanah melalui pengujian laboratorium.

Uji pemboran dilakukan dengan memutar dan menekan tabung tunggal yang dilengkapi mata bor pada ujung bawah dengan bantuan mesin bor rotari. Tanah yang masuk ke dalam tabung dikeluarkan secara periodik. Setiap pelaksanaan uji pemboran selalu diikuti dengan uji penetrasi standar (*standard penetration test*). Rangkaian alat mesin bor rotari dapat dilihat pada **Gambar 2.6**.



Gambar 2.6 Rangkaian Alat Mesin Bor Rotari

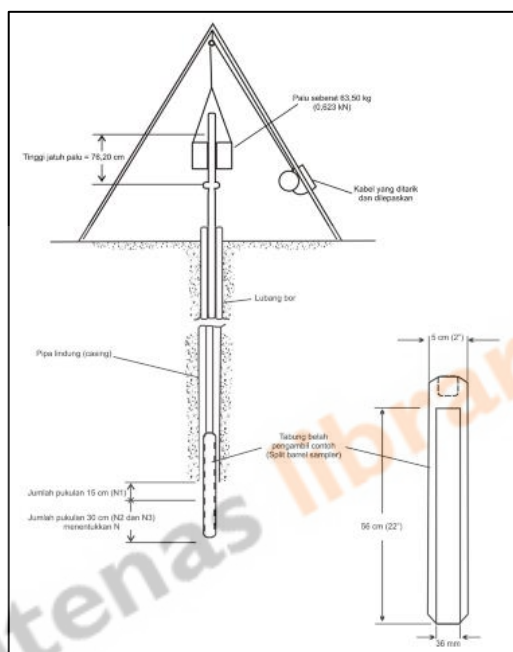
(Sumber: Reese & O'Neill, 1988)

3. Uji Penetrasi Standar (*Standard Penetration Test*)

Uji penetrasi standar atau uji spt adalah uji yang dilakukan dengan cara pengeboran untuk mengetahui baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh tanah terganggu dengan teknik penumbukan. Uji spt terdiri atas uji tumbukan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah disertai pengukuran jumlah pukulan untuk memasukan tabung belah sedalam 45 cm ($N_1+N_2+N_3$) dalam arah tegak.

Menurut L.D. Wesley (1977), dalam sistem beban jatuh ini digunakan palu dengan beban 140 lb (63,5 kg) yang dijatuhkan secara berulang dengan ketinggian 30 in (0,76 m). Pelaksanaan pengujian dibagi menjadi 3 (tiga) tahap, yaitu berturut-turut setebal 6 in (15 cm) untuk masing-masing tahap. Tahap pertama dicatat sebagai kedudukan, sementara jumlah pukulan untuk memasukkan tahap kedua dan ketiga dijumlahkan untuk memperoleh nilai pukulan N atau perlawanan SPT (dinyatakan dalam pukulan /30 cm atau pukulan per *foot (ft)*).

Uji SPT dilakukan pada setiap 2 m pengeboran dan dihentikan pada saat nilai $N\text{-SPT} \geq 60$ berturut-turut sebanyak 3 (tiga) kali. Alat uji penetrasi lapangan dengan SPT dijelaskan pada SNI 4153:2008. Rangkaian alat spt dapat dilihat pada **Gambar 2.7**. Adapun hubungan antara nilai $N\text{-SPT}$ dengan konsistensi tanah dapat dilihat pada **Tabel 2.2** sedangkan korelasi antara konsistensi tanah dengan modulus elastisitas diuraikan dalam **Tabel 2.3** serta hubungan antara konsistensi tanah dengan nilai Poisson dapat dilihat pada **Tabel 2.4**.



Gambar 2.7 Alat Penetrasi dengan SPT

(Sumber: SNI-4153, 2008)

Tabel 2.2 Hubungan Nilai $N\text{-SPT}$ dan Konsistensi Tanah

Clay			Sand		
Consistency	N-SPT (blows/ft)	C_u (kN/m^2)	Consistency	N-SPT (blows/ft)	Angle of Internal Friction (deg)
Very Soft	0 – 2	< 12	Very Loose	0 - 4	< 28
Soft	2 – 4	12-25	Loose	4-10	28 - 30
Medium	4 – 8	25-50	Medium	10-30	31 - 36
Stiff	8 – 15	50-100	Dense	31 - 50	37 - 41
Very Stiff	15 – 30	100-200	Very dense	> 51	> 41
Hard	> 30	>200			

(Sumber: Terzaghi & Peck, 1967; Mayerhof, 1956)

Tabel 2.3 Hubungan Antara Konsistensi Tanah dengan Modulus Elastisitas

Soil Type	E (Mpa)
1. Clay	
Very soft	2-15
Soft	5-25
Medium	15-20
Hard	50-100
Sandy	25-250
2. Loess	15-60
3. Sand	
Silty	5-20
Loose	10-25
Dense	50-81
4. Sand and Gravel	
Loose	50-150
Dense	100-200

(Sumber: Bowles, 1988)

Tabel 2.4 Hubungan Antara Konsistensi Tanah dengan Nilai Poisson

<i>Soil Type</i>	<i>Poisson's Raio (ν)</i>
<i>Loose Sand</i>	0.20-0.40
<i>Medium Dense Sand</i>	0.25-0.40
<i>Dense Sand</i>	0.30-0.45
<i>Silty Sand</i>	0.20-0.40
<i>Sand and Gravel</i>	0.15-0.35
<i>Soft Clay</i>	0.20-0.50
<i>Medium Clay</i>	0.20-0.50
<i>Stiff Clay</i>	0.20-0.50

(Sumber: Braja M. Das, 1996)

4. Sumur Uji (*Test Pit*)

Sumur uji adalah lubang hasil pengalihan dengan diameter 1 (satu) - 1,5 (satu setengah) meter, hingga mencapai kedalaman tertentu selama kohesi tanah yang digali masih memungkinkan dan permukaan air tanah ditempat tersebut masih lebih dalam daripada dasar penggalian. Sumur uji dapat digunakan untuk mendapatkan contoh- contoh tanah tidak terganggu (*undisturbed sampels*).

5. Pengambilan Sampel Tanah (*Soil Sampling*)

Pengambilan sampel tanah yang dilakukan meliputi pengambilan sampel terganggu (*disturbed sample*) yaitu tanah yang sudah tidak alami lagi karena telah

terganggu oleh lingkungan luar yang digunakan untuk mengidentifikasi sifat-sifat fisik tanah (*physical properties*) dan sampel tidak terganggu (*undisturbed sampel*) yaitu tanah yang masih alami yang tidak terganggu oleh lingkungan luar yang digunakan untuk menentukan sifat-sifat mekanik (*mechanical properties*) melalui pengujian laboratorium. Sampel tanah diambil di beberapa titik pada lokasi pengambilan sampel menggunakan tabung contoh untuk sampel tidak terganggu dan menggunakan kantung plastik untuk sampel terganggu, dan dilakukan pada saat penyelidikan menggunakan bor mesin atau sumur uji. Sampel tanah yang diambil merupakan sampel tanah yang mewakili tanah di lokasi pengambilan sampel.

2.4 Pengujian Laboratorium

Pengujian tanah di laboratorium dilakukan untuk mendapatkan parameter tanah seperti sifat fisik tanah (*physical properties*) dan sifat mekanik tanah (*soil mechanical properties*) yang selanjutnya akan digunakan untuk menghitung kapasitas daya dukung tanah dan stabilitas bangunan gedung bertingkat.

2.4.1 Sifat-Sifat Fisik (*Physical Properties*)

1. Kadar Air (*Water Content*)

Kadar air adalah perbandingan berat air yang mengisi rongga pori material tanah atau material batuan terhadap berat partikel padatnya, yang dinyatakan dalam persen. Kadar air digunakan untuk menyatakan hubungan antara fase udara, air dan butiran padat yang berada dalam volume material. Kadar air dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.1** sebagai berikut:

$$w = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_3} \times 100\% \dots \dots \dots (2.1)$$

Dimana :

w = Kadar air (%)

W₁ = Berat cawan dan tanah basah (gram)

W₂ = Berat cawan dan tanah kering (gram)

W₃ = Berat cawan (gram)

W₁-W₂ = Berat air (gram)

W₂-W₃ = Berat tanah kering (gram)

2. Berat Isi (*Unit Weight Density*)

Berat isi tanah adalah perbandingan antara berat tanah basah dengan volume wadah, berat isi tanah dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.2** sebagai berikut:

$$\gamma = \frac{W}{V} \dots\dots\dots(2.2)$$

Dimana :

γ = Berat isi tanah (gr/cm³)

W = Berat tanah basah (gr)

V = Volume wadah (cm³)

3. Berat Isi Kering (*Dry Density*)

Berat isi kering adalah perbandingan antara berat butiran dengan volume total tanah yang dinyatakan dalam gr/cm³. Nilai berat isi kering (γ_d) dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.3** sebagai berikut:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \dots\dots\dots(2.3)$$

Dimana :

γ_d = Berat isi kering (gr/cm³)

γ = Berat isi tanah (gr/cm³)

w = Kadar air (%)

4. Berat Jenis (*Specific Gravity*)

Berat jenis adalah perbandingan antara berat volume butiran padat dengan berat volume air. Berat jenis dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.4** sebagai berikut:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \dots\dots\dots(2.4)$$

Dimana :

G_s = Berat jenis tanah

γ_s = Berat volume butiran padat

γ_w = Berat volume air

5. Angka Pori (*Void Ratio*)

Angka pori didefinisikan sebagai perbandingan anatara volume pori dan volume butiran padat, angka pori dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.5** sebagai berikut:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \dots\dots\dots(2.5)$$

Dimana :

e = Angka pori

V_v = Volume pori

V_s = Volume butiran padat

6. Porositas (*Porosity*)

Porositas adalah perbandingan antara volume pori (V_v) dengan volume total (V) yang dinyatakan dalam nilai persen atau desimal. Porositas dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.6** sebagai berikut:

$$n = \frac{V_v}{V} \dots\dots\dots(2.6)$$

Dimana :

n = porositas

V_v = Volume pori

V = Volume tanah total

7. Derajat Kejenuhan (*Degree of Saturation*)

Derajat kejenuhan adalah perbandingan antara volume air (V_w) dan volume total rongga pori tanah (V_v) yang dinyatakan dalam nilai persen. Derajat kejenuhan dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.7** sebagai berikut:

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \dots\dots\dots(2.7)$$

Dimana :

S = Derajat kejenuhan (%)

V_w = Volume air

V_v = Volume pori

2.4.2 Sifat-Sifat Mekanik (*Mechanical Properties*)

1. Uji Geser Langsung (*Direct Shear Test*)

Uji geser langsung bertujuan untuk memperoleh nilai kuat geser tanah pada tegangan normal tertentu dan pada kondisi drainase tertentu. Kuat geser tanah dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.8** sebagai berikut:

$$\tau = \frac{P}{A} \dots\dots\dots(2.8)$$

dimana :

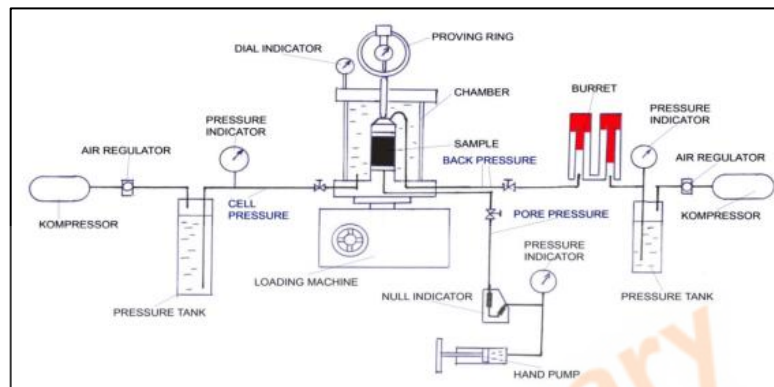
τ = Tegangan geser

P = Tekanan terbesar

A = Luas cincin

2. Uji Geser Triaksial (*Triaxial Shear Test*)

Uji geser triaksial adalah uji yang paling dapat diandalkan untuk menentukan parameter tegangan geser. Uji ini telah digunakan secara luas untuk keperluan pengujian biasa atau untuk keperluan riset. Skema alat triaksial dapat dilihat pada **Gambar 2.8**.



Gambar 2.8 Skema Alat Triaksial

(Sumber: SNI-03-4813,2004)

Pada uji triaksial umumnya digunakan benda uji sampel tanah dengan diameter 1,5 inci (38,1 mm) dan panjang 3 inci (76,2 mm). Benda uji tersebut ditutup dengan membran karet yang tipis dan diletakkan di dalam sebuah bejana silinder dari bahan plastik yang kemudian bejana tersebut diisi dengan air atau larutan gliserin. Di dalam bejana benda uji tersebut akan mendapat tekanan hidrostatik. Untuk menyebabkan terjadinya keruntuhan geser pada benda uji, tegangan aksial diberikan melalui piston vertikal. Pembebanan arah vertikal dapat dilakukan dengan dua cara:

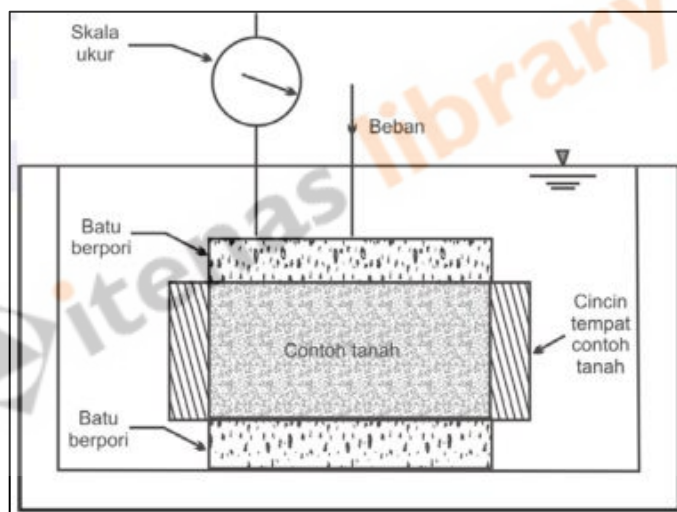
- Dengan memberikan beban mati yang berangsur-angsur dengan penambahan beban yang konstan hingga benda uji runtuh. Deformasi arah aksial akibat pembebanan ini diukur dengan arloji ukur (*dial gauge*).
- Dengan memberikan deformasi arah aksial dengan kecepatan deformasi yang tetap dengan bantuan gigi-gigi mesin atau pembebanan hidrolis. Cara ini disebut juga sebagai uji regangan terkendali.

Beban aksial yang diberikan diukur dengan bantuan sebuah lingkaran pengukur beban (*proving ring*) yang berhubungan dengan piston vertikal. Alat ini juga

dilengkapi dengan pipa-pipa untuk mengalirkan air ke dalam benda uji dan dari dalam benda uji, pipa-pipa tersebut juga berguna sebagai sarana pengukur tegangan air pori pada saat pengujian. Ada 3 (tiga) tipe standar dari uji triaksial yang dilakukan:

- a. *Unconsolidated-undrained test* (UU);
 - b. *Consolidated-undrained test* (CU);
 - c. *Consolidated-drained test* (CD).
3. Uji Konsolidasi (*Consolidation Test*)

Uji konsolidasi hanya dilakukan untuk jenis tanah berbutir halus seperti lempung dan lanau dan digunakan untuk mengukur besarnya penurunan konsolidasi dan kecepatan penurunan. Pengujian dilakukan menggunakan alat oedometer atau konsolidometer. Sketsa alat konsolidometer dapat dilihat pada **Gambar 2.9**.



Gambar 2.9 Sketsa Alat Konsolidometer (*oedometer*)

(Sumber: SNI-2812,2011)

Dari nilai koefisien konsolidasi (C_v) yang dihasilkan, dapat ditentukan kecepatan penurunan bangunan gedung bertingkat. Berdasarkan data hubungan beban dan penurunan diperoleh koefisien perubahan volume (m_v) atau indeks pemampatan (C_c), yang selanjutnya digunakan untuk menghitung estimasi penurunan akibat beban bangunan. Uji konsolidasi bisa tidak dilakukan bila tanahnya berupa lempung terkonsolidasi sangat berlebihan (*heavily overconsolidated*) karena pada jenis tanah lempung tersebut sepanjang beban

yang diterapkan tidak sangat berlebihan, maka penurunan yang terjadi sangat kecil sehingga dapat diabaikan.

Pengujian Laboratorium yang diuraikan di atas mengikuti Standar Nasional Indonesia (SNI) Sperti diuraikan pada **Tabel 2.5**.

Tabel 2.5 SNI Pengujian Laboratorium Tanah

No	Jenis Pengujian	SNI
1	Kadar Air	03-1965-1990
2	Berat Jenis	03-1964-1990
3	Berat Isi	03-3637-1994
4	Batas Cair - Batas Plastis	03-1966-1967
5	Analisa Saringan	03-3423-1994
6	Kuat Geser Langsung	03-2813-1992
7	Triaxial	03-4813-1998
8	Konsolidasi	03-2812-1992

2.5 Fondasi Tiang

Secara umum fondasi tiang adalah suatu struktur konstruksi fondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan cara menyerap lenturan. Fondasi tiang dibuat menjadi suatu kesatuan yang monolit dengan cara menyatukan pangkal tiang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpukan pondasi (K.Nakazawa, 1983).

Fondasi tiang terbagi menjadi beberapa jenis diantaranya:

1. Fondasi tiang bor

Fondasi tiang bor merupakan salah satu jenis fondasi cetak di tempat yang umumnya memiliki diameter 750 mm atau lebih, menggunakan atau tanpa tulangan baja serta dengan atau tanpa ujung yang diperbesar. Dinamakan tiang bor karena pada saat pelaksanaannya didahului dengan membuat lubang bor.

2. Fondasi tiang *cast in place*

Fondasi tiang tipe ini adalah pondasi yang dicetak di tempat dengan cara membuat lubang terlebih dahulu dalam tanah dengan cara mengebor tanah seperti pada pengeboran tanah pada waktu penyelidikan tanah. Fondasi tiang ini dapat dilaksanakan dua cara:

- a. Dengan pipa baja (*casing*) yang dipancangkan ke dalam tanah, kemudian diisi dengan beton sementara pipa baja ditarik keatas.

b. Dengan pipa baja (*casing*) yang di pancangkan ke dalam tanah, kemudian diisi dengan beton, sedangkan pipa baja tetap tinggal di dalam tanah.

3. Fondasi tiang pancang baja

Umumnya tiang baja ini berbentuk profil H, karena terbuat dari baja maka kekuatan dari tiang ini sendiri sangat besar sehingga dalam pengangkutan dan pemasangan tidak menimbulkan bahaya patah seperti halnya pada tiang beton pracetak. Pemakaian tiang baja ini akan sangat bermanfaat apabila tiang yang diperlukan panjang dan memiliki daya dukung ujung yang besar.

4. Fondasi tiang komposit

Fondasi tiang komposit terdiri dari dua bahan yang berbeda yang bekerja bersama-sama sehingga membentuk satu tiang. Fondasi tiang dibentuk dengan menghubungkan bagian atas dan bagian bawah tiang dengan bahan yang berbeda, misalnya dengan bahan beton di atas muka air tanah dan bahan kayu tanpa perlakuan apapun dibagian bawahnya. Biaya dan kesulitan yang timbul dalam pembuatan sambungan menyebabkan fondasi tiang komposit jarang digunakan.

Fondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah keras terletak sangat dalam. Fondasi jenis ini dapat juga digunakan pada bangunan yang menahan gaya angkat keatas, terutama pada bangunan gedung bertingkat yang dipengaruhi gaya-gaya guling akibat beban angin. Fondasi tiang juga memiliki fungsi-fungsi lain yang cukup banyak, diantaranya adalah:

1. Memikul beban struktur atas.
2. Menahan gaya angkat (*uplift*) pada fondasi.
3. Mengurangi penurunan (sistem tiang rakit dan cerucuk).
4. Sebagai fondasi mesin, mengurangi amplitudo getaran dan frekuensi alamiah dari sistem.
5. Memberikan tambahan faktor keamanan, khususnya pada kaki jembatan yang dapat mengalami erosi.
6. Menghindari terjadinya longsor pada lereng.
7. Sebagai dinding penahan tanah berupa *soldier pile*.

Daya dukung fondasi tiang diperoleh dari gesekan antara selimut tiang dengan tanah dan dari daya dukung ujung tiang. Kedua komponen tersebut dapat bekerja

bersama maupun terpisah, tetapi pada fondasi tiang umumnya salah satu dari kedua komponen tersebut akan lebih dominan. Tiang yang memiliki daya dukung ujung yang lebih tinggi dari daya dukung selimutnya disebut tiang tahanan ujung, sebaliknya bila daya dukung selimutnya lebih tinggi maka disebut tiang friksi.

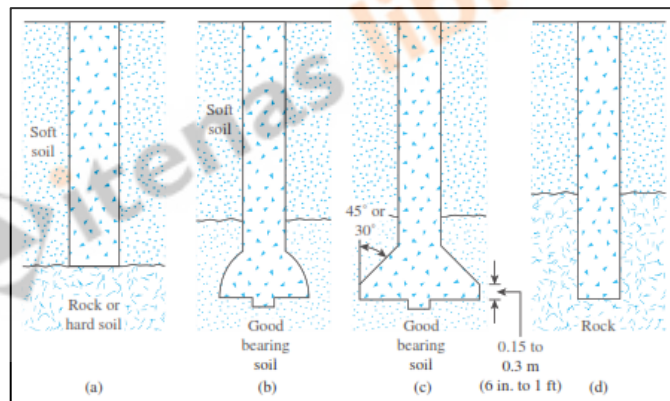
2.5.1 Fondasi Tiang Bor

Fondasi tiang bor merupakan salah satu jenis fondasi cetak di tempat. Disebut tiang bor karena pada saat pelaksanaannya didahului dengan membuat lubang bor. Setelah lubang bor dibuat, maka selanjutnya dilakukan penuangan campuran beton ke dalam lubang bor dan dipadatkan.

Secara garis besar tiang bor dikelompokkan menjadi 4 (empat) jenis yaitu:

1. Tiang bor lurus untuk tanah keras;
2. Tiang bor yang ujungnya diperbesar berbentuk bel;
3. Tiang bor yang ujungnya diperbesar berbentuk trapezium;
4. Tiang bor lurus untuk tanah batu-batuan.

Keempat jenis tiang bor tersebut dapat dilihat lebih rinci pada **Gambar 2.10**.



Gambar 2.10 Jenis-Jenis Fondasi Tiang Bor

(Sumber: Braja M. Das, 2016)

Pelaksanaan pada fondasi ini cukup sederhana, namun akan sulit dilakukan pada tanah pasir murni yang mudah runtuh, maupun tanah dengan muka air tinggi. Keuntungan penggunaan tiang bor diantaranya adalah:

1. Karena getaran dan kebisingan pada saat pelaksanaannya sangat kecil, cocok untuk pekerjaan pada daerah yang padat penduduknya.
2. Karena tanpa sambungan, dapat dibuat tiang yang lurus dengan diameter besar, juga untuk tiang yang lebih panjang. Lebih jauh, panjang tiang dapat ditetapkan dengan mudah.

3. Diameter tiang biasanya lebih besar dari tiang pracetak, dan daya dukung setiap tiang juga lebih besar, sehingga tumpuan dapat dibuat lebih kecil.
4. Selain cara pemboran dalam arah berlawanan dengan putaran jarum jam, tanah galian dapat diamati secara langsung dan sifat-sifat tanah pada lapisan antara atau pada tanah pendukung fondasi dapat diketahui.
5. Pengaruh terhadap bangunan di dekatnya relatif cukup kecil.

Selain keuntungan yang telah disebutkan adapun kerugian tiang bor diantaranya adalah:

1. Dalam banyak hal, beton dari tubuh tiang diletakan di bawah air dan kualitasnya setelah selesai lebih rendah dari tiang-tiang pracetak. Disamping itu, pemeriksaan kualitas hanya dapat dilakukan secara tidak langsung.
2. Pengecoran beton sulit bila terdapat muka air tanah, mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
3. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengganggu daya dukung tanah.
4. Perbesaran ujung tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.
5. Karena diameter tiang yang cukup besar dan memerlukan banyak beton, untuk pekerjaan yang kecil mengakibatkan biayanya relatif mahal.

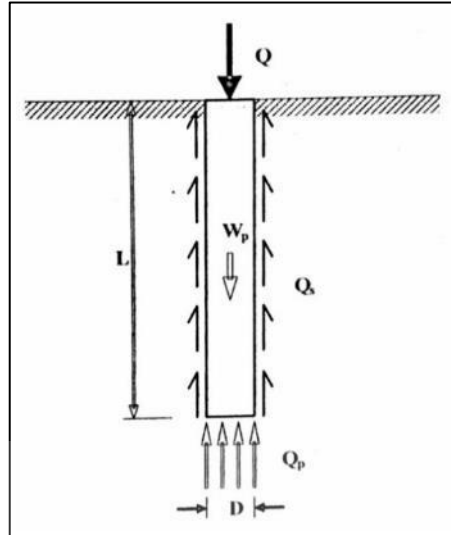
2.5.2 *Soldier Pile*

Soldier Pile adalah dinding penahan tanah pada suatu galian yang terdiri dari rangkaian/barisan *bored pile* yang terbuat dari beton yang dicor di tempat (*cast in situ*). Sebagai struktur penahan tanah, *soldier pile* dapat digunakan pada hampir semua jenis tanah dan segala jenis lapangan. *Soldier pile* merupakan *bored pile* yang akan difungsikan sebagai penahan tanah dan akan diaplikasikan menerima/menahan gaya atau beban horizontal yang ditimbulkan dari tekanan tanah maupun air yang ditahannya serta bangunan yang ada di sebelahnya. Kedalaman dan diameter *soldier pile* tergantung dari perhitungan kekuatan, berdasarkan ketinggian lereng, jenis tanah dan perkiraan beban horizontal yang ada. Pelaksanaan *soldier pile* sama seperti tiang bor yang diawali dengan membuat lubang bor, tetapi terdapat jarak diantara tiang yang akan diisi oleh *bentonite cement pile*. Penutup tiang (*pile cap*) dipasang setelah pelaksanaan *soldier pile* dan *bentonite cement pile* selesai.

2.5.3 **Transfer Beban**

Fondasi tiang mentransfer beban yang diterima kepada tanah melalui dua mekanisme, yaitu gesekan selimut dan tahanan ujung. Gesekan selimut diperoleh

sebagai akibat adhesi atau perlawanan geseran antara selimut tiang dengan tanah disekelilingnya, sedangkan tahanan ujung timbul karena desakan ujung fondasi terhadap tanah dasar. Kedua komponen daya dukung tersebut dapat dilihat pada **Gambar 2.11**.

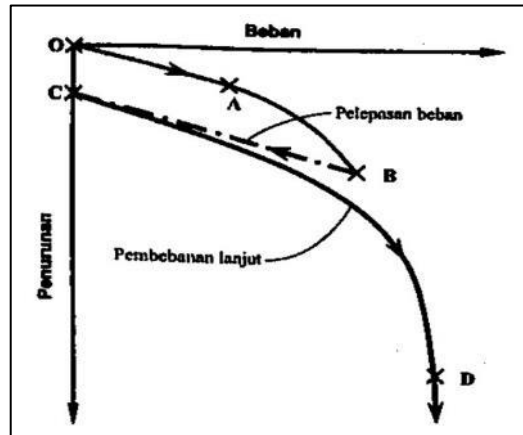


Gambar 2.11 Gesekan Selimut dan Tahanan Ujung Pada Tiang
(Sumber: N. S. V Kameswara Rao, 2011)

Jika suatu fondasi tiang dibebani, akan dihasilkan suatu kurva beban penurunan seperti pada **Gambar 2.12**. Pada awalnya sistem tiang berperilaku secara elastis, membentuk garis lurus hingga titik A, dan jika beban dilepaskan kepala tiang akan kembali ke posisi semula. Pada kondisi pembebanan ini seluruh beban masih dipikul oleh gesekan selimut tiang, **Gambar 2.13 (a)** menunjukkan distribusi pemikulan beban hingga di titik A.

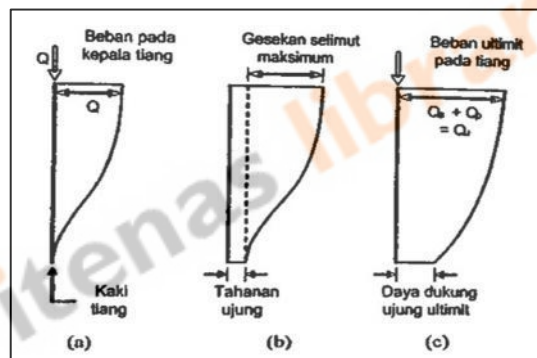
Bila beban ditingkatkan hingga titik B, maka sebagian dari gesekan selimut di bagian atas tiang mencapai gesekan *ultimate* dan terjadi gelinciran antara tiang dan tanah. Pada saat dimana ujung tiang mulai bergerak, tahanan ujung mulai ditimbulkan. Jika beban dilepaskan lagi maka kepala tiang tidak akan kembali ke posisi semula di titik O melainkan ke titik C, menyebabkan penurunan tetap sebesar OC. Pergerakan yang dibutuhkan untuk menimbulkan gesekan *ultimate* pada selimut tiang umumnya sangat kecil (0,3% – 1,0% dari diameter tiang atau berkisar antara 2,0 mm – 5,0 mm), sedangkan untuk menimbulkan tahanan ujung tiang dibutuhkan gerakan yang lebih besar. Oleh karena itu gesekan selimut *ultimate* akan tercapai terlebih dahulu. Bilamana beban ditingkatkan terus-menerus, maka tahanan selimut tiang tidak dapat lebih tinggi lagi, sehingga peningkatan beban berikutnya dialihkan kepada tahanan ujung tiang.

Ketika tahanan ujung yang ditimbulkan tercapai penuh (titik D), tiang akan bergerak terus ke bawah tanpa disertai peningkatan beban yang berarti. Kondisi inilah yang disebut daya dukung *ultimate* fondasi tiang.



Gambar 2.12 Kurva Hubungan Antara Beban dan Penurunan

(Sumber: N. S. V Kameswara Rao, 2011)



Gambar 2.13 Ilustrasi Distribusi Pemikulan Beban Pada Fondasi Tiang di Titik A (a), Titik B (b) dan Titik D (c)

(Sumber: Geotechnical Engineering Center, 2005)

Distribusi pemikulan beban oleh tanah pada fondasi tiang ketika mencapai titik B dan saat mencapai beban *ultimate* (titik D) masing-masing ditunjukkan pada **Gambar 2.13 (b)** dan **Gambar 2.13 (c)**, dimana pada titik D baik tahanan selimut tiang maupun tahanan ujungnya telah mencapai nilai *ultimate*.

2.5.4 Perencanaan Tiang

Dalam proses perencanaan tiang, terdapat beberapa hal yang harus diperhatikan, diantaranya adalah sebagai berikut:

1. Jarak antar tiang

Secara praktis jarak antar tiang dalam grup minimal adalah $2,5d$ (diameter tiang), tetapi secara umum jarak ini dibuat antara $3d-3,5d$. Selain itu jarak antar tiang berdasarkan fungsi tiang disarankan:

- a. *End bearing pile*, $S_{min} = 2,5d$
- b. *Friction pile*, $S_{min} = 3d$

2. Kapasitas daya dukung batas tunggal

Secara umum, kapasitas daya dukung batas tunggal dari fondasi tiang dapat diperoleh dengan menjumlahkan kapasitas daya dukung ujung dan daya dukung selimut tiang. Kapasitas daya dukung tersebut dapat dilihat pada **Persamaan 2.9**.

$$Q_u = Q_s + Q_p - W_p \dots\dots\dots(2.9)$$

Dimana:

Q_u = Kapasitas daya dukung ultimit (kN)

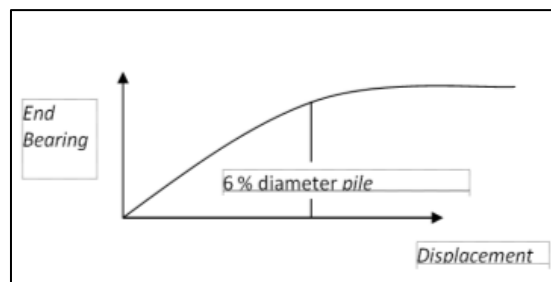
Q_p = Kapasitas daya dukung ujung tiang ultimit (kN)

Q_s = Kapasitas daya dukung selimut tiang ultimit (kN)

W_p = Berat sendiri tiang (kN)

3. Daya dukung ujung tiang

Tiang akan meneruskan beban melalui tahanan ujung tiang ke lapisan tanah pendukung. Umumnya tahanan ujung tiang timbul ketika ujung tiang berada pada lapisan tanah keras, gaya tahanan ujung ini akan bekerja bila perpindahan yang terjadi masih diatas 0,4 % dari diameter tiang dan dalam ambang batas 6 % dari diameter tiang. Dan bila perpindahan yang terjadi pada suatu tiang masih berada dalam 0,4% dari diameter tiang, maka tahanan ujung belum terjadi atau belum tercapai. Seperti yang terlihat pada **Gambar 2.14**.



Gambar 2.14 Kurva Transfer Beban Tahanan Ujung

(Sumber: Geotechnical Engineering Center, 2005)

Daya dukung ujung tiang ultimit dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.10**.

$$Q_p = q_p \cdot A_p \dots \dots \dots (2.10)$$

Dimana:

Q_p = Daya dukung ujung tiang ultimit (kN)

q_p = Tahanan ujung per satuan luas (kN/m²)

A_p = Luas penampang bagian ujung tiang bor (m²)

Dalam buku *Drilled Shaft : Construction Procedures and Design Methods* yang ditulis O'Neil & Reese (1999) memperkenalkan perhitungan daya dukung fondasi tiang bor yang juga disebut sebagai metode FHWA. Perhitungan unit tahanan ujung ultimit, q_{max} yang diusulkan dapat dihitung atas 4 (empat) kategori material yaitu:

a. Tanah kohesif

Pada tanah kohesif, unit tahanan ujung ultimit dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.11**.

$$q_{max} = Nc^* \cdot s_u \dots \dots \dots (2.11)$$

Dimana:

$$Nc^* = 1,33(\ln I_r + 1)$$

$$I_r = \frac{E_s}{3s_u}$$

I_r merupakan *rigidity index* tanah, E_s adalah modulus young tanah dalam kondisi tidak terdrainase. Apabila nilai E_s tidak terukur, maka dalam perencanaan dapat menggunakan nilai seperti yang diperlihatkan pada

Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Nilai E_s/S_u Pada Tanah Kohesif dan Nilai Nc^*

Su (kPa)	Es/Su	Nc*
24	50	6,5
48	150	8,0
96	250	8,7
192	300	8,9

(Sumber: O'Neill & Reese, 1999)

Bila lapisan lempung pada ujung tiang mempunyai nilai $S_u \geq 96$ kPa maka $q_{max} = 9 \cdot S_u$ dapat digunakan dengan keakuratan cukup memadai. Jika panjang pembedaman tiang (L) lebih kecil dari tiga kali diameter tiang (D),

maka nilai unit tahanan ujung ultimit harus direduksi menggunakan **Persamaan 2.12.**

$$q_{max} = 0,667[1 + 0,1667(L/B)]Nc^*.s_u \dots\dots\dots(2.12)$$

Jika $L < 3B$

b. Tanah non-kohefif

O’Neil & Reese (1999) mengembangkan persamaan daya dukung ujung tiang dengan batasan penurunan yang mungkin terjadi 5% dari diameter tiang. Nilai unit tahanan ujung, q_b yang diusulkan dapat dilihat pada **Tabel 2.7.**

Tabel 2.7 Rekomendasi Nilai Unit Tahanan Ujung

Nilai N ₆₀	Q _b (kPa)
0 - 50	57,5 N ₆₀
Batas atas	2,9 Mpa

(Sumber: O’Neill & Reese, 1999)

Perhitungan daya dukung ujung berdasarkan hubungan langsung dari nilai SPT di sekitar ujung tiang bor. Nilai yang ada pada **Tabel 2.5** dapat diuraikan dalam **Persamaan 2.13** dan **Persamaan 2.14.**

Jika $L \geq 10$ m

$$q_b(kPa) = 57,5. N_{SPT} \leq 2,9 MPa \dots\dots\dots(2.13)$$

Jika $L < 10$ m

$$q_b(kPa) = \frac{L}{10 m} 57,5. N_{SPT} \leq \frac{L}{10 m} 2,9 MPa \dots\dots\dots(2.14)$$

Dimana nilai L adalah panjang tiang dalam satuan meter. **Tabel 2.5** membatasi nilai tahanan ujung tiang bor pada 2,9 MPa dengan penurunan sama dengan 5% dari diameter ujung tiang.

c. Material kohesif *Intermediate Geomaterials* (IGM)

Jika material kohesif IGM atau batuan tersebut massif (RQD = 100%) dan panjang penjepitan pada material tersebut $> 1,5B$, maka tahanan ujung tiang bor dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.15** dan **Persamaan 2.16.**

$$q_{max} = 2,5. q_u \dots\dots\dots(2.15)$$

Jika nilai RQD material antara 70-100% dan seluruh joint tidak terisi material lunak serta $q_u \geq 0,5$ Mpa maka:

$$q_{max} = 4,83. (q_u)^{0,51} \dots\dots\dots(2.16)$$

Dimana:

q_{max} = Unit tahanan ujung (MPa)

q_u = Rata-rata nilai kuat tekan bebas dari batuan

Tahanan ujung tiang bor pada material *jointed rock* dan kohesif IGM yang diusulkan oleh Carter & Kulhawy (1988) dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.17**.

$$q_{max} = \left(\sqrt{s} + \sqrt{m(\sqrt{s} + s)} \right) q_u \dots \dots \dots (2.17)$$

Parameter s dan m untuk material kohesif IGM secara kasar ekuivalen dengan nilai c' dan ϕ' pada tanah. Nilai s dan m pada material kohesif IGM dapat diperoleh dari **Tabel 2.8** dan **Tabel 2.9**.

Tabel 2.8 Deskripsi Material Batuan

Jenis Batuan	Deskripsi
A	Carbonated rocks with well-developed crystal cleavage (dolostone, limestone, marble)
B	Lithified argillaceous (mudstone, siltstone, shale, slate)
C	Arenaceous rocks (sandstone, quartz)
D	Fine grained igneous rocks (andesite, dolerite, diabase, rhyolite)
E	Coarse-grained igneous and methamorphic crystalline rocks (amphibolite, gabbro, gneiss, granite, norite, quartzdiorite)

(Sumber: Hoek, 1983)

Tabel 2.9 Nilai s dan m Berdasarkan Klasifikasi Jenis Batuan

Quality of Rock Mass	Joint Description and Spacing	S	Value of m and s function				
			A	B	C	D	E
Excellent	Intact (closed); spacing > 3m	1	7	10	15	1,7	25
Very good	Interlocking; spacing of 1 to 3 m	0,1	3,5	5	7,5	8,5	12,5
Good	Slightly weathered; spacing 1 to 3 m	0,04	0,7	1	1,5	1,7	2,5
Fair	Moderately weathered; spacing of 0,3 to 3 m	10-4	0,14	0,2	0,3	0,34	0,5
Poor	Weathered with Gouge (soft material); spacing of 30 to 300 mm	10-5	0,04	0,05	0,08	0,09	0,13
Very poor	Heavily weathered; spacing of less than 50 mm	0	0,007	0,01	0,015	0,017	0,025

(Sumber: Carter & Kulhawy, 1988)

d. Material non-kohefif *Intermediate Geomaterials* (IGM)

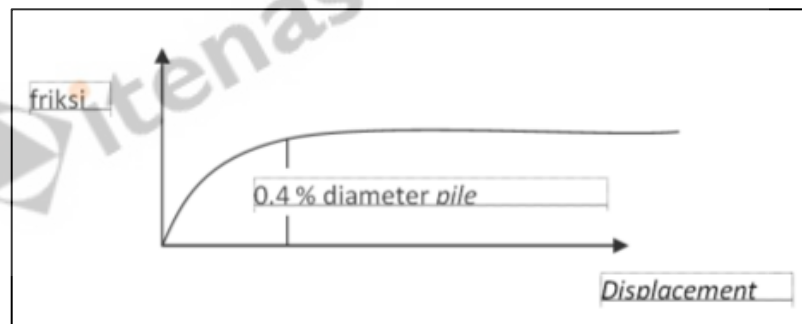
Daya dukung ujung tiang pada tanah non-kohefif dapat dihitung menggunakan metode *Intermediate Geomaterials* (IGM). Material non-kohefif IGM adalah material granular residual atau yang didepositkan dengan nilai $N_{spt} > 50$. Berdasarkan hasil eksperimen di material residual Piedmont, Mayne & Harris (1993) menganjurkan korelasi pada **Persamaan 2.18**.

$$q_{max} = 0,59 \left[N_{60} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vb}} \right) \right]^{0,8} \sigma'_{vb} \dots\dots\dots(2.18)$$

Dimana N_{60} adalah nilai N_{SPT} pada ujung tiang bor (tidak perlu dikoreksi terhadap tegangan efektif).

4. Daya dukung selimut tiang

Tiang akan mentranfer beban ke tanah melalui gesekan antara tiang dengan tanah di sekelilingnya. Bila butiran tanah kasar maka tanah di antara tiang akan semakin padat, dan gaya gesekan ini akan bekerja bila perpindahan yang terjadi masih dalam ambang batas 0,4 % dari diameter tiang. Seperti yang terlihat pada **Gambar 2.15**.



Gambar 2.15 Kurva Transfer Beban Tahanan Gesek

(Sumber: Geotechnical Engineering Center, 2005)

Daya dukung selimut tiang ultimit dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.19**.

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot p \dots\dots\dots(2.19)$$

Dimana:

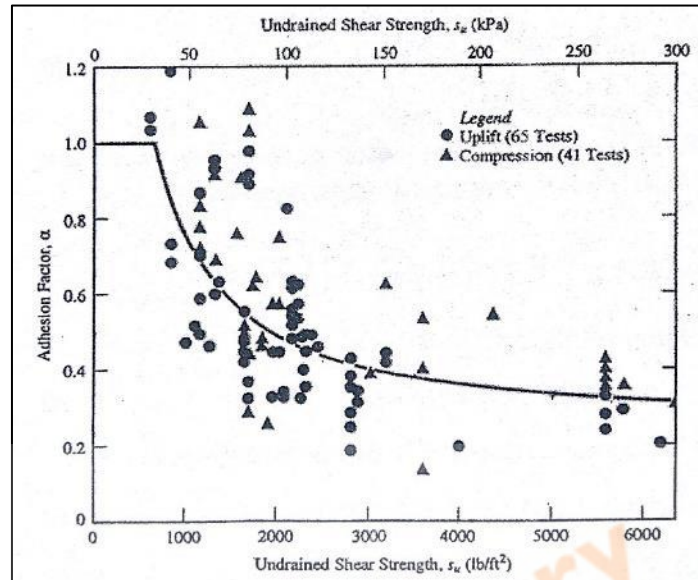
Q_s = Daya dukung ultimit selimut tiang (kN)

f_s = Gesekan selimut tiang (kN/m²)

L = Panjang tiang (m)

p = Keliling penampang tiang (m)

Kulhawy menyatakan bahwa faktor adhesi pada tanah kohesif tergantung pada besarnya kuat geser tanah. Nilai faktor adhesi dapat dilihat pada **Gambar 2.16**.



Gambar 2.16 Faktor Adhesi

(Sumber: Kulhawy, 1991)

Gesekan selimut tiang pada tanah kohesif dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.20**.

$$f_s = \alpha \cdot c_u \dots\dots\dots(2.20)$$

Dimana:

α = Faktor adhesi

c_u = Kohesi tanah (ton/m²)

Pada tanah non-kohesif, gesekan selimut dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.21**.

$$f_s = K_o \cdot \sigma'_v \cdot \tan\phi \dots\dots\dots(2.21)$$

Dimana:

K_o = Koefisien tekanan tanah saat diam (1-sin ϕ)

σ'_v = Tegangan vertikal efektif tanah (ton/m²)

ϕ = Sudut geser dalam tanah (°)

Bila tiang bor pada tanah berlapis, maka persamaan di atas dapat dimodifikasi menjadi **Persamaan 2.22**.

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_{si} \cdot l_i \cdot p \dots\dots\dots(2.22)$$

Dimana:

Q_s = Daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

f_{si} = Gesekan selimut tiang per satuan luas pada segmen ke-I (ton/m²)

l_i = Panjang segmen tiang ke-i (m)

p = Keliling penampang tiang (m)

O'Neill & Reese (1999) mengusulkan perhitungan gesekan selimut tiang terbagi menjadi 4 (empat) kategori material yaitu:

a. Pada tanah kohesif

Berdasarkan penelitian dari hasil pengujian tiang bor yang terinstrumentasi, ditemukan bahwa nilai faktor adhesi, α tidak konstan seperti yang direkomendasikan Reese & Wright (1977), namun bervariasi tergantung variasi kuat geser tanah. O'Neill & Reese merekomendasikan **Persamaan 2.23** dan **Persamaan 2.24**.

$$\alpha = 0,55 \text{ untuk } \frac{s_u}{p_a} \leq 1,5 \dots\dots\dots(2.23)$$

$$\alpha = 0,55 - 0,1 \left(\frac{s_u}{p_a} - 1,5 \right) \text{ untuk } 1,5 < \frac{s_u}{p_a} \leq 2,5,5 \dots\dots\dots(2.24)$$

Persamaan tersebut dapat digunakan untuk pembebanan aksial dan tarik. Penentuan nilai α ini didasarkan data-data pengujian tiang bor dengan nilai $s_u > 50$ kPa, diameter tiang ≥ 7 m. Chen & Kulhawy (1994) mengusulkan **Persamaan 2.25** dan **Persamaan 2.26** yang berbeda dari persamaan di atas.

$$\alpha = 0,29 + 0,19 \left(\frac{s_u}{p_a} \right) \text{ untuk pembebanan aksial tekan} \dots\dots\dots(2.25)$$

$$\alpha = 0,31 + 0,17 \left(\frac{s_u}{p_a} \right) \text{ untuk pembebanan aksial tarik} \dots\dots\dots(2.26)$$

Apabila nilai $s_u/p_a \geq 2,5$ maka material tersebut sudah termasuk material *intermediate geomaterials* atau batuan sangat lunak.

b. Pada tanah non-kohesif

Unit tahanan selimut fondasi tiang bor untuk tanah non-kohesif/pasir sama dengan fondasi tiang pancang metode Beta yang juga diadopsi AASHTO (2007) dan FHWA (1999) dengan menggunakan **Persamaan 2.27** dan **Persamaan 2.28**.

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v \leq 200 \text{ kPa} \dots\dots\dots(2.27)$$

$$\beta = 1,5 - 0,245\sqrt{z(m)}; \dots\dots\dots(2.28)$$

$$0,25 \leq \beta \leq 1,2$$

Ketika nilai N_{60} (tanpa koreksi tegangan efektif) ≤ 15 , nilai β dihitung dengan **Persamaan 2.28** hingga **Persamaan 2.31**.

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} \left(1,5 - 0,245\sqrt{z(m)} \right); N_{60} \leq 15 \dots \dots \dots (2.28)$$

Dengan catatan untuk tanah pasir,

$$\beta = 0,25 ; z > 26,14 \dots \dots \dots (2.29)$$

Untuk material *gravelly sands* atau *gravel*

$$\beta = 2,0 - 0,15[z(m)]^{0,75}; 0,25 \leq \beta \leq 1,8 \dots \dots \dots (2.30)$$

$$\beta = 0,25 ; z > 26,46 \text{ m} \dots \dots \dots (2.31)$$

FHWA (2010) mengusulkan perhitungan nilai β menggunakan **Persamaan 2.31** hingga **Persamaan 2.35**.

$$\beta \approx (1 - \sin\phi') \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\sin\phi'} \tan\phi' \dots \dots \dots (2.31)$$

$$\beta \leq K_p \tan\phi' \dots \dots \dots (2.32)$$

Dimana:

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} \approx 0,47(N_{60})^m \dots \dots \dots (2.33)$$

$m = 0,6$ untuk pasir bersih

$m = 0,8$ untuk pasir kelanauan atau lanau kepasiran

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} = 0,15N_{60} \text{ untuk gravel} \dots \dots \dots (2.34)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \dots \dots \dots (2.35)$$

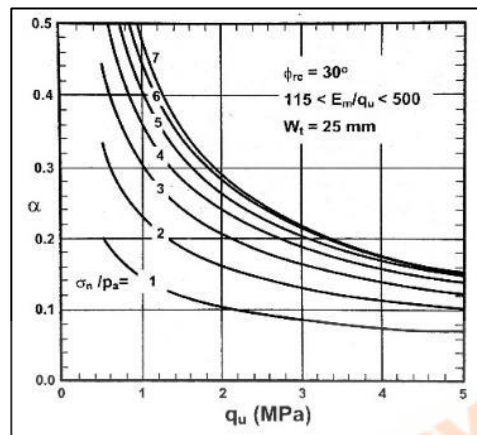
c. Material kohesif *Intermediate Geomaterials* (IGM)

Daya dukung selimut tiang pada tanah kohesif dapat dihitung menggunakan metode *Intermediate Geomaterials* (IGM). Pada umumnya, kuat geser material ini berkisar antara 50-500 t/m² seperti material batu lempung, clayshale, batu kapur dan bersifat *ductile*. Sehingga, pada perencanaan umumnya kondisi batas didasarkan pada defleksi aksial 25 mm dan tidak berdasarkan kondisi plastis. Perilaku material IGM juga sangat bergantung dengan kondisi lubang yang halus dan kasar saat pengeboran. Nilai pendekatan ultimit tahanan selimut (*apparent ultimate unit side resistance*) pada material IGM dapat ditentukan menggunakan **Persamaan 2.36** dan **Persamaan 2.37**.

$$f_a = \alpha \cdot q_u \text{ (dinding halus)} \dots\dots\dots(2.36)$$

$$f_a = \frac{q_u}{2} \text{ (dinding kasar) } \dots\dots\dots(2.37)$$

Nilai α pada **Gambar 2.17** hanya berlaku untuk sudut geser aktif antara beton dan material IGM, $\phi_{rc} = 30^\circ$ yang mana nilai ini mempresentasikan sudut geser *interface* dari material *clay-shale* di Texas (Hassan dkk, 1997).



Gambar 2.17 Faktor α Pada Material IGM

(Sumber: O’Neill dkk, 1996)

Jika pengujian laboratorium mengindikasikan nilai sudut geser *interface* $\neq 30^\circ$ maka nilai $\alpha_{\phi_{rc}=30^\circ}$ dari **Gambar 2.17** perlu dimodifikasi dengan menggunakan **Persamaan 2.38**.

$$\alpha = 1,73 \cdot \alpha_{\phi_{rc}=30^\circ} \cdot \tan \phi_{rc} \dots\dots\dots(2.38)$$

d. Material non-kohesif *Intermediate Geomaterials* (IGM)

Material non-kohesif *Intermediate Geomaterial* adalah material seperti pasir atau *gravel* dengan Nilai $N_{SPT} > 50$. Nilai ultimit tahanan selimut dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.39** hingga **Persamaan 2.43**.

$$f_{max} = \sigma'_v \cdot K_0 \cdot \tan \phi' \dots\dots\dots(2.39)$$

Dimana:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \dots\dots\dots(2.40)$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left\{ \left[\frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)} \right]^{0,34} \right\} \dots\dots\dots(2.41)$$

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \dots\dots\dots(2.42)$$

$$\sigma'_p = 0,2 \cdot N_{60} \cdot p_a \dots\dots\dots(2.43)$$

Nilai N_{60} adalah nilai N_{SPT} yang hanya dikoreksi energi.

5. Kapasitas daya dukung ijin tiang

Daya dukung ijin tiang adalah daya dukung *ultimate* dibagi dengan nilai faktor keamanan, yang dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.44**.

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots(2.44)$$

Dimana:

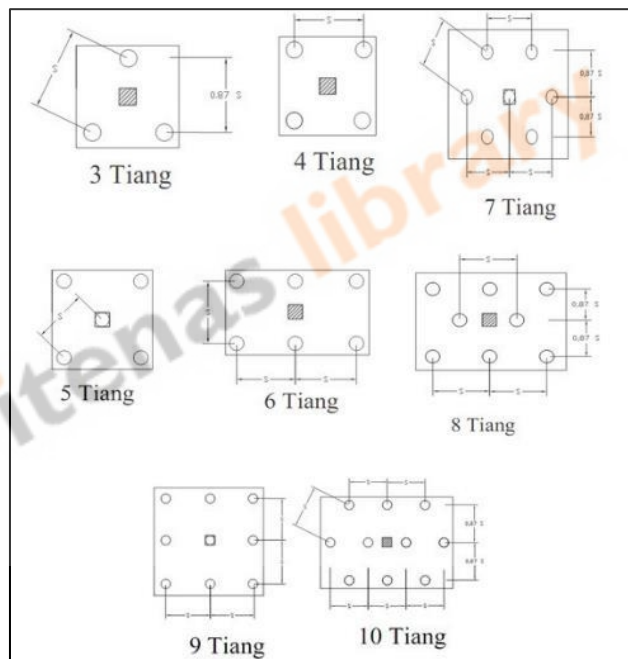
Q_{all} = Kapasitas daya dukung ijin

Q_{ult} = Kapasitas daya dukung *ultimate*

SF = Faktor keamanan

6. Susunan kelompok tiang

Contoh susunan konfigurasi kelompok tiang yang baik dapat dilihat pada **Gambar 2.18**.



Gambar 2.18 Susunan Kelompok Tiang

(Sumber: Hary Christady Harditmo, 2003)

7. Analisis tekuk (*buckling*) tiang akibat gaya lateral

Tekuk pada tiang umumnya terjadi pada tanah yang memiliki kekuatan rendah seperti gambut, pasir yang sangat lepas dan lempung lunak. Sebagai panduan sederhana, tanah dengan nilai N-SPT > 4 menurut ASTM D-1586 disekeliling tiang dapat menahan tertekuknya tiang, dengan catatan tidak ada gaya geser atau momen tekuk yang bekerja di atas tiang. Sebaliknya, tiang yang berada disekeliling tanah yang sangat lunak dapat mengalami tekuk sehingga perlu

dihitung pengaruh tekuk tersebut dengan menggunakan metode Davisson (1963) yang dapat dilihat pada **Persamaan 2.46** dan **Persamaan 2.47**.

$$U_{cr} = \frac{P_{cr} \cdot R^2}{E_p \cdot I_p} \text{ atau } P_{cr} = \frac{U_{cr} \cdot E_p \cdot I_p}{R^2} \dots \dots \dots (2.46)$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{k_h \cdot d}} \dots \dots \dots (2.47)$$

Dimana:

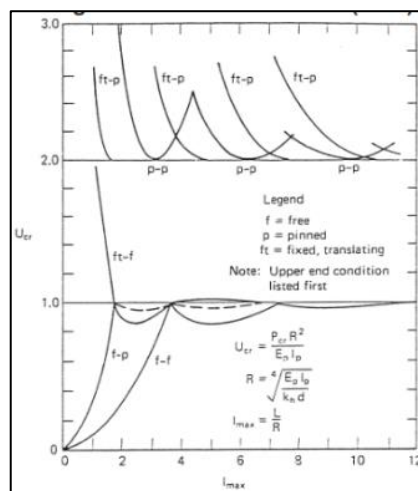
- U_{cr} = Rasio tanpa dimensi
- P_{cr} = Beban tekuk kritis
- E_p = Modulus elastisitas tiang
- I_p = Momen inersia tiang
- k_h = Modulus reaksi tanah dasar
- d = Diameter tiang

Dengan mengasumsikan k_h konstan pada profil tanah tertentu, maka nilai R dapat dihitung dan menggunakan grafik pada **Gambar 2.20** nilai U_{cr} dapat diperoleh, sehingga nilai P_{cr} dapat dihitung. Nilai umum k_h dapat dilihat pada **Tabel 2.10**.

Tabel 2.10 Nilai Modulus Reaksi Tanah Dasar (k_h)

Deskripsi Tanah	Modulus Reaksi Tanah Dasar (k_h)
Lempung sangat lunak	15 - 20
Lempung lunak	30 - 75
Pasir lepas	20

(Sumber: Hubbel inc, 2013)



Gambar 2.19 Grafik untuk Menentukan U_{cr}

(Sumber: Polous dan Davis, 1980)

2.5.5 Pelaksanaan Fondasi Tiang Bor

Dalam pelaksanaannya fondasi tiang bor terbagi menjadi 4 (empat) tahap sebagai berikut:

1. Pekerjaan persiapan

Pekerjaan dimulai dengan melakukan pengukuran oleh tim teknis untuk menentukan posisi lubang bor. Pertama tim teknis menentukan titik-titik tiang bor yang akan dibangun, penentuan ini harus sesuai dengan gambar kerja (*shop drawing*) yang telah ditentukan oleh perencana. Untuk memudahkan identifikasi lokasi titik bor yang sudah di ukur maka perlu dilakukan pemberian tanda menggunakan patok.

2. Pelaksanaan pengeboran

Pekerjaan pengeboran dilakukan pada titik-titik bor yang telah ditentukan sebelumnya. Sebelum mesin bor diletakan pada posisinya, semua persiapan kerja harus dicek. Dasar bawah dan atas dari mesin bor setelah dipasang harus datar dan stabil. Selama pengeboran tidak boleh terjadi pergeseran atau penurunan. Untuk menghindari keruntuhan lubang bor pada saat pengeboran maka digunakan *casing*. Setelah *casing* terpasang tanah yang terdapat dalam *casing* harus dibersihkan setelah bor mencapai kedalaman yang telah direncanakan.

3. Pemasangan tulangan

Pembentukan dan perakitan tulangan dilakukan di *workshop* sesuai dengan gambar rencana. Setelah lubang bor dibersihkan tulangan dimasukkan ke dalam tiang bor dengan bantuan alat *crane*. Penyambungan antar segmen dilakukan sesuai dengan gambar rencana.

4. Pengecoran beton

Setelah tulangan selesai dipasang di dalam lubang bor dilakukan pemasangan pipa tremie. Pipa tremie dipasang sepanjang lubang bor dimana ujung pipa tremie bertumpu pada dasar lubang untuk mencegah terjadinya segregasi beton. Campuran beton lalu dituangkan ke dalam lubang bor melalui pipa tremie hingga permukaan beton mencapai ketinggian yang diinginkan. Selama proses pengecoran berlangsung bagian ujung bawah pipa tremie harus terbenam di dalam beton. *Casing* harus dicabut 2 (dua) jam setelah proses pengecoran

selesai. Setelah pengecoran selesai, lubang juga harus di tutup kembali dengan pasir atau tanah setidaknya 4 jam setelah pengecoran selesai.

2.6 Stabilitas

Stabilitas ditunjukkan dengan nilai Faktor Keamanan (FK). Suatu fondasi dianggap berada pada titik keruntuhan jika faktor keamanannya kurang dari nilai faktor keamanan yang telah ditentukan. Penentuan faktor keamanan atau FK tergantung pada beberapa faktor, antara lain adalah sebagai berikut:

1. Jenis dan kepentingan struktur;
2. Variasi kondisi tanah;
3. Tingkat kehandalan penyelidikan geoteknik;
4. Jumlah dan jenis pengujian geoteknik;
5. Ketersediaan data uji pembebanan di dekat lokasi;
6. Tingkat pengawasan dan pengendalian mutu pekerjaan pondasi;
7. Probabilitas beban rencana yang akan terjadi sepanjang masa bangunan.

Untuk menentukan faktor keamanan dapat digunakan klasifikasi struktur bangunan menurut Pugsley (1966) sebagai berikut :

1. Bangunan monumental
Umumnya memiliki umur rencana melebihi 100 tahun, seperti Tugu Monas, Monumen Garuda Wisnu Kencana, jembatan-jembatan besar dan lain-lain.
2. Bangunan permanen
Umumnya adalah bangunan gedung, jembatan, jalan raya dan jalan kereta api dan memiliki umur rencana 50 tahun.
3. Bangunan sementara
umur rencana bangunan kurang dari 25 tahun, bahkan mungkin hanya beberapa saat saja selama masa konstruksi.

Faktor-faktor lain kemudian ditentukan berdasarkan tingkat pengendaliannya pada saat konstruksi.

1. Pengendalian Baik

Kondisi tanah cukup homogen dan konstruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan profesional, terdapat informasi uji

pembebanan di atau di dekat lokasi proyek dan pengawasan konstruksi dilaksanakan secara ketat.

2. Pengendalian Normal

Situasi yang paling umum, hampir serupa dengan kondisi di atas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang.

3. Pengendalian Kurang

Tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik.

4. Pengendalian Buruk

Kondisi tanah amat buruk dan sukar ditentukan, penyelidikan geoteknik tidak memadai.

Pada umumnya, nilai faktor keamanan yang sering digunakan berkisar antara 2 (dua) - 4 (empat) untuk kondisi operasional atau untuk beban yang bekerja selama operasi. Untuk menentukan nilai faktor keamanan dapat digunakan klasifikasi struktur bangunan yang dapat dilihat pada **Tabel 2.11**.

Tabel 2.11 Faktor Keamanan Berdasarkan Klasifikasi Struktur

Klasifikasi struktur bangunan	Bangunan monumental	Bangunan permanen	Bangunan sementara
Probabilitas Kegagalan yang dapat diterima	10-5	10-4	10-3
FK (pengendalian baik)	2,3	2,0	1,4
FK (pengendalian normal)	3,0	2,5	2,0
FK (pengendalian kurang)	3,5	2,8	2,3
FK (pengendalian buruk)	4,0	3,4	2,8

(Sumber: Reese & O'Neil, 1989; Pugsley, 1996)

Berdasarkan klasifikasi struktur bangunan di atas maka direkomendasikan menggunakan $FK = 2,5$, selanjutnya penentuan kapasitas ijin dari tiang dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.45**.

$$Kapasitas\ ijin\ tiang = \frac{kapasitas\ ultimit\ tiang}{2,5} \dots\dots\dots(2.45)$$

Mengacu pada SNI 8460:2017, perancangan *soldier pile* harus memenuhi persyaratan stabilitas dasar galian dari bahaya *basal heave*, *blow in* dan *piping*.

1. *Basal heave*

Basal heave adalah mengalirnya tanah ke dalam galian sebagai akibat terganggunya kesetimbangan daya dukung tanah pada level ujung bawah dinding penahan tanah. Dasar galian dinyatakan aman terhadap *heave* bila $FK_{heave} \geq 1,25$.

2. *Blow-in*

Blow-in dapat terjadi bila tanah pada dasar galian merupakan lapisan lempung (kedap air) yang relatif tipis dan di bawahnya terdapat lapisan berbutir (pasir, kerikil) yang merupakan akuifer terkekang. Berat lapisan kedap air tersebut tidak dapat mengimbangi tekanan air ke atas pada lapisan berbutir di bawahnya, sehingga pecah dan terdorong ke atas. Dasar galian dinyatakan aman terhadap *blow-in* bila $FK_{blow-in} \geq 1,25$.

3. *Piping (quick condition, sand boiling)*

Potensi *piping* ada bila jenis tanah pada dasar galian adalah pasir. *Piping* terjadi bila *exit gradient* melebihi *critical hydraulic gradient*. Keadaan ini menyebabkan rusaknya dasar galian seperti mendidih. Dasar galian aman terhadap *piping* bila $FK_{piping} \geq 1,5$.

2.7 Deformasi

Deformasi (penurunan) adalah perubahan bentuk, posisi, dan dimensi dari suatu benda (Kuang,1996). Berdasarkan definisi tersebut diatas dapat diartikan sebagai perubahan kedudukan atau pergerakan suatu titik pada suatu benda secara absolut maupun relatif. Dikatakan titik bergerak absolut apabila dikaji dari perilaku gerakan titik itu sendiri dan dikatakan relatif apabila gerakan itu dikaji dari titik yang lain. Perubahan kedudukan atau pergerakan suatu titik pada umumnya mengacu kepada suatu sistem kerangka referensi (absolut atau relatif).

Perancangan sistem fondasi yang merupakan gabungan antara fondasi tiang dan fondasi rakit harus memperhatikan beberapa kondisi sebagai berikut (SNI 8460:2017):

1. Tiang fondasi yang digunakan bersifat tiang friksi (*friction pile*);
2. Dalam mendesain penulangan fondasi tiang-rakit kondisi terkritik antara kombinasi 75% beban diterima fondasi rakit dan 25% diterima oleh fondasi

tiang dan kombinasi 25% beban diterima fondasi rakit dan 75% diterima oleh fondasi tiang;

3. Distribusi gaya-gaya yang masuk ke sistem fondasi tiang dan fondasi rakit harus dilakukan dengan metode numerik yang rasional;
4. Pada penggunaan tiang fondasi yang tidak berfungsi sebagai fondasi tiang permanen, maka perencana harus bisa menunjukkan bahwa pada saat tiang tidak dibutuhkan, tiang tersebut harus sudah gagal terlebih dahulu;
5. Penurunan bangunan yang menggunakan sistem fondasi tiang-rakit tidak boleh lebih dari 15 cm, kecuali dapat dibuktikan atau ditunjukkan bahwa struktur bangunan mampu mendukung penurunan maksimum yang terjadi dan tidak akan menimbulkan pengaruh pada lingkungan. Besaran ini bisa dilampaui apabila dapat dibuktikan tidak akan terjadi hal-hal negatif pada bangunan tersebut sendiri maupun terhadap lingkungan sekitarnya.

Untuk perancangan *soldier pile* toleransi defleksi dinding sangat tergantung pada kepadatan lingkungan sekitar. Dengan demikian tidak ada suatu nilai defleksi maksimum yang berlaku secara umum. Jika lingkungan sekitar tidak mensyaratkan defleksi maksimum yang lebih ketat, defleksi maksimum 0,5% H harus dianggap sebagai batas toleransi defleksi dinding. Hubungan antara kondisi tanah, kedalaman galian serta jarak dan kondisi gedung terdekat dalam menentukan batasan deformasi lateral izin dinding penahan tanah dapat dilihat pada **Tabel 2.12**.

Tabel 2.12 Batasan Maksimum Deformasi Lateral Dinding

Batas maksimum deformasi lateral pada Dinding	Lokasi gedung dan infrastruktur eksisting terdekat			
	Zona 1 ($x/H < 1$)	Zona 2 ($1 \leq x/H \leq 2$)	Zona 3 ($x/H > 2$)	
Tanah Tipe A			Tanah Tipe B	
Keterangan: x = jarak dari batas galian, H = Kedalaman galian, δw = defleksi dinding				
Batas izin maksimum deformasi ($\delta w/H$)	0,50%	0,70%	0,70%	1,00%

(Sumber: SNI-8460, 2017)

Keterangan:

1. Tanah Tipe A meliputi: tanah lempung dan lanau *overconsolidated* (*overconsolidated stiff clays dan silts*), tanah residual (*residual soils*), dan tanah pasir dengan kepadatan sedang sampai dengan padat (*medium to dense sands*).
2. Tipe Tanah B meliputi: tanah lempung dan lanau lunak (*soft clays, silts*), tanah organik (*organic soils*) dan tanah timbunan tidak terpadatkan (*loose fills*).

2.8 Drainase Bawah Permukaan

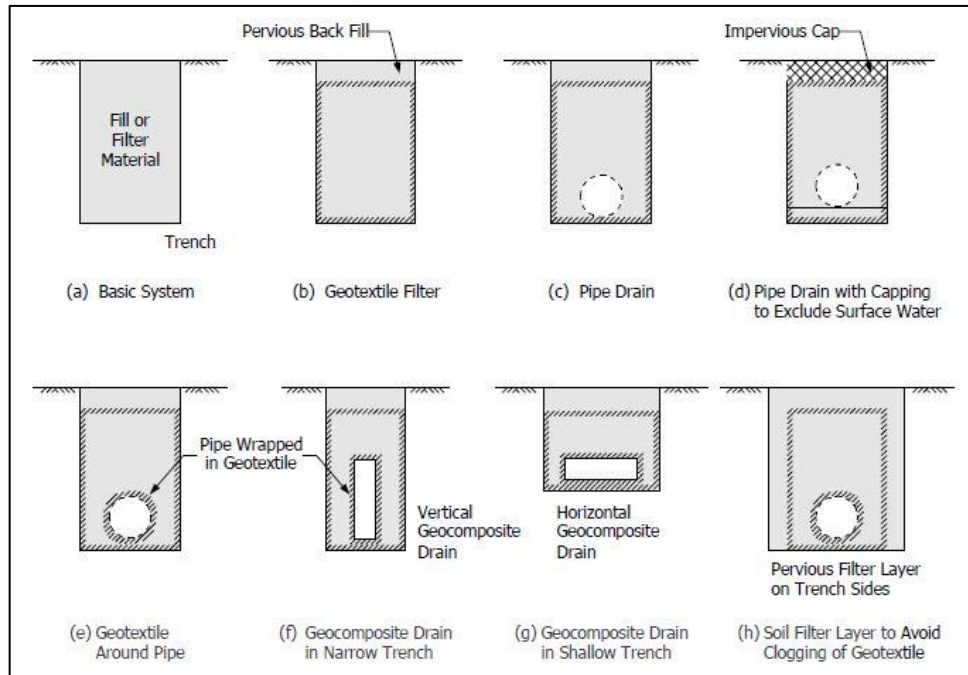
Drainase bawah permukaan dibuat dengan maksud untuk untuk mengalirkan air yang meresap ke dalam permukaan tanah dan mengalirkannya menuju saluran pembuangan. Sistem drainase bawah permukaan berfungsi untuk mengatasi tingginya muka air tanah yang dapat menimbulkan turunnya kuat geser tanah sehingga daya dukung tanah rendah. Dalam suatu sistem drainase bawah permukaan dapat dibedakan 3 (tiga) kategori drainase yakni lateral, kolektor dan drainase utama. Drainase lateral berfungsi untuk mengendalikan fluktuasi kedalaman air tanah dan mengalirkan air ke drainase kolektor yang selanjutnya dialirkan ke drainase utama. Sistem drainase bawah permukaan terbagi menjadi:

1. Drainase *mole* berupa lubang-lubang kecil bawah tanah;
2. Drainase pipa yang terbuat dari tanah liat, beton atau PVC yang ditanam di bawah tanah.

Apabila pipa-pipa lateral berakhir pada parit kolektor, maka sistem tersebut disebut sebagai sistem drainase pipa singular. Apabila kolektor juga terbuat dari pipa maka sistem tersebut disebut sistem drainase pipa komposit.

2.8.1 Jenis-jenis Saluran Drainase Bawah Permukaan

Jenis-jenis saluran drainase bawah permukaan yang umum digunakan dapat dilihat pada **Gambar 2.20**. Jenis drainase bawah permukaan ini dapat digunakan pada tanah datar, menurun atau miring.



Gambar 2.20 Jenis-jenis Saluran Drainase Bawah Permukaan

(Sumber: Urban Stormwater Management Manual for Malaysia, 2012)

Bagian dasar dari drainase bawah permukaan ditunjukkan pada **Gambar 2.20 (a)** yang merupakan parit dengan bahan pengisi atau saringan (biasanya pasir atau kerikil). Konfigurasi sederhana ini disebut *rubble drain* atau *French drain*.

Gambar 2.20 (b) menunjukkan penambahan lapisan geotekstil untuk mencegah partikel tanah halus terbawa masuk ke dalam bahan penyaring dan mengakibatkan penyumbatan. Jenis ini memiliki efektivitas yang rendah karena terbatasnya kemampuan untuk mengalirkan air.

Gambar 2.20 (c) menunjukkan penambahan pipa untuk menghasilkan drainase yang lebih cepat. Jenis ini adalah tipe drainase bawah permukaan yang paling umum. Pipa berlubang kaku atau fleksibel digunakan untuk memudahkan masuknya air. **Gambar 2.20 (d)** menunjukkan dua variasi lebih lanjut yaitu menggunakan lapisan penutup kedap air untuk kondisi dimana saluran dimaksudkan hanya untuk mengumpulkan air di bawah permukaan.

Gambar 2.20 (e), (f) dan **(g)** menunjukkan drainase bawah permukaan yang lebih rumit. Pipa dapat dilapisi geotekstil untuk mencegah terbuangnya bahan penyaring. Saluran drainase geokomposit dari berbagai konfigurasi dan material dapat disediakan.

Gambar 2.20 (h) menunjukkan lapisan eksternal bahan penyaring yang dipasang di sekeliling geotekstil yang melapisi bahan penyaring. Jenis ini digunakan jika ada kemungkinan partikel halus seperti endapan besi yang dapat menyumbat geotekstil. Secara umum, saluran drainase bawah tanah terhubung ke bak penampung atau saluran terbuka yang merupakan bagian dari sistem drainase permukaan.

2.8.2 Pelapis Saluran

1. Umum

Pelapis saluran digunakan pada drainase bawah permukaan untuk beberapa tujuan diantaranya:

- a. Untuk mencegah terbawanya material tanah yang berlebihan ke dalam saluran;
- b. Untuk meningkatkan permeabilitas dan kinerja hidrolik material di dekat saluran;
- c. Untuk meningkatkan luas permukaan efektif saluran;
- d. Untuk menstabilkan tanah di mana saluran ditempatkan.

Pelapis saluran digunakan untuk menghindari risiko tingginya garis muka air di sekitar pipa pembuangan bawah tanah, yang dapat menyebabkan ketidakstabilan tanah. Bahan pelapis juga meningkatkan efektivitas saluran seiring dengan meningkatnya luas permukaan saluran.

2. Bahan Penyaring

Bahan penyaring terdiri dari pasir bersih, kerikil dan batu pecah yang harus memenuhi beberapa persyaratan diantaranya:

- a. Bergradasi baik dengan campuran berbagai ukuran pasir dan memiliki permeabilitas yang memadai sebagai berikut:
 - 1) Pasir alami, kurang dari 5% lolos saringan 75 μm ;
 - 2) Batuan pecah yang disaring, ukuran 3 mm sampai 20 mm.
- b. Cukup kasar untuk tidak terbilas ke dalam pipa saluran drainase atau melalui pori-pori geotekstil;
- c. Stabil secara kimiawi dan tidak terpengaruh oleh perilaku tanah dan air tanah.

3. Penyaring Geotekstil

Permeabilitas geotekstil yang digunakan pada drainase bawah permukaan harus lebih besar dari permeabilitas tanah asli. Berikut adalah beberapa persyaratan umum yang harus dipertimbangkan:

- a. Permeabilitas yang diinginkan untuk geotekstil adalah 10 kali lipat dari permeabilitas tanah asli;
- b. Ada kecenderungan geotekstil untuk tersumbat pada beberapa lokasi, khususnya di mana terdapat garam besi, misalnya *scoria*. Oksidasi dapat menyebabkan pembentukan partikel karat pada permukaan penyaring, yang akan menyebabkan penyumbatan. Pada lokasi rawan terbentuknya karat penyaring berupa material berbutir harus digunakan sebagai pengganti geotekstil.

2.9 Beban Bangunan Gedung

Berdasarkan sifat dan kondisi pembebanannya, maka beban dapat dijabarkan menjadi:

2.9.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layanan terpasang lain termasuk berat *crane*.

Dalam menentukan beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak berwenang.

2.9.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lainnya yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati. Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lainnya harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum seperti yang telah ditentukan dalam **Tabel 2.13**.

Tabel 2.13 Beban Hidup Minimum

Hunian atau penggunaan	Merata (kN/m ²)	Terpusat (kN)
Gedung perkantoran:		
Lobi dan koridor lantai pertama	4,79	8,90
Kantor	2,40	8,90
Koridor di atas lantai pertama	3,83	8,90

(Sumber: SNI-1727, 2013)

2.9.3 Beban Angin

Beban angin yang digunakan pada desain sistem penahan beban angin utama (SPBAU) untuk bangunan tertutup atau tertutup sebagian tidak boleh lebih kecil dari 16 lb/ft² (0,77 kN/m²) dikalikan dengan luas dinding bangunan gedung dan 8 lb/ft² (0,38 kN/m²) dikalikan dengan luas atap bangunan gedung terproyeksi ke bidang vertikal tegak lurus terhadap arah angin yang diasumsikan.

2.9.4 Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang bekerja pada suatu struktur akibat dari pergerakan tanah yang disebabkan karena adanya gempa bumi (baik itu gempa tektonik atau vulkanik) yang mempengaruhi struktur tersebut. Pada peraturan perencanaan beban gempa SNI 1726:2002 digunakan faktor-faktor yang disesuaikan dengan perencanaan suatu struktur yang terdiri dari wilayah gempa, percepatan puncak muka tanah (A_0), faktor keutamaan gedung (I), faktor reduksi gempa (R), dan waktu getar alami (T_c). Faktor-faktor yang digunakan untuk menghitung faktor respon gempa (C) dapat dilihat pada **Persamaan 2.48** hingga **Persamaan 2.51**.

$$C_a = \frac{A_r}{T} \dots\dots\dots (2.48)$$

Dengan:

$$A_r = A_r \times T_c \dots\dots\dots (2.49)$$

$$T = \zeta \times n \dots\dots\dots (2.50)$$

$$A_m = 0.25 \times A_0 \dots\dots\dots (2.51)$$

Dimana:

A_r = Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C

A_m = Percepatan respons maksimum

T = Waktu getar alami struktur gedung (detik)

ζ = Koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung

n = Jumlah tingkat

Untuk pengaruh gaya lateral siklik yang diaplikasikan secara independen di kedua arah orthogonal maka pada setiap arah yang ditinjau, gaya lateral statik harus diaplikasikan secara simultan di tiap lantai.

Setiap struktur harus dianalisis untuk pengaruh gaya lateral siklik yang diaplikasikan secara independen di kedua arah orthogonal. Pada setiap arah yang ditinjau, gaya lateral statik harus diaplikasikan secara simultan di tiap lantai. Untuk tujuan analisis, gaya lateral di tiap lantai dapat dihitung menggunakan **Persamaan 2.52**.

$$F_x = 0,01 \cdot W_s \dots\dots\dots(2.52)$$

Dimana:

F_x = Gaya lateral rencana yang diaplikasikan pada lantai x

W_s = Bagian beban mati total struktur yang bekerja pada lantai x

2.10 Plaxis 2D (Berbasis Metode Elemen Hingga)

Plaxis adalah program elemen hingga untuk aplikasi geoteknik di mana digunakan model-mode 1 tanah untuk melakukan simulasi terhadap perilaku dari tanah. Pengembangan plaxis dimulai pada tahun 1987 di Universitas Teknik Delft (*Technical University of delft*) inisiatif Departemen tenaga Kerja dan Pengelolaan Sumber Daya Air Belanda (*Dutch Departemen of Public Works and Water Management*).

Metode elemen hingga (*finite element method*) adalah metode perhitungan yang didasarkan pada konsep diskretisasi, yaitu pembagian suatu sistem struktur, massa atau benda padat menjadi elemen-elemen yang lebih kecil. Pembagian ini memungkinkan sistem yang memiliki derajat kebebasan tidak terhingga menjadi derajat kebebasan terhingga. Metode elemen hingga juga merupakan metode pendekatan, semakin kecil pembagian elemen-elemen kecil semakin akurat perhitungan pendekatan melalui metode elemen hingga. Metode ini dapat digunakan untuk mengetahui deformasi ataupun tegangan yang terjadi pada suatu elemen yang disebabkan oleh distribusi beban atau gaya. Secara umum tahapan perhitungan menggunakan program Plaxis 2D terdiri dari:

1. Tahapan memasukan data (*input*)

Menjalankan suatu analisis berdasarkan metode elemen hingga dengan program Plaxis 2D, langkah pertama yaitu membuat sebuah model elemen hingga dan menentukan sifat-sifat material serta kondisi batasnya. Untuk membuat sebuah

model elemen hingga yang lengkap, pengguna terlebih dahulu harus membuat sebuah model geometri 2D yang terdiri dari titik-titik, garis-garis dan komponen-komponen lainnya dalam bidang $x-y$. Penyusunan jaring elemen hingga dan penentuan sifat-sifat serta kondisi batas pada tiap elemen dilakukan secara otomatis oleh pembentuk jaring elemen di dalam Plaxis berdasarkan masukan dari model geometri. Prinsipnya pada tahap memasukan data meliputi gambaran kontur geometri, kemudian tambahkan perlapisan tanah, objek-objek struktural, geometri yang diperlukan untuk memodelkan tahapan konstruksi, kemudian kondisi-kondisi batas dan diikuti dengan pembebanan.

2. Tahap perhitungan (*calculation*)

Program perhitungan memuat semua fasilitas untuk mendefinisikan dan memulai perhitungan elemen hingga. Tahapan perhitungan yang telah diselesaikan dengan sukses akan diindikasikan dengan *trick mark* berwarna hijau, sedangkan tahapan yang gagal diselesaikan akan diindikasikan dengan tanda silang berwarna merah.

3. Hasil perhitungan (*output*)

Hasil keluaran dari suatu perhitungan elemen hingga adalah perpindahan pada titik-titik tegangan. Selain itu, saat model elemen hingga mengikutsertakan elemen-elemen struktural, maka gaya-gaya struktural juga akan dihitung dalam elemen-elemen ini. Program keluaran memuat seluruh fasilitas untuk menampilkan hasil dari data masukan yang telah dibentuk serta hasil dari perhitungan elemen hingga.

Program Plaxis dilengkapi oleh beberapa fitur untuk meghadapi berbagai aspek struktur dan geoteknik. Ringkasan mengenai fitur-fitur dan uraian penting dalam Plaxis antara lain adalah sebagai berikut:

1. Pembentukan model geometri secara grafis

Masukan berupa perlapisan tanah, elemen-elemen struktur, tahapan konstruksi, pembebanan serta kondisi-kondisi batas dilakukan dengan menggunakan prosedur grafis yang mudah dengan bantuan komputer, yang memungkinkan pembuatan model geometri berupa penampang melintang yang mendetail. Dari model geometri ini jaring elemen hingga 2D dapat dengan mudah dibentuk.

2. Pembentukan jaring elemen secara otomatis

Plaxis secara otomatis akan membentuk jaring elemen hingga 2D yang acak dengan pilihan untuk memperhalus jaring elemen secara global maupun lokal.

3. Pelat

Elemen pelat dapat digunakan untuk memodelkan lentur dari dinding penahan, lapisan terowongan, elemen cangkang serta struktur-struktur tipis lainnya. Perilaku dari elemen-elemen ini diatur oleh kekakuan lentur, kekakuan arah normal penampang dan momen lentur batas. Sendi plastis dapat digunakan untuk elemen pelat yang bersifat elastoplastis saat momen batas termobilisasi. Elemen pelat dengan antarmuka dapat digunakan untuk melakukan analisis yang realistis dari struktur-struktur geoteknik.

4. Antarmuka (*Interface*)

Elemen antarmuka atau elemen penghubung dapat digunakan untuk memodelkan interaksi tanah dengan struktur. Sebagai contoh, elemen-elemen ini dapat digunakan untuk memodelkan zona tipis diantara lapisan terowongan dengan tanah disekelilingnya yang mengalami intensitas geser yang tinggi. Nilai sudut geser dan kohesi dari elemen antarmuka umumnya berbeda dengan nilai sudut geser dan kohesi dari tanah disekitarnya.

5. Baris Balok Tertanam (*Embedded Beam Rows*)

Elemen balok tertanam merupakan pendekatan yang disederhanakan untuk menangani deretan tiang dalam arah luar bidang dalam model regangan bidang 2D. Balok itu mewakili pergerakan deretan tiang di luar bidang dari masing-masing tiang. Kekakuan antarmuka harus dipilih sedemikian rupa sehingga menyumbang perbedaan antara perpindahan tanah dan perpindahan tiang dengan memindahkan beban dari struktur ke tanah dan sebaliknya. Baris balok tertanam dapat digunakan untuk memodelkan deretan struktural untuk mentransferkan beban ke tanah.

6. Tekanan air pori hidrostatik

Distribusi tekanan air pori yang kompleks dapat dihitung berdasarkan elevasi dari grafis freatik atau masukan langsung berupa nilai-nilai tekanan air. Sebagai alternatif, perhitungan aliran air statis dalam tanah dapat dilakukan untuk

memperoleh distribusi tekanan air pori pada masalah-masalah aliran statis atau rembesan.

7. Material

a. Model Material

Plaxis mendukung berbagai model konstitutif untuk memodelkan perilaku dari material tanah maupun material kontinum lainnya. Berikut adalah sebagian pembahasan singkat dari model-model material tersebut:

1) Model Elastisitas Linier

Model ini menyatakan hukum Hooke tentang elastisitas linier isotropis. Model ini meliputi 2 (dua) buah parameter kekakuan, yaitu modulus Young (E) dan angka Poisson (ν).

2) Model Mohr-Coulomb

Model yang sangat dikenal ini digunakan untuk pendekatan awal terhadap perilaku tanah secara umum. Model ini meliputi 5 (lima) buah parameter utama, yaitu modulus Young (E), angka Poisson (ν), kohesi (c), sudut geser (ϕ) dan sudut dilatasi (ψ).

3) Model *Hardening Soil*

Model ini merupakan model hiperbolik yang bersifat elastoplastis, yang diformulasikan dalam lingkup plastisitas dari pengerasan akibat friksi (*friction hardening plasticity*). Model berderajat dua ini dapat digunakan untuk memodelkan perilaku tanah pasir, kerikil serta jenis tanah yang lebih lunak seperti lempung dan lanau.

4) Model *Soft Soil*

Model ini merupakan model *Cam-Clay* yang digunakan untuk memodelkan perilaku tanah lunak seperti lempung terkonsolidasi normal dan gambut. Penggunaan model ini harus dibatasi untuk situasi yang didominasi terutama oleh kompresi. Model ini tidak direkomendasikan untuk digunakan pada masalah galian.

b. Jenis Perilaku Material

Program Plaxis menyediakan pilihan berupa 3 (tiga) buah jenis perilaku untuk setiap model tanah sebagai berikut:

1) Perilaku terdrainase

Dengan perilaku ini maka tekanan air pori berlebih tidak akan dibentuk sama sekali. Perilaku ini jelas untuk diterapkan pada kasus tanah-tanah kering, kasus dimana terjadi drainase penuh akibat permeabilitas yang tinggi (tanah pasir) dan juga pada kasus dimana kecepatan pembebanan sangat rendah.

2) Perilaku tidak terdrainase

Perilaku ini digunakan untuk pembentukan tekanan air pori berlebih secara penuh. Aliran air pori terkadang dapat diabaikan karena permeabilitas yang sangat rendah (tanah lempungan) atau akibat kecepatan pembebanan yang sangat tinggi. Seluruh klaster yang dispesifikasikan sebagai tidak terdrainase akan benar-benar bersifat tidak terdrainase, meskipun klaster atau sebagian dari klaster tersebut berada di atas grafis freatik (muka air tanah).

3) Perilaku tidak porus

Dengan perilaku ini maka baik tekanan air pori awal maupun tekanan air pori berlebih tidak akan diperhitungkan sama sekali. Aplikasi dari perilaku ini adalah pada simulasi model material beton atau untuk perilaku objek struktural. Perilaku tidak porus sering dikombinasikan dengan penggunaan Model Linear Elastis.

8. Tampilan keluaran (*Output*)

Program plaxis memiliki fitur-fitur grafis yang sangat baik untuk menampilkan hasil-hasil dari perhitungan. Nilai-nilai perpindahan, tegangan, regangan dan gaya-gaya dalam dari elemen struktural dapat diperoleh dari tabel keluaran. Keluaran berbentuk grafis maupun tabel dapat langsung dicetak, disimpan ke media penyimpanan ataupun langsung ke dalam memori *clipboard* untuk dapat digunakan dalam perangkat lain.

2.11 Penelitian Terkait Sebelumnya

Dalam laporan tugas akhir ini terdapat literatur tentang penelitian terkait sebelumnya berupa jurnal yang dijadikan acuan pelaksanaan penelitian dalam tugas akhir ini. Dalam jurnal yang ditulis oleh Ega Julia Fajarsari dan Sri Wulandari mahasiswa Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas

Gunadarma yang berjudul “Perencanaan Pondasi Tiang Bor Pada Proyek Cikini *Gold Center*”, dimana karakteristik jenis tanah pada lokasi proyek pembangunan adalah tanah kohesif atau tanah berbutir halus sehingga perhitungan daya dukung ujung tiang menggunakan metode Meyerhof dan daya dukung selimut tiang menggunakan metode Alpha (Tomlinson). Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh dimensi fondasi tiang bor dengan diameter 1 (satu) meter dan panjang tiang 20 (dua puluh) meter. Daya dukung tiang bor sebesar 147,894 ton hingga 419,84 ton. Penurunan fondasi tiang bor sebesar 0,09 meter hingga 0,13 meter. Daya dukung lateral tiang bor sebesar 4,53 ton hingga 11,69 ton. Defleksi yang terjadi akibat beban lateral adalah sebesar $\frac{1}{4}$ inchi atau 0,00635 meter.

Jurnal lainnya yang dijadikan acuan pelaksanaan dalam tugas akhir ini adalah jurnal yang ditulis oleh Mayangsari, As'ad Munawir dan Yulvi Zaika mahasiswa Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya dengan judul “Analisis Perbandingan Pondasi Tiang Pancang Dengan Pondasi Tiang Bor Pada Proyek Pembangunan Rumah Sakit Gigi dan Mulut Universitas Brawijaya”, dimana dalam perencanaan pondasi tiang pancang menggunakan perhitungan kapasitas daya dukung ujung batas menggunakan metode Mayerhof, Vesic serta Coyle dan Castello. Sedangkan dalam perhitungan daya dukung gesek batas menggunakan metode α , metode λ dan metode β yang diperoleh melalui uji laboratorium. Parameter tanah yang digunakan adalah ϕ , c dan γ pada kondisi tidak terdrainase. Melalui perhitungan daya dukung ujung batas dan daya dukung gesek batas diperoleh daya dukung ijin sebesar 742,28 kN. Selain data laboratorium juga diperoleh data hasil penyelidikan lapangan berdasarkan uji penetrasi standar (SPT). Hasil perhitungan daya dukung ijin menggunakan uji SPT yaitu sebesar 609,816 kN.