

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Deskripsi Umum**

Pada prinsipnya perencanaan suatu bangunan perlu memperhatikan segala elemen yang terkandung dari bangunan itu sendiri maupun faktor-faktor luar yang mempengaruhinya. Dari segi kekuatan bangunan, faktor utama yang paling berpengaruh yaitu perencanaan strukturnya. Dalam hal ini maka perlu diketahui definisi struktur pada bangunan terlebih dahulu. Struktur pada bangunan adalah susunan atau pengaturan bagian-bagian bangunan yang menerima beban atau konstruksi utama dari bangunan tanpa memperhatikan apakah konstruksi tersebut terlihat atau tidak/tersembunyi. Elemen struktur berfungsi untuk mendukung keberadaan elemen *non*-struktur yang meliputi elemen tampak, interior, dan detail arsitektur sehingga membentuk satu kesatuan. Kegunaan lain dari struktur bangunan yaitu meneruskan beban bangunan dari bagian bangunan atas menuju bagian bangunan bawah, kemudian menyebarkan ke tanah. Perencanaan struktur harus memastikan bahwa bagian-bagian sistem struktur ini sanggup mengizinkan atau menerima gaya gravitasi dan beban bangunan, kemudian menyokong dan menyalurkannya ke tanah dengan aman.

Struktur bangunan pada umumnya terdiri dari dua bagian yaitu struktur atas (*upper structure*) dan struktur bawah (*sub structure*). struktur atas yaitu seluruh bagian struktur gedung atau bangunan yang berada di atas permukaan tanah (SNI-2847-2013). Struktur atas ini terdiri dari kolom, balok, pelat lantai, dinding geser, tangga dan rangka atap, yang masing-masing mempunyai fungsi dan peran yang sangat penting. Sedangkan struktur bawah yaitu seluruh bagian struktur bangunan yang berada di bawah permukaan tanah, seperti halnya fondasi, balok *sloof*, dan juga tanah yang memiliki peran sebagai fondasi pendukung suatu bangunan atau bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri. Struktur bawah harus dapat memikul beban-beban dari struktur di atasnya sehingga struktur bawah tidak boleh runtuh terlebih dahulu dari struktur atas.

## 2.2. Analisis Struktur Atas

Perhitungan struktur atas ditujukan untuk mendapatkan besarnya gaya-gaya yang bekerja akibat struktur gedung dan pembebanan pada struktur. Hal ini dilakukan guna perencanaan struktur bawah nantinya. Pada analisis struktur atas ini hal yang perlu dilakukan yaitu pemodelan struktur atas dan analisis pembebanan.

### 2.2.1. Pemodelan Struktur Atas

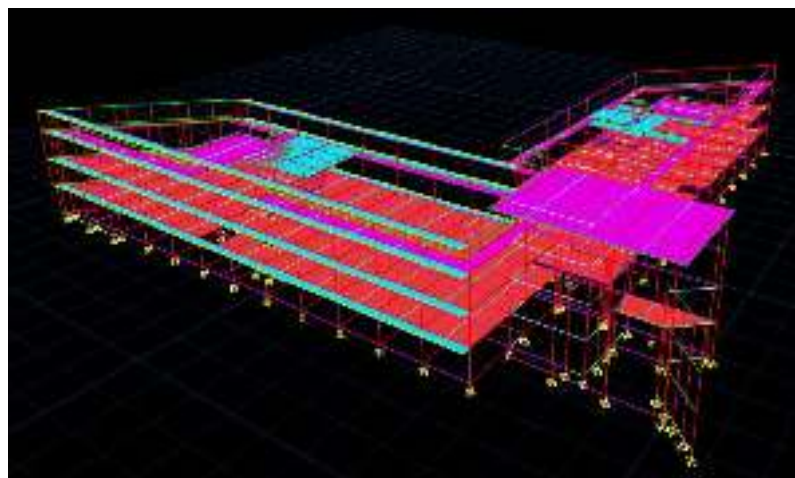
Pemodelan struktur atas gedung di desain menggunakan sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan mengacu pada SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. SRPMK adalah desain struktur beton bertulang dengan pendetailan yang menghasilkan struktur yang fleksibel (memiliki daktilitas yang tinggi). Dengan pendetailan mengikuti ketentuan SRPMK, maka faktor reduksi gaya gempa  $R$  dapat diambil sebesar 8, yang artinya bahwa gaya gempa rencana hanya  $1/8$  dari gaya gempa untuk elastik desain. Ketentuan SRPMK dijelaskan dalam SNI 2847-2013.

Desain struktur beton bertulang dengan SRPMK sudah dimulai sejak tahun 1960 (Blume et al, 1961) dan pertama kali diwajibkan penggunaannya untuk wilayah yang memiliki resiko gempa tinggi dalam *Uniform Building Code* (ICBO 1973). Saat ini, SRPMK wajib digunakan untuk wilayah dengan resiko gempa tinggi (kategori desain seismik D, E, dan F dalam SNI 1726-2012. SRPMK dapat digunakan juga dalam kategori desain seismik A, B, dan C, namun perlu diperhatikan jika tidak ekonomis. Berdasarkan pengalaman para praktisi, untuk desain yang ekonomis dengan SRPMK, bentang balok yang proporsional adalah 6 samapi 9 meter. Untuk jarak antar lantai disarankan tidak lebih dari 6 meter. Untuk jarak antar lantai yang tinggi, perlu diperhatikan kemungkinan *soft story*. Prinsip yang ada pada sistem SRPMK ini terdiri dari tiga yaitu:

- *Strong-Column/Weak-Beam* yang bekerja menyebar di sebagian besar lantai;
- Tidak terjadi kegagalan geser pada balok, kolom, dan *joint*;
- Menyediakan detail yang memungkinkan perilaku daktil.

Langkah untuk menentukan konfigurasi sistem SRPMK yaitu diawali dengan:

1. Menentukan kategori risiko struktur gedung terhadap pengaruh gempa. Acuan dari langkah ini adalah fungsi bangunan gedung yang akan direncanakan. Dapat dilihat pada SNI 1726-2012 halaman 14-15 tabel 1;
2. Menentukan faktor keutamaan gempa dari struktur gedung, yaitu dengan merujuk pada SNI 1726-2012 halaman 15 tabel 2;
3. Menentukan kategori desain seismik gedung dilihat dari nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  berdasarkan wilayah zonasi gempa ( $S_S$  dan  $S_1$ ). Dapat dilihat pada SNI 1726-2012 halaman 24-25 tabel 6 dan 7;
4. Untuk menentukan sistem rangka struktur yang digunakan dapat dilihat pada SNI 1726-2012 halaman 34-37 tabel 9 berdasarkan kategori desain seismik yang telah ditentukan sebelumnya. Sistem rangka struktur harus juga memenuhi persyaratan spesifik sistem sesuai pasal-pasal pada sub-bab 7.2.5. Untuk sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) terdapat pada pasal 7.2.5.5. Pasal ini digunakan untuk kategori desain seismik D, E, F. Berdasarkan SNI 2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, bahwa struktur atas gedung direncanakan menggunakan struktur beton bertulang. Struktur atas yang di modelkan terdiri dari kolom, balok, pelat lantai dan rangka atap dengan di bantu *software* CSI ETABS 2016. Pemodelan ini dilakukan untuk mendapatkan gaya-gaya yang bekerja pada *joint reaction* akibat struktur atas gedung. Contoh pemodelan struktur atas dengan *software* CSI ETABS 2016 dapat dilihat pada Gambar 2.1.



**Gambar 2.1.** Pemodelan Struktur Atas Dengan *Software* ETABS 2016

### 2.2.2. Analisis Pembebanan

Dalam analisis pembebanan ini, hal yang perlu dilakukan yaitu perencanaan pembebanan, definisi kelas situs, dan menentukan kombinasi pembebanan yang digunakan.

#### 1. Perencanaan Pembebanan

Dalam perencanaan struktur atas bangunan gedung ini, beban yang bekerja adalah sebagai berikut:

##### a. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati yaitu beban dari semua bagian suatu struktur yang bersifat tetap. Beban mati pada suatu bangunan gedung biasanya terdiri dari:

##### 1) Beban sendiri struktur

Beban sendiri struktur yaitu beban dari struktur bangunan gedung itu sendiri yang telah direncanakan atau dimodelkan baik dari dimensi maupun bahan struktur yang digunakan. Beban sendiri struktur contohnya dari struktur kolom, balok, pelat lantai dan rangka atap.

##### 2) Beban mati tambahan (SIDL)

Beban SIDL pada suatu bangunan gedung dapat dilihat pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung tahun 1987 (PPPURG-1987) dan SNI 1727-2013 tentang Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain atau dapat disesuaikan dengan fungsi gedung yang direncanakan. Beban ini biasanya terdiri dari:

- a) Beban penutup lantai;
- b) Beban plafond + rangka plafond;
- c) Beban Instalasi ME (Mekanikal dan Elektrikal);
- d) Beban *furniture*;
- e) Beban dinding.

##### b. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup yaitu beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung/fungsi gedung. Beban hidup yang direncanakan untuk bangunan gedung merujuk pada PPPURG-1987 dan SNI 1727-2013. Beban hidup ini umumnya terdiri dari:

1) Beban fungsi

Beban fungsi yaitu beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan (SNI 1727-2013).

2) Beban hidup atap (*live roof load*)

Beban hidup atap yaitu beban pada atap yang diakibatkan pelaksanaan, pemeliharaan oleh pekerja, peralatan, dan material dan juga selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian (SNI 1727-2013).

c. Beban Hujan (*Rain Load*)

Beban hujan yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh hujan. Beban hujan pada umumnya direncanakan pada atap bangunan, baik atap yang bersudut/miring maupun atap datar (atap dak). Berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung tahun 1987 (PPPURG-1987), bahwa beban hujan dapat direncanakan dengan persamaan sebagai berikut:

$$R = 40 - 0,8\alpha \dots\dots\dots(2.1.)$$

Keterangan:

$R$  = beban hujan (*rain load*) ( $\text{kg/m}^2$ );

$\alpha$  = sudut atap ( $\alpha^\circ$ ), beban minimal  $20 \text{ kg/m}^2$  dan apabila sudut  $\alpha > 50^\circ$  maka tidak perlu ditinjau.

d. Beban Angin (*Wind Load*)

Beban angin adalah beban yang bekerja pada bangunan atau bagiannya karena adanya selisih tekanan udara (hembusan angin kencang). Beban angin ini ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan angin) yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang bangunan yang ditinjau.

Menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung tahun 1987 (PPPURG-1987), besarnya tekanan tiup angin ini harus diambil minimum  $25 \text{ kg/m}^2$  luas bidang bangunan yang ditinjau. Sedangkan untuk dilaut sampai sejauh 5 km dari tepi pantai tekanan tiup

angin ini diambil minimum  $40 \text{ kg/m}^2$ , serta untuk daerah-daerah di dekat laut dan daerah-daerah lain dimana kemungkinan terdapat kecepatan angin yang mungkin dapat menghasilkan tekanan tiup yang lebih besar dari yang ditentukan di atas, maka tekanan tiup angin tersebut harus dihitung dengan persamaan:

$$p = \frac{v^2}{16} \dots\dots\dots (2.2.)$$

Keterangan:

$p$  = tekanan tiup angin ( $\text{kg/m}^2$ );

$V$  = kecepatan angin (m/detik).

e. Beban Gempa (*Seismic Load*)

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu sendiri. Dalam hal ini pengaruh gempa pada struktur gedung di tentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang di artikan dengan beban gempa di sini adalah gaya-gaya dalam struktur bangunan gedung yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa.

Perencanaan beban gempa untuk analisis struktur bangunan gedung dan *non*-gedung mengacu pada SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Beban gempa yang direncanakan yaitu dengan menggunakan respon spektrum. Langkah untuk menentukan parameter-parameter yang dibutuhkan dalam desain respon spektrum yaitu sebagai berikut:

- 1) Menentukan lokasi perencanaan;
- 2) Menentukan nilai parameter  $S_s$  dan  $S_1$  dengan melihat peta gempa yang sesuai dengan lokasi perencanaan;
- 3) Menentukan kelas situs tanah. Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE, SF;
- 4) Menentukan respon spektrum percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi

getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan pada getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Nilai  $F_a$  dan  $F_v$  dapat dilihat pada SNI 1726-2012 halaman 22 tabel 4 dan 5 yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs;

- 5) Menentukan parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) dengan persamaan sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots(2.3.)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots(2.4.)$$

Keterangan:

$S_s$  = parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode pendek;

$S_1$  = parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode 1,0 detik.

- 6) Menentukan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) dengan persamaan sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots(2.5.)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots(2.6.)$$

- 7) Spektrum respons desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.2 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

Untuk kondisi  $T < T_0$ , maka  $S_a$  harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots(2.7.)$$

Untuk  $T \geq T_0 \leq T_s$ , maka  $S_a$  diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = S_{DS} \dots\dots\dots(2.8.)$$

Untuk  $T > T_s$ , maka  $S_a$  harus diambil dari persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots(2.9.)$$

Keterangan:

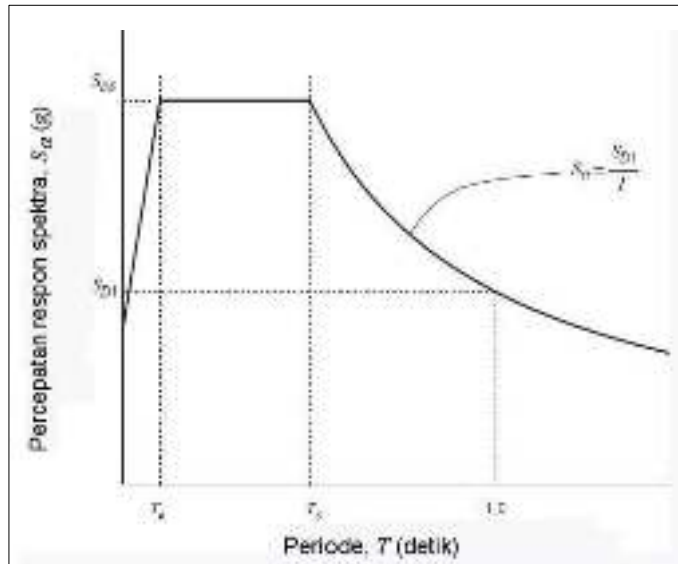
$S_{DS}$  = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek;

$S_{D1}$  = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik;

$T$  = periode getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$



**Gambar 2.2.** Spektrum Respons Desain  
(Sumber: SNI 1726-2012)

## 2. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan yaitu kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin dan kombinasi beban untuk metoda ultimit yang mengacu pada SNI 1726-2012. Kombinasi tersebut digunakan untuk perencanaan struktur bawah dan struktur atas bangunan gedung. Beban-beban pada perencanaan pembebanan harus ditinjau dengan kombinasi-kombinasi berikut untuk perencanaan struktur, komponen elemen struktur dan elemen-elemen fondasi berdasarkan metoda tegangan ijin sebagai berikut:



Kombinasi untuk kondisi statik

- $D + L + L_r$

Kombinasi untuk kondisi gempa nominal

- $(1,0 + 0,14S_{DS})D + H + F + 0,7\rho Q_E$
- $(1,0 + 0,10S_{DS})D + H + F + 0,525\rho Q_E + 0,75L + 0,75(L_r \text{ atau } R)$

Kombinasi untuk kondisi gempa kuat (faktor kuat lebih)

- $(1,0 + 0,14S_{DS})D + H + F + 0,7\Omega_0 Q_E$
- $(1,0 + 0,105S_{DS})D + H + F + 0,525\Omega_0 Q_E + 0,75L + 0,75(L_r \text{ atau } R)$

Struktur, komponen-komponen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

- $1,4D$
- $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
- $1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- $1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
- $(1,2 + 0,2S_{DS})D + 1,0Q_E$
- $0,9D + 1,0W$
- $(0,9 - 0,2S_{DS})D + 1,0Q_E$

Keterangan:

D = beban mati (*dead load*);

L = beban hidup (*live load*);

L<sub>r</sub> = beban hidup atap (*live roof load*);

R = beban hujan (*rain load*);

W = beban angin (*wind load*);

E = beban gempa (*seismic load*).

### 3. Definisi Kelas Situs

Tipe kelas situs harus ditetapkan sesuai dengan definisi dari Tabel 3 klasifikasi situs dengan mencari parameter  $\bar{v}_s$ ,  $\bar{N}$ ,  $\bar{s}_u$ . Tabel 3 yang dimaksud merujuk pada SNI 1726-2012 halaman 17-18. Penetapan kelas situs SC, SD, SE harus dilakukan dengan menggunakan sedikitnya hasil pengukuran dua dari tiga parameter tersebut.

a. Kecepatan Rata-Rata Gelombang Geser ( $\bar{v}_s$ )

Nilai  $\bar{v}_s$  harus ditentukan sesuai dengan perumusan berikut:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \dots\dots\dots (2.10.)$$

Keterangan:

- $d_i$  = tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 meter;
- $v_{si}$  =kecepatan gelombang geser lapisan  $i$  dinyatakan dalam (m/detik);
- $\sum_{i=1}^n d_i = 30$  meter.

b. Tahanan Penetrasi Standar Lapangan Rata-Rata ( $\bar{N}$ ), dan Tahanan Penetrasi Standar Rata-Rata untuk Lapisan Tanah *Non-Kohesif* ( $\overline{N_{ch}}$ )

Nilai  $\bar{N}$  dan  $\overline{N_{ch}}$  harus ditentukan sesuai dengan perumusan berikut:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \dots\dots\dots (2.11.)$$

Dimana  $N_i$  dan  $d_i$  dalam persamaan 2.4 berlaku untuk tanah *non*-kohesif, tanah kohesif dan lapisan batuan.

$$\overline{N_{ch}} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \dots\dots\dots (2.12.)$$

Dimana  $N_i$  dan  $d_i$  dalam persamaan 2.5 berlaku untuk lapisan tanah *non*-kohesif saja, dan  $\sum_{i=1}^m d_i = d_s$ , dimana  $d_s$  adalah ketebalan total dari lapisan tanah *non*-kohesif di 30 meter lapisan paling atas.  $N_i$  adalah tahanan penetrasi standar 60 persen energi ( $N_{60}$ ) yang terukur langsung dilapangan tanpa koreksi, dengan nilai tidak lebih dari 305 pukulan/m. Jika ditemukan perlawanan lapisan batuan, maka nilai  $N_i$  tidak boleh diambil lebih dari 305 pukulan/m.

c. Kuat Geser Niralir Rata-Rata ( $\bar{s}_u$ )

Nilai  $\bar{s}_u$  harus ditentukan sesuai dengan perumusan berikut:

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{s_{ui}}} \dots\dots\dots (2.13.)$$

Dimana:

$$\sum_{i=1}^k d_i = d_c$$

Keterangan:

$d_c$  = ketebalan total dari lapisan-lapisan tanah kohesif di dalam lapisan 30 meter paling atas;

$PI$  = indeks plastisitas, berdasarkan tata cara yang berlaku;

$w$  = kadar air dalam persen, sesuai tata cara yang berlaku;

$S_{ui}$  = kuat geser niralir (kPa), dengan nilai tidak lebih dari 250 kPa seperti yang ditentukan dan sesuai dengan tata cara yang berlaku.

*Note:*

- $\bar{v}_s$  lapisan 30 meter paling atas (metode  $\bar{v}_s$ );
- $\bar{N}$  lapisan 30 meter paling atas (metode  $\bar{N}$ );
- $\bar{N}_{ch}$  untuk lapisan tanah *non*-kohesif ( $PI < 20$ ) 30 meter paling atas,  $\bar{s}_u$  untuk lapisan tanah kohesif ( $PI > 20$ ) 30 meter paling atas (metode  $\bar{s}_u$ ). Bila  $\bar{N}_{ch}$  dan  $\bar{s}_u$  menghasilkan kriteria yang berbeda, kelas situs harus diberlakukan sesuai dengan kategori tanah yang lebih lunak.
- SA = batuan keras;
- SB = batuan;
- SC = tanah keras, sangat padat dan batuan lunak;
- SD = tanah sedang;
- SE = tanah lunak;
- SF = tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik.

### 2.3. Analisis Struktur Bawah

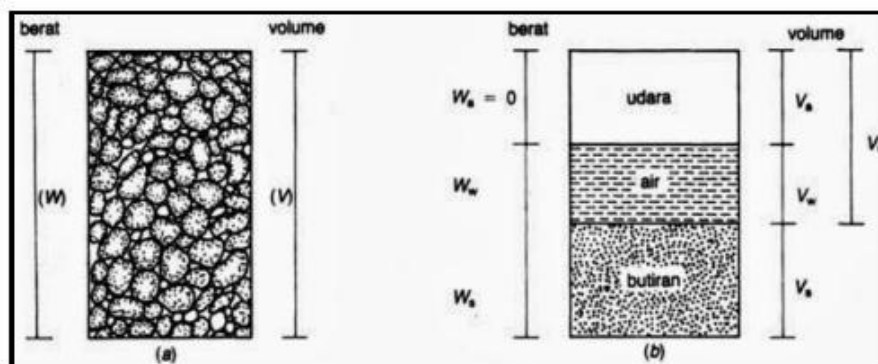
Penelitian tugas akhir ini difokuskan untuk melakukan perencanaan pada struktur bawah bangunan gedung. Pada analisis struktur bawah ini hal yang perlu dilakukan yaitu mengetahui kondisi tanah di lokasi perencanaan seperti melakukan penyelidikan tanah (*soil investigation*) baik dilapangan maupun di laboratorium, stratifikasi tanah untuk mengetahui profil permukaan tanah dan lapisan-lapisan dibawahnya, menentukan parameter-parameter tanah pada setiap lapisannya, merencanakan fondasi yang tepat untuk menyesuaikan bangunan yang di topang dan kondisi tanah dilokasi perencanaan, mendesain balok *sloof/tie beam*

sebagai pengikat antara satu fondasi dengan fondasi yang lain guna menghindari terjadinya penurunan fondasi setempat.

### 2.3.1. Definisi Tanah

Tanah adalah materi utama yang menerima sepenuhnya penyaluran beban yang ditimbulkan akibat konstruksi bangunan yang dibuat di atasnya. Tanah yang ada di permukaan bumi mempunyai karakteristik dan sifat yang berbeda beda, sehingga hal ini merupakan suatu tantangan bagi perencana konstruksi untuk memahami perilaku tanah yang dihadapi dalam perencanaan konstruksi dengan cara melakukan penyelidikan dan penelitian terhadap sifat-sifat yang dimiliki tanah yang tentunya hasilnya tidak mutlak, tepat dan benar. Akan tetapi paling tidak kita dapat melakukan pendekatan secara teknis yang dapat dipertanggungjawabkan akurasinya dalam perencanaan konstruksi.

Tanah terdiri dari tiga komponen yaitu air, udara, dan bahan padat. Udara dianggap tidak mempunyai pengaruh teknis sedangkan air sangat mempengaruhi sifat-sifat teknis tanah. Ruang diantara butiran-butiran sebagian atau seluruhnya dapat terisi oleh air atau udara. Bila rongga terisi oleh air seluruhnya tanah dikatakan dalam kondisi jenuh. Sedangkan bila rongga terisi air dan udara tanah pada kondisi jenuh sebagian (*partially saturated*). Komponen-komponen tanah tersebut akan diperjelas pada Gambar 2.3 berikut:



**Gambar 2.3.** Diagram Fase Tanah

(Sumber: Das, 1995)

### 2.3.2. Klasifikasi Tanah

Klasifikasi tanah sangat diperlukan untuk memberikan gambaran sepintas mengenai sifat-sifat tanah di dalam perencanaan dan pelaksanaan suatu konstruksi. Dalam mekanika tanah telah banyak dibuat metode pengklasifikasian sesuai dengan dasar yang dipakai untuk mendasari metode yang dibuat. Walaupun terdapat berbagai sistem pengklasifikasian tanah, tetapi tidak satupun dari sistem-sistem tersebut yang memberikan penjelasan yang tegas mengenai segala kemungkinan pemakaiannya. Hal ini disebabkan karena tanah memiliki sifat-sifat yang bervariasi. Adapun beberapa metode klasifikasi tanah yang ada antara lain klasifikasi tanah sistem AASHTO (*American Association of State Highway Officials*) dan klasifikasi tanah sistem USCS (*Unified Soil Classification System*).

#### 1. Klasifikasi Tanah Sistem AASHTO

Sistem klasifikasi tanah sistem AASHTO pada mulanya dikembangkan pada tahun 1929 sebagai *Public Road Administration Classification System*. Guna mengklasifikasikan tanah untuk pemakaian lapisan dasar jalan raya. Sistem ini pada mengklasifikasikan tanah kedalam delapan kelompok, A-1 sampai A-7. Kelompok A-1 dianggap yang paling baik yang sesuai untuk lapisan dasar jalan raya. Setelah diadakan beberapa kali perbaikan, sistem ini dipakai oleh *The American Association of State Highway Officials* (AASHTO) dalam tahun 1945. Bagan pengklasifikasian sistem ini dapat dilihat seperti pada Tabel 2.1. di bawah. Khusus untuk tanah yang mengandung bahan butir halus diidentifikasi lebih lanjut dengan indeks kelompoknya. Indeks kelompok didefinisikan dengan persamaan di bawah:

$$GI = (F - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01 (F - 15)(PI - 10) \dots (2.14.)$$

Dimana:

$(F - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)]$  merupakan bagian indeks kelompok tetap batas cair. Bagian kedua, dalam hal ini  $0,01 (F - 15)(PI - 10)$  merupakan bagian indeks kelompok tetap indeks plastisitas.

Keterangan:

$GI$  = indeks kelompok;

$F$  = batas butir yang lolos ayakan No.200;

$PI$  = indeks plastisitas;

LL = batas cair.

**Tabel 2.1.** Klasifikasi Tanah Menurut AASHTO

<b>Klasifikasi Umum</b>	<b>Tanah Granular<sup>1</sup></b>						
Klasifikasi Kelompok	A-1		A-3	A-2			
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Persen Lolos Saringan							
No. 10	50 max						
No. 40	30 max	50 max	51 min				
No. 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max
Batas Cair				40 max	41 min	40 max	41 min
Indeks Plastisitas	6 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min
Fraksi Tanah	Kerikil dan Pasir		Pasir Halus	Kerikil dan pasir lanau atau lempung			
Kondisi Kuat Dukung	Sangat Baik hingga Baik						
<b>Klasifikasi Umum</b>	<b>Tanah Mengandung Lanau-Lempung<sup>2</sup></b>						
Klasifikasi Kelompok	A-4	A-5	A-6	A-7			
				A-7-5a			
				A-7-5b			
Persen Lolos Saringan							
No. 10							
No. 40							
No. 200	36 min	36 min	36 min	36 min			
Batas Cair	40 max	41 min	40 max	41 min			
Indeks Plastisitas	10 max	10 max	11 min	11 min			
Fraksi Tanah	Lanau			Lempung			
Kondisi Kuat Dukung	Kurang Baik hingga Jelek						
Keterangan : <sup>1</sup> Persen lolos saringan no. 200 ≤ 35%; <sup>2</sup> Persen lolos saringan no. 200 > 35%; a). Untuk A-7-5, PI ≤ LL - 30, b). A-7-6, PI > LL - 30							

(Sumber: Braja M. Das, Eighth Edition)

## 2. Klasifikasi Tanah Sistem USCS

Sistem klasifikasi tanah yang paling terkenal di kalangan para ahli geoteknik adalah klasifikasi sistem USCS. Sistem ini pertama kali diperkenalkan oleh Cassagrande tahun 1942 untuk dipergunakan pada pekerjaan pembuatan lapangan terbang yang dilaksanakan oleh *The Army Corps Engineers*. Sistem

ini telah dipakai dengan sedikit modifikasi oleh *U.S. Bureau of Reclamation* dan *U.S Corps of Engineers* tahun 1952. Dan pada tahun 1969 *American Society for Testing and Material* telah menjadikan sistem ini sebagai prosedur standar guna mengklasifikasikan tanah untuk tujuan rekayasa. Sistem USCS membagi tanah ke dalam dua kelompok utama, yaitu:

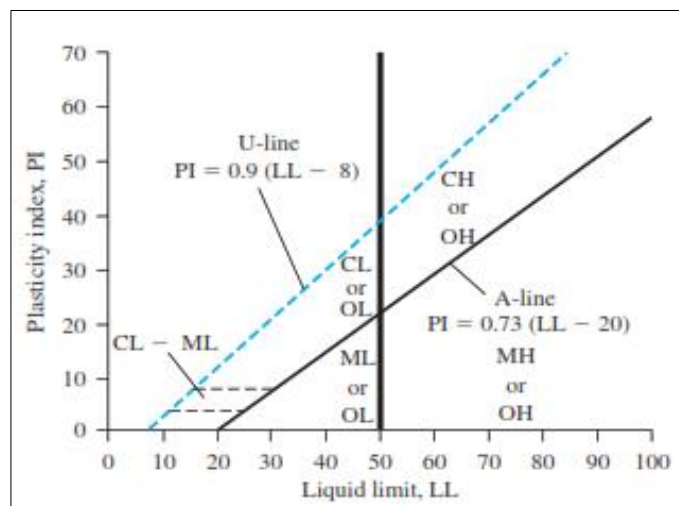
- a. Tanah butir kasar adalah tanah yang lebih dari 50% bahannya tertahan pada saringan No.200. Tanah butir kasar terbagi atas kerikil dengan simbol G (*gravel*), dan pasir dengan simbol S (*sand*).
- b. Tanah butir halus adalah tanah yang lebih dari 50% bahannya lewat pada saringan No.200. Tanah butir halus terbagi atas lanau dengan simbol M (*silt*), lempung dengan simbol C (*clay*), serta lanau dan lempung organik dengan simbol O, bergantung pada tanah itu terletak pada grafik plastisitas. Tanda L untuk plastisitas rendah dan tanda H untuk plastisitas tinggi. Adapun simbol-simbol lain yang digunakan dalam klasifikasi tanah ini adalah:

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) ( $LL > 50$ ).



**Gambar 2.4.** Grafik Bagan Plastisitas

(Sumber: Braja M. Das, Eighth Edition)

**Tabel 2.2.** Klasifikasi Tanah Menurut USCS

Criteria for assigning group symbols and group names using laboratory tests				Soil Classification	
				Group Symbols	Group Name
<b>Coarse-grained soils.</b> More than 50% retained on No.200	Gravels	Clean Gravels	$Ca \geq 4$ and $1 \leq Ce \leq 3e$	GW	Well-graded gravel f
	More than 50% of coarse fraction retained on No.4 sieve	Less than 5% fines	$Ca < 4$ and/or $1 > Ce > 3e$	GP	Poorly graded gravel
		Gravels with fines	Fines classify as ML or MH	GM	Silty gravel f,g,h
		More than 12% fines	Fines classify as CL or CH	GC	Clayey gravel f,g,h
	Sands	Clean Sands	$Ca \geq 6$ and $1 \leq Ce \leq 3e$	SW	Well-graded sand i
	50% or more of coarse fraction passes No.4 sieve	Less than 5% fines	$Ca < 6$ and/or $1 > Ce > 3e$	SP	Poorly graded sand i
		Sand with Fines	Fines classify as ML or MH	SM	Silty sand g,h,i
		More than 12% fines	Fines classify as CL or CH	SC	Clayey sand g,h,i
<b>Fines-grained soils</b> 50% or more passes the No 200 sieve	Silts and Clays	Inorganic	$PI > 7$ and plots on or above "A" line j	CL	Lean Clay k, l, m
			$PI < 4$ or plots below "A" line j	ML	Silt k, l, m
	Liquid limit less than 50	Oganic		OL	
	Silts and Clays	Inorganic	$PI$ plots on or above "A" line	CH	Fat clay k, l, m
			$PI$ plots below "A" line	MH	Elastic silt k,l,m
	Liquid limit 50 or more	Oganic		OH	
<b>Highly organic soils</b>	Primarily organic matter, dark in color, and organic color		PT	Peat	

(Sumber: Braja M. Das, Eighth Edition)

### 2.3.3. Penyelidikan Tanah (*Soil Investigation*)

Penyelidikan tanah (*soil investigation*) adalah proses pengambilan contoh (*sample*) tanah yang bertujuan untuk menyelidiki karakteristik tanah, menentukan daya dukung tanah menurut tipe fondasi yang di pilih, menentukan tipe dan kedalaman, untuk mengetahui posisi muka air tanah, untuk meramalkan besarnya penurunan, dan menyelidiki keamanan suatu struktur bila penyelidikan dilakukan pada bangunan yang telah ada sebelumnya. Oleh sebab itu *soil investigation* adalah pekerjaan awal yang harus dilakukan sebelum memutuskan akan menggunakan jenis fondasi dangkal atau dalam. Penyelidikan tanah (*soil investigation*) pada umumnya dibedakan menjadi dua jenis yaitu:

#### 1. Penyelidikan di Lapangan (*In Situ Test*)

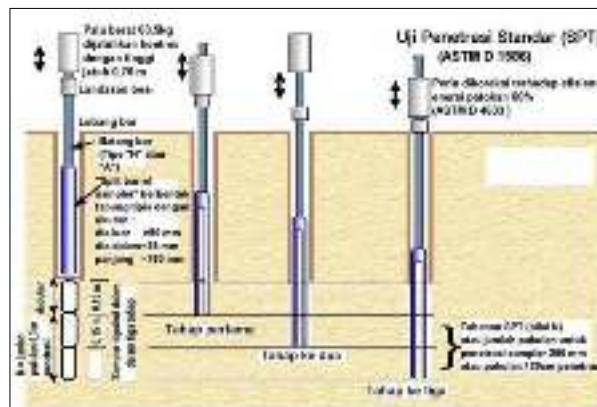
Jenis penyelidikan di lapangan seperti pengeboran (*hand boring* ataupun *machine boring*), *Cone Penetrometer Test* (sondir), *Standard Penetration Test* (SPT), *Sand Cone Test* dan *Dynamic Cone Penetrometer*. Salah satu



penyelidikan lapangan yang telah disebutkan yaitu *Standard Penetration Test* (SPT) akan di jelaskan sebagai berikut:

a. *Standard Penetration Test* (SPT)

*Standard Penetration Test* (SPT) sering digunakan untuk mendapatkan daya dukung tanah secara langsung di lokasi. Pengujian langsung dilapangan dengan metode *Standard Penetration Test* (SPT) dilakukan dalam satu lubang bor dengan memasukkan tabung sampel yang berdiameter 35 mm sedalam 305 mm, kedalam tanah pada dasar lubang bor dengan memakai suatu beban penumbuk dengan berat 140 lb (63 kg) yang dijatuhkan dari ketinggian 30 in (75 cm). Setelah mencapai kedalaman tanah 6 in (15 cm) jumlah pukulan ditentukan untuk memasukkannya sedalam 12 in (30 cm) berikutnya. Jumlah pukulan ini disebut nilai N (*N value*) atau *number of blows*. Seperti terlihat pada Gambar 2.5.



**Gambar 2.5.** *Standard Penetration Test* (SPT)  
(Sumber: SNI 4153-2008)

Kemudian hasil dari pekerjaan bor dan SPT dituangkan dalam lembaran *drilling log*. Uji SPT dapat dihentikan jika jumlah pukulan melebihi 50 kali sebelum penetrasi 30 cm tercapai. Tujuan percobaan SPT yaitu:

- 1) Untuk menentukan kepadatan relatif dan sudut geser ( $\phi$ ) lapisan tanah tersebut dari pengambilan contoh tanah dengan tabung;
- 2) Dapat diketahui jenis tanah dan ketebalan dari setiap lapisan tanah;
- 3) Untuk memperoleh data yang kumulatif pada perlawanan penetrasi tanah dan menetapkan kepadatan dari tanah yang tidak berkohesi yang

biasanya sulit diambil sampelnya.

Selain itu, *Standard Penetration Test* (SPT) ini dilakukan untuk mendapatkan nilai N yang dipakai untuk analisis daya dukung tanah. Menurut ASTM D-4633 setiap alat uji SPT yang digunakan harus dikalibrasi tingkat efisiensi tenaganya dengan alat ukur *Strain Gauges* dan *Accelerometer*. Pada praktiknya efisiensi *Donut Hammer* dan *Safety Hammer* sekitar 35%-85%, sementara efisiensi *Automatic Hammer* sekitar 80%-100%. Jika  $E_f$  yang diukur dari kalibrasi alat, maka nilai N-SPT harus dikoreksi terhadap efisiensi sebesar 60% dan dinyatakan dalam persamaan:

$$N - SPT_{60} = \frac{N \times \eta_H \times \eta_B \times \eta_S \times \eta_R}{60} \dots\dots\dots(2.15.)$$

Keterangan:

- $N - SPT_{60}$  = efisiensi 60%;
- $N$  = nilai N-SPT yang terukur;
- $\eta_H$  = efisiensi palu (%);
- $\eta_B$  = koreksi untuk diameter *borehole*;
- $\eta_S$  = koreksi sampel;
- $\eta_R$  = koreksi untuk *rod length*.

Untuk menentukan nilai  $\eta_H$ ,  $\eta_B$ ,  $\eta_S$ , dan  $\eta_R$  dapat dilihat pada tabel-tabel berikut:

**Tabel 2.3.** Variasi nilai  $\eta_H$

Negara	Tipe Hammer	Hammer Release	$\eta_H$ (%)
Jepang	<i>Donut</i>	<i>Free Fall</i>	78
	<i>Donut</i>	<i>Rope and pulley</i>	67
U.S	<i>Safety</i>	<i>Rope and pulley</i>	60
	<i>Donut</i>	<i>Rope and pulley</i>	45
Argentina	<i>Donut</i>	<i>Rope and pulley</i>	45
China	<i>Donut</i>	<i>Free Fall</i>	60
	<i>Donut</i>	<i>Rope and pulley</i>	50

(Sumber: Seed et al, 1985 and Skempton, 1986)

**Tabel 2.4.** Variasi nilai  $\eta_B$ 

<b>Diameter (mm)</b>	<b><math>\eta_B</math></b>
60 – 120	1
150	1.05
200	1.15

(Sumber: Seed et al, 1985 and Skempton, 1986)

**Tabel 2.5.** Variasi nilai  $\eta_S$ 

<b>Variabel</b>	<b><math>\eta_S</math></b>
<i>Standard Sampler</i>	1.0
<i>With liner for dense sand and clay</i>	0.8
<i>With liner for loose sand</i>	0.9

(Sumber: Seed et al, 1985 and Skempton, 1986)

**Tabel 2.6.** Variasi nilai  $\eta_R$ 

<b>Rod Length (m)</b>	<b><math>\eta_R</math></b>
> 10	1.0
6 – 10	0.95
4 – 6	0.85
0 – 4	0.75

(Sumber: Seed et al, 1985 and Skempton, 1986)

## 2. Penyelidikan di Laboratorium (*Laboratory Test*)

Jenis penyelidikan di laboratorium terdiri dari uji *index properties* tanah (*Atterberg Limit, Water Content, Specific Gravity, Shieve Analysis*) dan *engineering properties* tanah (*direct shear test, triaxial test, consolidation test, permeability test, compaction test, dan CBR*). Dari hasil penyelidikan tanah di lapangan diperoleh contoh tanah (*soil sampling*) yang dapat dibedakan menjadi dua yaitu:

### a. Contoh tanah tidak terganggu (*undisturbed soil*)

Suatu contoh tanah dikatakan tidak terganggu apabila contoh tanah itu dianggap masih menunjukkan sifat-sifat asli tanah tersebut. Sifat asli yang dimaksud adalah contoh tanah tersebut tidak mengalami perubahan pada

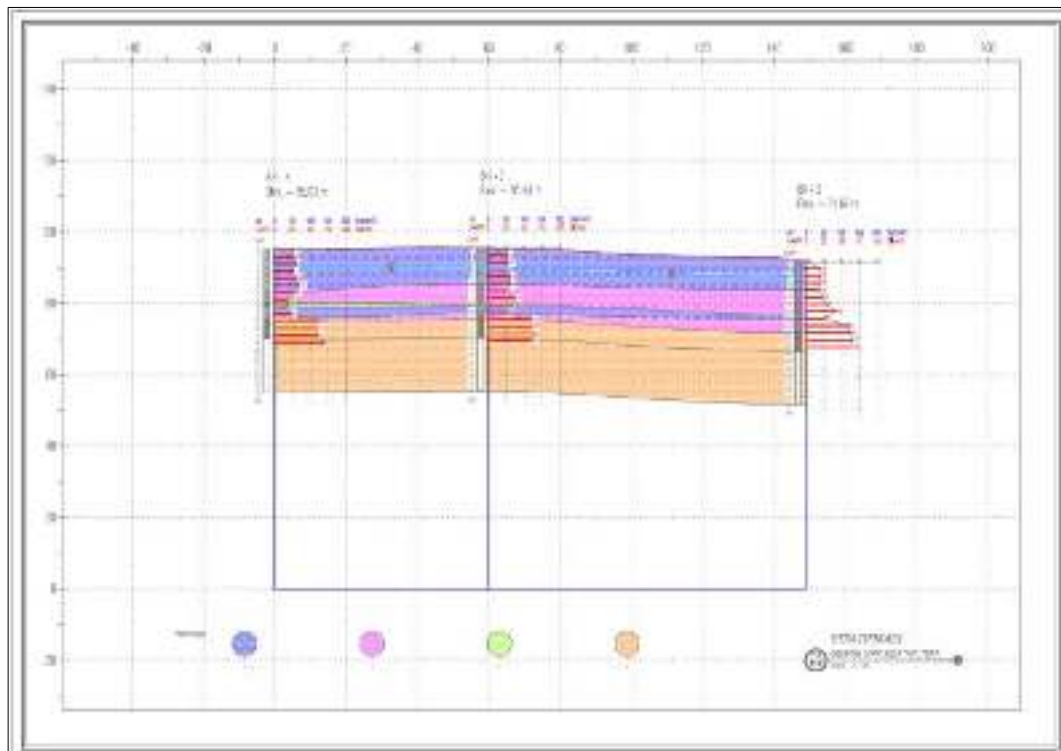
strukturnya, kadar air, atau susunan kimianya. *Undisturbed soil* digunakan untuk percobaan *engineering properties*.

b. Contoh tanah terganggu (*disturbed soil*)

Contoh tanah terganggu adalah contoh tanah yang diambil tanpa adanya usaha-usaha tertentu untuk melindungi struktur asli tanah tersebut. *Disturbed soil* digunakan untuk percobaan uji *index properties* tanah.

### 2.3.4. Stratifikasi Tanah

Stratifikasi tanah adalah penggambaran jenis lapisan tanah berdasarkan hasil penyelidikan tanah dari tes *bore log* dan sondir. Stratifikasi tanah juga dapat diartikan penyelidikan tanah yang berupaya untuk mengetahui bentuk, jenis, ketebalan dan kedalaman lapisan tanah yang berada di bawah permukaan. Untuk melakukan stratifikasi ini perlu dilakukan pengujian di lapangan. Pengujian di lapangan yang paling banyak dilakukan adalah uji sondir dan *bore log*. Contoh stratifikasi tanah berdasarkan hasil uji *bore log* dapat dilihat pada Gambar 2.6.



**Gambar 2.6.** Stratifikasi Tanah

### 2.3.5. Parameter Tanah

Parameter tanah merupakan hal yang penting dalam perencanaan fondasi agar menghasilkan kekuatan yang tepat sesuai dengan kondisi dilapangan. Parameter tanah dapat didapatkan dari dua cara yaitu:

- a. Pengujian laboratorium seperti analisis saringan, *atterberg limit*, berat volume, berat jenis, kadar air, *triaxial test*, tes konsolidasi dan lain-lain;
- b. Pengujian lapangan seperti *Cone Penetration Test (CPT)*, *Standard Penetration Test (SPT)*, serta pengambilan sampel berupa *Undisturbed Sample (UDS)*.

Dari hasil pengujian tersebut maka akan didapat parameter-parameter tanah yang dibutuhkan dalam proses perencanaan desain fondasi. Pada penelitian tugas akhir ini digunakan data sekunder berupa data lapangan SPT yang nantinya akan digunakan untuk mengetahui profil dan parameter tanah yang di dapat dari korelasi empiris berdasarkan teori yang ada.

#### 1. Korelasi N-SPT terhadap Konsistensi Tanah

Konsistensi tanah adalah daya kohesi dan adhesi diantara partikel-partikel tanah dan ketahanan (*resistensi*) massa tanah tersebut terhadap perubahan bentuk oleh tekanan atau berbagai kekuatan yang dapat mempengaruhi. Konsistensi tanah ditentukan oleh tekstur dan struktur tanah. Berikut adalah korelasi antara jumlah tumbukan N-SPT dengan konsistensi tanah kohesif dan *non*-kohesif. Dapat dilihat pada Tabel 2.7 dan Tabel 2.8.

**Tabel 2.7.** Korelasi N-SPT terhadap Konsistensi Tanah Kohesif

<i>Consistency</i>	<i>Standard Penetration Number, N-SPT</i>	<i>Unconfined Compression Strength, <math>q_u</math> (kN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>Very Soft</i>	0 – 2	0 – 25
<i>Soft</i>	2 – 5	25 – 50
<i>Medium Stiff/Firm</i>	5 – 10	50 – 100
<i>Stiff</i>	10 – 20	100 – 200
<i>Very Stiff</i>	20 – 30	200 – 400
<i>Hard</i>	> 30	> 400

(Sumber: Das, 1984)

**Tabel 2.8.** Korelasi N-SPT terhadap Konsistensi Tanah Non-Kohesif

<i>State of Packing</i>	<i>Relative Density</i>	<i>Standard Penetration Resistance, N blows/ft</i>
<i>Very Loose</i>	< 0.2	< 4
<i>Loose</i>	0.2 – 0.4	4 – 10
<i>Medium Dense/Compact</i>	0.4 – 0.6	10 – 30
<i>Dense</i>	0.6 – 0.8	30 – 50
<i>Very Dense</i>	> 0.8	> 50

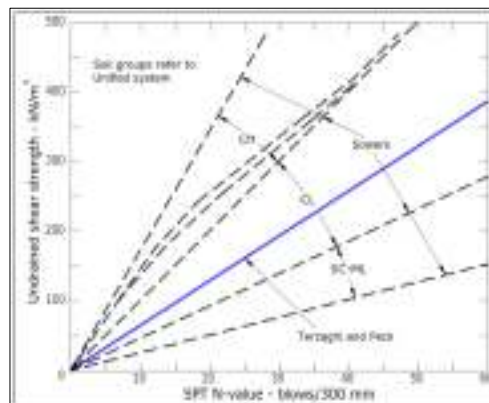
(Sumber: Meyerhoff, 1956)

## 2. Korelasi N-SPT terhadap Kuat Geser Tanah

Kuat geser tanah adalah gaya perlawanan yang dilakukan oleh butiran tanah terhadap desakan atau tarikan. Parameter kuat geser tanah terdiri dari kohesi ( $c$ ) dan sudut geser dalam ( $\phi$ ). Kohesi ( $c$ ) adalah parameter yang menggambarkan gaya yang menyatukan butiran tanah sedangkan sudut geser dalam ( $\phi$ ) adalah parameter yang menggambarkan kuat geser karena friksi.

### a. Korelasi N-SPT terhadap *Undrained Shear Strength* ( $c_u$ )

*Undrained shear strength* ( $c_u$ ) adalah parameter kuat geser tanah kohesif pada kondisi *undrained* yang biasa ditemui pada tanah lempung. Pada tanah *non*-kohesif atau pasir, nilai  $c_u$  umumnya bernilai sangat kecil sehingga dapat diabaikan. Nilai *undrained shear strength* ( $c_u$ ) dapat dikorelasikan dengan nilai N-SPT, berikut adalah grafik yang menunjukkan korelasi tersebut. Dapat dilihat pada Gambar 2.7.



**Gambar 2.7.** Korelasi Empiris N-SPT dengan  $c_u$

(Sumber: Terzaghi and Peck, 1943)

Pada tugas akhir ini korelasi nilai *undrained shear strength* ( $c_u$ ) dengan N-SPT menggunakan persamaan korelasi menurut Terzaghi (1976):

$$c_u = \frac{20}{3}N \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots\dots(2.16.)$$

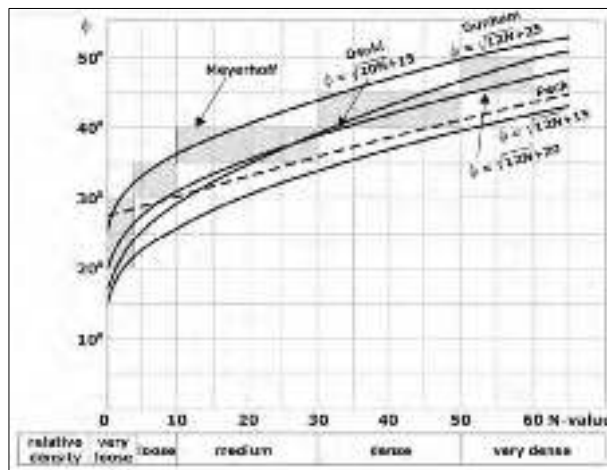
Keterangan:

$c_u$  = *undrained shear strength* (kN/m<sup>2</sup>)

$N$  = nilai N-SPT

b. Korelasi N-SPT terhadap Sudut Geser Dalam ( $\phi$ )

Pada tanah granular kohesi tanah sangat kecil, sehingga parameter kuat geser tanah bergantung pada sudut geser dalam ( $\phi$ ). Sudut geser dalam ( $\phi$ ) dapat dikorelasikan dengan nilai N-SPT, berikut adalah grafik yang menunjukkan korelasi tersebut berdasarkan beberapa ahli. Dapat dilihat pada Gambar 2.8.



**Gambar 2.8.** Korelasi Empiris N-SPT dengan  $\phi$   
(Sumber: Terzaghi, 1948)

Pada tugas akhir ini korelasi nilai sudut geser dalam ( $\phi$ ) dengan N-SPT menggunakan persamaan korelasi menurut Peck:

$$\phi = \sqrt{12N} + 15^\circ \dots\dots\dots(2.17.)$$

Keterangan:

$\phi$  = sudut geser dalam ( $^\circ$ )

$N$  = nilai N-SPT

3. Korelasi N-SPT terhadap Berat Volume Tanah ( $\gamma$ )

Berat volume tanah ( $\gamma$ ) adalah berat total tanah per satuan volume total. Berat

volume tanah dapat juga dinyatakan dalam berat butiran tanah, kadar air, dan volume total. Korelasi N-SPT terhadap berat volume tanah ( $\gamma$ ) pada tanah kohesif dan *non*-kohesif ditentukan melalui korelasi empiris sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 2.9 dan Tabel 2.10.

**Tabel 2.9.** Korelasi N-SPT terhadap  $\gamma$  untuk Tanah Kohesif

<i>N-SPT</i> (blows/ft)	<i>Consistency</i>	<i>Unconfined Compression</i> <i>Strength, <math>q_u</math> (<math>kN/m^2</math>)</i>	$\gamma_{sat}$ ( $kN/m^3$ )
0 – 2	<i>Very Soft</i>	0 – 25	16 – 19
2 – 4	<i>Soft</i>	25 – 50	16 – 19
4 – 8	<i>Medium</i>	50 – 100	17 – 20
8 – 15	<i>Stiff</i>	100 – 200	19 – 22
15 – 30	<i>Very Stiff</i>	200 – 400	19 – 22
> 30	<i>Hard</i>	> 400	19 – 22

(Sumber: Terzaghi and Peck, 1948)

**Tabel 2.10.** Korelasi N-SPT terhadap  $\gamma$  untuk Tanah Non-Kohesif

<i>Compactness</i>	<i>Relative</i> <i>Density</i> (%)	<i>N-SPT</i> (blows/ft)	<i>Angel of</i> <i>Internal</i> <i>Friction</i> (°)	$\gamma_{sat}$ ( $kN/m^3$ )
<i>Very Loose</i>	0 – 15	0 – 4	28	11 – 16
<i>Loose</i>	16 – 35	5 – 10	28 – 30	14 – 18
<i>Medium</i>	36 – 65	11 – 30	31 – 36	17 – 20
<i>Dense</i>	66 – 85	31 – 50	37 – 41	17 – 22
<i>Very Dense</i>	86 – 100	51	41	20 – 23

(Sumber: Meyerhoff, 1956)

**Tabel 2.11.** Korelasi  $\gamma_{sat}$  terhadap  $\gamma_{dry}$

$\gamma_{sat}$ ( $kN/m^3$ )	$\gamma_{dry}$ ( $kN/m^3$ )	$w_{sat}$ (%)
12.84	4.90	163
13.53	5.88	129.6



$\gamma_{sat}$ ( $kN/m^3$ )	$\gamma_{dry}$ ( $kN/m^3$ )	$w_{sat}$ (%)
14.12	6.86	105.8
14.70	7.84	88.0
15.39	8.82	74.1
15.98	9.80	63
16.57	10.78	53.9
17.25	11.76	46.3
17.84	12.74	39.9
18.43	13.72	34.4

(Sumber: Biarez & Favre)

#### 4. Korelasi Jenis Tanah terhadap *Poisson's Ratio* Tanah ( $\mu_s$ )

Nilai *poisson's ratio* ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan permukaan lateral. Nilai *poisson's ratio* dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah. Berikut adalah korelasi antara jenis tanah dengan *poisson's ratio* ( $\mu_s$ ). Dapat dilihat pada Tabel 2.12.

**Tabel 2.12.** Korelasi Jenis Tanah terhadap  $\mu_s$

<i>Type of Soil</i>	<i>Poisson's Ratio</i> ( $\mu_s$ )
<i>Loose Sand</i>	0.2 – 0.4
<i>Medium Sand</i>	0.25 – 0.4
<i>Dense Sand</i>	0.4 – 0.45
<i>Silty Sand</i>	0.2 – 0.4
<i>Soft Clay</i>	0.15 – 0.25
<i>Medium Clay</i>	0.2 – 0.5

(Sumber: Das, 1999)

#### 5. Korelasi N-SPT terhadap Modulus Elastisitas Tanah ( $E_s$ )

Modulus elastisitas tanah ( $E_s$ ) ini sering disebut sebagai modulus young yang merupakan perbandingan antara tegangan dan regangan aksial dalam deformasi yang elastis. Sehingga modulus elastisitas menunjukkan kecenderungan suatu material untuk berubah bentuk dan kembali lagi ke

bentuk semula bila beban yang menyebabkan deformasi dihilangkan. Modulus elastisitas tanah ( $E$ ) suatu material dapat didefinisikan sebagai perbandingan antara perubahan tegangan dan perubahan regangan yang terjadi pada tanah akibat pembebanan. Berikut adalah korelasi antara N-SPT dengan modulus elastisitas tanah ( $E_s$ ). Dapat dilihat pada Tabel 2.13.

**Tabel 2.13.** Korelasi N-SPT terhadap  $E_s$

<i>Soil</i>	<i>Correlation N-SPT to <math>E_s</math> (<math>kN/m^2</math>)</i>
<i>Sand (NC)</i>	$E_s = 500 (N+15)$ $E_s = (15000 - 22000) \ln N$
<i>Sand (OC)</i>	$E_s = 18000 + 750N$
<i>Sand (Saturated)</i>	$E_s = 200 (N+15)$
<i>Gravelly Sand and Gravel</i>	$E_s = 1200 (N+6)$ $E_s = 600 (N+6); N \leq 15$ $E_s = 600 (N+6) + 2000; N \geq 15$
<i>Clayey Sand</i>	$E_s = 320 (N+15)$
<i>Silty Sand</i>	$E_s = 320 (N+15)$
<i>Soft Clay</i>	-
<i>Silty Clay</i>	$E_s = 300 (N+6)$
<i>Clay</i>	<i>Using the undrained shear strength (<math>c_u</math>)</i> $E_u = (250 - 500) c_u$ $E' = + 0.8 E_u$

(Sumber: Coduto, 1994)

6. Korelasi Konsistensi Tanah terhadap Nilai  $\epsilon_{50}$

Berikut ini adalah korelasi antara konsistensi tanah dengan nilai regangan tanah saat tegangan yang bekerja adalah 50% dari tegangan *ultimate* ( $\epsilon_{50}$ ). Dapat dilihat pada Tabel 2.14.

**Tabel 2.14.** Korelasi Konsistensi Tanah terhadap Nilai  $\epsilon_{50}$

<i>Soil Strain Parameter <math>\epsilon_{50}</math></i>		
<i>Soft Clay</i>	$c = 12$ to $24$ kPa	$\epsilon_{50} = 0.02$
<i>Medium Clay</i>	$c = 24$ to $48$ kPa	$\epsilon_{50} = 0.01$

<i>Soil Strain Parameter <math>\epsilon_{50}</math></i>		
<i>Stiff Clay</i>	$c = 48 \text{ to } 96 \text{ kPa}$	$\epsilon_{50} = 0.007$
<i>Very Stiff Clay</i>	$c = 96 \text{ to } 192 \text{ kPa}$	$\epsilon_{50} = 0.005$
<i>Hard Clay</i>	$c = 192 \text{ to } 383 \text{ kPa}$	$\epsilon_{50} = 0.004$
<i>Limestone</i>	-	$\epsilon_{50} = 0.001$

(Sumber: Reese et al, 2013)

7. Korelasi Konsistensi Tanah & Nilai  $c_u$  terhadap *Soil Modulus Parameter (k)*  
Berikut ini adalah korelasi antara konsistensi tanah dan nilai  $c_u$  terhadap *soil modulus parameter (k)*. Dapat dilihat pada Tabel 2.15 dan Tabel 2.16.

**Tabel 2.15.** Korelasi Nilai  $c_u$  terhadap  $k$  untuk Tanah Kohesif

<i>Soil Consistency</i>	$c_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\epsilon_{50}$	$k$ ( $\text{kN/m}^3$ ) <i>Static Loading</i>	$k$ ( $\text{kN/m}^3$ ) <i>Cyclic Loading</i>
<i>Soft</i>	12 – 24	0.02	8340.41	
<i>Medium</i>	24 – 48	0.01	27801.37	
<i>Stiff</i>	48 – 96	0.007	139006.89	55602.75
<i>Very Stiff</i>	96 – 192	0.005	278013.78	111205.51
<i>Hard</i>	192 – 383	0.004	556027.56	278013.78

(Sumber: Reese and Matlock, 1956)

**Tabel 2.16.** Korelasi Konsistensi Tanah terhadap  $k$  untuk Tanah Non-Kohesif

<i>Soil Consistency</i>	$k$ ( $\text{kN/m}^3$ ) <i>Static and Cyclic Loading</i>		
	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>
<i>Sand below groundwater table</i>	5560.27	16680.82	34751.72
<i>Sand above groundwater table</i>	6950.34	25021.24	62553.10

(Sumber: Reese and Matlock, 1956)

8. Korelasi Jenis Tanah terhadap Nilai Permeabilitas ( $k$ )

Tanah adalah media berpori yang memungkinkan air mengalir melalui rongga yang saling berhubungan. Permeabilitas ( $k$ ) adalah ukuran dari bagaimana dengan mudah air dapat mengalir melalui tanah. Permeabilitas dipengaruhi oleh ukuran butiran dan volume pori-pori tanah, sehingga nilai permeabilitas

akan semakin besar pada butiran tanah berukuran besar, begitu pula sebaliknya dan juga akan berkurang bila kepadatan ditingkatkan. Berikut adalah korelasi antara jenis tanah dengan nilai permeabilitas ( $k$ ). Dapat dilihat pada Tabel 2.17.

**Tabel 2.17.** Korelasi Jenis Tanah terhadap Nilai  $k$

<i>Type of Soil</i>	<i>Koefisien Permeability (cm/s)</i>	<i>Relative Permeability</i>
<i>Medium to Coarse Gravel</i>	$\geq 10^{-1}$	<i>High</i>
<i>Coarse to Fine Sand</i>	$10^{-1} - 10^{-3}$	<i>Medium</i>
<i>Fine Sand, Silty Sand</i>	$10^{-3} - 10^{-5}$	<i>Low</i>
<i>Silt, Clayey Silt, Silty Clay</i>	$10^{-4} - 10^{-6}$	<i>Very Low</i>
<i>Clays</i>	$\leq 10^{-7}$	<i>Impervious</i>

(Sumber: Braja M. Das, 2011)

## 9. Analisis Parameter Tanah

Perencanaan struktur bawah seperti fondasi tidak lepas dari pemilihan konsep parameter yang digunakan. Parameter yang akan digunakan perlu di analisis terhadap jangka waktunya. Analisis parameter ini dibagi menjadi analisis tegangan total (*total stress*) dan tegangan efektif (*effective stress*). Perbedaan dari kedua analisis tersebut dibedakan dari keadaan air pori yang berkontribusi terhadap pemikulan beban pada jangka waktu pendek atau jangka waktu panjang.

### a. Analisis Parameter Total

Parameter total digunakan untuk kondisi akhir konstruksi. Pada kondisi ini kecepatan penambahan beban luar memiliki kecepatan yang lebih besar dibandingkan kecepatan disipasi air pori. Saat akhir konstruksi beban yang diberikan adalah beban maksimum, sehingga air pori berada maksimum pada akhir konstruksi. Hal tersebut menyebabkan faktor keamanan minimum terjadi pada akhir konstruksi.

Analisis parameter ini umumnya digunakan pada tanah lempung karena kecepatan disipasi air pori yang berlangsung lambat. Nilai-nilai kekuatan

pada parameter total menggunakan *undrained shear strength* ( $c_u$ ) untuk nilai *shear strength*, tegangan yang digunakan adalah tegangan total, dan  $\phi$  yang digunakan sebesar 0.

b. Analisis Parameter Efektif

Parameter efektif digunakan untuk kondisi *long-term*, pada kondisi ini tanah akan mulai memikul tegangan yang sebelumnya dipikul oleh air karena air pori sudah mulai terdisipasi. Kekuatan tanah pada kondisi ini akan mengalami pertambahan, sehingga nilai dari faktor keamanan juga akan meningkat. Nilai-nilai kekuatan pada parameter efektif menggunakan tegangan efektif ( $\sigma'$ ), kohesi yang digunakan adalah  $c'$ , dan  $\phi$  yang digunakan adalah  $\phi'$ .

### 2.3.6. Fondasi

Fondasi ialah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban bangunan atas (*upper structure*) atau bangunan yang ditopang oleh fondasi dan beratnya sendiri kepada dan ke dalam tanah atau batuan yang terletak di bawahnya hingga ke dasar lapisan yang cukup kuat mendukungnya (Bowles, 1997). Suatu perencanaan fondasi dikatakan benar apabila beban yang diteruskan oleh fondasi ke tanah tidak melampaui kekuatan tanah yang bersangkutan (Das, 1995).

Dalam menentukan perencanaan fondasi suatu bangunan ada dua hal yang harus diperhatikan pada tanah yang ada di bawah fondasi, yaitu:

- a. Daya dukung fondasi yang direncanakan harus lebih besar daripada beban yang bekerja pada fondasi tersebut baik beban statik maupun beban dinamikanya;
- b. Penurunan yang terjadi akibat pembebanan tidak boleh melebihi penurunan yang diijinkan.

Banyak faktor dalam pemilihan jenis fondasi, faktor tersebut antara lain beban yang direncanakan bekerja, jenis lapisan tanah dan faktor non-teknis seperti biaya konstruksi dan waktu konstruksi. Pemilihan jenis fondasi yang digunakan sangat berpengaruh kepada keamanan struktur yang berada di atas fondasi tersebut. Jenis

fondasi yang dipilih harus mampu menjamin kedudukan struktur terhadap semua gaya yang bekerja. Selain itu, tanah pendukungnya harus mempunyai kapasitas daya dukung yang cukup untuk memikul beban yang bekerja sehingga tidak terjadi keruntuhan.

Untuk itu peran fondasi untuk menopang bangunan di atasnya harus diperhitungkan agar dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban yang bekerja, gaya-gaya luar seperti angin, gempa bumi, dan lain sebagainya. Berdasarkan struktur beton bertulang, fondasi memiliki beberapa fungsi yaitu:

- a. Mendistribusikan dan memindahkan beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan di atasnya ke lapisan tanah dasar yang dapat mendukung struktur tersebut;
- b. Mengatasi penurunan yang berlebihan dan penurunan yang tidak sama pada struktur di atasnya;
- c. Memberi kestabilan pada struktur dalam memikul beban horizontal akibat angin, gempa bumi, dan lain sebagainya.

Secara garis besar, fondasi dibedakan atas dua jenis yaitu fondasi dangkal (*shallow foundation*) dan fondasi dalam (*deep foundation*).

#### 1. Fondasi Dangkal

Fondasi dangkal adalah fondasi yang mendukung beban secara langsung dengan kedalaman  $Df/B \leq 4$ . Adapun hal-hal atau syarat-syarat yang perlu di tinjau terlebih dahulu sebelum menentukan jenis fondasi yang akan digunakan dalam perencanaan struktur bawah. Hal ini bertujuan agar fondasi yang digunakan nantinya sesuai dengan kondisi yang ada di lapangan dengan melihat hasil pengolahan data seperti data struktur atas, stratifikasi tanah, dan parameter tanah. Dalam hal ini, dapat diketahui bahwa fondasi dangkal dibutuhkan untuk kondisi sebagai berikut:

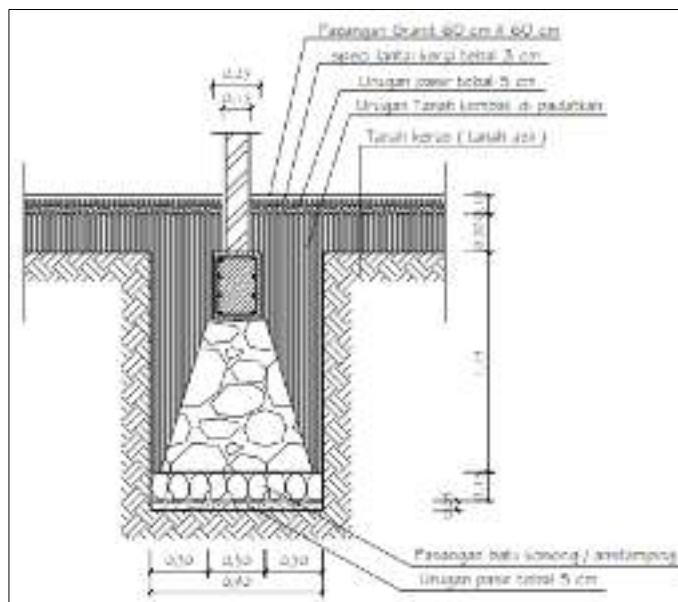
- a. Cek data *bore log*;
- b. Posisi lapisan tanah keras berada pada kedalaman  $\leq 3$  meter;
- c. Bangunan yang di pikul pada umumnya  $\leq 2$  lantai;
- d. Daya dukung tanah minimal  $2 \text{ kg/cm}^2$ ;

e. Beban yang bekerja tidak terlalu besar.

Berdasarkan bentuknya, fondasi dangkal dapat dibedakan menjadi beberapa jenis yaitu:

a. Fondasi Menerus

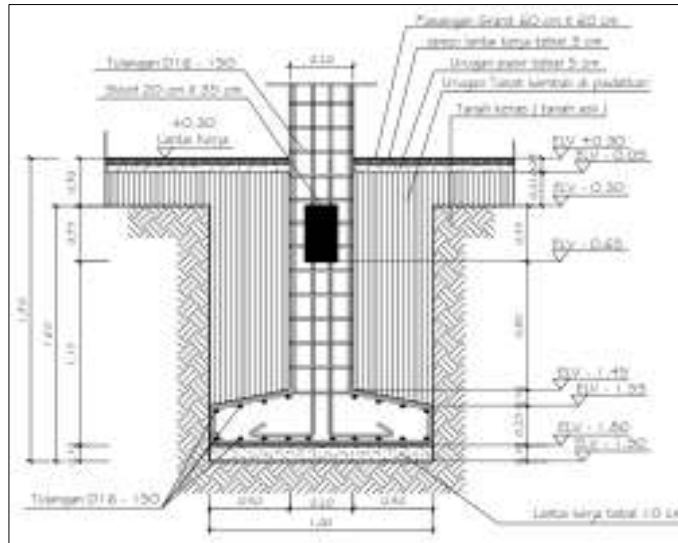
Fondasi menerus adalah jenis fondasi yang digunakan untuk mendukung beban memanjang, baik untuk mendukung beban dinding atau beban kolom dimana penempatan kolom dalam jarak yang dekat dan fungsional kolom tidak terlalu mendukung beban berat. Fondasi yang termasuk fondasi menerus yaitu fondasi batu kali dan fondasi batu bata. Contoh fondasi menerus dengan material batu kali dapat dilihat pada Gambar 2.9.



**Gambar 2.9.** Fondasi Batu Kali

b. Fondasi Setempat

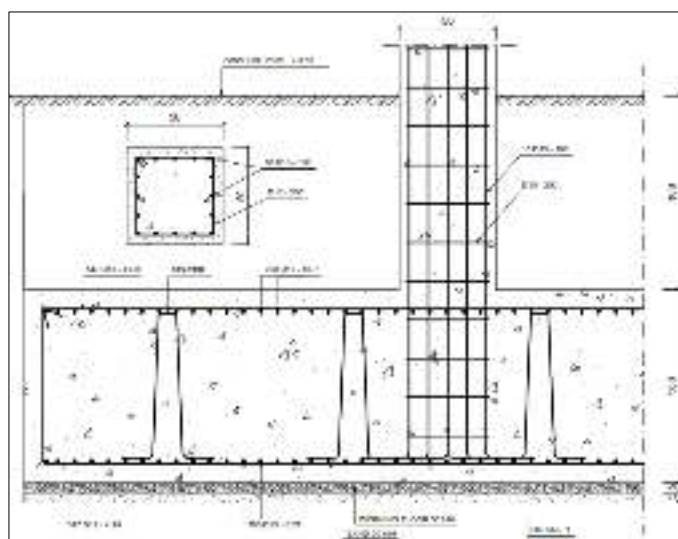
Fondasi setempat adalah fondasi untuk mendukung beban titik seperti kolom praktis, tiang kayu pada rumah sederhana atau pada titik kolom struktural. Fondasi yang termasuk dalam fondasi setempat adalah fondasi telapak/*foot plate*. Fondasi telapak merupakan fondasi beton bertulang dan berbentuk persegi. Contoh fondasi setempat model telapak/*foot plate* dapat dilihat pada Gambar 2.10.



**Gambar 2.10.** Fondasi Telapak (Foot Plate)

c. Fondasi Rakit (*Raft Foundation*)

Fondasi rakit atau *raft foundation* adalah fondasi plat beton bertulang yang lebar dan membentang pada area fondasi yang di tentukan, ini digunakan untuk menyebarkan beban yang di topang ke seluruh area. Kelebihan dari fondasi rakit ini adalah untuk mengurangi penurunan yang terjadi di area tertentu, plat beton akan menyeimbangkan jumlah beban yang harus di pikul sehingga bisa merata ke semua fondasi. Jenis fondasi ini biasanya digunakan untuk tanah dengan kondisi lunak. Contoh fondasi rakit atau *raft foundation* dapat dilihat pada Gambar 2.11.



**Gambar 2.11.** Fondasi Rakit (*Raft Foundation*)



## 2. Fondasi Dalam

Fondasi dalam adalah fondasi yang mendukung beban secara langsung dengan kedalaman  $Df/B \geq 4$ . Fondasi dalam dapat digunakan untuk mentransfer beban ke lapisan yang lebih dalam untuk mencapai kedalaman tertentu sampai didapat jenis tanah yang dapat mendukung beban struktur bangunan di atasnya. Biasanya fondasi dalam ini digunakan pada konstruksi bangunan gedung bertingkat. Adapun hal-hal atau syarat-syarat yang perlu ditinjau terlebih dahulu sebelum menentukan jenis fondasi yang akan digunakan dalam perencanaan struktur bawah. Hal ini bertujuan agar fondasi yang digunakan nantinya sesuai dengan kondisi yang ada di lapangan dengan melihat hasil pengolahan data seperti data struktur atas, stratifikasi tanah, dan parameter tanah. Dalam hal ini, dapat diketahui bahwa fondasi dalam dibutuhkan untuk kondisi sebagai berikut:

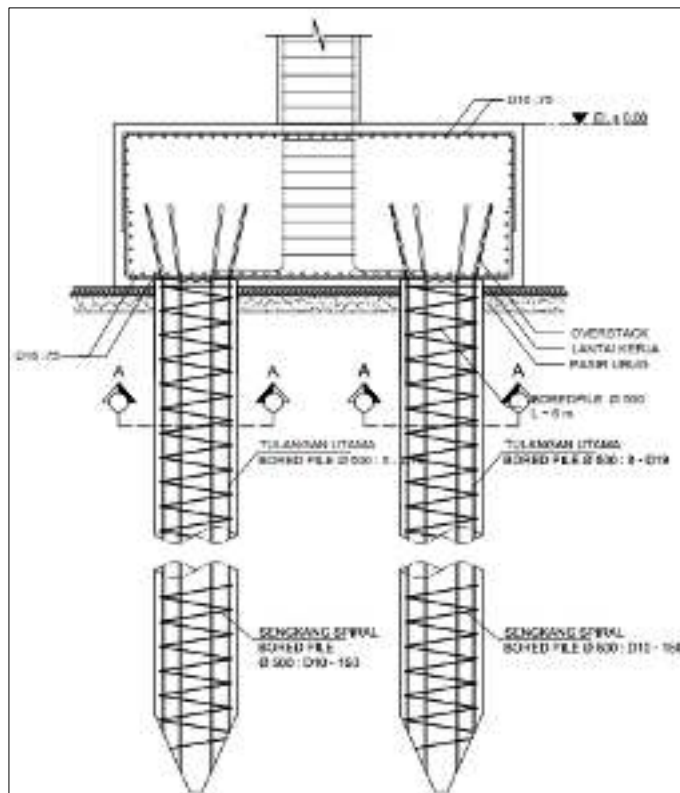
- a. Cek data *bore log*;
- b. Posisi lapisan tanah keras berada pada kedalaman  $> 3$  meter;
- c. Bangunan yang di pikul pada umumnya  $> 2$  lantai;
- d. Daya dukung tanah yang memenuhi berada pada kedalaman yang cukup dalam dari atas permukaan tanah;
- e. Beban yang bekerja cukup besar;
- f. Lapisan tanah bagian atas sangat kompresibel dan terlalu lemah untuk memikul beban dari gedung sehingga beban harus dipikul oleh lapisan tanah yang letaknya lebih dalam;
- g. Fondasi mengalami beban lateral dari gedung misalnya beban angin dan beban gempa;
- h. Terdapat tanah yang ekspansif dan tanah yang mudah hancur ketika kadar airnya tinggi;
- i. Fondasi mengalami gaya *uplift* yang cukup besar.

Berdasarkan metode pelaksanaan dilapangan dan bahan yang digunakan, fondasi dalam dapat dibedakan menjadi beberapa jenis yaitu:

### a. Fondasi Tiang Pancang

Fondasi tiang pancang adalah fondasi yang menggunakan tiang beton jadi/*precast* yang ditancapkan langsung ke dalam tanah dengan

menggunakan mesin pemancang. Karena ujung tiang pancang lancip menyerupai paku, oleh karena itu tiang pancang tidak perlu proses pengeboran. Fondasi tiang pancang dipergunakan pada kondisi tanah yang lunak, berawa, dengan kondisi daya dukung tanah lemah, kondisi air tanah tinggi dan tanah keras berada pada posisi yang sangat dalam. Selain tiang pancang beton juga bisa menggunakan tiang pancang baja. Contoh fondasi tiang pancang beton dapat dilihat pada Gambar 2.12.

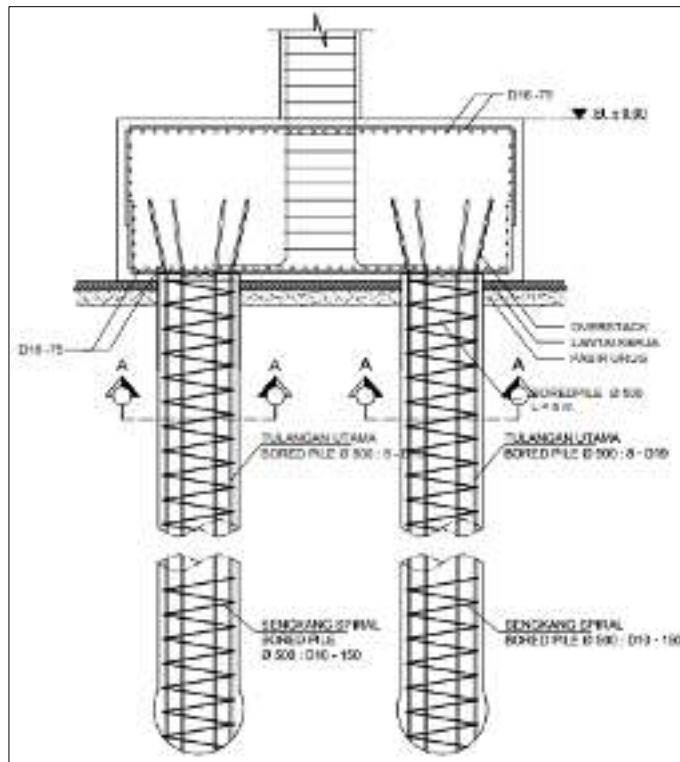


**Gambar 2.12.** Fondasi Tiang Pancang Beton

b. Fondasi Tiang Bor/*Bored Pile*

Fondasi tiang bor adalah fondasi dalam yang dibangun di dalam permukaan tanah sampai kedalaman tertentu dengan cara membuat lubang menggunakan sistem pengeboran pada tanah. Setelah elevasi kedalaman/*toe level* pengeboran tercapai, kemudian fondasi tiang dilakukan dengan pengecoran beton bertulang terhadap lubang yang sudah di bor. Sistem pengeboran dapat dilakukan dalam berbagai jenis baik sistem manual maupun sistem hidrolik. Besar diameter, kedalaman

pegeboran dan juga sistem penulangan beton bertulang di desain berdasarkan daya dukung tanah dan beban rencana/*design load* yang akan dipikul. Fungsional fondasi ini juga ditujukan untuk menahan beban struktur, melawan gaya angkat dan juga membantu struktur dalam melawan kekuatan gaya lateral dan gaya guling. Contoh fondasi tiang bor/*bored pile* dapat dilihat pada Gambar 2.13.



**Gambar 2.13.** Fondasi Tiang Bor/*Bored Pile*

### 2.3.7. Fondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Fondasi tiang bor/*bored pile* adalah salah satu jenis fondasi tiang yang biasa digunakan pada konstruksi bangunan tinggi. Pemakaian fondasi *bored pile* merupakan alternatif lain, bilamana dalam pelaksanaan pembangunan berada pada suatu lokasi yang sangat sulit atau beresiko tinggi apabila mempergunakan fondasi tiang pancang. Dari sisi teknologi, pemakaian fondasi *bored pile* ini memiliki beberapa keunggulan, antara lain mobilisasi yang mudah, karena fondasi dicetak di tempat dan hanya membutuhkan alat *boring* serta perakitan tulangan, tidak mengganggu lingkungan atau bangunan di sekitarnya karena tidak

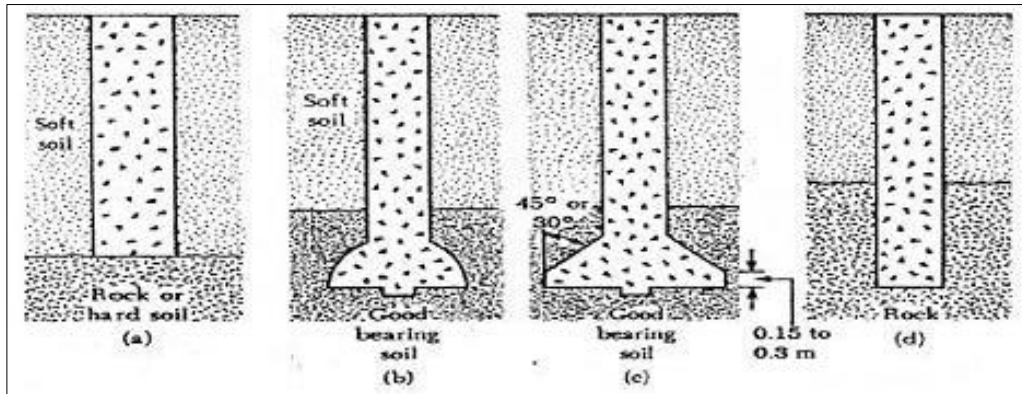
menghasilkan getaran yang dapat merusak bangunan lain di sekitarnya. Keuntungan dalam pemakaian tiang bor dibandingkan dengan tiang pancang adalah:

- a. Pemasangan atau proses pengeboran *bored pile* tidak menimbulkan gangguan suara dan getaran yang membahayakan bangunan sekitarnya;
- b. Kedalaman tiang dapat divariasikan (mengikuti data lapangan);
- c. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium;
- d. Tiang bor dapat dipasang menembus batuan (kerikil atau padas muda), sedangkan tiang pancang akan kesulitan bila pemancangan menembus lapisan batuan;
- e. Diameter tiang memungkinkan dibuat besar, bila perlu ujung bawah tiang dapat dibuat lebih besar guna mempertinggi kapasitas kekuatan daya dukungnya;
- f. Tidak ada resiko kenaikan muka tanah.

Sedangkan kekurangan dalam pemakaian tiang bor antara lain:

- a. Pengecoran tiang bor dipengaruhi kondisi cuaca;
- b. Pengecoran beton sedikit lebih sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik;
- c. Mutu beton hasil pengecoran bila tidak terjamin keseragamannya di sepanjang badan tiang bor dapat mengurangi kapasitas daya dukung tiang bor, terutama bila tiang bor cukup dalam;
- d. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil;
- e. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas daya dukung tiang, tetapi hal ini dapat di atasi dengan penyedotan air menggunakan mesin sedot.

Fondasi tiang bor (*bored pile*) diklasifikasikan sesuai dengan rancangan untuk meneruskan beban struktur atas bangunan ke lapisan tanah keras. Jenis-jenis fondasi tiang bor dapat dilihat pada Gambar 2.14.



**Gambar 2.14.** Jenis-Jenis Fondasi Tiang Bor/Bored Pile  
 (Sumber: Das, 1995)

Keterangan:

- (a) = *bored pile* lurus untuk tanah keras;
- (b) = *bored pile* yang ujungnya diperbesar berbentuk bel;
- (c) = *bored pile* yang ujungnya diperbesar berbentuk trapesium;
- (d) = *bored pile* lurus untuk tanah berbatu-batuan.

Berdasarkan penjelasan dan pengolahan data yang dilakukan, maka dari hal-hal itulah yang menjadi pertimbangan penggunaan fondasi tiang bor/*bored pile* dengan kondisi seperti terlihat pada Gambar 2.16 (a) dan (d) dalam penelitian tugas akhir ini.

### 2.3.7.1. Daya Dukung Aksial Tiang Tunggal

Daya dukung aksial tekan tiang didapat dari daya dukung ujung tiang dan daya dukung geser selimut tiang. Daya dukung aksial tekan tiang dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$Q_{ult} = Q_p + \sum Q_s \dots\dots\dots(2.18.)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{FS} \dots\dots\dots(2.19.)$$

Keterangan:

- $Q_{ult}$  = daya dukung ultimit tiang terhadap beban aksial;
- $Q_p$  = daya dukung ujung tiang (*end bearing*);
- $Q_s$  = daya dukung geser selimut tiang (*skin friction*);
- $Q_{all}$  = daya dukung izin tiang terhadap beban aksial;

$FS$  = faktor keamanan/*safety factor*.

Pada umumnya nilai *safety factor* untuk daya dukung izin fondasi bervariasi dari 1,5 – 4. Berikut adalah nilai *safety factor* yang digunakan untuk bangunan yang akan dikonstruksi. Dapat dilihat pada Tabel 2.18.

**Tabel 2.18.** Faktor Keamanan Daya Dukung Fondasi Tiang untuk Berbagai Bangunan

<i>Classification of Structure</i>	<i>Acceptable Probability of Failure</i>	<i>Design Factor of Safety, FS</i>			
		<i>Good Control</i>	<i>Normal Control</i>	<i>Poor Control</i>	<i>Very Poor Control</i>
Monumental	$10^{-5}$	2.3	3	3.5	4
Permanent	$10^{-4}$	2	2.5	2.8	3.4
Temporary	$10^{-3}$	1.4	1.4	2.3	2.8

(Sumber: Reese and O'Neil, 1989)

Besarnya daya dukung ujung dan geser selimut tiang akan bergantung dari:

- Kondisi lapisan tanah dasar pendukung tempat fondasi bertumpu beserta parameter dari lapisan tanah;
- Geometri fondasi, yaitu bentuk, dimensi, dan kedalaman fondasi;
- Beban yang bekerja pada fondasi.

Analisis daya dukung aksial tiang tunggal dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan-persamaan daya dukung statis berdasarkan parameter kekuatan tanah yang diperoleh baik melalui hasil tes laboratorium atau melalui korelasi empiris dari data lapangan.

1. Daya Dukung Ujung Tiang Tunggal

Daya dukung ujung tiang *ultimate* baik tiang pancang maupun tiang bor pada lapisan tanah berkohesi maupun tidak berkohesi dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$Q_p = A_p(c_u N c^* + q' N q^* + \gamma D N \gamma^*) \dots\dots\dots(2.20.)$$

Keterangan:

$Q_p$  = daya dukung ujung tiang *ultimate*;

$A_p$  = luas ujung tiang;

$c_u$  = undrained shear strength;

$q'$  = tekanan vertikal efektif tanah pada ujung tiang;

$\gamma$  = berat volume tanah;

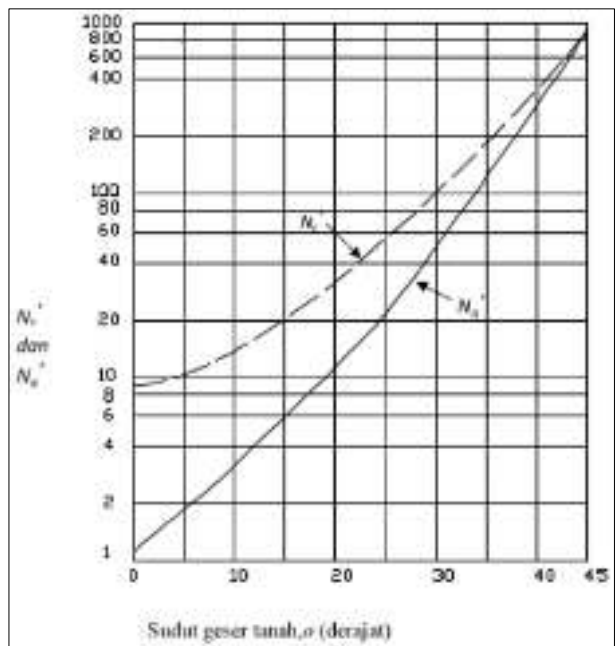
$D$  = diameter tiang.

$Nc^*$ ,  $Nq^*$ ,  $N\gamma^*$  = faktor-faktor daya dukung fondasi yang telah memperhitungkan faktor bentuk dan kedalaman.

Karena diameter tiang ( $D$ ) relatif sangat kecil jika dibandingkan dengan panjang tiang, maka faktor  $D$  yaitu adalah  $N\gamma^*$  dapat diabaikan karena dianggap tidak menyebabkan kesalahan yang cukup signifikan, maka persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$Q_p = A_p(c_u Nc^* + q' Nq^*) \dots\dots\dots (2.21.)$$

Nilai parameter  $Nc^*$  dan  $Nq^*$  pada persamaan di atas dapat diperoleh berdasarkan nilai  $\phi$  (sudut geser tanah) dengan memplot nilai tersebut pada grafik dibawah ini. Dapat dilihat pada Gambar 2.15.



**Gambar 2.15.** Nilai  $Nc^*$  dan  $Nq^*$  Berdasarkan Nilai  $\phi$   
(Sumber: Meyerhoff, 1976)

Persamaan (2.20.) dapat diturunkan untuk dua jenis tanah (kohesif dan non-kohesif), berikut adalah persamaan daya dukung ujung tiang tunggal untuk tanah kohesif dan non-kohesif.

a. Daya Dukung Ujung Tiang Tunggal pada Tanah Kohesif

Tanah kohesif yang dimaksud adalah tanah kohesif dalam kondisi *undrained*, sehingga pada tanah tersebut tidak memiliki nilai sudut geser dalam ( $\phi = 0$ ), dari persamaan (2.20.) dan gambar 2.17 dengan menggunakan  $\phi = 0$ , maka didapatkan nilai  $Nq^* = 0$  dan  $Nc^* = 9$ . Sehingga persamaan daya dukung ujung tiang tunggal pada tanah kohesif sebagai berikut.

$$Q_p = 9 \times c_u \times A_p \dots\dots\dots(2.22.)$$

b. Daya Dukung Ujung Tiang Tunggal pada Tanah *Non-Kohesif*

Pada tanah *non-kohesif* persamaan daya dukung ujung tiang tunggal dihitung dengan menggunakan korelasi empiris berdasarkan Reese and Wright (1977), sebagai berikut:

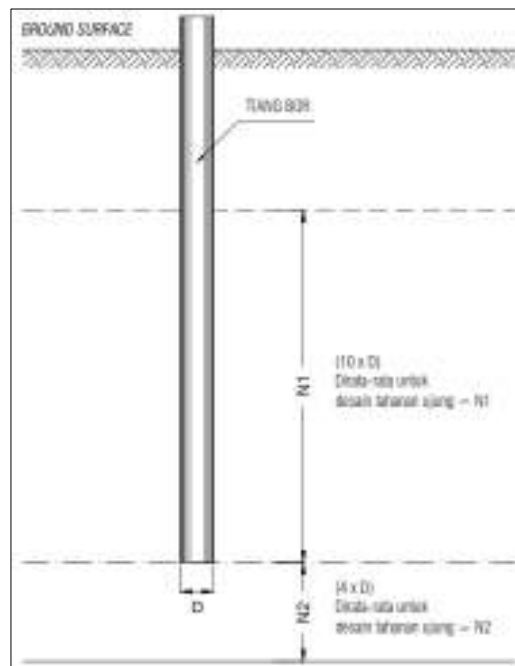
$$Q_p = 7 \times N - SPT \times A_p < 4000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots(2.23.)$$

Keterangan:

$$N - SPT = \frac{N_1 + N_2}{2} ;$$

$N_1$  = nilai rata-rata N-SPT 10 D ke atas dari dasar fondasi;

$N_2$  = nilai rata-rata N-SPT 4 D ke bawah dari dasar fondasi.



**Gambar 2.16.** Ilustrasi Nilai N-SPT pada Persamaan *End Bearing* Tanah Non-kohesif



## 2. Daya Dukung Geser Tiang Tunggal

Daya dukung geser tiang *ultimate* baik tiang pancang maupun tiang bor dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$Q_s = P \sum \Delta L \cdot f \dots\dots\dots(2.24.)$$

Keterangan:

$Q_s$  = tahanan geser selimut tiang;

$P$  = keliling penampang tiang;

$\Delta L$  = panjang tiang;

$f$  = *skin friction*.

Dalam penentuan *skin friction* ( $f$ ), metode yang biasa dilakukan adalah dengan metode  $\alpha$  untuk tanah kohesif, sedangkan metode yang digunakan untuk tanah *non*-kohesif menggunakan korelasi empiris dengan data N-SPT. Berikut adalah persamaan untuk kedua jenis tanah tersebut.

### a. Daya Dukung Geser Tiang Tunggal pada Tanah Kohesif

Pada tanah kohesif terdapat tiga metode untuk penentuan *skin friction* dalam persamaan daya dukung geser, metode tersebut adalah  $\alpha$ ,  $\beta$ , dan  $\gamma$ . Namun pada tugas akhir ini, metode yang akan digunakan adalah metode  $\alpha$ . Nilai *skin friction* dengan menggunakan metode  $\alpha$  dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$f = \alpha \times c_u \dots\dots\dots(2.25.)$$

Nilai  $\alpha$  adalah faktor adhesi (interaksi antara tanah dan tiang) yang didapat secara empiris. Besar dari nilai  $\alpha$  pada umumnya dihubungkan dengan *undrained shear strength* tanah, nilainya bervariasi dari 0.3 sampai dengan 1. Berikut adalah beberapa para ahli yang mengeluarkan nilai  $\alpha$  untuk tiang bor.

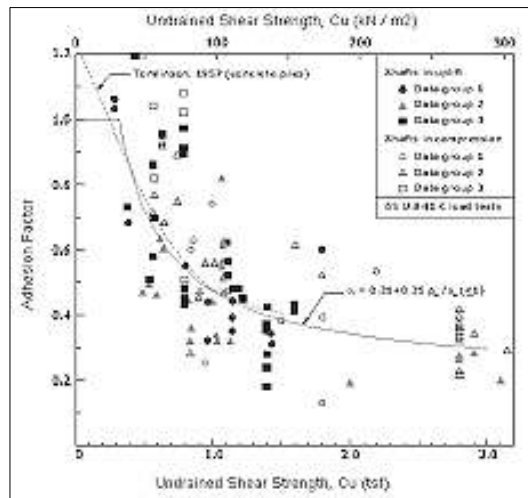
#### 1) Reese & Wright (1977)

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah yang dilakukan oleh Reese & Wright (1977), besarnya nilai faktor adhesi  $\alpha$  untuk tiang bor adalah 0.55 untuk seluruh jenis tanah kohesif.

#### 2) Kulhawy (1977)

Menurut kulhawy, besarnya nilai faktor adhesi  $\alpha$  tergantung dari harga kuat geser tanah ( $c_u$ ). Berikut adalah variasi besarnya nilai  $\alpha$  yang

dapat dilihat pada Gambar 2.17.



**Gambar 2.17.** Nilai Faktor Adhesi  $\alpha$  untuk Tiang Bor.  
(Sumber: Kulhawy, 1977)

b. Daya Dukung Geser Tiang Tunggal pada Tanah *Non-Kohesif*

Perhitungan nilai daya dukung geser tiang tunggal pada tanah *non-kohesif* dilakukan dengan menggunakan korelasi N-SPT. Reese & Wright (1977) mendapatkan hubungan tersebut sebagai berikut.

$$Q_s = 0.2(t/m^2) \times N - SPT_i \times P \times L_i \dots\dots\dots(2.26.)$$

Keterangan:

$L_i$  = ketebalan tanah yang ditinjau;

$P$  = keliling penampang tiang;

$N - SPT_i$  = nilai N-SPT pada tanah yang ditinjau.

3. Daya Dukung Aksial Tarik Tiang Tunggal

Fondasi tiang pancang ataupun tiang bor di desain bukan hanya terhadap aksial tekan, namun fondasi perlu di desain untuk dapat menahan beban aksial tarik yang dapat terjadi, contoh bebannya adalah gaya *uplift*. Daya dukung aksial tarik tiang tunggal dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$T_u = \sum Q_t + W_{pile} \dots\dots\dots(2.27.)$$

Keterangan:

$T_u$  = daya dukung aksial tarik tiang tunggal *ultimate*;

$Q_t$  = daya dukung tarik akibat geser tiang;

= bernilai 0.5 x tahanan geser tiang ( $Q_s$ ) untuk tanah *non*-kohesif;

= bernilai 0.7 x tahanan geser tiang ( $Q_s$ ) untuk tanah kohesif;

$W_{pile}$  = berat sendiri tiang.

### 2.3.7.2. Daya Dukung Lateral Tiang Tunggal

Dalam menghitung kemampuan tanah dan fondasi dalam menerima beban lateral diperlukan analisis yang menggabungkan parameter kekakuan dari tanah dan fondasi. Daya dukung tiang tunggal untuk arah lateral umumnya ditentukan dengan cara memberikan beban horizontal yang akan memberikan perpindahan pada ujung teratas tiang tunggal. Dalam hal ini, nilai maksimum ijin *displacement* tiang sebesar 12 mm untuk gempa rencana (nominal) dan 25 mm untuk gempa kuat dalam kondisi tiang tunggal dan *free head* berdasarkan SNI 8460-2017 poin 9.7.3.1 tentang estimasi kapasitas lateral tiang sesuai dengan besar deformasi lateral ijin kepala tiang dan kapasitas struktur tiang (Persyaratan Perancangan Geoteknik).

Daya dukung lateral tiang adalah kemampuan tiang dalam menahan beban arah horizontal, terdapat banyak metode dalam penentuan daya dukung lateral tiang tunggal, contohnya adalah metode Broms, metode p-y, dan lain sebagainya. Pada tugas akhir ini metode yang digunakan dalam perhitungan daya dukung lateral tiang tunggal adalah metode kurva p-y.

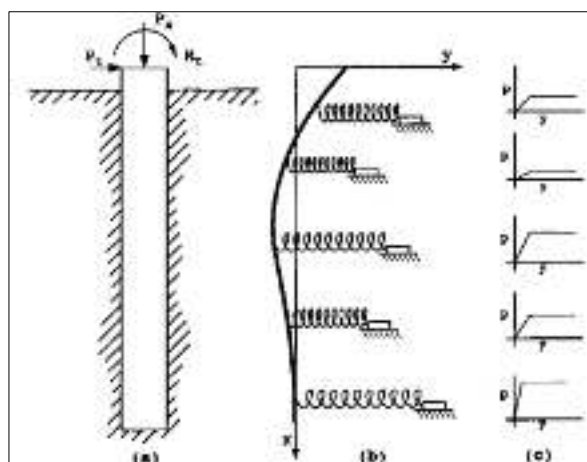
Metode kurva p-y digunakan untuk memodelkan interaksi antara tiang dengan tanah di sekelilingnya, kurva ini menunjukkan antara beban lateral yang diberikan dengan respon tiang. Metode transfer beban dalam arah lateral didasarkan seperti persamaan balok-kolom. Persamaan tersebut merupakan persamaan diferensial yang didapat dari analisis tiang dengan membagi tiang menjadi elemen-elemen yang kecil. Penurunan persamaan diferensial untuk balok-kolom pada fondasi dilakukan oleh Hetenyi (1946). Setelah itu reaksi tiang dengan tanah dapat digambarkan dengan kurva p-y. Kurva tersebut digunakan untuk menentukan parameter  $E_s$  yang terdapat dari solusi *finite difference* (pembagian tiang menjadi elemen-elemen kecil).

Dalam penelitiannya, Reese (1984) memaparkan berbagai prosedur untuk membuat p-y berdasarkan percobaan dengan menggunakan berbagai tiang dalam menahan gaya lateral dan didasarkan pada perilaku tanah dalam menerima tegangan. Terdapat dua asumsi dalam penentuan kurva p-y, berikut adalah asumsi yang digunakan.

1. Kurva p-y menggambarkan deformasi lateral tanah akibat gaya horizontal dengan membagi tiang menjadi beberapa bagian di setiap kedalaman.
2. Kurva p-y tidak bergantung pada bentuk dan kekakuan dari tiang, selain itu pembagian beban diatas dan dibawah dari tiap bagian tidak berpengaruh, sehingga kurva ini hanya menghitung defleksi berdasarkan kekuatan tahanan tanah.

Faktor yang mempengaruhi bentuk kurva p-y adalah parameter-parameter tanah, lokasi air tanah, kondisi pembebanan (statis atau dinamis), lebar tiang, kedalaman, dan hubungan tegangan-regangan tanah juga berpengaruh. Namun parameter-parameter tanah merupakan faktor yang sangat mempengaruhi bentuk kurva p-y.

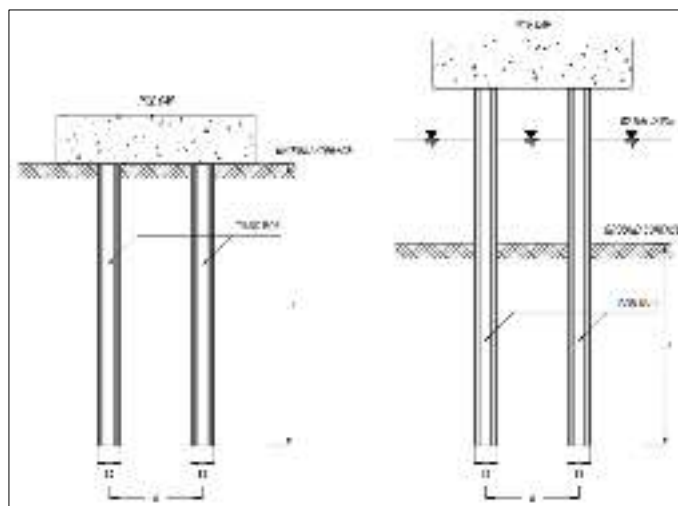
Dalam pembuatan kurva p-y, *software LPILE* telah menyediakannya dalam berbagai kondisi (*pinned head, fixed head, dan elastically restrained*). Hasil dari program *LPILE* merupakan gambaran perilaku tiang tunggal dalam menghadapi gaya lateral. *Output* dari hasil analisis pada program *LPILE* berupa kurva p-y desain di setiap lapisan tanah beserta kurva defleksi tiang, rotasi, momen, dan geser sebagai fungsi kedalaman tanah.



**Gambar 2.18.** Pemodelan Tanah dengan Kurva p-y dalam Program LPILE  
(Sumber: Prakash and Sharma, 1990)

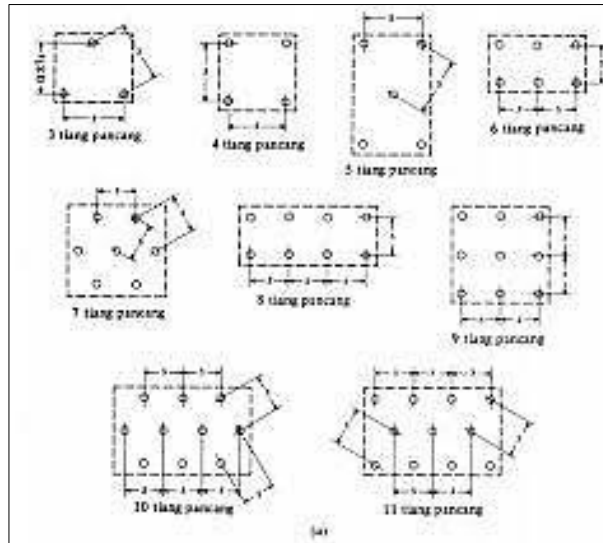
### 2.3.7.3. Daya Dukung Tiang Kelompok

Tiang kelompok digunakan karena kapasitas tiang tunggal tidak dapat menahan beban yang diterima fondasi, selain itu beban tidak selalu bekerja pada titik pusat penampang maka akan mengalami momen tambahan, pada akhirnya fondasi akan mengalami kegagalan. Agar mampu menahan beban yang diterima, maka dibentuk tiang kelompok yang bekerja secara bersama-sama. Tiang-tiang tersebut disatukan oleh sebuah *pile cap*, *pile cap* berfungsi untuk menggabungkan kekuatan dari tiang yang digabungkannya. *Pile cap* dapat berinteraksi langsung dengan tanah ataupun terletak diatas permukaan tanah (*freestanding pile*), ilustrasi tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.19.



**Gambar 2.19.** Jenis *Pile Cap* untuk Tiang Kelompok

Konfigurasi tiang dalam satu *pile cap* bergantung dari beban yang dialami dan daya dukung tiang tunggal, konfigurasi tersebut dapat berupa *single row*, *double row*, dan *triple row* bergantung dari jumlah tiang dan efisiensinya. Berikut adalah contoh ilustrasi dari konfigurasi tiang dalam satu *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 2.20.



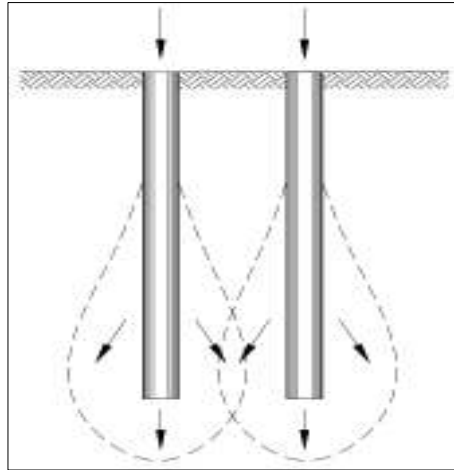
**Gambar 2.20.** Konfigurasi Tiang Kelompok dalam Satu *Pile Cap*  
(Sumber: Bowles, 1982)

### 1. Daya Dukung Aksial Tiang Kelompok

Daya dukung aksial tiang kelompok bergantung dari jarak antar tiang ( $d$ ). Jarak  $d$  adalah jarak antara titik pusat tiang satu ke titik pusat tiang lainnya, sehingga jarak antar tiang tunggal harus diperhitungkan agar mendapatkan daya dukung yang maksimal.

Di dalam dunia praktis, jarak  $d$  minimumnya yang digunakan sebesar  $2.5D - 3.5D$  ( $D$  adalah diameter tiang tunggal). Jika jarak antar tiang terlalu jauh maka penggunaan tempat akan boros dan biaya yang digunakan untuk pembuatan *pile cap* semakin bertambah. Namun, jika jarak antar tiang terlalu dekat maka akan terjadi *overlapping* tegangan pada tiang, sehingga menyebabkan daya dukung tiang kelompok tidak mencapai daya dukung maksimumnya. Hal tersebut dihitung dalam perhitungan koreksi kapasitas tiang kelompok (efisiensi tiang kelompok). Efisiensi tiang kelompok dipengaruhi oleh:

- Interaksi antara *pile cap* dengan tiang;
- Jumlah, panjang, diameter, bentuk konfigurasi, dan jarak antar tiang yang digunakan;
- Jenis tanah di bawah tiang kelompok diletakkan;
- Proses konstruksi dari tiang tersebut.



**Gambar 2.21.** Ilustrasi *Overlapping* Tegangan pada Tiang

Secara umum, daya dukung tiang kelompok dapat dihitung sebagai berikut:

$$Q_{ug} = \eta \times \sum Q_{us} \dots\dots\dots (2.28.)$$

Keterangan:

$Q_{ug}$  = daya dukung tiang kelompok;

$\sum Q_{us}$  = jumlah daya dukung setiap tiang tunggal;

$\eta$  = efisiensi tiang kelompok.

Berdasarkan referensi yang ada terdapat beberapa cara dalam penentuan efisiensi tiang kelompok ( $\eta$ ), yaitu adalah:

a. Converse-Labarre

$$\eta = 1 - \theta \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \right] \dots\dots\dots (2.29.)$$

Dimana:  $\theta = \tan^{-1} \left( \frac{D}{d} \right)$  (*degrees*)

Keterangan:

$m$  = jumlah baris;

$n$  = jumlah kolom;

$d$  = jarak antar tiang tunggal;

$D$  = diameter tiang tunggal.

b. Los Angeles

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi \times d \times m \times n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)]. (2.30.)$$

c. Seiler-Keeney

$$\eta = \left\{ 1 - \left[ \frac{11d}{7(d^2 - 1)} \right] \left[ \frac{m+n-2}{m+n-1} \right] \right\} + \frac{0,3}{m+n} \dots\dots\dots (2.31.)$$

Dimana:  $d$  dalam satuan ft

Daya dukung aksial tiang kelompok selain dapat dihitung berdasarkan efisiensi, dapat juga dihitung secara langsung dengan persamaan Terzaghi dan Peck (1984) yang mengasumsikan keruntuhan blok (batas kapasitas daya dukung tiang kelompok). Dapat dilihat pada persamaan (2.31.).

$$P_{ag} = 2D(B_g + L_g)C_{u1} + B_g L_g C_{u2} N_c^* \dots\dots\dots (2.32.)$$

$$\text{Dimana: } N_c^* = 5 \left(1 + \frac{D}{5B}\right) \left(1 + \frac{B}{2L}\right) \leq 9$$

Untuk melakukan kontrol tiang kelompok, perlu dilakukan cek terhadap consensus TPKB DKI 2015 di setiap kondisi pembebanan yang diberikan yaitu:

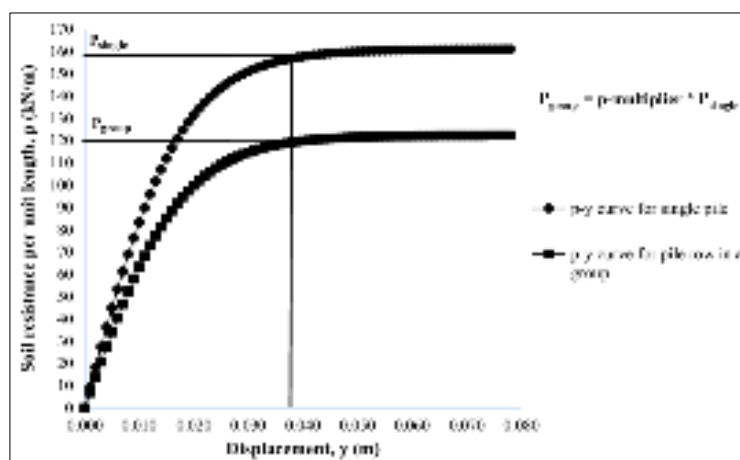
$$\text{Statik } Fz < Q_{all} \text{ (SF = 2.5);}$$

$$\text{Gempa Nominal } Fz < 1.3Q_{all} \text{ (SF = 2.5);}$$

$$\text{Gempa Kuat } Fz < 1.56Q_{all} \text{ (SF = 2.5).}$$

2. Daya Dukung Lateral Tiang Kelompok

Sama halnya seperti daya dukung aksial tiang kelompok, daya dukung lateral tiang kelompok akan mengalami reduksi yang disebabkan karena konfigurasi beberapa tiang yang berdekatan. Nilai reduksi yang dimaksud disebut faktor modifikasi ( $f_m$ ),  $f_m$  merupakan tanda terjadinya reduksi reaksi tiang terhadap gaya lateral yang terjadi. Konfigurasi tiang (jarak antar tiang dan jumlah tiang) memberikan pengaruh terhadap nilai  $f_m$ . Selanjutnya nilai  $f_m$  digunakan sebagai konstanta pengali untuk mengubah kurva p-y dari tiang tunggal.



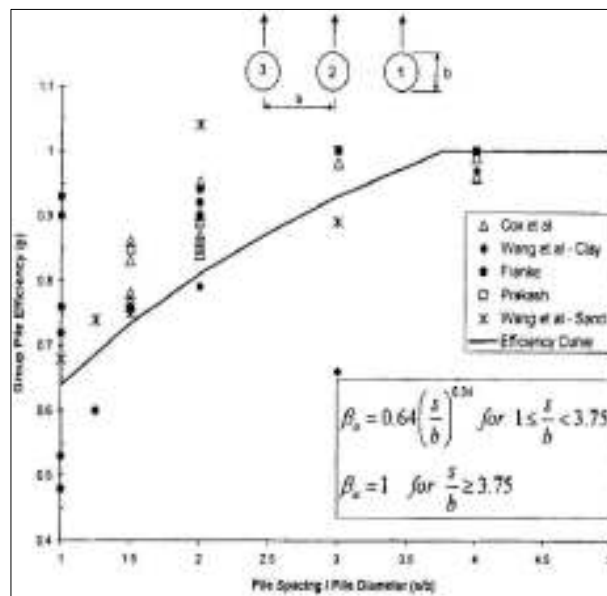
**Gambar 2.22.** Reduksi Kurva p-y Tiang Kelompok  
(Sumber: Brown et al, 1988)



Terdapat empat faktor nilai reduksi, yaitu adalah *side-by-side*, *leading effect*, *trailing effect*, dan *skewed effect*. Ilustrasi dari keempat faktor reduksi tersebut dapat dilihat di bawah ini.

a. *Side-by-Side Effect*

Faktor reduksi *side by side effect* merupakan fungsi dari jarak antar tiang dibagi dengan diameter tiang yang dipengaruhi gaya lateral yang bekerja serta kedudukan tiang yang ditinjau terhadap tiang-tiang disekitarnya. Faktor reduksi ini disebut dengan nilai  $\beta_a$ . Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.23 sebagai berikut.

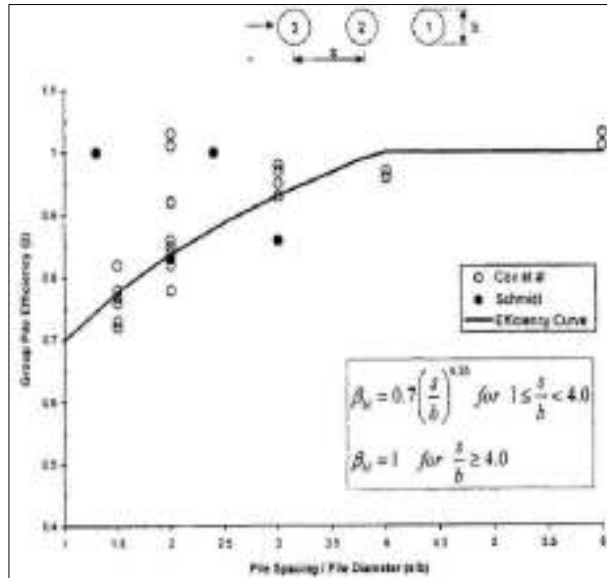


**Gambar 2.23.** Faktor *Side by Side Effect*

(Sumber: Bogard and Matlock, 1993)

b. *Leading Effect*

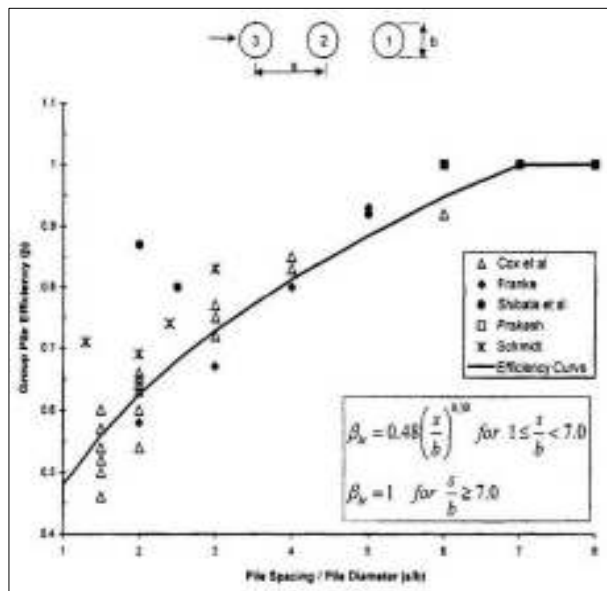
Faktor *leading effect* juga dipengaruhi oleh rasio antara jarak antar tiang dan diameter yang dipengaruhi gaya lateral yang bekerja dan konfigurasi tiang terhadap tiang-tiang disekitarnya. Faktor reduksi ini disebut dengan nilai  $\beta_{bl}$ . Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.24 sebagai berikut.



**Gambar 2.24.** Faktor *Leading Effect*  
 (Sumber: Bogard and Matlock, 1993)

c. *Trailing Effect*

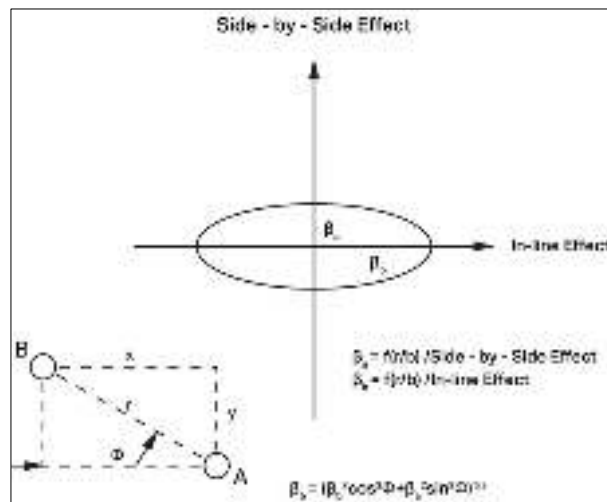
Faktor *trailing effect* juga dipengaruhi oleh rasio antara jarak antar tiang dan diameter yang dipengaruhi gaya lateral yang bekerja dan konfigurasi tiang terhadap tiang-tiang disekitarnya. Faktor reduksi ini disebut dengan nilai  $\beta_{bt}$ . Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.25 sebagai berikut.



**Gambar 2.25.** Faktor *Trailing Effect*  
 (Sumber: Bogard and Matlock, 1993)

d. *Skewed Effect*

Faktor reduksi *skewed effect* dipengaruhi oleh bentuk konfigurasi tiang terhadap arah yang tidak sejajar. Faktor reduksi ini berhubungan dengan faktor reduksi yang lain tetapi dipengaruhi oleh kemiringan atau sudut yang terjadi akibat bentuk konfigurasi tiang tersebut. Faktor reduksi ini disebut dengan nilai  $\beta_s$ . Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.26 sebagai berikut.



**Gambar 2.26.** Faktor *Skewed Effect*  
(Sumber: Bogard and Matlock, 1993)

Selanjutnya nilai  $f_m$  dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$f_m = \beta_{(side\ by\ side)} \times \beta_{(leading)} \times \beta_{(trailing)} \times \beta_{(skewed)} \dots \dots \dots (2.33.)$$

*Software GROUP* akan menganalisis beban yang bekerja untuk masing-masing tiang akibat faktor reduksi modifikasi tiang, selanjutnya beban yang dihasilkan pada *software GROUP* akan dibandingkan dengan batas beban yang diperhitungkan pada *software LPILE*.

3. Pengaruh Beban Terfaktor pada Tiang Kelompok

*Pile cap* berfungsi untuk mengikat semua tiang dan menyalurkan gaya aksial, lateral, dan momen kepada setiap *pile* dalam tiang kelompok. Untuk desain *pile cap* konvensional, berlaku aturan sebagai berikut:

- a. Setiap *pile* menerima beban yang sama dari beban konsentris yang diterima *pile cap* atau dapat dinyatakan juga dengan persamaan:

$$P_p = \frac{Q}{n} \dots\dots\dots (2.34.)$$

Keterangan:

$P_p$  = beban masing-masing pada setiap tiang;

$Q$  = total beban pada tiang kelompok;

$n$  = jumlah tiang dalam tiang kelompok.

Dengan total beban tiang kelompok sebesar  $Q$ , berarti setiap tiang fondasi menerima beban masing-masing sebesar  $P_p$ .

- b. Untuk *pile cap* yang menerima kombinasi beban berupa beban aksial dan juga momen, berlaku ketentuan sebagai berikut:

$$P_p = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \dots\dots\dots (2.35.)$$

Keterangan:

$M_x, M_y$  = momen terhadap sumbu x dan y;

$x, y$  = jarak dari sumbu x dan y terhadap masing-masing *pile*.

- c. Dimensi tiang kelompok ditentukan dengan menggunakan rumus berikut:

$$B_g = (m - 1)d + D \dots\dots\dots (2.36.)$$

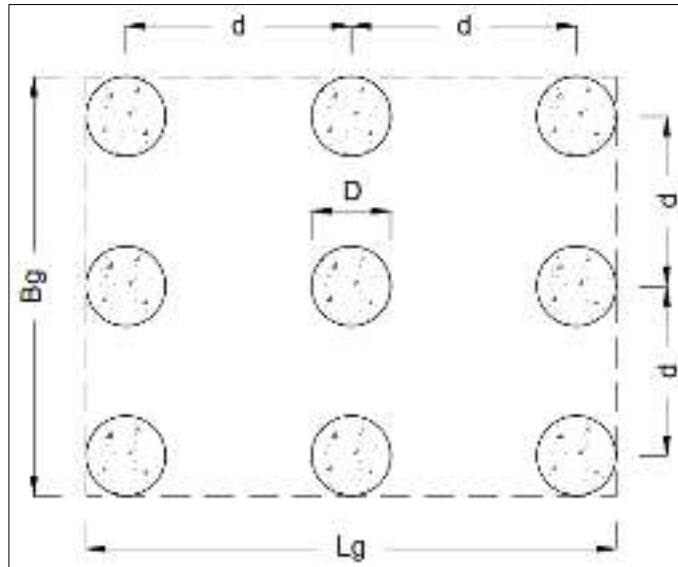
$$L_g = (n - 1)d + D \dots\dots\dots (2.37.)$$

Keterangan:

$B_g$  = lebar tiang kelompok;

$L_g$  = panjang tiang kelompok.

Ilustrasi penentuan dimensi tiang kelompok dapat dilihat pada Gambar 2.27.



**Gambar 2.27.** Ilustrasi Penentuan Dimensi Tiang Kelompok

#### 2.3.7.4. Settlement pada Tiang Tunggal dan Kelompok

Pada umumnya penurunan tiang dapat dibagi menjadi tiga jenis, yaitu:

1. *Immediate Settlement*, penurunan ini disebabkan dari deformasi elastis tanah karena pembebanan tanpa adanya perubahan kadar air. Penurunan ini biasa disebut dengan *elastic settlement* karena perhitungan penurunan menggunakan teori elastisitas.
2. *Primary consolidation settlement*, penurunan ini disebabkan karena perubahan volume tanah selama periode terdisipasinya air pori dari tanah (konsolidasi). Penurunan ini dihitung hanya pada tanah kohesif (lempung) karena penurunan konsolidasi yang dialami oleh lempung bersifat lama dan besar.
3. *Secondary consolidation settlement*, penurunan ini berlangsung setelah tekanan air pori hilang seluruhnya (setelah *primary consolidation settlement* berakhir), penurunan ini disebabkan karena penyesuaian yang bersifat plastis dari butir-butir tanah.

Dalam perhitungan *settlement* pada tiang terdapat dua hal yang perlu diperhatikan, yaitu adalah:

- Menurut Skempton dan MacDonald (1955), batas penurunan yang diizinkan adalah 65 mm untuk tanah lempung dan 40 mm untuk tanah pasir.

- Selisih penurunan antara dua kolom terdekat pada bangunan tidak diizinkan memberikan sudut lebih dari 1 : 300.

1. *Elastic Settlement* Tiang Tunggal

*Elastic settlement* atau *immediate settlement* pada tiang tunggal akibat beban aksial yang bekerja dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut (Vesic, 1977).

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \dots\dots\dots (2.38.)$$

Keterangan:

$S_e$  = *immediate settlement* total tiang tunggal;

$S_{e(1)}$  = *elastic settlement* tiang tunggal;

$S_{e(2)}$  = *settlement* tiang akibat beban ujung yang dialami tiang;

$S_{e(3)}$  = *settlement* tiang akibat beban geser yang dialami tiang.

Berikut adalah persamaan untuk masing-masing jenis *settlement* diatas.

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \varepsilon Q_{ws})L}{A_p E_p} \dots\dots\dots (2.39.)$$

Keterangan:

$Q_{wp}$  = beban yang bekerja di ujung tiang;

$Q_{ws}$  = beban yang bekerja di selimut tiang;

$A_p$  = luas penampang tiang;

$E_p$  = modulus elastisitas tiang;

$L$  = panjang tiang;

$\varepsilon$  = koefisien yang bergantung pada bentuk distribusi tahanan geser sepanjang tiang. Menurut Vesic (1977), nilai  $\varepsilon$  untuk distribusi *uniform* dan *parabolic*  $\varepsilon = 0.5$ . Sedangkan, untuk distribusi segitiga  $\varepsilon = 0.67$ .

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \dots\dots\dots (2.40.)$$

Keterangan:

$D$  = diameter tiang;

$q_{wp}$  = unit tahanan ujung tiang ( $Q_{wp}/A_p$ );

$E_s$  = modulus elastisitas tanah;

$\mu_s$  = *poisson's ratio* tanah;

$I_{wp}$  = faktor pengaruh  $\approx 0.85$ .

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws} D}{p L E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \dots\dots\dots (2.41.)$$

Keterangan:

$p$  = keliling tiang;

$L$  = panjang tiang;

$I_{ws}$  = faktor pengaruh

$$= \left( 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \right)$$

## 2. *Elastic Settlement* Tiang Kelompok

Berikut adalah penurunan *elastic settlement* tiang kelompok menurut Skempton (1953) dan Vesic (1969).

### a. Skempton (1953)

$$S_{group} = \left( \frac{4B + 9}{B + 12} \right)^2 \times S_e \dots\dots\dots (2.42.)$$

Keterangan:

$B$  = lebar tiang kelompok (dalam *feet*).

### b. Vesic (1969)

$$S_{group} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} \times S_e \dots\dots\dots (2.43.)$$

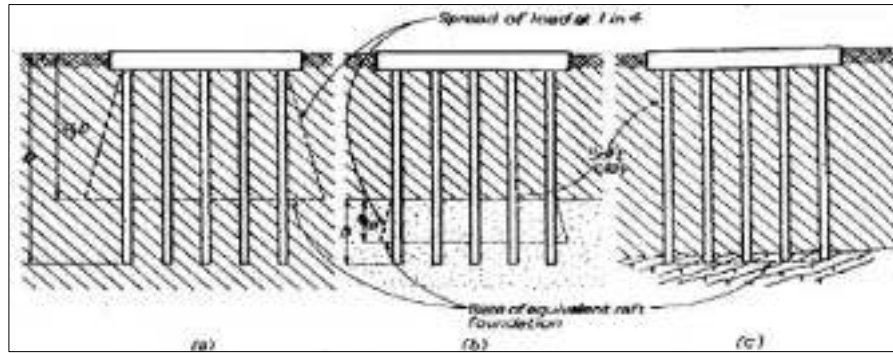
Keterangan:

$B_g$  = lebar tiang kelompok;

$D$  = diameter tiang.

## 3. *Consolidation Settlement* Tiang Kelompok

Penurunan konsolidasi dihitung berdasarkan metode *raft equivalent*, persamaan yang digunakan dalam penurunan konsolidasi tiang kelompok dihitung seperti persamaan penurunan konsolidasi namun akan dikalikan faktor koreksi akibat dimensi fondasi dan jenis tanah. Dalam metode ini tiang kelompok dianggap ekivalen dengan fondasi *raft* dengan dimensi  $B \times L$ . Dalam perhitungan *consolidation settlement*, beban yang akan bekerja pada fondasi tiang kelompok disesuaikan dengan distribusi gaya yang berpengaruh pada kedalaman yang ditinjau. Hal tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.28.



**Gambar 2.28.** Ilustrasi Metode Distribusi Tegangan

Gaya yang akan didistribusikan dengan perbandingan horizontal dan vertikal sebesar satu berbanding empat (1:4) sepanjang 2/3 panjang efektif tiang. Setelah itu gaya yang akan didistribusikan sebesar (1:4) sampai (1:1), bergantung pada kondisi tanah. Penurunan konsolidasi yang terjadi dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut.

a. Untuk Tanah Lempung NC,

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \dots\dots\dots(2.44.)$$

b. Untuk Tanah Lempung OC dengan  $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \dots\dots\dots(2.45.)$$

c. Untuk Tanah Lempung OC dengan  $\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma'$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \dots\dots\dots(2.46.)$$

#### 4. Differential Settlement

*Differensial settlement* merupakan perbandingan antara selisih penurunan pada tiang kelompok terhadap lengan dengan tiang kelompok yang lain. Jarak lengan yang dimaksud adalah jarak dari ujung setiap *pile cap* (kolom) tinjauan. Sesuai dengan penjelasan sebelumnya, nilai *differensial settlement* agar dikatakan aman harus sesuai dengan persamaan berikut.

$$\delta \leq \frac{l}{300} \dots\dots\dots(2.47.)$$

Keterangan:

$\delta$  = selisih *settlement* antar *pile cap*;

$l$  = jarak antar *pile cap*.



### 2.3.7.5. Desain dan Penulangan Fondasi Tiang Bor

Dalam menentukan dimensi dan penulangan pada fondasi tiang bor perlu beberapa langkah perhitungan yang dilakukan. Langkah-langkah tersebut yaitu:

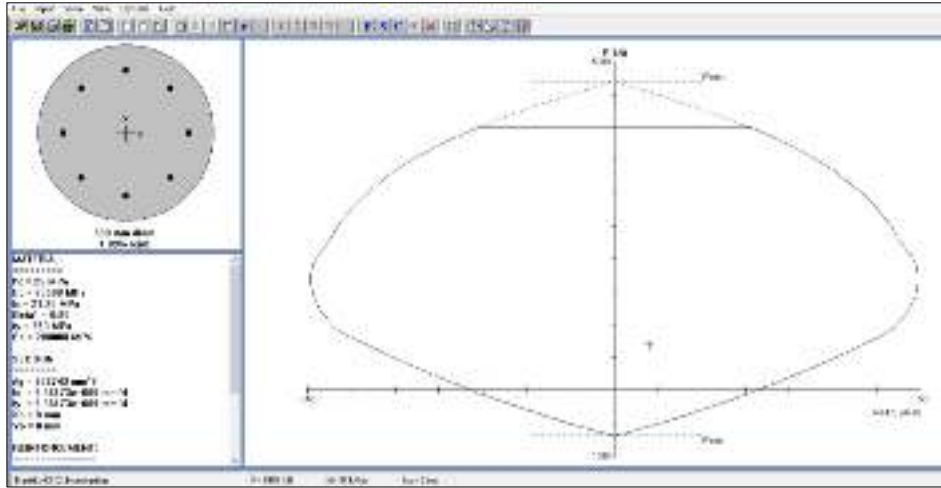
#### 1. Desain Dimensi Fondasi Tiang Bor

Untuk menentukan diameter dan panjang dari tiang bor yang digunakan yaitu dengan melakukan beberapa percobaan ukuran diameter penampang tiang bor dan panjang tiang bor. Percobaan yang dilakukan menyesuaikan dengan diameter dari mesin bor yang ada di pasaran dan untuk panjang tiang bor dapat menyesuaikan kondisi lapisan tanah keras yang dapat dilihat pada data bor log (SPT). Untuk mengetahui ukuran diameter dan panjang tiang bor yang memenuhi untuk desain tiang bor yaitu dengan melihat daya dukung ujung penampang tiang bor dan daya dukung selimut sepanjang tiang yang dihasilkan dari tiang bor tersebut. Jika daya dukung yang dihasilkan lebih besar daripada beban yang diterima tiang bor, maka dapat dikatakan bahwa diameter dan panjang tiang bor telah memenuhi dan dapat dilanjutkan ke perhitungan penulangan yang dibutuhkan tiang bor tersebut.

#### 2. Tulangan Longitudinal Tiang Bor

Penulangan pada fondasi tiang bor sama halnya dengan penulangan pada kolom, hanya saja penampang yang digunakan ialah bentuk penampang lingkaran. Untuk menentukan diameter dan jumlah tulangan longitudinal yang digunakan pada tiang bor dapat di hitung secara manual berdasarkan gaya-gaya dalam keluaran dari *software* Ensoft, Inc. LPILE 2018 atau dengan desain di *software* PCA Column. Pada Tugas Akhir ini, perencanaan tulangan longitudinal di desain menggunakan *software* PCA Column dengan melihat rasio tulangan terhadap luas penampang tiang bor yang di desain dan juga melihat batasan moment ultimit ( $M_u$ ) dan beban ultimit ( $P_u$ ) yang dapat diterima tiang bor. Nilai  $M_u$  dan  $P_u$  keluaran dari PCA Column merupakan batasan ijin ultimit untuk nilai moment keluaran dari LPILE 2018 dan nilai beban terfaktor keluaran dari CSI ETABS 2016. Apabila nilai moment dan beban yang dihasilkan tidak melewati batasan yang telah ditentukan maka dapat dikatakan desain tiang bor aman. Rasio tulangan yang biasa digunakan berkisar antara 1–3% berdasarkan SNI 2847-2013 tentang Persyaratan Beton

Struktural untuk Bangunan Gedung. Berikut contoh desain tulangan longitudinal tiang bor di PCA Column dapat dilihat pada Gambar 2.29.



**Gambar 2.29.** Contoh Desain Tulangan Longitudinal di PCA Column

### 3. Tulangan Transversal Tiang Bor

Dalam merencanakan tulangan transversal pada tiang bor perlu langkah-langkah perhitungan yang dilakukan. Untuk peraturan penulangan berdasarkan pada SNI 2847-2013. Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$\phi Vn \geq Vu \dots\dots\dots(2.48.)$$

Keterangan:

$Vu$  = gaya geser terfaktor pada penampang (keluaran *software* LPILE);

$Vn$  = kuat geser nominal;

$Vn = Vc + Vs$ ;

$\phi$  = Faktor reduksi kekuatan geser = 0,75.

Dengan nilai  $Vc$  yaitu:

$$Vc = \left(1 + \frac{Pu}{14 Ag}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right) \times bw \times d \dots\dots\dots(2.49.)$$

Keterangan:

$Pu$  = beban aksial terfaktor (N);

$f'c$  = kuat tekan beton (MPa);

$Ag$  = luas kotor penampang tiang bor (mm<sup>2</sup>);

$$Ag = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$bw$  = lebar penampang (mm);

$$bw = \sqrt{Ag} ; h = bw \text{ (} h = \text{tinggi penampang)}$$

$d$  = tinggi efektif (mm).

$$d = h - d'$$

$$d' = s + \frac{D_{longitudinal}}{2} + D_{transversal}$$

$s$  = tebal selimut tiang bor (mm);

$D_{longitudinal}$  = diameter tulangan longitudinal (mm);

$D_{transversal}$  = diameter tulangan transversal (mm) (asumsi rencana).

Sedangkan untuk rumus  $V_s$  yaitu:

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \dots\dots\dots (2.50.)$$

Keterangan:

$A_v$  = luas tulangan transversal/geser (mm<sup>2</sup>);

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$d$  = tinggi efektif (mm);

$f_y$  = tegangan leleh tulangan (MPa);

$s$  = rentang jarak/spasi tulangan transversal atau geser (mm).

dimana syarat spasi minimum untuk tulangan transversal yaitu:  $d/2$ .

### 2.3.7.6. Desain dan Penulangan Pile Cap

*Pile cap* berfungsi mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile cap* biasanya terbuat dari beton bertulang.

Perencanaan *pile cap* dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

- *Pile Cap* sangat kaku;
- Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap* ke tiang;
- Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu, distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

Dalam menentukan tebal *pile cap* dan penulangan *pile cap* perlu beberapa langkah perhitungan yang harus dilakukan yaitu:

1. Desain Tebal dan Dimensi *Pile cap*

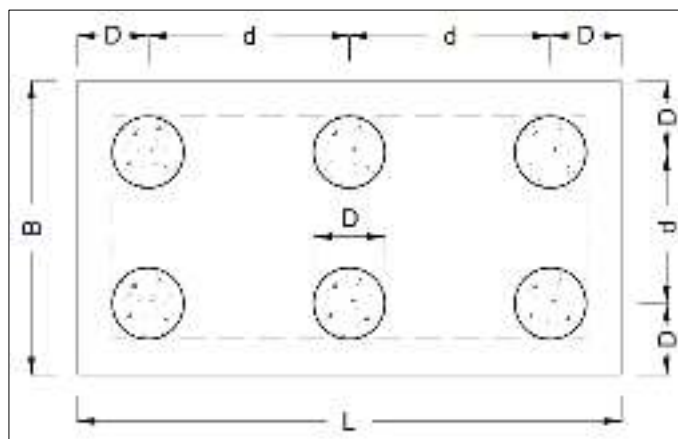
Berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 17.7 bahwa ketebalan fondasi telapak di atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk fondasi telapak di atas pancang. Pada SNI-03-2847-2013 pasal 9.7 dijelaskan bahwa tebal selimut beton minimum untuk beton yang di cor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm. Untuk merencanakan ukuran panjang dan lebar *pile cap* yaitu berdasarkan pada konfigurasi tiang kelompok dengan memberikan lebar tambahan pada sisi terluar tiang (jarak tiang ke tepi *pile cap*). Persamaan yang digunakan untuk menentukan panjang (L) dan lebar (B) *pile cap* yaitu sebagai berikut:

$$B = (m - 1)d + 2D \dots\dots\dots(2.51.)$$

$$L = (n - 1)d + 2D \dots\dots\dots(2.52.)$$

Keterangan:

- $B$  = lebar *pile cap*;
- $L$  = panjang *pile cap*;
- $m$  = jumlah baris;
- $n$  = jumlah kolom;
- $d$  = jarak antar tiang tunggal;
- $D$  = diameter tiang tunggal.



**Gambar 2.30.** Ilustrasi Penentuan Dimensi *Pile Cap*

Untuk menentukan ketebalan *pile cap* yaitu dengan cara asumsi terlebih dahulu nilai ketebalan yang digunakan kemudian melakukan pengecekan

terhadap geser satu arah dan geser dua arah. Jika setelah dilakukan pengecekan memenuhi syarat yang ditentukan maka asumsi tersebut dapat digunakan sebagai nilai ketebalan dari *pile cap*.

Berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 13.12 bahwa kuat geser fondasi telapak di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut:

- a. Aksi satu arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar fondasi *pile cap*;
- b. Aksi dua arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga perimeter penampang adalah minimum.

Perhitungan gaya geser satu arah dan dua arah untuk *pile cap* sama dengan perhitungan gaya geser satu arah dan dua arah pada fondasi telapak.

## 2. Kontrol Gaya Geser Satu Arah

Untuk mengetahui gaya geser satu arah dan dua arah pada *pile cap*, data-data yang diperlukan yaitu:

- Dimensi *pile cap* berdasarkan konfigurasi tiang;
- Ukuran kolom dan *bored pile*;
- Beban aksial terfaktor ( $P_u$ );
- Kuat tekan beton ( $f'_c$ );
- Tegangan leleh baja tulangan ( $f_y$ );

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

$$V_u = \sigma \times L \times G' \dots\dots\dots (2.53.)$$

Keterangan:

$V_u$  = gaya geser satu arah yang terjadi;

$\sigma$  =  $P_u/A$ ;

$L$  = panjang *pile cap*;

$h$  = tebal *pile cap*;

$d$  = tebal efektif *pile cap*;

$$d = h - \text{selimut beton}$$

$G'$  = daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah.

$$G' = L - \left( \frac{L}{2} + \frac{\text{lebar kolom}}{2} + d \right)$$

Kuat geser beton:

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \dots\dots\dots (2.54.)$$

Keterangan:

$b$  = lebar *pile cap*;

$h$  = tebal *pile cap*;

$d$  = tebal efektif *pile cap*;

$$d = h - \text{selimut beton}$$

$V_c$  = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton;

$f'_c$  = kuat tekan beton yang disyaratkan;

Cek syarat:

$$\phi V_c > V_u \dots\dots\dots (2.55.)$$

### 3. Kontrol Gaya Geser Dua Arah

Untuk mengetahui gaya geser dua arah pada *pile cap*, langkah-langkah perhitungan yang perlu dilakukan yaitu:

Lebar penampang kritis ( $B'$ ) adalah:

$$B' = \text{lebar kolom} + 2 \times \left( \frac{1}{2} \right) d \dots\dots\dots (2.56.)$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

$$V_u = \sigma \times (L^2 - B'^2) \dots\dots\dots (2.57.)$$

Keterangan:

$V_u$  = gaya geser dua arah yang terjadi;

$\sigma$  =  $P_u/A$ ;

$L$  = panjang *pile cap*;

Berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 13.12.2.1 bahwa besar  $V_c$  adalah nilai terkecil dari:

- $V_c = \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \times \frac{\sqrt{f'_c} \times b_0 \times d}{6} \dots\dots\dots (2.58.)$

- $V_c = \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_0} + 2 \right) \times \frac{\sqrt{f'_c} \times b_0 \times d}{12} \dots\dots\dots (2.59.)$

$$\bullet Vc = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \times b_0 \times d \dots\dots\dots(2.60.)$$

$$\beta_c = \frac{ak}{bk}$$

$$b_0 = 4B'$$

Keterangan:

$Vc$  = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton;

$bk$  = panjang kolom;

$ak$  = lebar kolom;

$h$  = tebal *pile cap*;

$d$  = tebal efektif *pile cap*;

$$d = h - \text{selimut beton}$$

$b_0$  = keliling penampang keritis fondasi;

$\alpha_s$  = konstanta untuk perhitungan fondasi;

$\alpha_s = 40$  untuk kolom dalam

$\alpha_s = 30$  untuk kolom tepi

$\alpha_s = 20$  untuk kolom sudut

Cek syarat:

$$\phi Vc > Vu \dots\dots\dots(2.61.)$$

#### 4. Penulangan *Pile Cap*

Berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 17.4.2 bahwa momen terfaktor maksimum untuk sebuah fondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di:

- a. Muka kolom, pedestal, atau dinding, untuk fondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau dinding beton.
- b. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk fondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
- c. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk fondasi yang mendukung pelat dasar baja.

Beban aksial  $P_u$  yang bekerja dibebankan sama rata ke seluruh tiang. Masing-masing tiang mendapatkan beban aksial sebesar  $P_u/np$ . Beban yang bekerja pada *pile cap* yaitu nilai *joint reaction* hasil keluaran dari *software* CSI ETABS 2016 dengan kombinasi pembebanan LRFD. Beban dan data yang

dimaksud yaitu:

- Beban aksial terfaktor ( $P_u$ );
- Momen arah x ( $M_x$ );
- Momen arah y ( $M_y$ );
- Kuat tekan beton ( $f'_c$ );
- Tegangan leleh baja ( $f_y$ ).

Untuk menghitung tulangan *pile cap* yang digunakan dapat dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

Lebar penampang kritis ( $B'$ ):

$$B' = \left(\frac{L}{2}\right) - \left(\frac{ak}{2}\right) \dots\dots\dots (2.62.)$$

Keterangan:

$L$  = panjang *pile cap*;

$ak$  = lebar kolom;

Berat *pile cap* pada penampang kritis ( $q'$ ):

$$q' = \text{berat jenis beton} \times L \dots\dots\dots (2.63.)$$

$$M_u = 2(P_u/n_p) \times (s) - \frac{1}{2} \times q' \times B'^2 \dots\dots\dots (2.64.)$$

Untuk menentukan diameter dan jumlah tulangan yang digunakan maka dapat dilakukan asumsi terlebih dahulu. Asumsi tersebut untuk mendapatkan  $A_s$ .

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \dots\dots\dots (2.65.)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \dots\dots\dots (2.66.)$$

$$\phi M_n = \phi A_s \times f_y \times (d - 1/2a) \dots\dots\dots (2.67.)$$

Keterangan:

$A_s$  = luas penampang tulangan utama;

$D$  = diameter tulangan utama;

$n$  = jumlah tulangan utama;

$f'_c$  = kuat tekan beton;

$f_y$  = tegangan leleh baja;

$b$  = panjang *pile cap*;

$h$  = tebal *pile cap*;

$d$  = tebal efektif *pile cap*;



$$d = h - \text{selimut beton}$$

Cek syarat:

$$\phi Mn > Mu \dots\dots\dots(2.68.)$$

Untuk tulangan tekan bagian atas, bisa diberikan sebesar 20% tulangan utama.

### 5. Kontrol Terhadap Geser Pons

Kuat geser pons yang disyaratkan:

$$Fv = 0,3 \times \sqrt{f'c} \dots\dots\dots(2.69.)$$

Data yang dibutuhkan adalah faktor reduksi kekuatan geser, jarak antar tiang bor arah x, jarak antar tiang bor arah y, dan jarak tiang bor terhadap tepi.

$$r = x/2 \dots\dots\dots(2.70.)$$

$$r = y/2 \dots\dots\dots(2.71.)$$

Diambil nilai terkecil.

Tebal bidang kritis geser pons:

$$h = h_p + (r + a)/L_t \dots\dots\dots(2.72.)$$

Tebal efektif bidang kritis geser pons:

$$d = h - d' \dots\dots\dots(2.73.)$$

Panjang total bidang kritis:

$$Lv = 2(r + a) + \frac{\pi}{2}r \dots\dots\dots(2.74.)$$

Luas bidang kritis geser pons:

$$Av = Lv \times h \dots\dots\dots(2.75.)$$

Gaya geser pons nominal:

$$Pn = Av \times f_v \dots\dots\dots(2.76.)$$

Kapasitas geser pons ( $\phi Pn$ )

Reaksi ultimit satu tiang bor ( $P_1$ )

Cek Syarat:

$$\phi Pn > P_1 \dots\dots\dots(2.77.)$$

### 2.3.8. Desain dan Penulangan *Tie Beam/Balok Sloof*

Balok *sloof* atau *tie beam* dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar penurunan yang terjadi pada fondasi bisa secara bersamaan atau dalam kata lain *tie beam* mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar fondasi yang satu dengan yang lainnya. Balok *sloof* akan menerima beban akibat:

- Perbedaan penurunan fondasi.

Perbedaan penurunan antar fondasi ( $\Delta S$ ) adalah  $1/150 L_s$  hingga  $1/300 L_s$ . Akibat dari penurunan tersebut, maka balok *sloof* akan mengalami momen ( $\Delta M$ ) sebesar:

$$\Delta M = \frac{6 \times E \times I \times \Delta S}{L_s^2} \dots\dots\dots (2.78.)$$

Keterangan:

$\Delta M$  = momen yang dihasilkan akibat perbedaan penurunan (Nmm);

$E$  = modulus elastisitas beton (MPa);

$I$  = inersia penampang balok *sloof* ( $\text{mm}^4$ );

$\Delta S$  = perbedaan penurunan antar fondasi (mm);

$L_s$  = jarak antar kolom (mm).

- Gaya aksial 10% dari kolom yang bekerja bersamaan dengan gaya momen. Gaya aksial 10% ini bekerja bolak-balik sebagai gaya normal pada balok *sloof* sehingga perhitungannya dapat dilakukan seperti perhitungan kolom. Momen-momen dapat terjadi akibat beban dari struktur atas.

#### 1. Desain Penampang Balok *Sloof*

Untuk menentukan penampang (lebar dan tinggi) dari balok *sloof* yang direncanakan yaitu dengan memodelkannya di *software* CSI ETABS 2016 atau PCA Column dengan melihat gaya-gaya yang bekerja akibat perbedaan penurunan yang terjadi pada fondasi. Sehingga dapat menentukan penampang yang tepat pada perencanaan balok *sloof*.

#### 2. Perhitungan Tulangan

##### a. Tulangan Lentur

Berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 12.3 bahwa untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan sengkang pengikat, kuat tekan aksial terfaktor  $\phi P_n$  tidak boleh diambil lebih dari:

$$\phi Pn(\max) = 0,80 \times \phi \times [0,85 \times f'c \times (Ag - Ast) + Ast \times Fy] \quad (2.79.)$$

Berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 23.10, bila beban aksial tekan terfaktor  $\phi Pn \leq 0,10 \times f'c \times Ag$  maka persyaratan pada pasal 23.10.5 harus dipenuhi kecuali bila dipasang tulangan spiral. Pasal 23.10.5 adalah mengenai persyaratan jarak tulangan sengkang yang akan dibahas pada pendetailan tulangan geser.

Berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 23.10.4 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari 1/3 kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap irisan penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari 1/5 kuat lentur yang terbesar yang disediakan pada kedua muka-muka kolom dikedua ujung komponen struktur tersebut.

Dalam perencanaan tulangan lentur pada balok *sloof*, data-data yang dibutuhkan yaitu:

- Perbedaan penurunan pada fondasi ( $\Delta S$ );
- Beban aksial terfaktor pada kolom ( $P_u$  atau  $F_z$ );
- Beban dinding pada balok *sloof*;
- Panjang balok *sloof* atau jarak bentang kolom ke kolom ( $L$ );
- Lebar balok *sloof* ( $b$ );
- Tinggi balok *sloof* ( $h$ );
- Tinggi efektif balok *sloof* ( $d$ );
- Inersia penampang balok *sloof* ( $I$ );
- Kuat tekan beton ( $f'c$ );
- Modulus elastisitas beton ( $E$ );
- Tegangan leleh baja ( $f_y$ ).

Berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 12.5 bahwa tulangan lentur  $A_s$  minimum tidak boleh kurang dari:

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \times b \times d \dots\dots\dots (2.80.)$$

Dan tidak lebih kecil dari:

$$A_{S_{min}} = \frac{1,4 \times b \times d}{f_y} \dots\dots\dots (2.81.)$$

Keterangan:

$b$  = lebar balok *sloof* (mm);

$h$  = tinggi balok *sloof* (mm);

$d$  = tinggi efektif balok *sloof* (tinggi balok – selimut beton) (mm);

$$d = h - d'$$

$$d' = s + \frac{D_{tul. lentur}}{2} + D_{tul. geser}$$

$s$  = tebal selimut balok *sloof* (mm);

$D_{tul. lentur}$  = diameter tulangan lentur (mm) (asumsi rencana);

$D_{tul. geser}$  = diameter tulangan geser (mm) (asumsi rencana).

$f'c$  = kuat tekan beton (Mpa);

$f_y$  = tegangan leleh baja (MPa).

Menghitung besarnya momen akibat perbedaan penurunan pada fondasi:

$$\Delta M = \frac{6 \times E \times I \times \Delta S}{L_s^2} \dots\dots\dots (2.82.)$$

Keterangan:

$\Delta M$  = momen yang dihasilkan akibat perbedaan penurunan (Nmm);

$E$  = modulus elastisitas beton (MPa);

$I$  = inersia penampang balok *sloof* (mm<sup>4</sup>);

$\Delta S$  = perbedaan penurunan antar fondasi (mm);

$L_s$  = jarak antar kolom (mm).

Untuk menentukan tulangan lentur atas dan bawah dapat dilakukan dengan asumsi diameter dan jumlah tulangan yang digunakan dengan melihat syarat yang ditetapkan yaitu  $A_s \text{ rencana} > A_s \text{ min}$ .

Kemudian menghitung momen nominal (Mn):

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} \dots\dots\dots (2.83.)$$

$$Mn = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.84.)$$

Cek syarat:

$$\phi Mn > \Delta M \dots\dots\dots (2.85.)$$

Perhitungan berdasarkan beban aksial terfaktor dan momen terfaktor yang bekerja pada *sloof* (nilai maksimum dari dua kolom di ujung *sloof*):

- $P_u$  (beban aksial terbesar dari dua kolom di ujung *sloof*);
- $P$  yang diterima *sloof* sebesar 10% dari  $P_u$ ;
- $M$  (momen) akibat dinding yaitu  $1/8 \times q \times L^2$ ;
- Momen terfaktor yaitu 1,4 DL.

Pengecekan tulangan lentur dilakukan dengan bantuan *software* PCA Column dengan tulangan terpasang berdasarkan tulangan yang telah diasumsikan sebelumnya (rasio tulangan 1-3%). Diagram interaksi dari PCA Column akan menunjukkan tulangan lentur yang digunakan mampu menahan gaya aksial dan momen pada balok *sloof*.

b. Tulangan Geser

Perencanaan tulangan geser pada balok *sloof* mengacu pada SNI-03-2847-2013 pasal 13.1.

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2.86.)$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Keterangan:

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan geser = 0,75;

$V_n$  = tegangan geser nominal (N);

$V_u$  = gaya geser terfaktor (N);

$V_c$  = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton (N);

$V_s$  = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser (N);

Beban pada balok *sloof* yang diterima yaitu akibat beban dinding (DL) dan akibat berat sendiri balok *sloof*. (DL)

Menghitung gaya geser terfaktor:

$$V_u = \frac{1,4 \times DL}{2} \dots\dots\dots (2.87.)$$

Berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 13.3.2 bahwa untuk komponen struktur yang hanya dibebani oleh gaya tarik aksial yang besar, kuat geser  $V_c$  boleh dihitung dengan perhitungan yang lebih rinci dengan persamaan:

$$V_c = \left(1 + \frac{0,3Nu}{Ag}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times bw \times d}{6} \dots\dots\dots (2.88.)$$

Keterangan:

$V_c$  = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton (N);

$f'_c$  = kuat tekan beton (MPa);

$A_g$  = luas penampang beton (mm<sup>2</sup>);

$b_w$  = lebar badan balok *sloof* (mm);

$h$  = tinggi balok *sloof* (mm);

$d$  = tinggi efektif balok *sloof* (mm);

$$d = h - d'$$

$$d' = s + \frac{D_{tul. lentur}}{2} + D_{tul. geser}$$

$s$  = tebal selimut balok *sloof* (mm);

$D_{tul. lentur}$  = diameter tulangan lentur (mm);

$D_{tul. geser}$  = diameter tulangan geser (mm) (asumsi rencana).

$N_u$  = gaya tarik terfaktor (N).

Sehingga  $V_s$  dapat dicari dengan rumus:

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \dots\dots\dots (2.89.)$$

Keterangan:

$A_v$  = luas tulangan geser (mm<sup>2</sup>);

$f_y$  = kuat leleh tulangan (MPa);

$d$  = tinggi efektif balok *sloof* (mm);

$s$  = jarak tulangan geser (mm).

Berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 2310.4.2 untuk menentukan jarak tulangan geser yaitu pada kedua ujung balok harus dipasang sengkang pertama pada jarak tidak lebih dari 50 mm dari muka perletakan sepanjang jarak  $L_0 = 2 \times$  tinggi balok diukur dari muka perletakan ke arah bentang.

Sengkang ini harus mempunyai spasi yang tidak lebih dari:

- 1/4 tinggi efektif balok;
- 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil;
- 24 kali diameter sengkang;
- 300 mm;
- Gunakan ukuran yang terkecil.

## 2.4. *Software Pendukung*

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, ada beberapa *software* atau program pendukung yang dapat membantu dalam menganalisis data, membuat gambar DED (*Detail Engineering Design*) dan juga dalam penulisan laporan penelitian Tugas Akhir. *Software-software* tersebut yaitu:

- a. CSI ETABS 2016 sebagai *software* analisis struktur atas untuk mendapatkan nilai  $F_z$  (Beban axial),  $F_x$  (Beban lateral arah x),  $F_y$  (Beban lateral arah y),  $M_x$  (Momen arah x), dan  $M_y$  (Momen arah y) pada setiap *joint reaction* titik kolom ke fondasi yang akan di rencanakan;
- b. PCA Column sebagai *software* untuk desain dan investigasi dari kolom beton bertulang;
- c. Ensoft, Inc. LPILE 2018 sebagai *software* analisis fondasi tiang tunggal untuk mendapatkan nilai *lateral pile deflection* ( $y$ ), *bending momen* ( $M$ ), *shear force* ( $V$ ) sebagai daya dukung lateral dari fondasi tiang tunggal yang di rencanakan, dan juga kurva p-y;
- d. Ensoft, Inc. SHAFT 2017 sebagai *software* analisis fondasi tiang tunggal untuk mendapatkan nilai daya dukung aksial tiang tunggal, kurva t-z, dan kurva Q-w;
- e. Ensoft, Inc. GROUP 2016 sebagai *software* analisis fondasi tiang kelompok untuk mengetahui daya dukung aksial dan lateral dari fondasi tiang kelompok akibat beban aksial dan lateral yang terjadi;
- f. Autodesk AutoCad 2016 sebagai *software* atau program bantu dalam pembuatan gambar DED (*Detail Engineering Design*) struktur bawah/fondasi;
- g. Microsoft Excel 2010 sebagai *software* atau program bantu dalam melakukan perhitungan manual dari perencanaan struktur bawah/fondasi;
- h. Microsoft Word 2010 sebagai *software* atau program bantu dalam melakukan penulisan laporan penelitian dari perencanaan struktur bawah/fondasi.

## 2.5. *Gambar Detail Engineering Design (DED)*

Gambar *Detail Engineering Design* (DED) adalah produk perencanaan (detail

gambar kerja) yang dibuat konsultan perencana untuk pekerjaan bangunan sipil seperti gedung, jalan, jembatan, bendungan, dan pekerjaan konstruksi lainnya. Selain sebagai rencana gambar kerja, DED juga bisa digunakan sebagai pedoman dalam pelaksanaan, perawatan, dan perbaikan sebuah gedung atau bangunan. Dokumen gambar DED terdiri dari gambar arsitektur, gambar struktur dan konstruksi, serta gambar Mekanikal Elektrikal dan Plumbing (MEP). Dalam pekerjaan struktur, gambar DED yang dibuat mengacu pada standar detail untuk pekerjaan struktur.

## **2.6. Rencana Anggaran Biaya (RAB)**

Pada dasarnya anggaran biaya merupakan bagian terpenting dalam menyelenggarakan suatu kegiatan. Membuat anggaran biaya berarti menafsir atau memperkirakan harga suatu barang, bangunan, atau benda yang akan dibuat dengan teliti dan secermat mungkin. Yang dimaksud dengan Rencana Anggaran Biaya (RAB) suatu bangunan atau proyek adalah perhitungan banyaknya biaya yang diperlukan untuk bahan, alat dan upah, serta biaya-biaya lain yang berhubungan dengan pelaksanaan pekerjaan atau proyek tersebut. Dalam penyusunan RAB mengacu pada regulasi Permen PUPR 28-2016 Pedoman Analisis Harga Satuan Pekerjaan Bidang Pekerjaan Umum. Analisis harga satuan terdiri dari dua bidang yaitu Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) Bidang Umum dan Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) Bidang Cipta Karya. Analisa Harga Satuan SNI (AHS-SNI) dan atau Analisa K, masih berlaku sepanjang tidak bertentangan dengan Peraturan Menteri Pekerjaan Umum tersebut. Anggaran biaya pada kegiatan yang sama akan berbeda pada masing-masing daerah disebabkan perbedaan harga bahan dan upah tenaga kerja. Berikut merupakan isi dari dokumen RAB yaitu:

1. Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya;
2. Rencana Anggaran Biaya;
3. Analisa Harga Satuan Pekerjaan (AHSP);
4. Harga Dasar Satuan Bahan dan Upah Kerja;
5. Perhitungan Volume Pekerjaan (*Backup Data*).