

2 LANDASANTEORI

2.1 Pembebanan Struktur Atas Berupa Gedung

2.1.1 Allowable Stress Design (ASD)

ASD (*Allowable Stress Design*) merupakan sebuah metode untuk menentukan member struktur sedemikian rupa sehingga secara elastis dihitung tegangan yang dihasilkan pada member oleh beban nominal tidak melebihi tegangan ijin yang ditentukan (Loads & Structures, 2017).

Sesuai dengan (ACI-318, 2014) Untuk setiap kombinasi beban terfaktor, kekuatan rencana pada seluruh penampang harus memenuhi $\phi S_n \geq U$. Interaksi antara feel beban harus dipertimbangkan.

- a $\phi P_n \geq P_u$
- b $\phi M_n \geq M_u$
- c $\phi V_n \geq V_u$
- d $\phi T_n \geq T_u$

Tabel 2.1 Faktor Reduksi ϕ

<i>Action or structural element</i>		ϕ	<i>Exceptions</i>
(a)	<i>Moment axial force, or combined moment and axial force</i>	0,65 to 0,90 in accordance with 21.22	<i>Near ends of pretensioned members where strands are not fully develop, ϕ shall be in accordance with 21.23</i>
(b)	<i>shear</i>	0,75	<i>Additional requirements are given in 21.24 for structures designed to resist earthquakes effects.</i>

<i>Action or structural element</i>		ϕ	<i>Exceptions</i>
(c)	<i>Torsion</i>	0,75	-
(d)	<i>Bearing</i>	0,65	-
(e)	<i>Post-tensioned anchorage Zones</i>	0,85	-
(f)	<i>Brackets and corbels</i>	0,75	-
(g)	<i>Struts, ties, nodal zones and bearing areas designed in accordance with struts-and-the method in chapter 23</i>	0,75	-
(h)	<i>Component of connections of precast members controlled by yielding of steel element in tension</i>	0,90	-
(i)	<i>Plain concrete element</i>	0,60	-
(j)	<i>Anchors in concrete elements</i>	0,45 to 0,75 in accordance with chapter 17	-

2.1.1.1 Kekuatan Axial dan Momen

Nilai f_y dibatasi maksimum 80.000 psi. Kekuatan maksimum aksial terdapat pada Tabel 2.2

Tabel 2.2 Kekuatan Maksimum Aksial

<i>Member</i>	<i>Tranverse reinforcement</i>	$P_{x, \max}$	
<i>Nonprestressed</i>	<i>Ties conforming to 22.4.2.4</i>	0,80 P_o	(a)
	<i>Spirals conforming to 22.4.2.5</i>	0,85 P_o	(b)

<i>Prestressed</i>	<i>Ties</i>	0,80 P _o	(c)
	<i>Spirals</i>	0,85 P _o	(d)
<i>Deep foundation member</i>	<i>Ties conforming to Ch.13</i>	0,80 P _o	(e)

Kuat tarik aksial nominal untuk *non prestressed*, komposit atau batang *prestressed*, $P_{nt,max}$ dapat dihitung dengan persamaan (2.1)

$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt} \quad (2.1)$$

Dimana $(f_{se} + \Delta f_p)$ tidak akan melebihi f_{py} dan A_{pt} adalah 0 untuk batang *non prestressed*

2.1.1.2 Geser

Kekuatan nominal satu arah pada satu penampang dapat dihitung pada persamaan (2.2)

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.2)$$

Untuk batang *nonprestressed*, V_c dapat dihitung dengan menggunakan Tabel 2.3

Tabel 2.3 V_c untuk Batang Nonprestressed

Kriteria	V_c	
$A_V \geq A_{Vmin}$	<i>Either of:</i>	(a)
	$\left[2\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	
$A_V < A_{Vmin}$	$\left[8\lambda(\rho_w)^{2/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(b)
	$\left[8\lambda\lambda(\rho_w)^{2/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(c)

V_c tidak dapat digunakan lebih dari $5\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$. Dalam gambar 2.3 nilai dari $\frac{N_u}{6A_g}$ tidak dapat digunakan lebih dari $0.05f'_c$. Ukuran faktor modifikasi λ_s dapat dihitung dengan persamaan (2.3).

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{d}{10}}} \leq 1 \quad (2.3)$$

V_c untuk batang *prestressed*, untuk batang lentur *prestressed* dengan $A_{ps}f_{se} \geq 0.4 (A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)V_c$ dapat dihitung sesuai dengan gambar 2.4 tetapi tidak melebihi dari $2\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$. Alternatif metode perhitungan V_c terdapat Tabel 2.4

Tabel 2.4 Metode Perhitungan V_c

Vc		
Least of (a), (b), and (c)	$\left\{0,6\lambda\sqrt{f'_c} + 700 \frac{V_u d_p}{M_u}\right\} b_w d^{[1],[2]}$	(a)
	$(0,6\lambda\sqrt{f'_c} + 700) b_w d$	(b)
	$5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	(c)

Tulangan geser satu arah, disetiap bagian dimana $V_u > \phi V_c$, tulangan transversal dapat dapat dihitung dengan menggunakan (2.4)

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (2.4)$$

Untuk batang tulangan satu arah dengan tulangan transversal, V_s untuk tulangan geser dapat dihitung dengan persamaan (2.1)

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} \quad (2.1)$$

a.
$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (2.5)$$

b.
$$V_s = 3 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.6)$$

Dimana s adalah jarak tulangan longitudinal pada tulangan geser. Dan A_v dapat menjadi area efektif untuk semua area lengan bar atau kabel dengan jarak. Untuk kuat geser satu arah yang dihasilkan oleh tulangan memanjang yang dibengkokkan. Tiga perempat bagian tengah dari bagian miring dari batang memanjang yang dibengkokkan boleh digunakan sebagai tulangan geser dalam batang *nonprestressed* jika sudut α diantara bilah bengkok dan batang longitudinal 30 derajat. Jika tulangan geser terdiri atas batang tunggal atau batang grup tunggal

paralel memiliki luas A_v , semua batang memiliki jarak yang sama dari perletakkan, V_s dapat lebih kecil dari:

2.1.2 LRFD (*Load and Resistance Factor Design*)

Metode LRFD (*Load Resistance Factor Design*) merupakan metode yang memproporsikan komponen struktur sedemikian hingga kekuatan desain sama atau melebihi kekuatan perlu komponen akibat aksi kombinasi beban DFBK. Dalam penulisan ini yang menjadi fokus perhatian yaitu pada kuat rencana kolom komposit. Tata cara perhitungan kuat rencana kolom komposit diatur dalam SNI 03-1729-2002 Pasal 12.3.2. Dalam pasal ini dinyatakan bahwa kuat rencana kolom komposit adalah sebagai berikut:

1. Periksa terhadap syarat luas minimum profil baja dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.7) sampai persamaan (2.16)

$$\frac{A_s}{A_c} > 4\% \quad (2.7)$$

2. Periksa syarat jarak sengkang/pengikat lateral:

$$ts = \frac{2}{3} \times b \quad (2.8)$$

3. Luas tulangan longitudinal

$$A_r = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 > 0,18 \times \text{jarak antar tulangan} \quad (2.9)$$

4. Luas tulangan pengekang lateral

$$A_r = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 > 0,18 \times \text{jarak antar tulangan} \quad (2.10)$$

5. Menghitung tegangan leleh kolom komposit

$$f_{my} = f_y + c_1 \cdot f_{yr} \cdot \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + c_2 \cdot f'_c \cdot \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \quad (2.11)$$

6. Menghitung modulus elastisitas kolom komposit

$$E_c = 0,041 \cdot w^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$E_m = E + c_3 \cdot E_c \cdot \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \quad (2.12)$$

7. Menghitung kelangsingan

$$\lambda_c = \frac{kc.L}{rm.\pi} \sqrt{\frac{fmy}{Em}} \quad (2.13)$$

8. Menghitung ω dan f_{cr}

Nilai dari ω ditentukan sebagai berikut:

$$\lambda_c \leq 0,25 \quad \text{maka } \omega = 1 \quad (2.14)$$

$$0,25 < \lambda < 1,2 \quad \text{maka } \omega = \frac{1,43}{1,6-0,67 \lambda_c} \quad (2.15)$$

$$\lambda_c \geq 1,2 \quad \text{maka } \omega = 1,25 \lambda_c^2 \quad (2.16)$$

9. Menghitung kekuatan rencana kolom komposit

$$N_u = \phi_c \cdot N_n$$

Dengan:

$$\phi_c = 0,85$$

$$N_n = A_s \cdot f_{cr} = \frac{fmy}{\omega}$$

Dengan:

A_s = luas penampang beton (mm²)

A_r = luas penampang tulangan longitudinal (mm²)

E = modulus elastis baja (MPa)

b = lebar profil baja (mm)

E_c = modulus elastisitas beton (MPa)

E_m = modulus elastisitas untuk perhitungan kolom komposit (MPa)

F_{cr} = tegangan tekan kritis (MPa)

F_{ym} = tegangan leleh untuk perhitungan kolom komposit (MPa)

F_y = tegangan leleh profil baja (MPa)

F'_c = kuat tekan karakteristik beton (MPa)

K_c = faktor panjang efektif kolom

N_n = kuat aksial nominal (N)

rm = jari-jari girasi kolom komposit (mm)

λ_c = parameter kelangsingan

ϕ_c = faktor reduksi beban aksial tekan

ω = faktor tekuk

Pada persamaan di atas, c_1 , c_2 , dan c_3 adalah koefisien yang besarnya:

1. Untuk pipa baja yang diisi beton:
 $c_1 = 1,0$, $c_2 = 0,6$, dan $c_3 = 0,4$
2. Untuk profil baja yang diberi selubung beton:
 $c_1 = 0,7$, $c_2 = 0,6$, dan $c_3 = 0,2$

Jari-jari girasi kolom komposit diambil lebih besar daripada jari-jari girasi profil baja dan kolom beton. Pendekatan yang konvensional adalah dengan menggunakan jari-jari girasi yang terbesar antara profil baja dan kolom beton, yang dapat diambil sebesar 0,3 kali dimensi dalam bidang tekuk. Hal tersebut dapat dihitung dengan persamaan (2.17)

$$r_m = r > 0,3 \cdot b \quad (2.17)$$

Dengan:

- r = jari-jari girasi profil baja dalam bidang tekuk
 b = dimensi terluar kolom beton dalam bidang tekuk

Kuat rencana maksimum yang dipikul oleh beton harus diambil dengan menggunakan persamaan (2.18)

$$1,7 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot A_b \quad (2.18)$$

gan:

- ϕ_c = faktor reduksi beban aksial tekan sebesar 0,6
 A_b = luas daerah pembebanan

2.2 Penyelidikan Tanah Lapangan

2.2.1 Bor Dalam (*Deep Boring*)

Penyelidikan tanah dengan metode ini bertujuan untuk mengetahui kekuatan tanah (N-SPT), jenis dan sifat-sifat tanah (*soil properties*) pada lokasi yang akan dibangun pondasi dari tiap tebal lapisannya. Tahapan pelaksanaan *deep boring* yaitu: melakukan pengumpulan data lapangan yang akan digunakan sebagai area pembangunan gedung, menentukan satu titik untuk *test boring*, memasang peralatan pada titik tersebut, pengeboran dilakukan terus menerus dengan cara *rotary drilling*.

2.2.1.1 Peralatan Bor

1. Mesin bor UD5/TASS/YBM/XY-1/XY-1A
2. Stangbor diameter 1.25" panjang 3 m
3. Stanbor diameter 1.25" panjang 1,5 m
4. Tripod diameter 3" panjang 3 m
5. Tabung contoh tanah
6. Perlengkapan kunci-kunci
7. Hammer SPT, Spoon SPT
8. Kanal
9. *Core varrel* diameter 2" panjang 2 m

2.2.1.2 Pengeboran

Pengeboran dilaksanakan dengan menggunakan bor *hydraulic* merk UD-5. Pengeboran dilaksanakan dengan sistem *rotary drilling*. Tabung inti (*core barrel*) yang digunakan adalah *single core barrel* diameter 73 mm, panjang 1.50 m. Bit yang digunakan adalah *Tungsten Carbide Bit* untuk mengangkat serbuk bor (sirkulasi) selama pengeboran berlangsung. Di dalam pekerjaan pengeboran dilakukan juga pekerjaan *Standard Penetration Test* (SPT). Selain itu di dalam pengeboran dilakukan pengambilan contoh tanah asli (*undisturb sample*) dan contoh tanah terganggu (*disturbed sample*). Tujuan dari pengambilan tanah asli adalah untuk melakukan pemeriksaan di laboratorium mekanika tanah, untuk mendapatkan sifat-sifat dan teknis dari tanah. Pengambilan contoh tanah terganggu (*disturb sample*) dilakukan setiap interval 0.50 m atau pada setiap perubahan lapisan tanah. Pengambilan contoh tanah terganggu ini dimasukkan untuk penentuan jenis tanah. Hasilnya disajikan dalam bentuk *boring log*.

2.2.1.3 Standard Penetration Test (SPT)

Standard Penetration Test dilakukan di dalam lubang bor setiap interval 2.00 m. Pengujian penetrasi standar ini dilakukan pada tanah dalam keadaan asli dengan menggunakan *Open Standard Split Barrel Sampler*. Hammer yang digunakan mempunyai berat 63.50 kg dengan tinggi jatuh 75 cm. Pengujian dilakukan dengan mempergunakan *Automatic Drop Hammer Device* sehingga hammer dapat jatuh dengan bebas tanpa gesekan. Sampler dipukul hingga masuk

(menembus) tanah sedalam 45 cm, dimana jumlah pukulan sepanjang 15 cm pertama tidak diperhitungkan. Nilai $SPT = N$ adalah sama dengan jumlah pukulan untuk penetrasi 30 cm berikutnya dan hasilnya disajikan dalam bentuk diagram bor (*boring log*).

2.2.1.4 Sampling dan Bor Dalam

Pengambilan contoh tanah asli dilakukan bersamaan dengan pelaksanaan bor dalam. Contoh tanah diambil menggunakan tabung pada kedalaman yang ditetapkan. Contoh tanah yang diperoleh tersebut, kemudian diberi lilin pada kedua ujungnya, agar contoh tanah *undisturbed*, serta kadar air dipertahankan konstan. Contoh tanah kemudian dibawa ke laboratorium.

2.2.1.5 Pengukuran Muka Air Tanah

Pengamatan muka air tanah pada masing-masing lubang bor dilaksanakan setelah pengeboran 24 jam selesai.

2.2.1.6 Pekerjaan Laboratorium

Dalam pekerjaan laboratorium dilakukan uji sifat-sifat indeks tanah (*Index properties*), meliputi:

1. Berat Isi (*Unit Weight*) berdasarkan ASTM D 2937 – 83

Berat isi suatu tanah adalah besarnya perbandingan berat tanah terhadap volume tanah. Berat isi suatu tanah terdiri atas berat isi basah atau berat isi suatu tanah asli dan berat isi kering atau berat kering suatu tanah terhadap volumenya

2. Kadar Air (*Water/Moisture Content*) berdasarkan ASTM D 2216 – 98

Kadar air suatu tanah adalah perbandingan antara berat air terhadap butirannya dari volume tanah yang diselidik.

3. *Atterberg Limit Test* berdasarkan ASTM D 4318 – 98

Atterberg Limit Test adalah suatu cara untuk mendapatkan gambaran mengenai gambaran batas-batas konsistensi dari suatu tanah berbutir halus dengan dengan mempertimbangkan kadar airnya. Batas-batas tersebut adalah batas cair, batas plastis. Batas cair atau *Liquid Limit* adalah kadar air tanah pada batas cair dan plastis. Batas cair dinyatakan dalam

bentuk kadar air yang dibutuhkan oleh tanah untuk menutup celah sepanjang 12.7 mm pada ketukan 25. Batas plastis atau *Plastis Limit* adalah kadar air pada keadaan plastis dan semi padat yaitu persentase kadar air dimana tanah dengan diameter silinder 3.2 mm mulai retak-retak ketika digulung. Indeks Plastisitas adalah selisih antara batas cair dan batas plastis yang merupakan interval kadar air dimana tanah masih bersifat plastis.

4. *Grain Size Distribution/* Penyebaran Partikel Butiran Tanah berdasarkan ASTM D 422

Tanah yang mempunyai ukuran lebih besar dari 0,075 mm (tertahan pada saringan no.200) dikerjakan dengan analisa saringan. Sedangkan untuk tanah yang ukuran butirannya lebih kecil dari 0,05 mm (lewat saringan no.200) dikerjakan dengan cara analisa (hidrometer).

2.2.1.7 Uji Sifat-Sifat Mekanis Tanah (*Engineering Properties Test*)

1. *Triaxial Compression Test* berdasarkan ASTM D 2850-87

Untuk menentukan karakteristik kuat geser tanah total (kohesi dan sudut geser).

2. *Consolidation Test* berdasarkan ASTM D 2435 – 90

Konsolidasi merupakan suatu proses berkurangnya volume atau rongga pori akibat pembebanan, dimana prosesnya dipengaruhi oleh kecepatan disipasi air pori keluar dari rongga tanahnya. Untuk mengetahui besarnya perubahan akibat pembebanan tersebut maka dilakukan pengujian konsolidasi.

2.2.2 Downhole Seismic

Seismic downhole merupakan salah satu metode yang digunakan untuk mengetahui sifat dan kualitas lapisan tanah berdasarkan perambatan gelombang seismik. Metode ini dilakukan untuk mengetahui secara jelas sifat tanah pada lokasi-lokasi yang akan didirikan struktur atau bangunan yang memerlukan daya dukung. Pengujian ini mengandalkan gelombang seismic pada pengaplikasiannya. Survei yang dilakukan dengan menggunakan downhole seismik dapat dilakukan

dengan melakukan pengeboran pada lubang terbuka atau casing pada akhir operasi pengeboran (Pandu et al., 2019).

2.2.2.1 Prosedur Pelaksanaan *Downhole Seismic*

Survei yang dilakukan dengan downhole seismic ini dilakukan dengan cara mengukur gelombang kompresi (P) serta mengukur gelombang geser (S) pada tanah. P dan juga S yang mana adalah hasil dari kecepatan gelombang, bisa digunakan untuk menentukan sifat fisik pada kecepatan tanah dan batuan yang berguna untuk penelitian geoteknik, melakukan evaluasi pada kondisi pondasi, menentukan karakteristik material yang terdapat di bawah permukaan tanah, menentukan batas-batas geologi, menganalisis kestabilan tanggul dan membantu dalam melakukan penentuan pada parameter desain sebuah struktur. Sketsa pemasangan *downhole seismic*

Data- data yang didapatkan akan menjadi dasar untuk digunakan sebagai masukan ke statis atau analisis dinamis, yang mana ini digunakan sebagai sarana untuk menghitung shear modulus, modulus young, poisson ratio dan juga sebagai data dasar seismic hazard analysis. Pengukuran downhole seismic ini dilakukan pada kedalaman interval 1 meter, pengujian ini dilakukan dengan memindahkan 3 macam komponen geophone dari satu kedalaman menuju ke kedalaman berikutnya, dengan memompa pompa-tangan dari permukaan tanah. Gelombang pertama dari P dan S akan ditentukan dari susunan time series yang akan ditampilkan pada tiap-tiap kedalamannya melalui layar PC. Waktu kedatangan dari gelombang P diperoleh dari *wave train vertikal*, serta kedatangan gelombang S diperoleh dari rata-rata *wave train horizontal* dengan arah yang berlawanan. Kedatangan waktunya dalam milisecond, kepresisian yang realistis untuk setiap data yang jelas tidak terkontaminasi oleh kebisingan atau gangguan getaran lain dari luar dengan cara filtering berdasarkan perangkat lunak yang kompetensi.

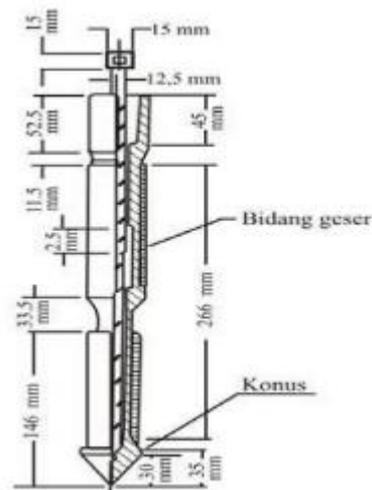
2.2.3 *Cone Penetration Test (CPT)*

Cone Penetration Test (CPT) atau sondir merupakan salah satu penyelidikan tanah yang berfungsi untuk memperkirakan letak lapisan tanah keras. Dari tes CPT ini didapatkan nilai perlawanan penetrasi konus. Perlawanan penetrasi konus merupakan perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dalam

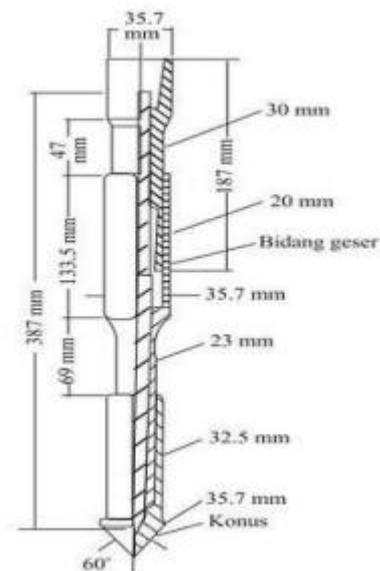
gaya persatuan luas. Sedangkan hambatan lekat merupakan perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus dalam gaya persatuan panjang. Nilai perlawanan penetrasi konus (q_c) yang diperoleh dari pengujian dapat langsung dikorelasikan dengan kapasitas dukung tanah. Tujuannya yaitu untuk menentukan daya dukung tanah dan jenis pondasi yang sesuai dengan bangunan yang akan didirikan di lokasi tersebut (Krisantos Ria Bela & Paulus Sianto, 2022).

2.2.3.1 Ketentuan dan Peryaratan

1. Konus
 - a. Konus yang digunakan harus memenuhi syarat seperti Gambar 2.2.2.
 - b. Ujung konus bersudut $60^\circ \pm 0,4$ m atau luas proyeksi konus = 10 cm^2 ,
 - c. Bagian runcing ujung konus berjari-jari kurang dari 3 mm. Konus ganda harus terbuat dari baja tipe dan kekerasan yang cocok untuk menahan abrasi dari tanah. Konus dalam keadaan tertekan dan tertarik dapat dilihat pada Gambar 2.2.2



Gambar 2.1 Konus dalam Keadaan Tertekan
(SNI 4153-2008, 2019)



Gambar 2.2.2. Konus dalam Keadaan Tertarik
(SNI 4153-2008, 2019)

2. Selimut (bidang) geser

Selimut (bidang geser yang digunakan harus memenuhi syarat-syarat sebagai berikut:

- a. Ukuran diameter luar selimut geser adalah 35,7 mm ditambah dengan 0 mm s.d 0,5 mm;
- b. Proyeksi ujung alat ukur penetrasi tidak boleh melebihi diameter selimut geser;
- c. Luas permukaan selimut geser adalah $150 \text{ cm}^2 \pm 3 \text{ cm}^2$;
- d. Sambungan-sambungan harus didesain aman terhadap masuknya tanah.
- e. Selimut geser pipa haus mempunyai kekasaran sebesar $0,5 \mu \text{ m AA} \pm 50\%$.

3. Pipa dorong

Batang-batang yang digunakan harus memenuhi syarat-syarat sebagai berikut:

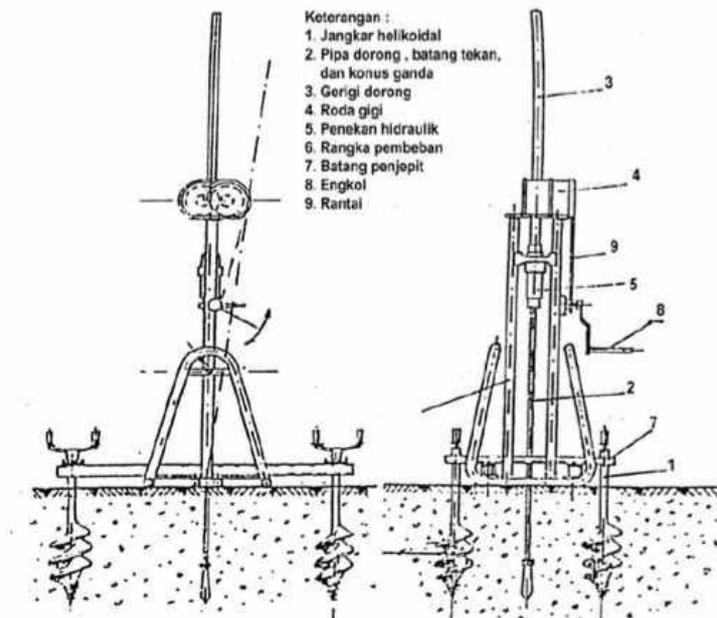
- a. Pipa terbuat dari bahan baja dengan panjang 1,00 m;
- b. Pipa harus menerus sampai konus ganda agar penampang pipa tidak tertekuk jika disondir/didorong;

- c. Ukuran diameter luar pipa tidak boleh lebih besar daripada diameter dasar konus ganda untuk jarak minimum 0,3 m di atas puncak selimut geser;
 - d. Setiap pipa sondir harus mempunyai diameter dalam yang tetap;
 - e. Pipa-Pipa tersambung satu dengan yang lainnya dengan penyekrupan, sehingga terbentuk rangkaian pipa kaku yang lurus;
 - f. 'Pipa bagian dalam harus dilumasi untuk mencegah korosi.
4. Batang Dalam
- a. Batang dalam terbuat dari bahan baja dan terletak di dalam pipa dorong;
 - b. Batang-batang dalam harus mempunyai diameter luar yang konstan;
 - c. Panjang batang-batang dalam sama dengan panjang pipa-pipa dorong dengan perbedaan kira-kira 0,1 mm;
 - d. Batang dalam mempunyai penampang melintang yang dapat menyalurkan perlawanan konus tanpa mengalami tekuk atau kerusakan lain;
 - e. Jarak ruangan antara batang dalam dan pipa dorong harus berkisar antara 0,5 mm dan 1,0 mm;
 - f. Pipa dorong dan batang dalam harus dilumasi dengan minyak pelumas untuk korosi;
 - g. Pipa dorong dan batang dalam harus bersih dari butiran-butiran untuk mencegah gesekan antara batang dalam dan pipa dorong.
5. Mesin pembebanan hidraulik

Mesin pembebanan yang digunakan harus memenuhi syarat-syarat sebagai berikut :

- a. Rangka mesin pembebanan harus dijepit oleh 2 buah batang penjepit yang diletakkan pada masing-masing jangkar helikoidal agar tidak bergerak pada waktu pengujian;
- b. Rangka mesin pembebanan berfungsi sebagai dudukan sistem penekan hidraulik yang dapat digerakkan naik/turun;
- c. Sistem penekan hidraulik terdiri atas engkol pemutar, rantai, roda gigi, gerigi dorong dan penekan hidraulik yang berfungsi untuk mendorong/menarik batang dalam dan pipa dorong;

- d. Pada penekan hidraulik terpasang 2 buah manometer yang digunakan untuk membaca tekanan hidraulik yang terjadi pada waktu penekanan batang dalam, pipa dorong dan konus (tunggal atau ganda). Untuk pembacaan tekanan rendah disarankan menggunakan manometer berkapasitas 0 Mpa s.d 2 Mpa dengan ketelitian 0,05 Mpa. Untuk pembacaan tekanan menengah digunakan manometer berkapasitas 0 Mpa s.d 5 Mpa dengan ketelitian 0,05 Mpa, dan untuk pembacaan tekanan tinggi digunakan manometer berkapasitas 0 Mpa s.d 25 Mpa dengan ketelitian 0,1 Mpa. Rangkaian alat penetrasi konus (sondir Belanda) dapat dilihat pada Gambar 2. 3



Gambar 2. 3. Rangkaian alat penetrasi konus (sondir Belanda)

2.2.3.2 Cara Pengujian

Pengujian *Cone Penetration Test* (CPT) merupakan metode geoteknik yang digunakan untuk menentukan sifat mekanik tanah. Adapun langkah-langkah dalam melakukan CPT adalah sebagai berikut:

1. Persiapan Alat dan Bahan, pastikan alat CPT siap digunakan termasuk kerucut (cone), silinder, dan perangkat pengukuran lainnya. Kemudian tentukan lokasi pengujian di lapangan berdasarkan kebutuhan proyek.

2. Pemasangan Peralatan, Pasang rig CPT di lokasi yang telah ditentukan. Rig ini biasanya terdiri dari mesin hidraulik yang akan menekan cone ke dalam tanah.
3. Pengujian Awal (*Zero Reading*) Lakukan pembacaan awal untuk memastikan peralatan berfungsi dengan baik dan untuk mengkalibrasi instrumen.
4. *Penetration Cone*, Cone ditekan secara kontinu ke dalam tanah dengan kecepatan konstan (biasanya 2 cm per detik). Kemudian Selama penetrasi, ukur resistensi ujung (*tip resistance*) dan gesekan selubung (*sleeve friction*) menggunakan sensor pada cone.
5. Pengumpulan Data, Data dikumpulkan secara real-time dan ditampilkan dalam bentuk grafik atau tabel. Data ini mencakup tekanan ujung, gesekan selubung, dan, jika dilengkapi, tekanan pori.
6. Penarikan Cone, Setelah mencapai kedalaman yang diinginkan, cone ditarik kembali ke permukaan. Proses ini dilakukan secara perlahan untuk menghindari kerusakan pada alat.
7. Analisis Data, Data yang diperoleh dianalisis untuk menentukan profil tanah, termasuk jenis tanah, konsistensi, dan kepadatan. Selain itu Data juga dapat digunakan untuk menghitung parameter geoteknik seperti sudut geser dalam, koefisien permeabilitas, dan lainnya.
8. Pelaporan, Hasil pengujian dan analisis data dikompilasi dalam laporan yang mencakup interpretasi data, grafik, dan rekomendasi untuk desain geoteknik.

2.2.3.3 Prosedur Pengujian

1. Tegakkan batang dalam dan pipa dorong di bawah penekan hidraulik pada kedudukan yang tepat;
2. Dorong/tarik kunci pengatur pada kedudukan siap tekan, sehingga penekan hidraulik hanya akan menekan pipa dorong;
3. Putar engkol searah jarum jam, sehingga gigi penekan dan penekan hidraulik bergerak turun dan menekan pipa luar sampai mencapai kedalaman 20 cm sesuai interval pengujian;

4. Pada tiap interval 20 cm lakukan penekanan batang dalam dengan menarik kunci pengatur, sehingga penekan hidraulik hanya menekan batang dalam saja (kedudukan 1, lihat Gambar 5);
5. Putar engkol searah jarum jam dan jaga agar kecepatan penetrasi konus berkisar antara 10 mm/s sampai 20 mm/s \pm 5. Selama penekanan batang pipa dorong tidak boleh ikut turun, karena akan mengacaukan pembacaan data.

2.3 Penyelidikan Tanah Laboratorium

Uji laboratorium dilakukan terhadap semua contoh tanah asli (*undisturbed*) yang mewakili (*representatif*), untuk mendapatkan indeks properties dan sifat-sifat teknis lapisan tanah. Fungsi dari uji laboratorium adalah untuk mendapatkan data yang berguna dalam mengidentifikasi serta mengklasifikasikan tanah secara tepat. Ketelitian dari hasil yang diperoleh dari penyelidikan tanah tergantung dari banyak faktor yang dimulai pada saat pertama kali proses penyelidikan dilakukan sampai dengan cara penyelidikan di laboratorium dilakukan.

2.3.1 Uji Kadar Air

Kadar air tanah (w) didefinisikan sebagai rasio berat air terhadap berat kering agregat. Kadar air merupakan perbandingan antara berat air (W_w) dengan berat butiran (W_s) dan dinyatakan dengan persen. Cara untuk memperoleh kadar yaitu dengan cara sejumlah tanah dikeringkan dalam oven dengan suhu 100°C – 110°C untuk waktu tertentu. Air yang hilang karena pengeringan merupakan sejumlah air yang terkandung dalam tanah.

2.3.2 Uji Kadar Berat Isi

Berat isi merupakan perbandingan antara berat tanah kering dengan suatu volume tanah termasuk volume pori tanah. Berat isi tanah dinyatakan dalam gram/cm³. Berat isi ditentukan dengan porositas dan kepadatan tanah. Untuk tanah yang memiliki tekstur halus memiliki porositas yang tinggi dan berat tanah yang lebih rendah dibandingkan tanah berpasir.

2.3.3 Analisis Butiran

Sesuai (Badan Standardisasi Nasional, 2008) uji analisis butiran dilakukan untuk mendapatkan gradasi tanah pada klasifikasi tanah bagi perencana maupun pengawas lapangan. Analisis butiran dilakukan dengan dua cara yaitu dengan hidrometer dan uji analisis saringan. Analisis butiran dengan uji saringan dibedakan menjadi 2 cara yaitu analisa saringan fraksi yang tertahan saringan No.10 (2.00 mm) dan analisis saringan fraksi yang lolos saringan No.10 (2.00 mm).

2.3.4 Atterberg Limits

Sesuai SNI (Standar Nasional Indonesia, 1990) uji penentu batasan plastisitas dan indeks plastisitas tanah terdiri dari dua prosedur yaitu penggelengan menggunakan telapak tangan dan penggelengan menggunakan alat geleng batas cair.

2.3.5 Triaksial

Uji triaksial dilakukan untuk mengetahui kekuatan geser tanah dan kohesi pada tanah. Uji triaksial dapat dilakukan dengan tiga cara yaitu, *Unconsolidated Undrained* (UU) (tak terkonsolidasi – tak terdrainase), *Consolidated Undrained* (CU) (terkonsolidasi – tak terdrainase), *Consolidated Drained* (CU) (terkonsolidasi – terdrainase).

2.3.6 Uji Konsolidasi

Uji konsolidasi dilakukan untuk menentukan sifat kemampatan tanah dan karakteristik konsolidasinya yang merupakan fungsi dari permeabilitas tanah. Sifat kemampatan tanah dinyatakan dalam koefisien kemampatan volume (m_v) atau dengan indeks kompresi (C_c). Karakteristik konsolidasi dinyatakan dalam koefisien konsolidasi (C_v) yang menggambarkan kecepatan kompresi tanah terhadap waktu.

2.4 Lapisan dan Klasifikasi Tanah

Komposisi tanah mencakup distribusi ukuran relatif partikel butiran, karakteristik utama (mineralogi, angularitas, bentuk), dan positas. Untuk mendapatkan lapisan suatu tanah dapat dilakukan dengan cara pemboran dan pengambilan contoh tanah, penetrasi konus, dan pendugaan dilatometer. Pada sistem klasifikasi *Unified*, tanah diklasifikasikan ke dalam tanah berbutir kasar (kerikil dan pasir) jika kurang dari 50% lolos saringan nomor 200, dan apabila lebih

dari 50% lolos saringan no.200 material tersebut disebut sebagai tanah berbutir halus. Tanah berbutir kasar dipisahkan sebagai pasir dan kerikil oleh saringan no.4. Apabila 50% atau lebih dari butir kasar tertahan oleh saringan no.4, butir tanah tersebut digolongkan kedalam kerikil. Bila lebih dari 50% lolos saringan no.4, butiran tersebut digolongkan sebagai pasir. Adapun simbol-simbol yang digunakan dalam klasifikasi USCS adalah sebagai berikut:

- W : *Well graded* (tanah dengan gradasi baik)
- P : *poorly graded* (tanah dengan gradasi buruk)
- L : *Low plasticity* (plastisitas rendah) ($LL < 50$)
- H : *high plasticity* (plastisitas tinggi) ($LL > 50$)

Tanah berbutir kasar memiliki simbol seperti: GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM, dan SC. Klasifikasi tanah berbutir halus ditandai dengan simbol ML, CL, OL, ME, CH, dan OH yang diperoleh dengan cara menggambar batas cair dan indeks plastisitas tanah yang bersangkutan pada bagan plastisitas.

2.4.1 Penentuan Lapisan Tanah

Menurut Joseph E. Bowles percobaan Standar Penetrasi Test (SPT) ini digunakan untuk menentukan kepadatan relative lapisan tanah dari pengambilan contoh tanah dengan tabung sehingga diketahui jenis tanah dan ketebalan tiap-tiap lapisan kedalaman tanah dan untuk memperoleh data yang kualitatif pada perlawanan penetrasi tanah secara menetapkan kepadatan tanah yang tidak berkoheesi yang sulit diambil sampelnya.

Standard Penetration Test (SPT) dilakukan dengan memasukkan alat *split spoon* atau *split barrel sampler* pada lubang bor, dan dengan memakai sebuah beban penumbuk (*drive weight*) seberat 63,5 kg dilakukan penetrasi sedalam 45 cm, 15 cm pertama tidak diperhitungkan. Jumlah pukulan ditentukan untuk memasukkan 30 cm. Jumlah pukulan ini disebut nilai N dengan satuan *blow/feet*. Diperoleh nilai N yang menunjukkan kepadatan relatif dari tanah berbutir kasar dan konsistensinya dari tanah berbutir halus. Bila tiga kali bacaan test SPT secara berurutan memperoleh nilai $N \geq 60$ maka dikatakan tanah keras. Dalam menggunakan data SPT terdapat kelebihan dan kekurangan. Adapun kekurangan dan kelebihan pengujian SPT menurut Laurence D. Wesley sebagai berikut:

1. Dapat dipakai dimana-mana
2. Dapat dilakukan pada segala macam tanah, termasuk tanah yang sangat keras atau padat.
3. Ada banyak korelasi dengan sifat tanah lain, khususnya kepadatan relative, kemungkinan terjadi likuifaksi dan kekuatan geser tak terdrainase.

Kerugian pengujian SPT menurut Lurence D. Wesley adalah sebagai berikut:

1. Perlu ada lubang bor sehingga harus ada mesin bor, yang berarti tanah pada dasar lubang bor sudah tidak asli akibat cara melaksanakan pengeboran.
2. Pengujian ini adalah cara dinamis dan peralatan untuk melakukannya sedikit kasar.
3. Pengujian empiris, sehingga diperlukan korelasi dengan parameter-parameter lain.
4. Belum ada standar yang lengkap tentang cara melakukan pengujian SPT, khususnya cara menjatuhkan beban penumbuk boleh dengan cara “jatuh bebas” atau dengan kabel tetap disambung pada tabung.

Tes *Deep Boring* adalah pekerjaan pengambilan tanah asli untuk mengetahui kondisi tanah per – *layer* dan jika dimungkinkan sampai ke tanah keras. Dalam *boring* ini sekaligus dilakukan dengan tes *undisturbed* dan *disturbed sampling* serta SPT (*Standard Penetration Test*) disetiap interval 2 m. Tanah tak terganggu (*undistrubed soil sample*) adalah tanah yang terletak dibawah permukaan tanah yang memiliki struktur berbeda dari tanah terganggu (*disturbed soilsample*) karena tanah tersebut masih belum terganggu oleh faktor luar. Sedangkan tanah terganggu merupakan tanah yang memiliki distribusi ukuran partikel sama dengan seperti di tempat asalnya, tetapi strukturnya telah cukup rusak atau hancur seluruhnya.

Tujuan pengambilan sampel tanah utuh diperlukan untuk berbagai analisa sifat fisik tanah seperti penentuan bobot isi tanah (*bulk density*), ruang pori total (porositas) tanah, permeabilitas, penentuan pH, penentuan distribusi pori, kandungan atau kadar air yang tersedia bagi tanaman dll. Sedangkan tujuan

pengambilan sampel tanah terganggu untuk kepentingan analisa kimia dan establan agregat (*agregat stability*). Pengambilan contoh tanah asli dan contoh tanah terganggu dilaksanakan pada setiap interval 0,5 m atau pada setiap perubahan tanah. Pengambilan contoh tanah ini dimaksudkan untuk penentuan jenis dari tanah dan hasilnya akan disajikan didalam *boring log*, setelah *boring log* selesai selanjutnya dilakukan pengamatan muka air tanah didalam lubang bor setelah dilakukan pemboran selesai, kapasitas *boring* ini maksimal sampai 6 m, yaitu dengan pelaksanaan sebagai berikut: menentukan satu titik test *boring*, memasang peralatan pada titik tersebut, pengambilan sample dilakukan menggunakan tabung yang ditutup dengan parafin pada kedua ujungnya, dan dimasukkan ke dalam plastik, setiap plastik diberi keterangan sample untuk dibawa ke laboratorium, semua *sample* harus dihindari dari benturan dan sinar matahari (Prayogo & Saptowati, 2016).

2.4.2 Penentuan Lapisan dan Klasifikasi Tanah Berdasarkan Uji CPT

Uji sondir dilakukan untuk mengetahui elevasi lapisan keras (*Hard Layer*) dan homogenitas tanah dalam arah lateral. Hasil *Cone Penetration Test* dimuat dalam bentuk diagram sondir yang mencatat nilai tahanan konus dan friksi selubung, kemudian digunakan untuk menghitung daya dukung pondasinya yang diletakkan pada tanah tersebut.

2.5 Parameter Tanah

Parameter tanah merupakan ukuran atau acuan untuk mengetahui atau menilai hasil suatu proses perubahan yang terjadi dalam tanah baik dari sifat fisik dan jenis tanah. Setelah mendapatkan stratifikasi dari penampang melintang bidang yang mewakili daerah kajian maka selanjutnya harus mendapatkan data-data yang menjelaskan *properties* dari tiap-tiap strata dalam stratifikasi tersebut, baik itu *soil properties*, analisis ukuran butiran, Atterberg limit, *Direct Shear Test*, maupun *Consolidation Test*.

2.5.1 Densitas

Densitas tanah merupakan ukuran massa tanah per satuan volume. Densitas tanah penting dalam berbagai aspek geoteknik karena mempengaruhi stabilitas dan

kekuatan tanah. Densitas (ρ) adalah perbandingan antara massa (m) batuan per satuan unit volume (V) seperti pada persamaan (2.19)(Widodo et al., 2020).

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (2.19)$$

Sedangkan ada beberapa faktor yang mempengaruhi nilai densitas bulk suatu batuan diantaranya yaitu komposisi mineral (densitas mineral dan fraksi volume), porositas (pori dan fracture) dan porositas fluida pori batuan.

2.5.2 Poisson's Ratio

Menurut (Ikhsan et al., 2018) Angka Poisson's Ratio merupakan rasio atau perbandingan antara regangan transversal (tegak lurus) terhadap regangan longitudinal pada saat mengalami tegangan aksial, baik tarik maupun tekan di dalam kondisi elastis. *Poisson's Ratio* dapat di definisikan pada

Tabel 2.5 Nilai Tipikal Poisson's Ratio

Material	<i>Poisson's Ratio</i>
<i>Saturated clays (undrained)</i>	0,5
<i>Saturated clays (drained)</i>	0,2-0,4
<i>Dese sand</i>	0,3-0,4
<i>Loose sand</i>	0,1-0,3
<i>Loses</i>	0,1-0,3
<i>Ice</i>	0,36
<i>Aluminum</i>	0,35
<i>Steel</i>	0,29
<i>Concrete</i>	0,15

2.5.3 Porositas (n)

Porositas (n) merupakan perbandingan antara volume rongga (V_v) dengan volume total (V) adapun persamaannya sebagai berikut. Nilai porositas dapat dinyatakan dalam bentuk persen ataupun desimal. Dalam mencari nilai porositas dapat menggunakan persamaan (2.20)

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2.20)$$

Pada tanah, rongga (V) adalah volume ruang kosong yang terisi oleh fluida (baik air maupun gas) (Hardiyatmo,2002).

2.5.4 Void Ratio (e)

Void ratio (e) adalah rasio antara ruang yang tidak ditempati oleh partikel padat (*volume void*) dengan volume partikel dalam suatu masa tanah. Dalam menentukan *void ratio* dapat dilihat pada persamaan (2.21)

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1 - n} \quad (2.21)$$

Void ratio bisa mencapai 0.3 pada tanah padat atau tanah bergradasi baik (jauh lebih kecil dalam batuan) hingga lebih besar dari 2.0 untuk tanah lempung lunak atau tanah organik seperti gambut. Secara teoritis porositas berada pada kisaran 0-100%. Adapun nilai tipikal dari *void ratio* terdapat pada Tabel 2.6

Tabel 2.6 Nilai Tipikal Void Ratio

Type of soil	Void ratio, e	Natural moisture content in a saturated state (%)	Dry Unit weight γ_d	
			lb/ft ²	kN/m ⁴
Loose uniform sand	0,8	30	92	14,5
Dense uniform sand	0,45	16	115	18
Loose angular-grained silty sand	0,65	25	102	16
Dense angular-grained silty sand	0,4	15	121	19
Stiff clay	0,6	21	108	17
Soft clay	0,9-1,4	30-50	73-93	11,5-14,5
Loose	0,9	25	86	13,5
Soft organic clay	2,5-3,2	90-120	38-51	6-8
Glacial till	0,3	10	134	21

2.5.5 Bulk Density

Bulk Density atau berat volume tanah adalah petunjuk kepadatan tanah, semakin padat tanah maka *bulk density* semakin tinggi (Harahap et al., 2021). Hal

ini berarti semakin sulit meneruskan air. Berat volume tanah sangat penting untuk diketahui, informasi mengenai nilai tipikal dari berat volume tanah untuk berbagai jenis tanah sangat berguna untuk mengetahui tekanan *overburden* pada kedalaman yang berbeda. Nilai tipikal berat volume kering dan jenuh Tabel 2.7

Tabel 2.7 Nilai Tipikal Berat Volume Kering dan Jenuh

	<i>Bulk unit Weight</i> (kN/m ³)		<i>Saturated unit weight</i> m(kN/m ³)	
	<i>Loose</i>	<i>Dense</i>	<i>Loose</i>	<i>Dense</i>
<i>Gravel</i>	16	18	20	21
<i>Well graded sand and gravel</i>	19	21	21,5	23
<i>Coarse or medium sand</i>	16,5	18,5	20	21,5
<i>Well graded sand</i>	18	21	20,5	22,5
<i>Fine or silty sand</i>	17	19	20	21,5
<i>Rock fill</i>	15	17,5	19,5	21
<i>Brick hardcore</i>	13	17,5	16,5	19
<i>Slag fill</i>	12	15	18	20
<i>Ash fill</i>	6,5	10	13	15
<i>Peat (high variability)</i>		12		12
<i>Organic clay</i>		15		15
<i>Soft clay</i>		17		17
<i>Firm clay</i>		18		18
<i>Stiff clay</i>		19		19
<i>Hard clay</i>		20		20
<i>Stiff or hard glacial clay</i>		21		21

2.5.6 Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas merupakan parameter paling umum sebagai ukuran kekakuan. Hal ini diperlukan dalam menentukan deformasi termasuk penurunan tanah. Modulus kekakuan tak terdrainase pada tanah lempung umumnya di estimasikan dengan pendekatan nilai rasio modulus E_u/c_u . Adapun nilai tipikal dari modulus elastisitas terdapat pada Tabel 2.8

Tabel 2.8 Nilai Tipikal Modulus Elastisitas

Type	Strength of Soil	Elastic modulus, (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	
Fine sand	Very dense		40-100	
	Loose		5-10	
	Medium		10-25	
	Dense		25-30	
Silt	Soft	<10		<8
	Soft	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

2.5.7 *oedometer Modulus (E_{oed})*

Modulus oedometer atau modulus terbatas, mempunyai dimensi tegangan. Menurut hukum Hooke, hubungan antara modulus young dan modulus oedometer dapat dilihat dari persamaan (2.22)

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (2.22)$$

Memasukan nilai tertentu untuk salah satu alternatif G atau E_{oed} akan menghasilkan perubahan modulus young sementara nilai *void ratio* (ν) tetap sama.

2.5.8 *Specific Gravity*

Berat spesifik atau *specific gravity* tanah (Gs) adalah sebagai perbandingan antara berat volume padat (γ_s) dengan berat volume air (γ_w) pada temperatur 4° C.

Gs tidak memiliki dimensi, berat spesifik dari beberapa jenis tanah berkisar 2,65 sampai 2,75. Nilai berat spesifik $G_s = 2,67$ sering digunakan untuk tanah-tanah tak berkoheisi. Sedangkan untuk tanah kohesif tak organik nilai berat spesifiknya berada diantara 2,68 sampai 2,72 (hardiyatmo,2002).

2.5.9 Sudut Geser Efektif (ϕ')

Australian Standards for Retaining Walls (AS 4678) menyarankan nilai untuk c' dan ϕ' berdasarkan kelompok tanah yang terdapat pada Tabel 2.9

Tabel 2.9 2.9 Nilai Tipikal C' dan ϕ'

Kelompok Tanah	Tipikal Tanah	Parameter Tanah	
		C'	ϕ'
Buruk	Tanah lempung lunak dan teguh dengan plastisitas sedang ke tinggi; lempung berlanau; isian lempung bervariasi lepas; lanau berpasir lepas.	0-5	17-25
Sedang	Lempung berpasir kaku; lempung berkerikil; pasir berlempung padat; lanau berpasir; isian lempung padat.	0-10	26-32
Bagus	Pasir berkerikil; pasir padat; isian kerikil dan batu pasir pecah; pasir padat bergradasi baik	0-5	32-37
Sangat Bagus	Batu terlapukan lemah; isian lapis dasar jalan terkontrol; kerikil dan beton daur ulang.	0-25	36-43

2.5.10 Kuat Geser Tanah

Kuat geser tanah merupakan kemampuan tanah untuk melawan tegangan geser yang terjadi pada saat tanah diberikan beban. Hancurnya butir-butir tanah bukan menjadi penyebab utama terjadinya keruntuhan geser melainkan karena adanya gerakan relatif antar butir-butir tanah tersebut (Widodo et al., 2020). Kuat geser tanah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.23).

$$S = c + \sigma \tan \phi \quad (2.23)$$

Dimana :

S : kekuatan geser tanah

c : kohesi tanah

σ : tegangan normal

ϕ : sudut geser dalam tanah

Parameter kuat geser tanah diperlukan untuk melakukan analisis kapasitas dukung tanah, stabilitas lereng, dan gaya dorong pada dinding penahan tanah. Berdasarkan teori Mohr (1910) kondisi keruntuhan suatu bahan terjadi diakibatkan karena adanya kombinasi keadaan kritis dari tegangan geser dan tegangan normal. Adapun parameter dari data DCP dapat dilihat pada Tabel 2.10

Tabel 2.10 Parameter dari Data DCP

<i>Materials</i>	<i>Description</i>	DCP-n (Blows/100 mm)	Strength
<i>Clays</i>	<i>V.Soft</i>	0-1	$C_u = 0-12$ kPa
	<i>Soft</i>	1-2	$C_u = 12-25$ kPa
	<i>Firm</i>	2-3	$C_u = 25-50$ kPa
	<i>Stiff</i>	3-7	$C_u = 50-100$ kPa
	<i>V.Stiff</i>	7-12	$C_u = 100-200$ kPa
	<i>Hard</i>	>12	$C_u > 200$ kPa
<i>Sands</i>	<i>V.Loose</i>	0-1	$\phi < 30^\circ$
	<i>Loose</i>	1-3	$\phi = 30 - 35^\circ$
	<i>Med dense</i>	3-8	$\phi = 35 - 40^\circ$
	<i>Dense</i>	8-15	$\phi = 40 - 45^\circ$
	<i>V.Dense</i>	>15	$\phi > 45^\circ$
<i>Gravels, Cobbles, Boulders</i>		>10	$\phi = 35^\circ$
		>20	$\phi > 40^\circ$
<i>Rock</i>		>10	$C' = 25$ kPa, $\phi > 30^\circ$
		>20	$C' > 50$ kPa, $\phi > 30^\circ$

2.5.11 Indeks Kompresi (Cc)

Indeks kompresi (Cc) adalah nilai parameter suatu tanah yang digunakan untuk memprediksi besarnya penurunan (*settlement*) tanah yang mengalami pemampatan akibat beban yang terjadi di atasnya. Nilai Cc bisa ditentukan melalui percobaan di laboratorium atau dengan memakai rumus empiris. Adapun beberapa rumus empiris yang sudah ada dari hasil penelitian terdahulu yaitu:

$$C_c = 0,54 \times (e_0 - 0,35) \quad (2.24)$$

Kulhawy dan Myne (1900) mengklasifikasikan tanah lempung berdasarkan kompresibilitas yang ditunjukkan pada tabel 2.1. Winterkorn dan Fang (1975) mengelompokkan nilai-nilai C_c yang menunjukkan bahwa nilai-nilai tersebut secara signifikan lebih besar untuk tanah-tanah yang tidak terganggu dibandingkan dengan tanah-tanah yang dibentuk kembali. Berikut beberapa nilai empiris korelasi untuk C_c dirangkum pada tabel 2.2. Korelasi lebih lanjut untuk C_c diberikan oleh Sridharan dan Nagaraj (2000) dan Djoenaidi (1985). Klasifikasi kompresibilitas berdasarkan C_c terdapat pada Tabel 2.11

Tabel 2.11 Klasifikasi Kompresibilitas Berdasarkan C_c

<i>Compressibility</i>	C_c
<i>Slight or low</i>	<0,2
<i>Moderate of intermediate</i>	0,2 - 0,4
<i>High</i>	>0,4

Tabel 2.12 Korelasi empiris untuk C_c

<i>Correlation</i>	<i>Comments</i>	<i>References</i>
$C_c = 0,009$ (LL-10)	<i>Undisturbed clay of sensitivity less than 4. Reliability \pm 30%</i>	Terzaghi and Peck (1948)
$C_c = 0,007$ (LL-10)	<i>Remoulded Clay</i>	Skempton (1944)
$C_c = 0,0046$ (LL-9)	<i>Sao Paulo, Clay</i>	Cozzolino (1961)
$C_c = 0,0186$ (LL-30)	<i>Soft silty Brazilian clays</i>	Cozzolino (1961)
$C_c = 0,01$ (LL-13)	<i>All clays</i>	USACE (1990)
$C_c = 0,008$ (LL-8,2)	<i>Indiana soil</i>	Lo and Lovell (1982)
$C_c = 0,21 + 0,008 LL$	<i>Weathered & soft Bangkok Clays</i>	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0,30$ ($e_0 - 0,27$)	<i>Inorganic silty clays</i>	Hough (1957)
$C_c = 1,15$ ($e_0 - 0,35$)	<i>All clays</i>	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0,75$ ($e_0 - 0,50$)	<i>Soils of very low plasticity</i>	Azzouz et al. (1976)

$C_c = 0,4 (e_0 - 0,25)$	<i>Clays from Greece & parts of US</i>	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0,41 G^{1,2}_s \left(\frac{1+e_0}{G_s} \right)^{2,382}$	<i>90 samples: Bowles (1988) suggest e_0 be less than 0,8.</i>	Rendon-Herrero (1980)
$C_c = 0,256 + 0,43 (e_0 - 0,84)$	<i>Brazillian Clays</i>	Cozzolino (1961)
$C_c = 0,54 (e_0 - 0,35)$	<i>All clays</i>	Nishida (1956)
$C_c = 0,22 + 0,29 e_0$	<i>Soils of very low plasticity</i>	Balasubramaniam and Brenner (1981)
$C_c = 0,575 e_0 + 0,241$	<i>French clays</i>	Golderg et al (1979)
$C_c = 0,5363 (e_0 - 0,411)$	<i>Indiana soils</i>	Lo and Lovell (1982)
$C_c = 0,496 e_0 - 0,195$	<i>Indiana soils</i>	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0,40 (e_0 - 0,25)$	<i>Clays from Greece & parts of US</i>	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0,01 W_n$	<i>Chicago clays</i>	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0,01 W_n$	<i>Canada clays</i>	Koppula (1981)
$C_c = 0,0115 W_n$	<i>Organic soil clays , peat</i>	USACE (1990) and Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0,012 W_n$	<i>All clays</i>	USACE (1990)
$C_c = 0,01 (W_n - 5)$	<i>Clays from Greece & parts of US</i>	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0,0126 W_n - 0,162$	<i>Indiana soils</i>	Lo and Lovell (1982)
$C_c = 0,008 W_n + 0,20$	<i>Wheathered & soft Bangkok Clays</i>	Balasubramaniam and Brenner (1981)
$C_c = 0,0147 W_n - 0,213$	<i>French clays</i>	Balasubramaniam and Brenner (1981)
$C_c = (1+e_0) [0,1 + 0,006 (W_n - 25)].$	<i>Varved clays</i>	USACE (1990)

Nilai tipikal indeks kompresi untuk tanah lempung tidak terganggu dapat dilihat pada Tabel 2.13

Tabel 2.13 Nilai Tipikal Indeks Kompresi Untuk Tanah Lempung Tidak Terganggu

<i>Soil</i>	<i>Cs</i>	<i>References</i>
Normally consolidated medium sensitive clays	0.2-0.5	Holtz and Kovacs (1981)
Organic silt and clayey silts (ML-MH)	1.5-4.0	
Organic clays (OH)	>4	
Peats (Pt)	10-15	
Boston blue clay, undisturbed (CL)	0.35	Lambe and Whitman (1979)
Chicago clays undisturbed (CH)	0.42	
Cincinnati clay (CL)	0.17	
Louisiana clay, undisturbed (CH)	0.33	
New Orleans clay undisturbed (CH)	0.29	
Siburua clay (CH)	0.21	
Kaolonite (CH/CL)	0.21-0.26	
Na-Monmorilonite (CH)	2.6	
Chicago silty clay (CH)	0.15-0.30	
Boston blue clay (CL)	0.3-0.5	
Vicksburg buckshot clay (CH)	0.5-0.6	Holtz and Kovacs (1981)
Swedish medium sensitive clays (CL-CH)	1-3	
Canadian Leda clays (CL-CH)	1-4	
Mexico City clay (MH)	7-10	USACE (1990)
San Francisco Bay mud (CL)	0.4-1.2	
Bangkok clays (CH)	0.4	
Uniform sand, loose (SP)	0.05-0.06	
Uniform sand, dense (SP)	0.02-0.03	USACE (1990)
Uniform silts (ML)	0.2	

2.5.12 Indeks *Swelling* (C_s)

Indeks swelling (C_s) merupakan kemiringan pada bagian linear dari plot e - $\log \sigma'$ yang menunjukkan tingkat pengembangan dari suatu tanah. Indeks pemuaian lebih kecil dari indeks pemampatan dan biasanya dapat ditentukan di laboratorium. Pada umumnya, Untuk menentukan nilai Indeks *Swelling* maka dapat melihat persamaan (2.25).

$$C_s = \frac{1}{5} \text{ sampai } \frac{1}{10} C_c \quad (2.25)$$

Batas cair, batas plastis. Indeks pemampatan dan pemuaian tanah asli dapat dilihat dilihat pada Tabel 2.14

Tabel 2.14 Indeks pemampatan dan pemuaian tanah asli

Tanah	Batas Cair	Batas Plastis	Indeks Pemampatan C_c	Indeks Pemuaian C_s
Lempung Beton Blue	41	20	0,35	0,07
Lempung Chicago	60	20	0,4	0,07
Lempung Ft.Gordon Georgia	51	26	0,12	
Lempung New Orleans	80	25	0,3	0,05
Lempung Montana	60	28	0,21	0,05

2.5.13 Koefisien Konsolidasi (C_v)

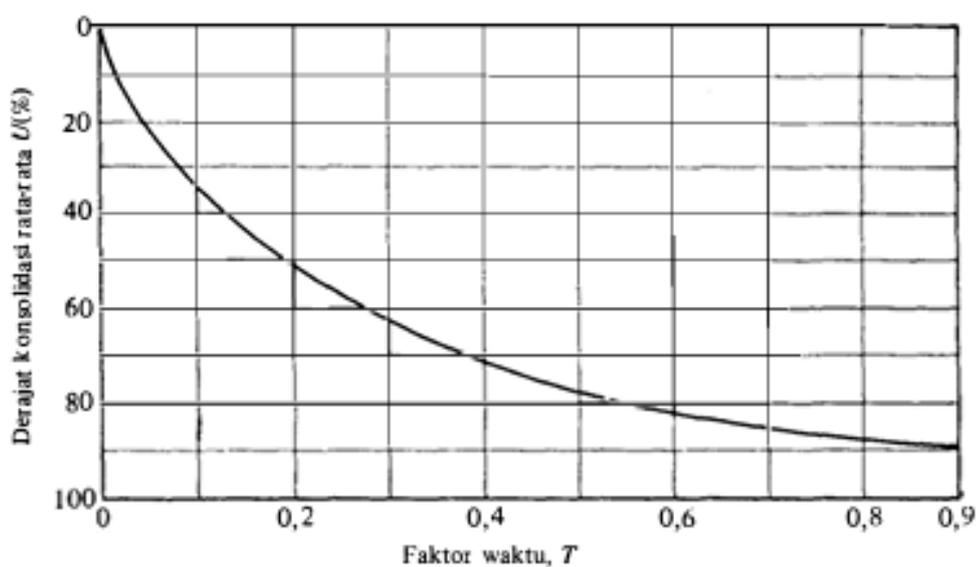
Koefisien konsolidasi (C_v), biasanya akan berkurang dengan bertambahnya batas cair (LL) dari tanah. Rentang dari variasi harga C_v untuk suatu batas cair tanah tertentu adalah agak lebar. Untuk suatu penambahan beban yang diberikan pada suatu contoh tanah, ada dua metode grafis yang umum dipakai untuk menentukan harga C_v dari uji konsolidasi satu-dimensi di laboratorium. Salah satu dari kedua metode tersebut dinamakan metode logaritma-waktu (*logarithm of time method*) yang diperkenalkan oleh Casagrande dan Fadum (1940), sedang metode yang satunya dinamakan metode akar waktu (*square root of time method*) yang diperkenalkan oleh Taylor (1942). Prosedur yang umum untuk mendapatkan harga C_v dengan kedua metode tersebut dapat dilihat di bawah ini :

2.5.14 Metode Logaritma waktu

Untuk suatu penambahan beban yang diberikan pada saat uji konsolidasi di laboratorium dilakukan, grafik deformasi vs log-waktu dari contoh tanah yang diuji. Variasi derajat konsolidasi rata-rata terhadap faktor waktu, T_v (U_v tetap untuk seluruh tebal lapisan) dapat dilihat pada Gambar 2.2.4.

Perpanjang bagian kurva yang merupakan garis lurus dari konsolidasi primer dan sekunder hingga berpotongan di titik A. Ordinat titik A adalah d_{100} – yaitu deformasi pada akhir konsolidasi primer 100%.

1. Bagian awal dari kurva deformasi vs log t adalah hampir menyerupai suatu parabola pada skala biasa. Pilih waktu t_1 dan t_2 pada bagian kurva sedemikian rupa sehingga $t_2 = 4t_1$. Misalkan perbedaan deformasi contoh tanah selama waktu $(t_2 - t_1)$ sama dengan X.
2. Gambarlah suatu garis mendatar DE sedemikian rupa sehingga jarak vertikal BD adalah sama dengan X. Deformasi yang bersesuaian dengan d_0 (yaitu deformasi pada konsolidasi 0%).



Gambar 2.2.4 Variasi derajat konsolidasi rata-rata terhadap faktor waktu, T_v (U_v tetap untuk seluruh tebal lapisan)

1. Ordinat titik F pada kurva konsolidasi merupakan deformasi pada konsolidasi primer 50%, dan absis titik F merupakan waktu yang bersesuaian dengan konsolidasi 50% (t_{50}).

Untuk konsolidasi 90% $T_{90} = 0,848$. Jadi

$$T_{90} = 0,848 = \frac{Cv t_{90}}{H^2 dr} \quad (2.28)$$

Atau

$$Cv = 0,848 = \frac{0,848 H^2 dr}{t_{90}} \quad (2.29)$$

2.6 Fondasi

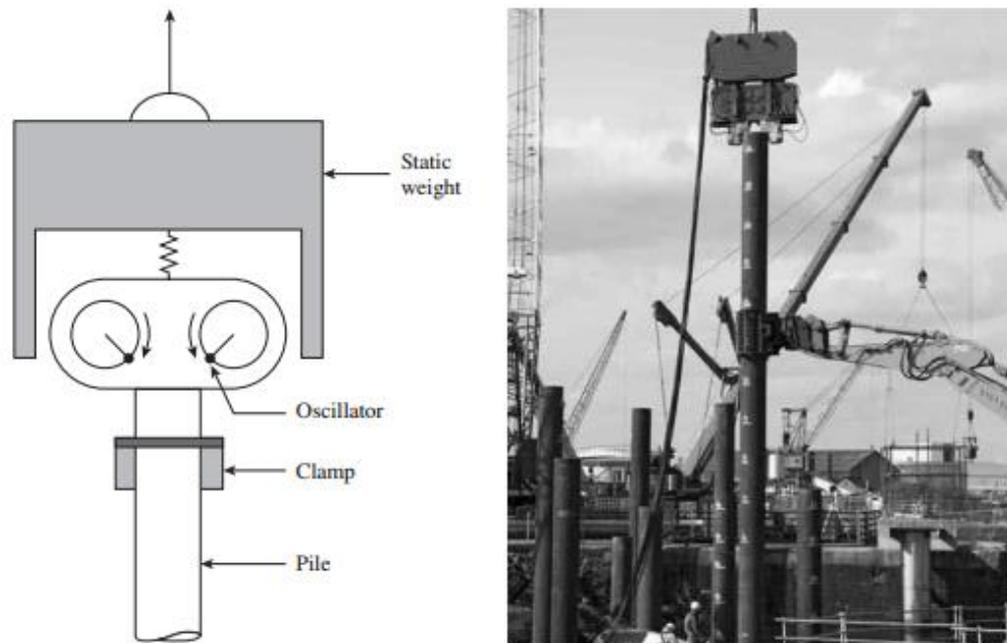
Fondasi merupakan bagian dari struktur yang berfungsi untuk menyalurkan beban struktur ke tanah di bawahnya (Terzaghi & Peck, 1987). Pada umumnya fondasi dibagi menjadi dua tipe fondasi, yaitu fondasi dangkal (*shallow foundation*) dan fondasi dalam (*Deep Foundation*).

2.6.1 Fondasi Dalam (*Deep Foundation*)

Fondasi tiang bor merupakan fondasi yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah terlebih dahulu, pipa besi dibutuhkan untuk menahan dinding lubang jika tanah mengandung air dan pipa ini ditari ke atas pada waktu pengecoran beton (Mandasari & Fauziyah, 2019). Fondasi dalam dapat digunakan jika pada lokasi pembangunan memiliki kedalaman tanah keras yang cukup dalam. Fondasi dalam dapat digunakan untuk mentranfer beban struktur atas sampai kedalaman tanah keras yang dapat mendukung beban struktur bangunan di atasnya. Terdapat dua jenis fondasi dalam yaitu fondasi tiang pancang dan fondasi tiang bor.

2.6.1.1 Fondasi Tiang Pancang

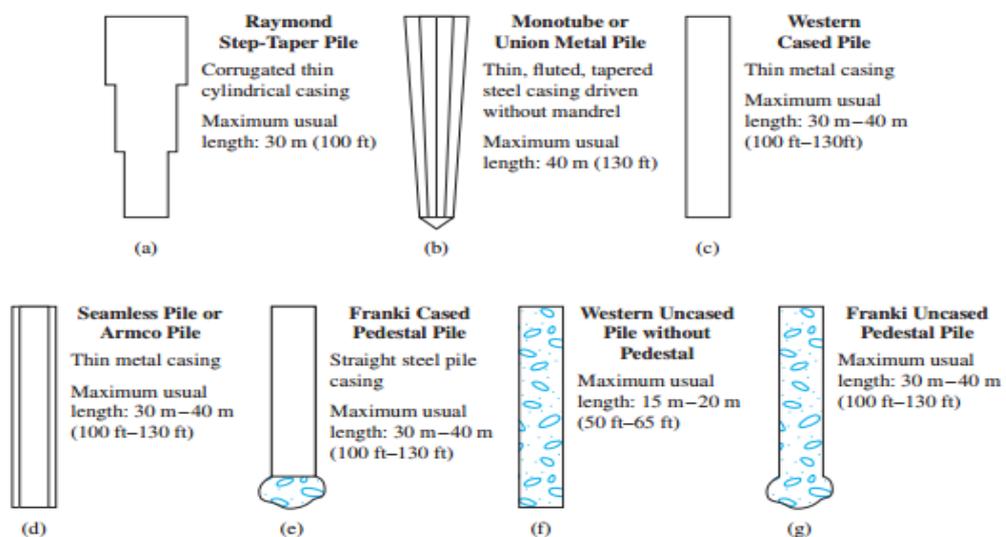
Fondasi tiang pancang merupakan fondasi dalam yang berfungsi untuk mentransfer beban-beban ke dalam lapisan tanah keras. Dalam pelaksanaannya tiang pancang dipancangkan secara tegak lurus kedalam tanah. Contoh tiang pancang dapat dilihat pada Gambar 2.6



Gambar 2.6 Tiang Pancang
(Sumber : Braja M.Das, 2002)

2.6.2 Fondasi Tiang Bor

Fondasi tiang bor merupakan fondasi yang dipasang kedalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu setelah itu kemudian di cor beton. Tiang bor biasanya digunakan pada tanah yang stabil dan kaku. Kelebihan menggunakan tiang bor yaitu tidak ada risiko kenaikan muka air tanah, selain itu kedalamannya dapat divariasikan. Contoh fondasi tiang bor dapat dilihat pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7 Fondasi Tiang Bor
(Sumber : Braja M.Das, 2002)

2.6.3 Persyaratan Perencanaan Fondasi

Fondasi suatu gedung/struktur atas harus direncanakan dan dibangun agar aman dalam memikul beban-beban yang bekerja padanya tanpa mengurangi kestabilan ataupun menyebabkan deformasi yang besar pada bangunan tersebut, atau bangunan lain di sekitarnya, jalan, ataupun lereng yang ada. Untuk mengatasi kedua hal tersebut, maka perancangan fondasi harus memenuhi beberapa persyaratan berikut: (SNI 8460 : 2017, 2017).

1. Memenuhi persyaratan kekuatan, baik untuk struktur fondasinya maupun untuk lapisan tanah pendukung fondasi tersebut (*strength requirement*)
2. Memenuhi persyaratan penurunan yang ditentukan (*serviceability requirement*).

2.6.4 Daya Dukung Ijin

Daya dukung ijin tanah, dimana fondasi tersebut akan dibangun, akibat beban kerja harus diambil yang terkecil:

1. Memenuhi persyaratan kekuatan, baik untuk struktur fondasinya maupun untuk lapisan tanah pendukung fondasi tersebut (*strength requirement*).
2. Memenuhi persyaratan penurunan yang ditentukan (*serviceability requirement*).

Penjumlahan daya dukung ujung tiang dengan tahanan geser akan menghasilkan berupa nilai daya dukung ijin fondasi. Besarnya daya dukung ijin terdapat pada persamaan (2.30).

$$Q_{\text{allowable}} = \frac{Q_{\text{ultimit}}}{\text{Safety Factor}} \quad (2.30)$$

2.6.5 Daya Dukung Aksial Tiang Tunggal

Daya dukung (*bearing capacity*) adalah kemampuan tanah di bawah dan sekitar fondasi untuk menahan beban yang bekerja dari struktur di atasnya (Harsanto et al., 2015). Daya dukung aksial tiang dapat dihitung dengan penjumlahan daya dukung ujung dengan daya dukung friksi akan menghasilkan kapasitas daya dukung ultimit fondasi dalam yang kemudian dibagi dengan *safety factor* akan menghasilkan daya dukung ijin. Adapun rumus untuk menentukan daya dukung aksial tiang tunggal terdapat pada persamaan (2.31)

$$Q_{\text{Tekan}} = Q_{P_{\text{Ujung}}} + Q_{S_{\text{Friksi}}} \quad (2.31)$$

Dimana :

Q_U = Kapasitas daya dukung ultimit

$Q_{P_{\text{Ujung}}}$ = Kapasitas daya dukung ujung

Q_S = Kapasitas daya dukung friksi

Selain menahan daya dukung aksial tekan fondasi juga di desain untuk menahan daya dukung aksial tarik, seperti pada beban *up-lift*. Adapun persamaan untuk menghitung daya dukung aksial tarik yaitu terdapat pada persamaan (2.32)

$$Q_{\text{Tarik}} = 1/5 (0,7 Q_{S_{\text{Friksi}}}/SF)+ W_p \quad (2.32)$$

Dimana :

Q_U = Kapasitas daya dukung ultimit

$Q_{S_{\text{Friksi}}}$ = Daya dukung friksi

Q_P = Daya dukung ujung

W_P = Berat tiang

2.6.6 Metode Rasional

Metode rasional yang digunakan untuk menghitung kapasitas ultimit fondasi harus dilakukan berdasarkan data-data tanah yang diperoleh dari penyelidikan lapangan maupun laboratorium pada lokasi pekerjaan menggunakan:

1. Metode analitik yang sudah baku (misalnya Terzaghi, Meyerhoff, Hansen, Vesic, Reese) yang memperhitungkan kondisi apisan tanah yang ada serta geometri dari fondasi.
2. Metode empiris yang sudah baku (terbukti).

Daya dukung izin fondasi diperoleh dari daya dukung ultimit fondasi tersebut dibagi dengan suatu faktor keamanan yang besarnya 3 untuk fondasi dangkal dan minimum 2,5 untuk fondasi dalam.

2.6.6.1 Metode Meyerhof

Dalam analisis Meyerhof daya dukung titik, q_p , dalam pasir umumnya meningkat dengan kedalaman penanaman dalam lapisan daya dukung dan mencapai nilai maksimum pada rasio penanaman $L_b / D = (L_b/D)_{cr}$. Perlu diperhatikan bahwa dalam tanah yang homogen L_b sama dengan penanaman yang sebenarnya panjang tiang, L . Tetapi, jika tiang telah menembus ke dalam lapisan pendukung, $L_b < L$, Diluar rasio penanaman kritis, $(L_b / D)_{cr}$, nilai dari q_p tetap konstan ($q_p = q_l$). Untuk tanah yang seragam, maka $L = L_b$. Untuk tiang bor tanah berpasir, $c' = 0$ dan persamaan di sederhakan menjadi persamaan (2.33)(2.33)

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \quad (2.33)$$

Dimana,

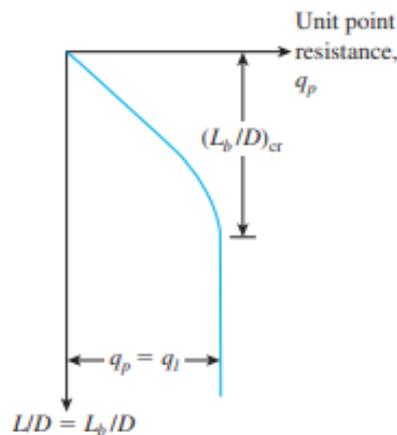
A_p = luas ujung tiang

q' = tegangan vertikal efektif pada ujung tiang

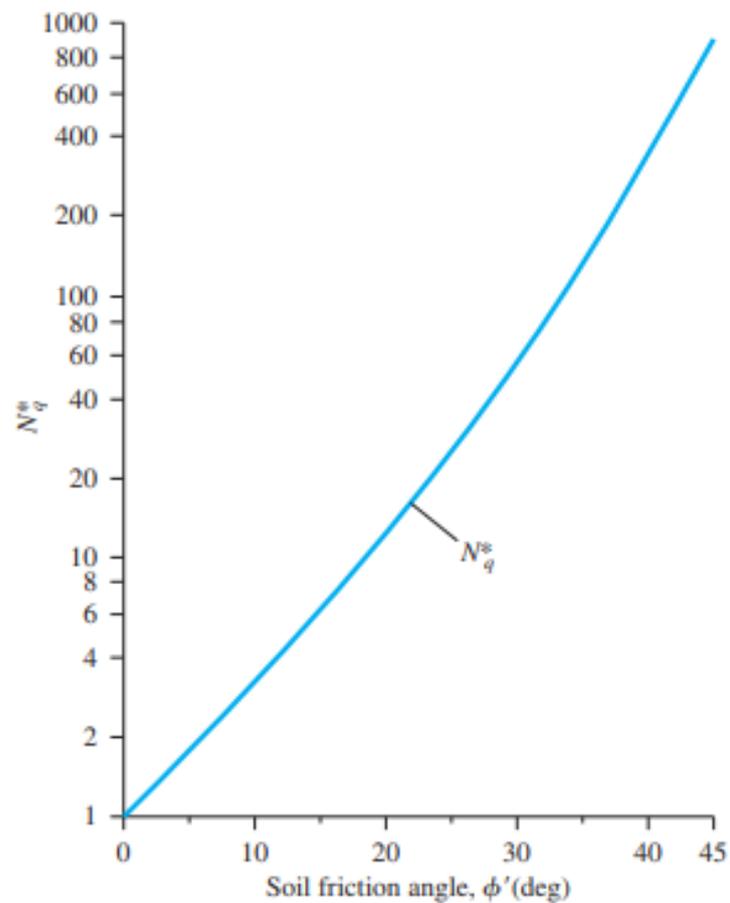
N_q^* = faktor daya dukung

Q_p harus tidak melebihi batas nilai $A_p q_l$.

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \quad (2.34)$$



Gambar 2.2.8 Sifat Variasi Resistansi Titik Unit Dalam Pasir Homogen.
(Sumber Braja M.Das, 2002)



Gambar 2.2.9 Variasi maksimal nilai N^*q dengan sudut geser tanah ϕ' (dasar tentang Meyerhof, G.G (1976). “Daya Tampung dan Penyelesaian Pondasi Tiang”, Jurnal Divisi Rekayasa Geoteknik, Masyarakat Insinyur Sipil Amerika, Vol. 102, No. GT3, hlm. 197-228).
(Sumber : Braja M.Das, 2002)

Tabel 2.15 Nilai Interpolasi N^*q Berdasarkan Teori Meyerhof

Soil friction angle, ϕ (deg)	N_q^*
20	12,4
21	13,8
22	15,5
23	17,9
24	21,4
25	26,0
26	29,5
27	34,0
28	39,7
29	46,5
30	56,7
31	68,2
32	81,0
33	96,0
34	115,0
35	143,0
36	168,0
37	194,0
38	231,0
39	276,0
40	346,0
41	420,0
42	525,0
43	650,0
44	780,0
45	930,0

Resisten titik pembatas dapat ditentukan dengan persamaan (2.35)

$$q_l = 0.5 p_a N_q^* \tan \phi' \quad (2.35)$$

Dimana

P_a = tekanan atmosfer (= 100 kN/m² atau 2000 lb/ft²)

ϕ' = sudut geser tanah efektif dalam lapisan daya dukung

Tanah lempung ($\phi = 0$)

Untuk pile dalam tanah lempung tersaturasi di bawah kondisi tidak terdrainase ($\phi = 0$), batas ultimitnya adalah seperti pada persamaan (2.36)

$$Q_p = N^* c_u A_p = 9c_u A_p \quad (2.36)$$

Dimana,

C_u = kondisi tanah tidak terdrainase di bawah ujung tiang

Analisis daya dukung tiang bor dapat dilakukan dengan menggunakan data N-SPT yang diperoleh dari data proyek atau data N-SPT yang dikoreksi terhadap tegangan efektif dan terhadap efisiensi energi. Adapun dalam mencari tahanan geser pada tiang bor untuk tanah berpasir dapat menggunakan metode Meyerhoff yang terdapat pada persamaan (2.37).

$$Q_s = 2 \times N \times p \times Li \quad (2.37)$$

2.6.6.2 Metode Reese and Wright

Formula daya dukung fondasi berdasarkan *Reese* dan *Wright* (1977) untuk tiang bor mengikuti formula pada persamaan (2.38) sampai (2.40)(2.39)

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_p \text{ (ton)} \quad (2.38)$$

Rumus daya dukung ujung tiang (Q_p) untuk tanah kohesif :

$$Q_p = \frac{40}{0,3048^2} \times A_p \text{ (ton)} \text{ untuk } N_{SPT} > 60 \quad (2.39)$$

$$Q_p = \frac{2}{3} \times \frac{1}{0,3048^2} \times N \times A_p \text{ (ton)} \text{ untuk } N_{SPT} \leq 60 \quad (2.40)$$

Rumus daya dukung selimut tiang (Q_s) untuk tanah kohesif dapat dilihat pada persamaan (2.41)(2.41)

$$Q_s = C_u \times a \times p \times \Delta l \quad (2.41)$$

Rumus daya dukung selimut tiang (Q_s) untuk tanah non kohesif dapat dilihat pada persamaan (2.43) dan ((2.43)

$$Q_s = 0,32 \times N \times p \times \Delta l \text{ untuk } N_{\text{SPT}} < 53 \quad (2.42)$$

$$Q_s = \left(\frac{N-53}{450} \right) \times \left(\frac{1}{0,3048^2} \right) p \times \Delta l \text{ untuk } N_{\text{SPT}} \geq 53 \quad (2.43)$$

Sehingga daya dukung ujung ultimate adalah penjumlahan dari daya dukung ujung dan daya dukung selimut tiang seperti pada persamaan (2.42)(2.44)

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.44)$$

2.6.6.3 Metode NAVDOC

Besarnya tahanan ujung pada tanah pasir untuk fondasi tiang bor adalah 1/3 dari Q_p .

$$q_p = 13 \times N - \text{SPT} \times A_p \quad (2.45)$$

Dimana :

N-SPT : $(N_1 + N_2)/2$

N1 : harga rata-rata dari dasar ke 10D ke atas

N2 : harga rata-rata dari dasar ke 4D ke bawah

2.6.7 Penurunan Tiang Bor

Seperti halnya beban ujung tiang pancang, penurunan bagian atas tiang pancang dapat dinyatakan, dengan akurasi yang memadai, dalam bentuk penurunan tiang pancang yang tidak dapat dimampatkan dalam setengah ruang, dengan faktor koreksi untuk efek kompresibilitas tiang pancang, dan seterusnya. Akan lebih mudah untuk mempertimbangkan dua kejadian untuk massa tanah homogen yang memiliki modulus Young konstan, yaitu modulus E_s dan rasio Poisson. Penurunan total dapat dilihat pada persamaan

$$p = \frac{PI}{E_s d} \quad (2.46)$$

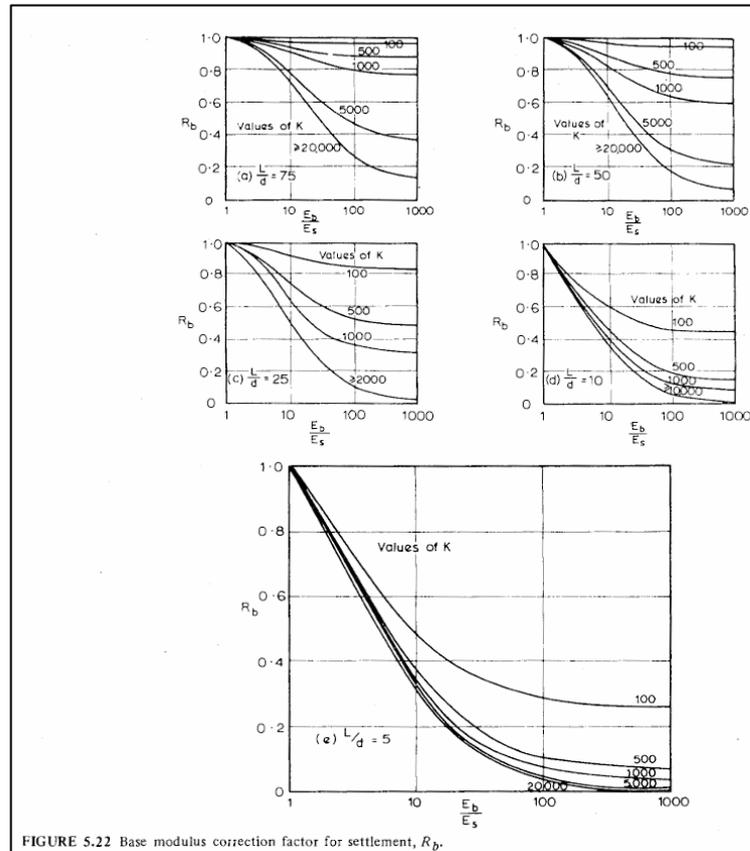
Dimana

p = penurunan kepala tiang

P = Beban aksial yang digunakan

$I = I_0, R_K, R_b, R_v$, adalah seperti pada persamaan 2.46 dan mengambil nilai yang sama untuk nilai yang memadai.

R_b = Faktor koreksi untuk kekakuan lapisan tumpuan.



Gambar 2.10 faktor koreksi modulus dasar untuk penyelesaian R_b

Nilai R_b diplotkan pada Gambar 2.10 Pengaruh lapisan bantalan adalah untuk mengurangi penurunan, pengaruhnya paling terasa pada tiang pancang yang relatif pendek atau kaku pada lapisan bantalan yang kaku. Untuk tiang pancang yang sangat ramping ($L/d > 100$), sifat-sifat lapisan tanah dasar tidak banyak berpengaruh terhadap penurunan $R_b \approx 1$ untuk kebanyakan nilai faktor kekakuan tiang pancang K yang praktis. Perlu ditekankan bahwa ekspresi penurunan pada Persamaan (2.46) hanya merupakan perkiraan karena, kecuali jika diperhitungkan, beberapa efek.

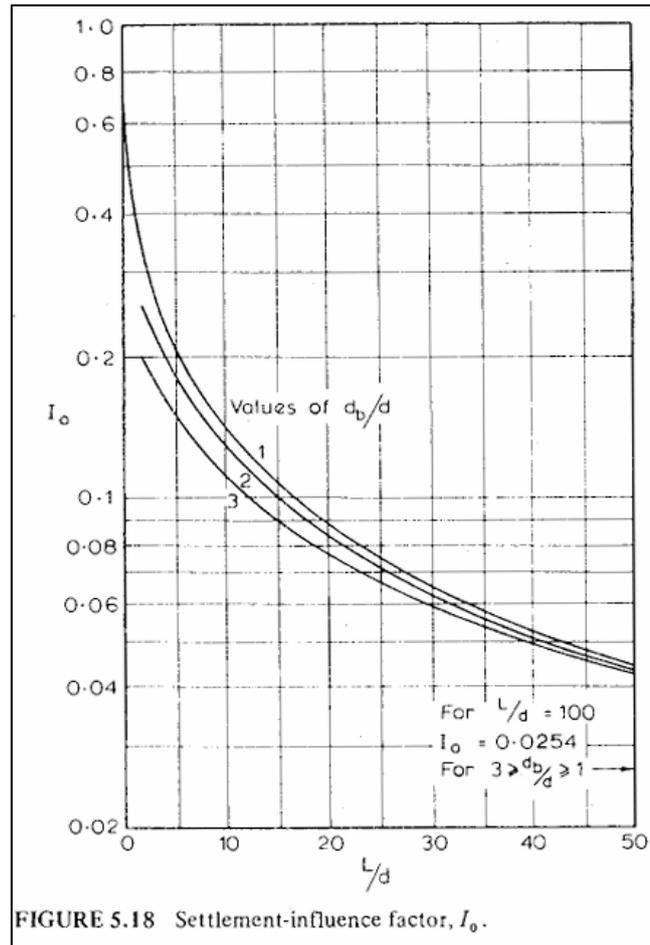


FIGURE 5.18 Settlement-influence factor, I_o .

Gambar 2.11 Faktor pengaruh penurunan, I_o

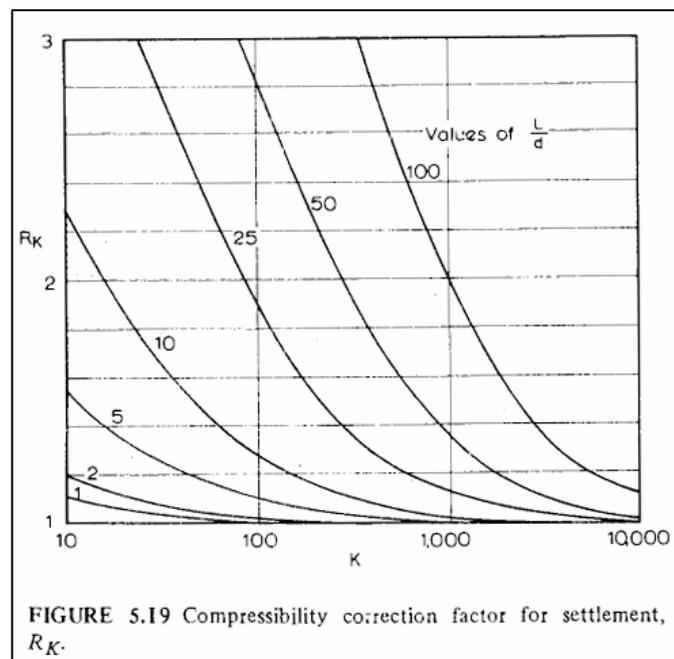
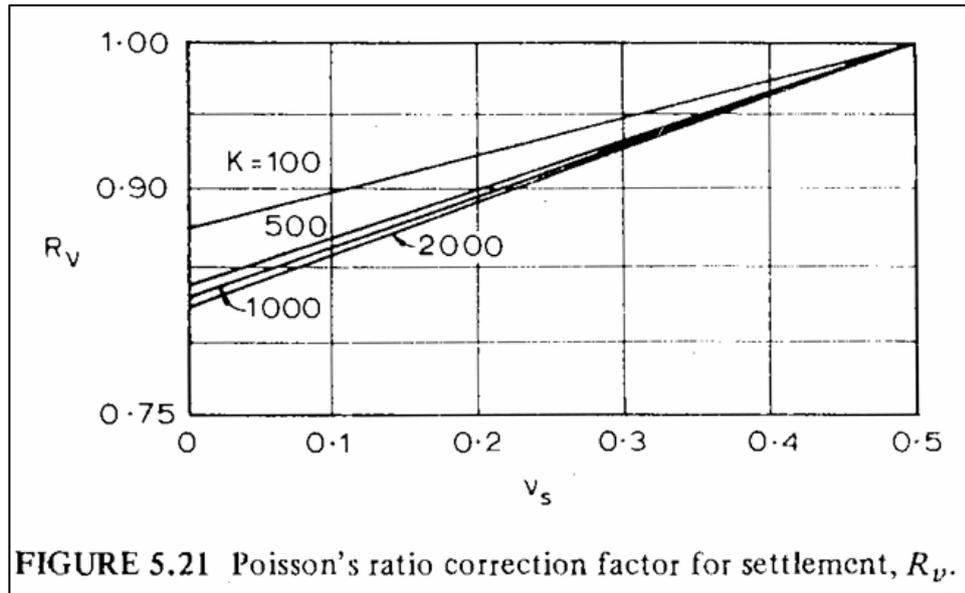


FIGURE 5.19 Compressibility correction factor for settlement, R_K .

Gambar 2.12 Faktor koreksi kompresibilitas untuk penurunan, R_K



Gambar 2.13 Factor koreksi poisson's ratio untuk penurunan

2.7 Metode analitik *Demo Version*

Menurut (User, 2018) Metode analitik adalah sebuah perangkat lunak yang dikembangkan oleh perusahaan *Fine Software* untuk analisis geoteknik dan desain struktur tanah. Paket perangkat lunak Metode analitik terdiri dari beberapa program yang dirancang untuk membantu dalam berbagai analisis dan perhitungan terkait dengan tanah dan struktur atas. Dalam penelitian penulis menggunakan menggunakan salah satu program Metode analitik yaitu *Pile*. Dalam Metode analitik analisis *Pile* menggunakan metode NAVFAC DM 7.2, Metode Tomlinson, *Effective stress method*, CSN 73 1002.

2.7.1 NAVFAC DM 7.2

Perhitungan tahanan tiang vertikal dilakukan sesuai dengan publikasi NAVFAC DM 7.2, fondasi dan struktur tanah Departemen Angkatan Laut AS 1984, dimana semua pendekatan dijelaskan secara lebih rinci. Analisis ini memberikan tahanan ujung R_b dan tahanan selimut R_s .

2.7.1.1 Tahanan Ujung Tiang

$$R_b = \sigma_{efb} \times N_q \times A_b \quad (2.47)$$

Dimana:

σ_{efb} = tegangan efektif di ujung tiang

N_q = faktor daya dukung

A_b = Luas ujung tiang

Faktor daya dukung N_q kembali dihitung oleh program. Namun nilainya dapat dimodifikasi secara manual. Untuk tanah kohesif dapat menggunakan persamaan

$$R_b = 9 \times C_u \times A_b \quad (2.48)$$

Dimana :

C_u = Kuat geser *undrained*

A_b = Luas ujung tiang

2.7.1.2 Tahanan Geser Tiang

Tahanan geser tiang untuk tanah *non-cohesive* adalah sebagai berikut:

$$R_s = \sum_{j=1}^n K_j \cdot \sigma_{ef,j} \cdot tg \delta_j \cdot A_{s,j} \quad (2.49)$$

Dimana :

K_j = Koefisien tekanan tanah lateral pada lapisan j^{th}

$\sigma_{ef,j}$ = Kekuatan efektif tanah pada lapisan ke j^{th}

δ_j = Sudut gesek tiang (antara material tiang dan tanah disekitarnya dalam j^{th})

$A_{s,j}$ = luas selimut tiang pada lapisan j^{th}

Koefisien tekanan tanah lateral K kembali dihitung oleh program, namun nilainya dapat dimodifikasi. Untuk tanah kohesif berlaku persamaan berikut:

$$R_s = \sum_{j=1}^n \alpha_j \cdot C_{u,j} \cdot A_{s,j} \quad (2.50)$$

Dimana :

α_j = Koefisien tahanan gesek pada lapisan j^{th}

$C_{u,j}$ = Kohesi yang tidak terdrainase pada lapisan j^{th}

$A_{s,j}$ = Luas selimut tiang pada lapisan j^{th}

2.7.2 Tomlinson

Metode yang banyak digunakan ini mengadopsi parameter kekuatan geser tak terdrainase untuk menghitung daya dukung tiang. Metode ini mengasumsikan bahwa tahanan selimut tiang tergantung pada tekanan yang terjadi untuk biaya tambahan overburden. Tahanan selimut tiang dapat menggunakan persamaan berikut :

$$R_s = \sum_{j=1}^n C_{a,j} \cdot A_{s,j} = \sum_{j=1}^n \alpha_j C_{u,j} \cdot A_{s,j} \quad (2.51)$$

Dimana :

$C_{a,j}$ = Adhesi pada lapisan ke j^{th} (tegangan geser antara selimut dan tanah di sekitarnya).

$A_{s,j}$ = Luas selimut tiang pada lapisan ke j^{th}

α_j = Koefisien adhesi empiris (tergantung pada jenis tanah, jenis tiang dll) pada lapisan ke j^{th}

$C_{u,j}$ = Kohesi tak terdrainase pada lapisan j^{th} (kekuatan geser tak terdrainase)

Koefisien adhesi empiris α kembali dihitung oleh program. Tahanan ujung tiang dapat di rumuskan dalam persamaan berikut:

$$R_b = q_b \cdot A_b = 9 \cdot C_u \cdot A_b \quad (2.52)$$

Dimana :

q_b = Unit tahanan ujung tiang

A_b = Luas ujung tiang

C_u = Kuat geser *undrained*

2.7.3 Metode *Effective Stress*

Metode tegangan efektif memungkinkan untuk menghitung daya dukung vertikal tiang yang terisolasi baik pada tanah kohesif maupun non kohesif. Metode ini cocok untuk kondisi yang *undrained* yaitu kondisi yang berlaku setelah waktu yang cukup untuk konstruksi. Tahanan ujung tiang dapat menggunakan persamaan berikut :

$$R_s = \sum_{j=1}^n q_{s,j} \cdot A_{s,j} = \sum_{j=1}^n \beta_{p,j} \sigma_{0,j} \cdot A_{s,j} \quad (2.53)$$

Dimana :

$q_{s,j}$ = Tahanan selimut pada lapisan j^{th}

$\beta_{p,j}$ = Koefisien menurut Bjerrum dan Burland pada lapisan j^{th}

$\sigma_{0,j}$ = Tegangan efektif rata-rata akibat beban berlebih yang bekerja di sepanjang tiang pada lapisan j^{th}

$A_{s,j}$ = Luas selimut tiang pada lapisan ke j^{th}

Tahanan ujung tiang dapat menggunakan persamaan

$$R_b = q_b \cdot A_b = N_p \cdot \sigma_p \cdot A_b \quad (2.54)$$

Dimana :

q_b = Unit tahanan ujung

A_b = Luas tahanan ujung

N_p = Koefisien tahanan dasar tiang (menurut Fellenius)

σ_p = Tegangan efektif akibat beban berlebih yang bekerja pada dasar tiang

2.7.4 CSN 73 1002

Ada dua metode yang diimplementasikan dalam program untuk menghitung daya dukung vertikal tiang kapasitas mengikuti komentar untuk standar CSN 73 1002 fondasi tiang.

2.7.4.1 Analisis Menurut Teori Kelompok Pertama Keadaan Batas

Prosedur solusi dijelaskan dalam komentar untuk standar CSN 73 1002 “Fondasi Tiang” dalam bab 3 “desain” bagian B. Solusi umum menurut teori pertama kelompok kondisi batas. Semua pendekatan komputasi didasarkan pada rumus yang disajikan di dalamnya. Tegangan geostatik asli σ_{or} diasumsikan dari mutu yang sudah jadi. Koefisien kondisi perilaku tanah fondasi dipertimbangkan untuk kedalaman z (diukur dari kelas).

$$z \leq 1 \Rightarrow Y_{r2} = 1,3$$

$$1 < z \leq 2 \Rightarrow Y_{r2} = 1,2$$

$$2 < z \leq 3 \Rightarrow Y_{r2} = 1,1$$

$$3 < z \Rightarrow Y_{r2} = 1,0$$

Panjang tiang efektif yang digunakan untuk perhitungan daya dukung selimut dikurangi dengan segmen a :

$$l_p = \frac{d \cdot N_d^{2/3}}{4} \quad (2.55)$$

Dimana :

d = Diameter tiang

2.7.5 Verifikasi Menurut Teori Keadaan Batas

Ketika menjalankan analisis verifikasi menurut teori kondisi batas, dimungkinkan untuk memasukan nilai koefisien desain yang diperlukan pada tab “Tiang” . Program ini melakukan verifikasi kompresi tiang sebagai:

$$R_c = \frac{R_b}{Y_b} + \frac{R_s}{Y_s} \geq V_d + W_p \quad (2.56)$$

Dimana :

R_c = Tahanan tekan tiang

R_b = Tahanan ujung tiang

R_s = Tahanan selimut tiang

Y_b = Faktor parsial pada tahanan ujung tiang

Y_s = Faktor parsial pada tahanan ujung tiang

V_d = Beban vertikal ekstrem yang bekerja pada tiang

W_p = Berat sendiri tiang

Untuk tegangan tiang dapat menggunakan persamaan berikut:

$$R_{sdt} = \frac{R_s}{\gamma_{st}} \geq V_d + W_p \quad (2.57)$$

Dimana :

R_{sdt} = Tahanan tarik tiang pancang

R_s = Tahanan selimut tiang

γ_{st} = Faktor parsial pada tahanan selimut tiang tarik

V_d = Beban vertikal ekstrem yang bekerja pada tiang

W_p = Berat sendiri tiang

2.7.6 Verifikasi Menurut Faktor Keamanan

Saat menjalankan analisis verifikasi menurut faktor keamanan, dimungkinkan untuk memasukan nilai faktor keamanan SF yang diperlukan untuk daya dukung vertikal. Program ini melakukan verifikasi daya dukung vertikal tiang dengan persamaan sebagai berikut:

$$\frac{R_c}{V_d + W_p} > SF_{cp} \quad (2.58)$$

Dimana :

V_d = Beban vertikal ekstrem yang bekerja pada tiang

R_c = Tahanan tekan tiang

W_p = Berat sendiri tiang

2.8 Penelitian Terdahulu

Meninjau dari penelitian yang telah dilakukan sebelumnya, penulis

Keterangan	Penelitian Terdahulu			Penelitian yang dilakukan
		Enden Mina, Rama Indera Kusuma, Tresnia Rahayu Wiansyah (2016)	Muhammad Aqshal Maulana Fachrudin (2022)	Rokhman, Retno Puspa Rini, Asrul Saputra, Muhammad Rusmin, Jefrianus Klau (2023)
Judul	Analisa Kapasitas Dukung Fondasi <i>Cement Silo</i> dengan Menggunakan Program Metode analitik	Perbandingan Daya Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i> Metode Reese & Wright dan Program Metode analitik pada Perencanaan Gedung Rumah Sakit Universitas Muhammdiyah Surakarta	Tinjauan Daya Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i> Berdasarkan Data SPT pada Proyek Pembangunan Rumah Susun Universitas Muhammdiyah Sorong	Perbandingan Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor pada Gedung Rumah Sakit dengan Metode Analitik dan Metode analitik
Metode	O'neill & Reese	Reese & Wright	O'neill & Reese	Reese & Wright, Kulhawy
Hasil Analisis	Qu = 5567,50 ton Qu Geo 5 = 15502 ton	Qu = 1225,65 kN Qu Geo 5 = 1298,91 kN	Qu = 6.338, 58 kN Qu Geo 5 = 5035, 76 kN	Qu = 14537,63 kN Qu Geo = 13268.92 kN

menggunakan *Software* Metode analitik sebagai pembanding dari analisis dengan menggunakan metode analitik.