

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1 Klasifikasi Pondasi

Sebelum sampai pada tahap pemilihan pondasi yang akan digunakan pada sebuah bangunan, terlebih dahulu perencana harus mengetahui macam pondasi yang ada. Selanjutnya pemilihan jenis pondasi dilakukan berdasarkan faktor-faktor seperti yang telah dijelaskan dalam BAB I. Oleh karena semua proyek pada pelaksanaannya selalu dibatasi oleh 3 variabel berupa Biaya, Mutu dan Waktu, maka pemilihan pondasi juga harus mempertimbangkan 3 variabel pembatas ini. Setelah ditentukan jenis pondasi yang mampu mengakomodasi semua faktor tersebut, barulah pelaksanaan dapat dilakukan.

Secara garis besar, pondasi terbagi menjadi 2 kelompok besar ; pondasi dangkal dan pondasi dalam.

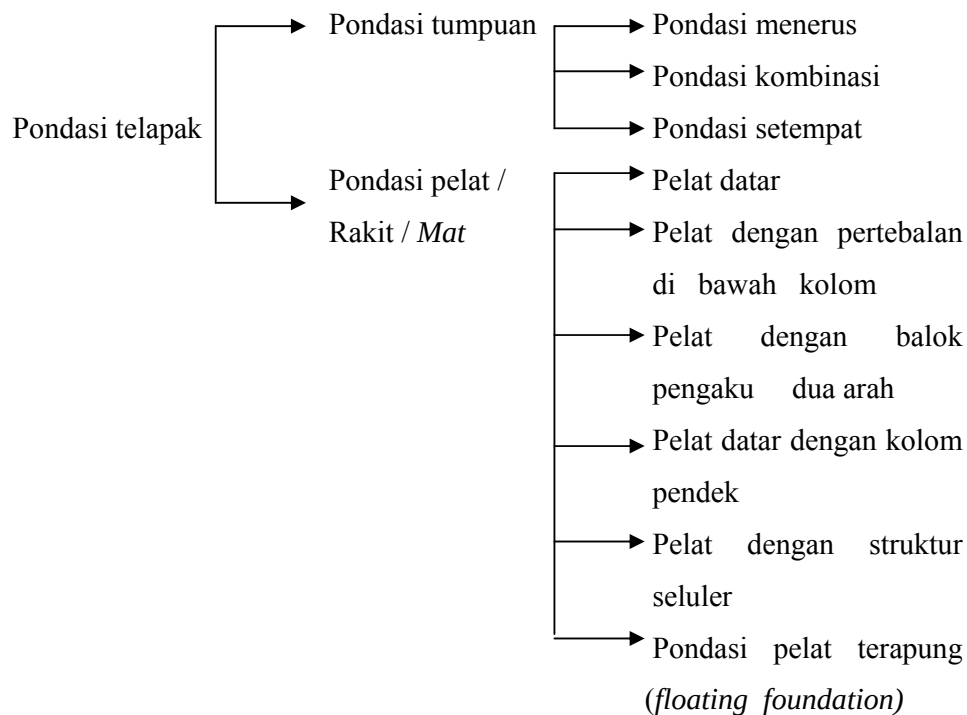
2.1.1 Pondasi Dangkal (*Shallow Foundation*)

1. Tinjauan Umum Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal digunakan apabila kedalaman tanah baik tidak begitu dalam (antara 0.6 sampai 2.0 meter), serta kapasitas dukung tanah relatif baik ($> 2.0 \text{ kg/cm}^2$). Faktor inilah yang menjadikan pondasi dangkal sebagai pondasi termurah. Pada umumnya pondasi dangkal adalah berupa pondasi telapak / *footing* yaitu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dan berkualitas baik yang mampu mendukung suatu bangunan pada permukaan tanah.

Untuk perencanaan dimensi secara langsung, dapat ditentukan dengan rumus $D/B \leq 1 - 4$, di mana D = kedalaman pondasi diukur dari alas pondasi sampai permukaan tanah dan B = lebar alas pondasi. Sedangkan luas alas pondasi dihitung sedemikian rupa sehingga tekanan yang terjadi pada tanah dasar tidak melampaui kapasitas dukung ijin tanah $\sigma \leq \sigma^*$, dan luas alas pondasi ditentukan dengan rumus $A = P / \sigma$, dengan A = luas alas pondasi, P = beban yang bekerja pada kolom yang didukung pondasi (beban normal) dan σ = tekanan yang terjadi pada tanah. Perencanaan

dimensi pondasi dangkal paling hemat apabila dibuat sedemikian rupa sehingga resultan gaya-gaya yang bekerja melalui pusat berat alas pondasi. Pondasi telapak sendiri dapat dibagi menjadi beberapa macam sebagai berikut :

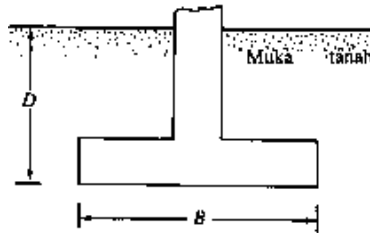


Sumber : *Rekayasa Fundasi II Fundasi Dangkal dan Fundasi Dalam*, penerbit Gunadarma & *Rekayasa Pondasi II*, Ir. Indrastono Dwi Atmanto M.Ing

Gambar 2.1 Bagan Pembagian Pondasi Telapak

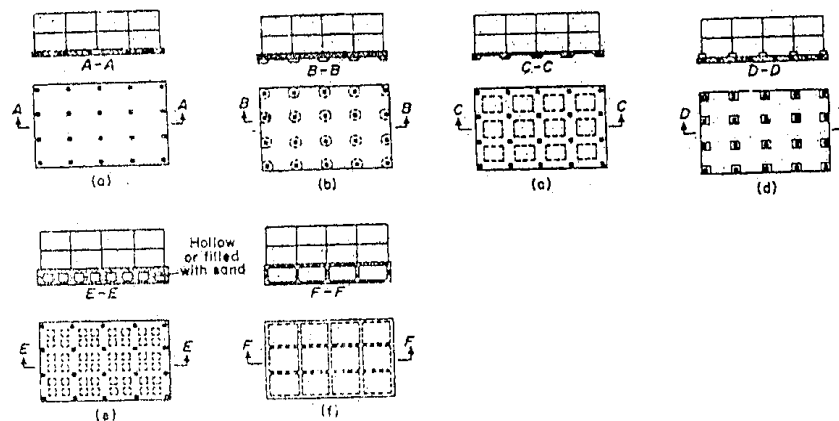


sumber : www.coolthaihouse.com



Gambar 2.2 Pondasi Telapak (footing) sebagai pondasi dangkal yang umum dipakai

Sedangkan macam pondasi pelat / rakit / mat sebagai bagian dari pondasi telapak dapat dilihat pada Gambar 2.3 :



2.2a Pelat datar

2.2b Pelat dengan pertebalan di bawah kolom

2.2c Pelat dengan balok pengaku 2 arah

2.2d Pelat datar dengan kolom pendek

2.2e Pelat dengan struktur seluler

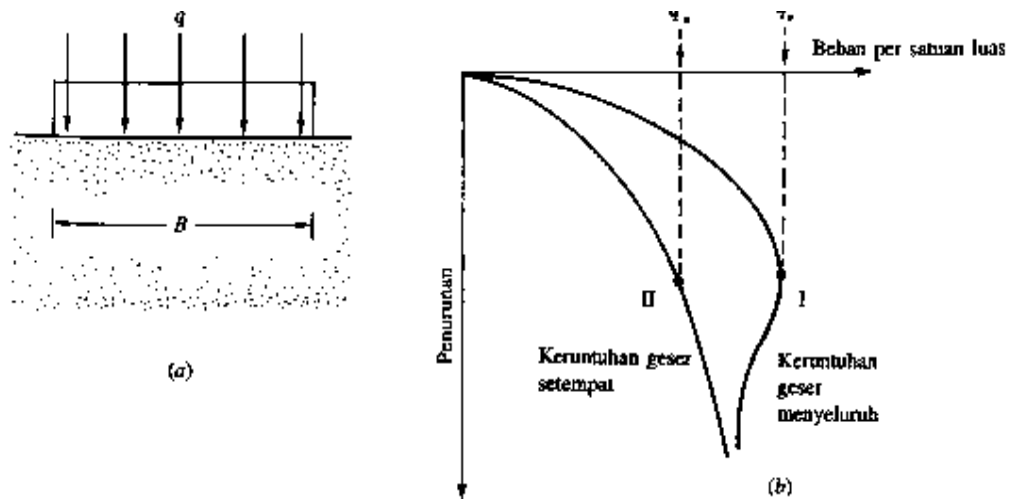
sumber : Rekayasa Pondasi II, Ir.Indrastono Dwi Atmanto, Meng

Gambar 2.3 Macam Pondasi Pelat / Rakit / Mat

2. Daya Dukung Pondasi Dangkal

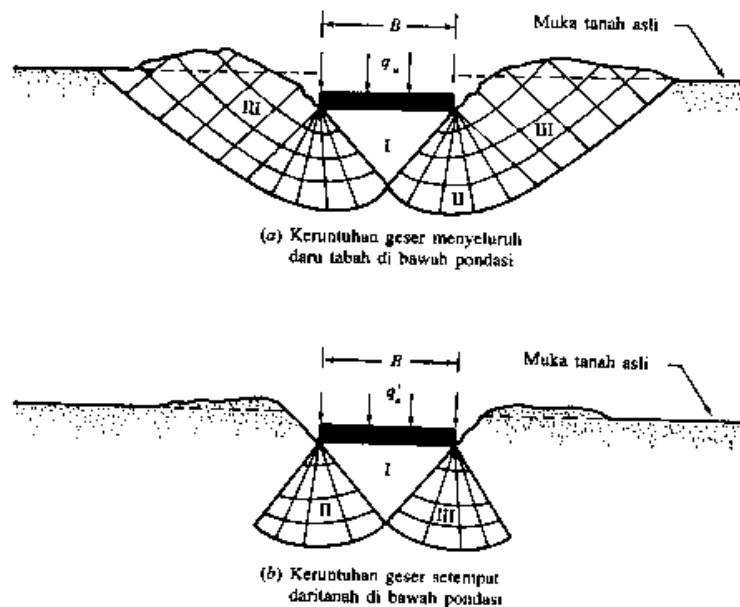
Daya dukung adalah gaya maksimum yang dapat dipikul / ditahan tanpa menyebabkan keruntuhan geser dan penurunan / *settlement* yang berlebihan untuk melawan gaya geser. Karena hubungan antara daya dukung dan gaya geser tanah yang erat ini, untuk memahami konsep daya dukung batas tanah sebelumnya harus dipahami terlebih dahulu pola keruntuhan geser dalam tanah. Ilustrasinya dapat digambarkan sebagai berikut :

- Misal terdapat pondasi dengan model persegi yang memanjang dengan lebar B yang diletakkan pada permukaan lapisan tanah pasir padat / tanah yang kaku.
- Apabila beban-beban terbagi rata q per satuan luas diletakkan diatas model pondasi, maka pondasi tadi akan turun. Apabila beban terbagi rata q tersebut ditambah, tentu saja penurunan pondasi yang bersangkutan akan bertambah pula.
- Tetapi, bila besar $q = q_u$ (gb.2.4b) telah dicapai, maka keruntuhan daya dukung akan terjadi, yang berarti pondasi akan mengalami penurunan yang sangat besar tanpa penambahan beban q lebih lanjut. Tanah di sebelah kanan dan kiri pondasi akan menyembul dan bidang longsor akan mencapai permukaan tanah. Hubungan antara beban dan penurunan akan seperti kurva I (gb.2.4b). Untuk keadaan ini kita mendefinisikan q_u sebagai daya dukung batas tanah. Pola keruntuhan daya dukung seperti ini dinamakan *keruntuhan geser menyeluruh (general shear failure)*.
- Apabila pondasi turun karena suatu beban yang diletakkan diatasnya, maka suatu zona keruntuhan blok segitiga dari tanah (zona I) akan tertekan kebawah, dan selanjutnya tanah dalam zona I menekan zona II dan zona III kesamping dan kemudian ke atas (gb.2.5b). Pada beban batas q_u , tanah berada dalam keseimbangan plastis dan keruntuhan terjadi dengan cara menggelincir. Apabila model pondasi yang kita jelaskan diatas kita letakkan dalam tanah pasir yang setengah padat, maka hubungan antara beban dan penurunan akan berbentuk seperti kurva II. Sementara itu, apabila harga $q = q_u'$ maka hubungan antara beban dan penurunan menjadi curam dan lurus. Dalam keadaan ini q_u' kita definisikan sebagai daya dukung batas dari tanah. Pola keruntuhan seperti ini dinamakan *keruntuhan geser setempat (local shear failure)*.



Sumber : Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa, Karl Terzaghi & Ralph B. Pack

Gambar 2.4 (a) Model pondasi ; (b) Grafik hubungan antara beban dan penurunan



Sumber : Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa, Karl Terzaghi & Ralph B. Pack

Gambar 2.5 (a) Keruntuhan geser menyeluruh ; (b) Keruntuhan geser setempat

Melalui gambaran di atas, kita dapat menggunakan persamaan daya dukung tanah Terzaghi, dengan asumsi :

- ✚ Menganggap bahwa jenis keruntuhan tanah di bawah pondasi adalah keruntuhan geser menyeluruh (*general shear failure*).

Persamaan daya dukung yang dianjurkan Terzaghi :

Pondasi menerus :

$$q_u = c N_c + q N_q + 0,5 B \gamma N_\gamma$$

Pondasi bujur sangkar :

$$q_u = 1,3 c N_c + q N_q + 0,4 B \gamma N_\gamma$$

Pondasi lingkaran :

$$q_u = 1,3 c N_c + q N_q + 0,3 B \gamma N_\gamma$$

di mana :

c = Kohesi (kg / m²)

ϕ = Sudut geser dalam (°)

B = Lebar alas pondasi (m)

$q = \gamma \cdot D_f = \text{Effective Overburden Pressure}$

N_c, N_q, N_γ = faktor-faktor kapasitas daya dukung Terzaghi yang nilainya tergantung nilai sudut geser dalam (ϕ)

✚ Menganggap bahwa jenis keruntuhan tanah di bawah pondasi adalah keruntuhan geser setempat (*local shear failure*)

Asumsi ini memberikan anggapan bahwa :

$$c' = \frac{2}{3} c$$

dan

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right)$$

sehingga persamaan daya dukung *Terzaghi* menjadi :

Pondasi menerus :

$$q_u' = c' N'_c + q N'_q + 0,5 B \gamma N'_\gamma$$

Pondasi bujur sangkar :

$$q_u' = 1,3 c' N'_c + q N'_q + 0,4 B \gamma$$

Pondasi lingkaran :

$$q_u' = 1,3 c' N'_c + q N'_q + 0,3 B \gamma$$

Tabel 2.1 Faktor daya dukung untuk persamaan Terzaghi

ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	K_{pg}
0	5.7*	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

* = $1.5 \phi + 1$

Sumber : Mekanika Tanah 2, Hary Christady H

Selain Terzaghi, Meyerhof juga memberikan persamaan untuk daya dukung :

$$q_u = \frac{q_c}{40} \times (B + D)$$

di mana :

q_u = $q_{ultimate}$, kg/cm²

B = Lebar pondasi, m

D = Kedalaman pondasi, m

q_c = Nilai tekanan konus sondir, kg/cm²

Jika tidak menggunakan angka q_c atau nilai tekanan konus sondir, dapat digunakan formula :

$$q_u = c.N_c.s_c.ic.d_c + q.N_q.S_q.ic.d_q + 0.5\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.ig.d_\gamma \text{ (beban vertikal)}$$

di mana :

$$N_q = e^{x \tan \phi} \tan (45 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_g = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi)$$

Tabel 2.2 Faktor-faktor bentuk, kedalaman dan kemiringan untuk persamaan daya dukung Meyerhof

Faktor	Nilai	Untuk
Bentuk	$S_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	Semua ϕ
	$s_q = s = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Kedalaman	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Semua ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Kemiringan	$I_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^0}{90^0} \right)$	Semua ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^0}{\phi^0} \right)$	$\phi > 10^\circ$
	$i_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Di mana $K_p = \tan^2 (45^0 + \phi/2)$		

Sumber : Mekanika Tanah 2, Hary Christady H

Setelah nilai q_u didapat, maka untuk seterusnya dapat dicari nilai daya dukung ijinnya. Daya dukung ijin adalah beban per satuan luas yang diijinkan untuk dibebankan pada tanah di bawah pondasi, agar kemungkinan terjadinya keruntuhan dapat dihindari. Beban tersebut termasuk beban mati dan beban hidup diatas permukaan tanah, berat pondasi itu sendiri dan berat tanah yang terletak tepat diatas pondasi. Daya dukung ijin dicari dengan rumus :

$$q_a (\text{ allowable/ijin }) = q_u / SF$$

Di mana : q_a = daya dukung ijin, kg/cm^2

SF = faktor keamanan (1,5 - 3)

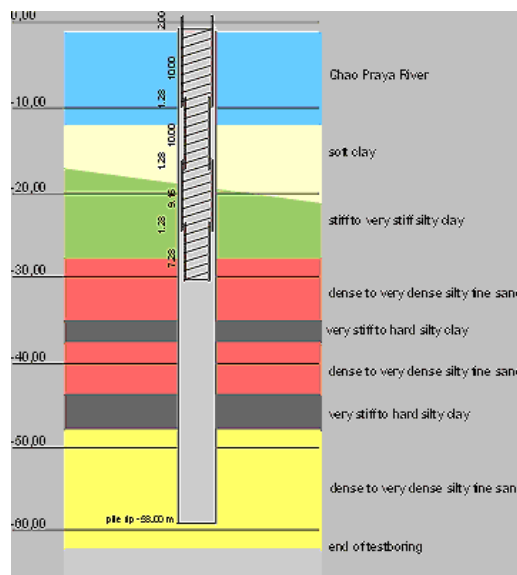
2.1.2 Pondasi Dalam (*Deep Foundation*)

1. Tinjauan Umum Pondasi Dalam

Jenis pondasi dalam yang umum adalah pondasi tiang pancang dan pondasi sumuran. Pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras atau lapisan tanah dengan daya dukung yang memadai berada pada kedalaman

tanah yang cukup dalam dari permukaan dan pada lapisan tanah atas berupa tanah lunak (humus / *peat* / organik). Kondisi ini mengharuskan pondasi ditanam sehingga mencapai lapisan tanah keras tersebut. Pada umumnya pondasi yang ditanam tersebut berbentuk tiang-tiang yang ditanam / dipancang ke dalam tanah. Tiang-tiang tersebut disatukan oleh poer / *pile cap*, dengan bentuk penampang tiang dapat berupa segi empat, segi delapan, lingkaran atau tak beraturan. Rasio kedalaman pemancangan dengan lebar *pile cap* / poer harus memenuhi syarat sebagai berikut : $D / B > 10$, di mana D = kedalaman pemancangan hingga mencapai lapisan tanah keras dan B = lebar *pile cap* / poer.

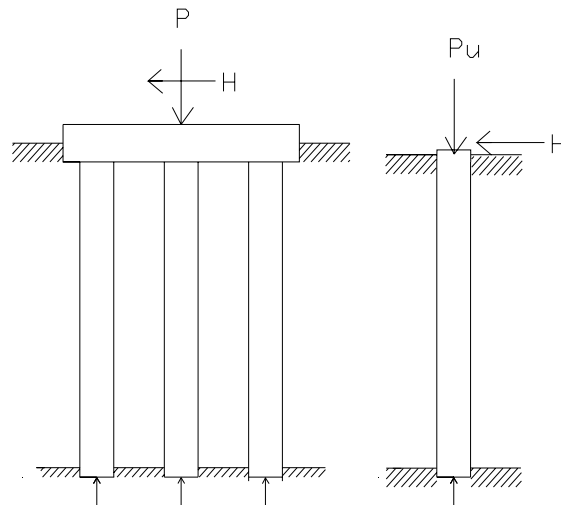
Sedangkan untuk pondasi sumuran (*caisson foundation*), pada dasarnya merupakan bentuk peralihan dari pondasi langsung ke pondasi tiang. Pada saat ini, contoh yang umum dari pondasi sumuran adalah pondasi berupa tiang bor (*bored pile*). Pondasi sumuran digunakan apabila beban yang bekerja pada struktur pondasi cukup berat dan letak tanah keras atau lapisan tanah dengan daya dukung tinggi relatif tidak terlalu dalam. Dimensi minimum untuk diameter sumuran adalah 0,8 m dan harus memenuhi syarat $4 \leq D / B < 10$, dengan D = kedalaman pondasi dan B = diameter pondasi sumuran.



sumber : www.cse.polyu.hk

Gambar 2.6 Tampak contoh pondasi tiang pancang sebagai pondasi dalam yang umum dipakai

Pondasi tiang pancang sebagai pondasi dalam yang paling umum secara garis besar dapat dibedakan menjadi 2, yaitu tiang pancang tunggal dan tiang pancang kelompok :



Gambar 2.7 Tiang Pancang Kelompok dan Tiang Pancang Tunggal

Sedangkan dari bahan-bahannya tiang pancang dapat diklasifikasikan sebagai berikut:

1. Tiang Pancang Kayu

Tiang pancang dibuat dari batang pohon yang cabang-cabangnya sudah dipotong kemudian diberi bahan pengawet, dan didorong ujungnya dengan ujung yang kecil sebagai bagian yang runcing..

Jika sebuah tiang pancang berada di bawah batas air jenuh permanent, maka tiang pancang tersebut akan tahan dipakai terus menerus. Jika sebuah tiang pancang

kayu dapat mengalami pembasahan dan pengeringan secara bergantian, maka umur tiang pancang akan pendek, mungkin hanya 1 tahun, kecuali jika diberi bahan pengawet kayu.

Beban perancangan yang diperkenankan yang dibebankan pada bahan tiang pancang adalah :

$$Pa = Apfa$$

Di mana Ap = Luas penampang tiang pancang rata-rata pada tiang sungkup tiang

f_a = nilai tegangan perancangan yang diijinkan

2. Tiang Pancang Beton

a. Tiang pancang beton Pracetak (*Precast Pile*)

Tiang pancang ini dibentuk dengan menekan baja berkekuatan tinggi, yakni yang mempunyai f_{ult} sebesar 1705 sampai 1860 Mpa, dengan mempertegangkan kabel-kabel ke suatu nilai pada orde 0,5 sampai 0,7 f_{ult} , serta dengan tiang-tiang pancang beton di sekitar kabel tersebut. Bila beton mengeras, maka kabel-kabel prategang dipotong dengan gaya tegangan di dalam kabel yang menghasilkan tegangan tekan dalam tiang pancang beton sewaktu baja tersebut mencoba kembali ke panjang tak teregang.

Beban perancangan yang diijinkan berdasarkan bahan tiang pancang prategang termasuk kehilangan prategang yang disebabkan oleh beban dan rayapan, dapat dihitung sebagai :

$$P_a = A_g(0,33 f'_c - 0,27 f_{pe})$$

di mana A_g = luas beton seluruhnya

f_{pe} = prategang efektif setelah kehilangan (kira-kira 5 Mpa)

f'_c = mutu beton antara 35 - 55 Mpa

Tiang pancang beton dianggap permanen, tapi tanah-tanah tertentu (biasanya yang organik) mengandung bahan-bahan yang dapat membentuk asam yang dapat merusak beton tersebut. Air garam dapat juga melakukan reaksi membuat perbandingan campuran. Selain itu, tiang pancang beton yang digunakan untuk konstruksi di lautan dapat mengalami pengikisan (*abrasion*) dari aksi gelombang dan teruntuk yang terapung dalam air. Pembekuan dan pencairan yang silih berganti dapat mengakibatkan kekurangan dalam setiap keadaan yang terbuka (*exposed*).

b. Tiang Pancang yang Dicor Langsung di Tempat (*Cast in Place Piles*)

Tiang Pancang yang dicor di tempat, dibentuk dengan membuat sebuah lobang dalam tanah dan mengisinya dengan beton. Lobang tersebut dapat dicor (seperti dalam kaison), tapi lebih sering dibentuk dengan memancang sebuah sel (*shell*) atau corong ke dalam tanah. Corong

(*Casing*) tersebut diisi dengan sebuah paksi (*mandreal*), dengan kondisi penarikan balik paksa akan mengosongkan corong.

Pada dasarnya tiang pancang dibagi menjadi tiga jenis yaitu:

- 1) berbentuk sel atau corong
- 2) tak bersel (tak bercorong)
- 3) jenis kaki tiang (*pedestal*)

Beban perancangan yang diijinkan untuk semua tiang pancang beton (yang tak *prategang*) adalah:

$$Pa = Acfc + Asfs$$

dimana Ac = luas beton

As = luas baja

fc, fs = tegangan-tegangan bahan yang diperbolehkan

3. Tiang Pancang Baja

Jenis-jenis tiang pancang baja ini biasanya berbentuk H yang digiling atau merupakan tiang pancang pipa. Balok yang mempunyai flens lebar atau balok I juga dapat digunakan. Tapi, bentuk H khususnya dibuat sebanding untuk menahan

tegangan pancangan yang keras yang mungkin dialami oleh tiang pancang tersebut. Tiang pancang pipa adalah tiang pancang yang berpatri maupun yang tidak mempunyai sambungan lipat yang dapat dirancang, baik dengan ujung terbuka maupun dengan ujung tertutup. Tiang pancang pipa seringkali diisi dengan beton setelah pemancangan.

Beban perancangan yang diijinkan untuk sebuah tiang pancang baja berdasarkan bahannya adalah :

$$Pa = Apfs$$

di mana Ap = luas penampang tiang pancang pada sungkup

fs = tegangan baja yang diijinkan

2. Daya Dukung Pondasi Dalam

a. Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung dikaitkan dengan proses perencanaan harus memperhatikan kondisi tiang pada lapisan tanah, apakah tiang tersebut

tertahan pada ujungnya (*point bearing pile*) atau tertahan oleh pelekatan antara tiang dengan tanah (*friction pile*).

✚ Tiang yang tertahan pada ujung (*point bearing pile*)

Pengertiannya adalah tiang jenis ini dimasukkan sampai lapisan tanah keras sehingga beban bangunan dipikul oleh lapisan ini. Lapisan tanah keras ini boleh terdiri dari bahan apa saja, meliputi lempung keras sampai batuan tetap. Penentuan daya dukung dilakukan dengan melihat jenis tanah apa yang terdapat dalam lapisan tanah keras tersebut. Jika lapisan tanah keras merupakan batu keras, maka penentuan daya dukung menjadi mudah, yaitu dengan menghitung kekuatan tiang sendiri atau dari nilai tegangan yang diperbolehkan pada bahan tiang. Jika lapisan tanah kerasnya berupa lempung keras atau pasir, maka daya dukung tiang amat tergantung pada sifat-sifat lapisan tanah tersebut (terutama kepadatannya), dalam hal ini cara yang baik dan sederhana untuk maksud ini adalah dengan alat sondir. Dengan menggunakan data sondir, kita dapat mengetahui hingga kedalaman berapa tiang harus dimasukkan dan daya dukung pada kedalaman tersebut.

Daya dukung dapat dihitung langsung dari nilai konus tertinggi dari hasil sondir melalui persamaan :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times P}{3}$$

di mana :

Q_{tiang} = Daya dukung keseimbangan tiang (kg)

A_{tiang} = Luas permukaan tiang (cm^2)

P = Nilai konus hasil sondir (kg/cm^2)

3 = Faktor keamanan

✚ Tiang yang tertahan oleh pelekatan antara tiang dengan tanah (*friction pile*)

Kadang-kadang ditemukan keadaan tanah di mana lapisan keras sangat dalam sehingga pembuatan tiang sampai lapisan tersebut sukar dilaksanakan. Maka untuk menahan beban yang diterima tiang, mobilisasi tahanan sebagian besar ditimbulkan oleh gesekan antara

tiang dengan tanah (*skin friction*). Tiang semacam ini disebut *friction pile* atau juga sering disebut sebagai tiang terapung (*floating pile*).

Secara teoritis daya dukung tiang (Q) ini dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = c N_C A + k c O L$$

Dimana: A = luas tiang

O = keliling tiang

L = dalam tiang

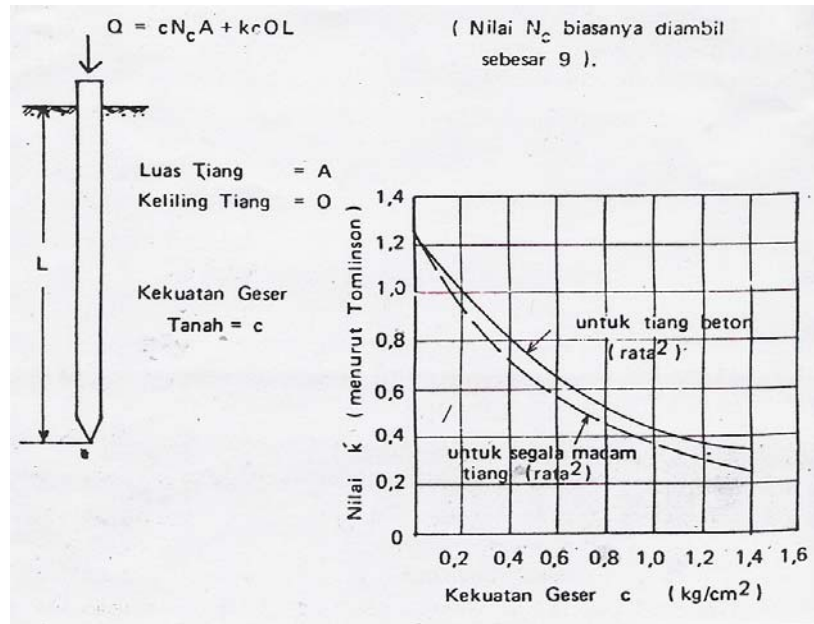
N_C = faktor daya dukung

k = perbandingan antara gaya pelekatan dengan kekuatan geser tanah

c = kekuatan geser tanah (*undrained*)

Nilai N_C biasanya diambil sebesar 9, yaitu sama seperti untuk pondasi langsung berbentuk lingkaran yang dalam.

Nilai k agak sulit ditentukan dengan tepat, dan terpaksa kita pakai cara perkiraan saja untuk menentukannya. Hasil pengukuran di lapangan menunjukkan bahwa makin keras lempung maka semakin kecil nilai k ini. Menurut *Tomlinson* nilai k rata-rata adalah seperti terlihat pada gambar 2.8, secara teoritis nilai k tidak mungkin menjadi lebih besar dari pada satu, yaitu gaya pelekatan pada tanah tidak dapat melebihi kekuatan geser tanah.



Sumber : Mekanika Tanah, L.D Wesley

Gambar 2.8 Daya dukung tiang pancang dalam lapisan lempung

Walaupun demikian ternyata bahwa pada lempung yang sangat lunak, hasil percobaan lapangan menunjukkan nilai lebih dari satu. Hal ini mungkin disebabkan karena pengukuran kekuatan geser tidak tepat, atau karena pemancangan tiang menyebabkan perubahan pada kekuatan tanah disekeliling tiang yang bersangkutan.

Daya dukung tiang kemudian dihitung dengan menganggap bahwa perlawanan pada ujung tiang serta gaya pelekatan antara tiang dengan tanah (*end bearing and friction pile*) akan sama seperti nilai yang diukur dengan alat sondir.

Jadi daya dukung keseimbangan (Q) diperoleh dengan rumus :

$$Q = p A + f O$$

Kemudian daya dukung ijin (Q_a) dihitung dengan rumus :

$$Q_a = \frac{p A}{3} + \frac{f O}{5}$$

di mana:

p = nilai konus (kg/cm^2)

f = jumlah hambatan pelekatan/total *friction* (kg/cm)

A = luas tiang (cm^2)

O = keliling tiang (cm)

Angka 3 dan 5 adalah faktor keamanan

Seperti yang telah dijelaskan di atas, bahwa tiang pancang dapat berupa tiang pancang tunggal dan tiang pancang kelompok. Untuk perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang kelompok, dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$P_{all\ g} = P_{all\ s} \times eff$$

di mana : $P_{all\ g}$ = daya dukung tiang pancang kelompok

$P_{all\ s}$ = daya dukung tiang pancang tunggal

Eff = efisiensi tiang pancang kelompok

Nilai efisiensi tiang pancang kelompok dapat dicari dengan rumus :

$$eff = 1 - \frac{\phi}{90} \left\{ (n-1)m + \frac{(m-1)n}{m.n} \right\}$$

di mana : m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam 1 baris

$\phi = \arctan \frac{d}{s}$, dengan d = diameter tiang dan s = jarak tiang

Sedangkan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal dihitung dengan rumus :

$$P_{all} = \frac{K_b.q_c.A + K_s.JHP.\phi}{FK}$$

dengan : $K_b = 0.75$ (tiang)

$K_s = 0.5 - 0.75$

q_c = q pada ujung tiang (perhitungan dari data Sondir)

A = luas permukaan tiang pancang tunggal

ϕ = sudut geser dalam tanah

FK = faktor keamanan (2 - 2,5)

b. Pondasi Sumuran (*caisson foundation*)

Pondasi sumuran digunakan apabila letak lapisan tanah keras relatif tidak terlalu dalam. Di Indonesia pada umumnya pondasi sumuran digunakan apabila lapisan tanah keras terletak pada kedalaman antara 2 - 8 m. Pelaksanaannya biasanya dilakukan dengan menggali lubang seperti

sumuran sampai lapisan tanah keras, kemudian lubang tersebut diisi kembali dengan beton bertulang.

Untuk perhitungan daya dukung, biasanya dianggap bahwa sumuran tersebut terdukung pada dasarnya saja, jadi perlawanan akibat gesekan atau perlekatan antara dinding sumuran dengan tanah tidak diperhitungkan. Sehingga, beban yang diperbolehkan (Q_a) dapat dihitung langsung dengan rumus :

$$Q_a = q_a A$$

di mana :

q_a = tegangan yang diperbolehkan di atas tanah pada dasar sumuran (kg/m^2)

A = luas sumuran (m^2)

Untuk pondasi sumuran yang dimasukkan sampai ke lapisan lempung keras, daya dukung dapat dihitung dengan rumus :

$$Q_a = c.N_c.A$$

di mana :

c = kuat geser tanah (kg/m^2)

N_c = faktor daya dukung (diambil 9)

A = luas sumuran

2.2 Pondasi KSSL (Konstruksi Sarang Laba-laba)

2.2.1 Tunjauan Umum Pondasi KSSL

Pondasi KSSL merupakan kombinasi konstruksi bangunan bawah konvensional yang merupakan perpaduan pondasi plat beton pipih menerus yang di bawahnya dikakukan oleh rib-rib tegak yang pipih tinggi dan sistem perbaikan tanah di antara rib-rib. Kombinasi ini kemudian menghasilkan kerja sama timbal balik yang saling menguntungkan sehingga membentuk sebuah pondasi yang memiliki kekakuan (*rigidity*) jauh lebih tinggi dibandingkan sistem pondasi dangkal lainnya. Dinamakan sarang laba-laba karena pembesian plat pondasi di daerah kolom selalu berbentuk sarang laba-laba. Juga bentuk jaringannya yang tarik-menarik bersifat monolit yaitu berada dalam satu kesatuan. Ini disebabkan plat konstruksi didesain untuk multi fungsi, untuk septic tank, bak reservoir, lantai, pondasi tangga, kolom praktis dan dinding. Rib (tulang iga) KSSL berfungsi

sebagai penyebar tegangan atau gaya-gaya yang bekerja pada kolom. Pasir pengisi dan tanah dipadatkan berfungsi untuk menjepit rib-rib konstruksi terhadap lipatan puntir. Dari uraian-uraian di atas dapat dilihat bahwa ada 2 bagian konstruksi dalam pondasi KSSL :

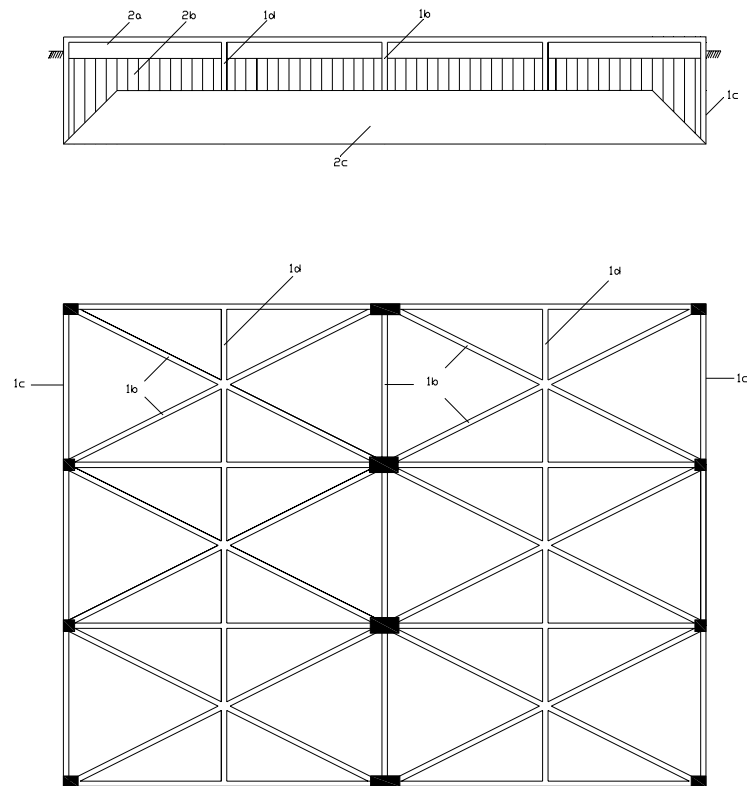
1. Konstruksi Beton

- Konstruksi beton pondasi KSSL berupa pelat pipih menerus yang di bawahnya dikakukan oleh rib-rib tegak yang pipih dan tinggi.
- Berdasarkan fungsinya, rib-rib tersebut dibagi menjadi rib konstruksi, rib settlement dan rib pengaku.
- Penempatan rib-rib dilakukan sedemikian rupa sehingga tampak atas membentuk petak-petak segitiga dalam hubungan yang kaku (rigid)



Sumber : Foto-foto Pelaksanaan Pondasi KSSL pada Mall Tatura, Palu-Sulawesi Tengah pada Laporan Kerja Praktek “Pembangunan Mall Tatura Palu, Sulawesi Tengah”

Gambar 2.9 Tampak penulangan rib-rib pondasi KSSL



- 1a - pelat beton pipih menerus
- 1b - rib konstruksi
- 1c - rib settlement
- 1d - rib pembagi
- 2a - urugan pasir dipadatkan
- 2b - urugan tanah dipadatkan
- 2c - lapisan tanah asli yang ikut terpadatkan

Gambar 2.10 Contoh Pondasi KSSL dalam sketsa potongan dan denah

2. Tanah sebagai bagian dari konstruksi

Salah satu dari keistimewaan pondasi KSSL adalah mengikutsertakan tanah sebagai bagian dari konstruksi pondasi itu sendiri. Tanah hasil galian sebelumnya tidak serta merta tidak digunakan lagi, melainkan dijadikan bagian dari konstruksi dengan perbaikan berupa pemadatan sebagai pengisi petak-petak segitiga di antara rib-rib beton sebelumnya.

Untuk hasil yang optimal, pemadatan tanah harus dilakukan lapis demi lapis dengan tebal tiap lapis tidak lebih dari 20 cm. pemadatan harus dilakukan sampai 90 % dan pada 2 atau 3 lapis teratas harus melampaui batas 90 % sampai 95 % kepadatan maksimum (*Standart Proctor*). Perbaikan tanah dengan cara dipadatkan ini dapat membentuk lapisan tanah yang kokoh dan dapat memperkecil dimensi plat serta rib-ribnya, sedangkan rib-rib tersebut akan berfungsi pula sebagai pelindung bagi perbaikan tanah yang telah dipadatkan dengan baik.

Pada dasarnya pondasi KSSL bertujuan untuk memperkaku sistem pondasi itu sendiri dengan cara berinteraksi dengan tanah pendukungnya. Seperti diketahui bahwa jika pondasi semakin fleksibel, maka distribusi tegangan / *stress* tanah yang timbul akan semakin tidak merata, terjadi konsentrasi tegangan pada daerah beban terpusat. Dan sebaliknya, jika pondasi semakin kaku / rigid, maka distribusi tegangan / *stress* tanah akan semakin merata. Hal ini mempengaruhi kekuatan pondasi dalam hal penurunan yang dialami pondasi. Dengan pondasi KSSL, karena mempunyai tingkat kekakuan yang lebih tinggi, maka penurunan yang terjadi akan merata karena masing-masing kolom dijepit dengan rib-rib beton yang saling mengunci.

Menurut Lokakarya yang diadakan selama sehari di Bandung pada pertengahan tahun 2004 oleh Puslitbang Depkimpraswil (sumber : <http://edisupriyanto.wordpress.com>) yang dihadiri oleh para pakar gempa dan tanah, disimpulkan kelebihan-kelebihan pondasi KSSL adalah sebagai berikut:

1. KSSL memiliki kekakuan yang lebih baik dengan penggunaan bahan bangunan yang hemat dibandingkan dengan pondasi rakit (*raft foundation*).
2. KSSL memiliki kemampuan memperkecil *differential settlement* dan mengurangi *irregular differential settlement* apabila dibandingkan dengan pondasi rakit.
3. KSSL mampu membuat tanah menjadi bagian dari struktur pondasi yang karena proses pemadatannya akan meniadakan pengaruh lipat atau *lateral buckling* pada rib.

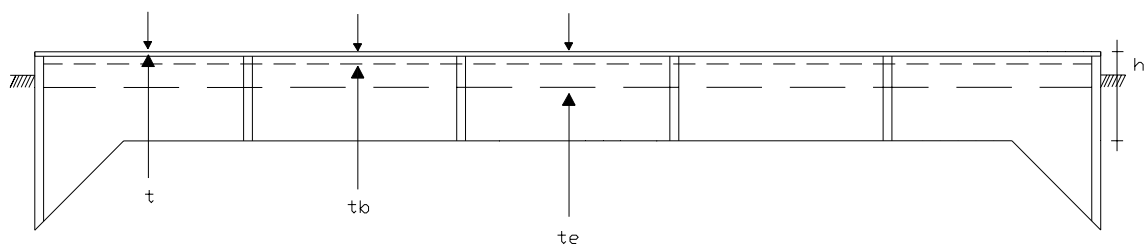
4. KSSL berpotensi untuk digunakan sebagai pondasi untuk bangunan bertingkat rendah (2 lantai) yang dibangun di atas tanah lunak dengan mempertimbangkan *total settlement* yang mungkin terjadi.
5. Pelaksanaannya tidak menggunakan alat-alat berat dan tidak mengganggu lingkungan sehingga cocok diterapkan baik di lokasi padat penduduk maupun di daerah terpencil.
6. KSSL mampu menghemat penggunaan baja tulangan maupun beton yang dibutuhkan.
7. Waktu pelaksanaan yang diperlukan relatif lebih cepat dan dapat dilaksanakan secara padat karya.
8. KSSL lebih ekonomis dibandingkan pondasi konvensional rakit atau tiang pancang, lebih-lebih dengan pondasi dalam, sehingga cocok digunakan oleh negara-negara sedang berkembang sebab murah, padat karya dan sederhana.

2.2.2 Kajian Keistimewaan Pondasi KSSL

Keistimewaan pondasi KSSL dapat dilihat dari aspek teknis, ekonomis dan dari segi pelaksanaan.

1. Aspek Teknis

- ❖ Pelat pipih menerus yang di bawahnya dikakukan oleh rib-rib tegak, pipih dan tinggi



Dengan :

t = tebal plat

b = tebal rib

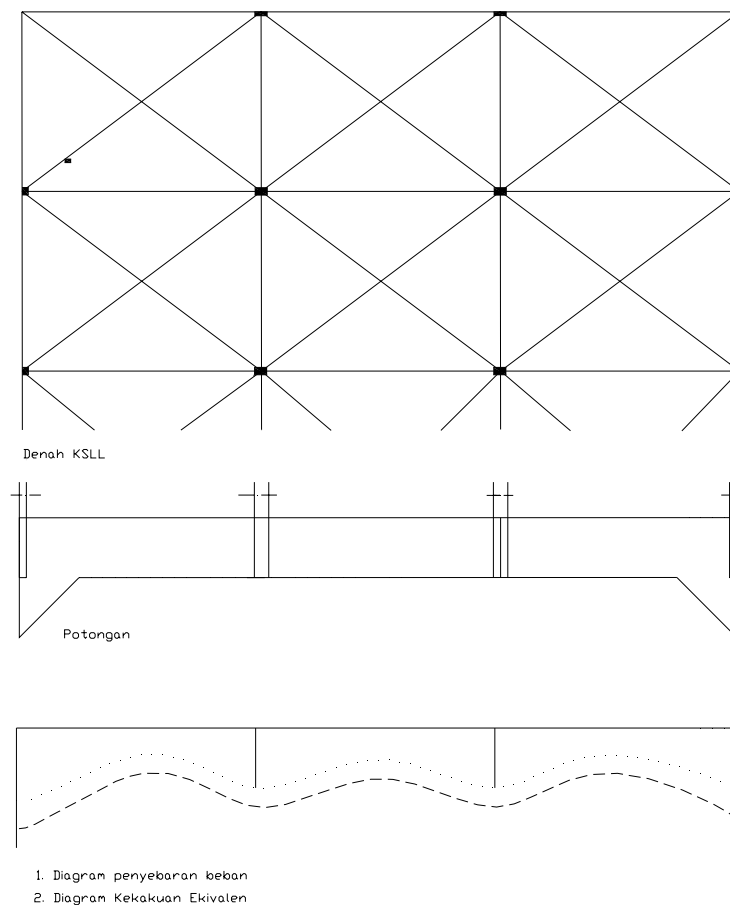
h = tinggi rib

te = tebal ekivalen

t_b =tebal volume penggunaan beton untuk pondasi KSLL, seandainya dinyatakan sebagai pelat menerus tanpa rib

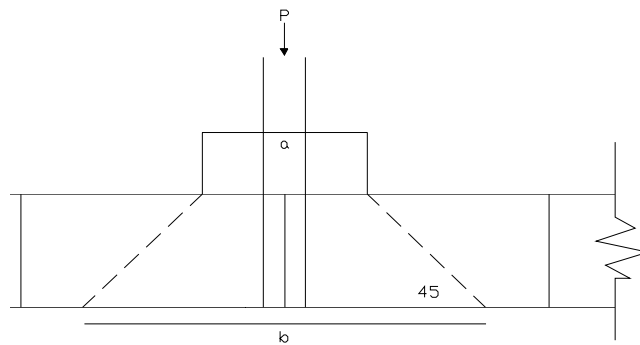
Gambar 2.11 Pelat pipih menerus yang dikakukan oleh rib tegak, pipih dan tinggi di bawahnya

Bentuk konstruksi seperti ini, dengan bahan yang relatif sedikit (t_b) akan diperoleh pelat yang memiliki kekakuan / tebal ekivalen (t_e) yang tinggi. Pada umumnya $t_e = 2,5 - 3,5 t_b$, dengan variasi tergantung desain. Bentuk ketebalan ekivalen tersebut tidak berbentuk merata, melainkan bergelombang.



Gambar 2.12 Tampak Denah, Potongan dan Diagram Penyebaran Beban dan Kekakuan Ekvivalen pada Pondasi KSLL

❖ Penempatan pelat di sisi atas rib dan sistem perbaikan tanah



Gambar 2.13 Susunan konstruksi pelat di sisi atas rib dan sistem perbaikan tanah

Dengan susunan konstruksi seperti di atas, akan dihasilkan penyebaran beban seperti pada gambar tersebut, di mana untuk mendapatkan luasan pendukung pada tanah asli selebar b cukup dibutuhkan pelat efektif selebar c . Hal ini disebabkan karena proses penyebaran beban dimulai dari bawah pelat yang berada pada sisi atas lapisan perbaikan tanah.

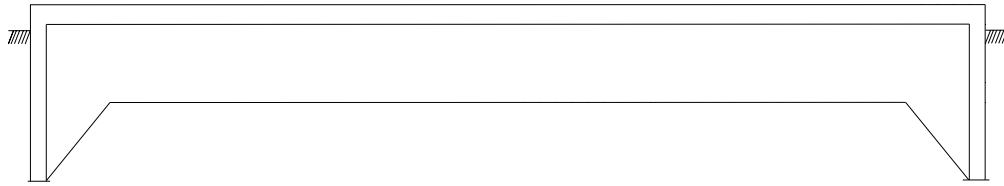
❖ Susunan rib-rib yang membentuk titik-titik pertemuan dan penempatan kolom / titik beban pada titik pertemuan rib-rib.

Dengan susunan rib seperti pada gambar 2.12 diperoleh ketebalan ekuivalen yang tidak merata. Pada titik pertemuan rib-rib diperoleh ketebalan maksimum, sedangkan makin jauh dari titik pertemuan rib-rib ketebalan ekuivalen makin berkurang.

Dalam perencanaan pondasi KSSL sebagai pondasi bangunan gedung harus sedemikian rupa sehingga titik pertemuan rib-rib berimpit dengan titik kerja beban / kolom-kolom tersebut. Hal ini menghasilkan grafik penyebaran beban yang identik bentuknya dengan grafik ketebalan ekuivalen, sehingga dimensi konstruksi yang dihasilkan (pelat dan rib) lebih ekonomis.

Susunan rib yang membentuk petak-petak segitiga dengan hubungan yang kaku menjadikan hubungan antar rib menjadi hubungan yang stabil terhadap pengaruh gerakan / gaya horisontal.

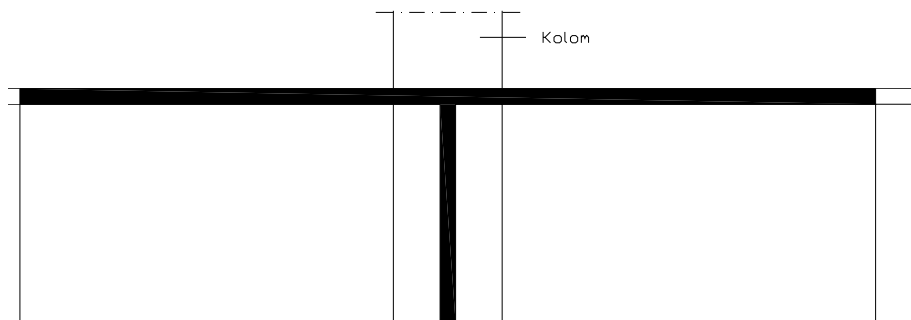
❖ Rib-rib settlement yang cukup dalam



Gambar 2.14 Rib Settlement

Penempatan rib yang cukup dalam diatur sedemikian rupa sehingga membagi luasan konstruksi bangunan bawah dalam petak-petak segitiga yang masing-masing luasnya tidak lebih dari 200 m^2 . Adanya rib-rib settlement memberi keuntungan-keuntungan antara lain yaitu mereduksi total penurunan, mempertinggi kestabilan bangunan terhadap kemungkinan terjadinya kemiringan, mampu melindungi perbaikan tanah terhadap kemungkinan bekerjanya pengaruh-pengaruh negatif dari lingkungan sekitar, misalnya kembang susut tanah dan kemungkinan timbulnya degradasi akibat aliran tanah dan yang terakhir yaitu menambah kekakuan pondasi dalam tinjauannya secara makro.

❖ Kolom mencengkeram pertemuan rib-rib sampai ke dasar rib



Gambar 2.15 Kolom yang mencengkeram pertemuan rib-rib sampai ke dasar rib

Hal ini membuat hubungan konstruksi bagian atas (*upper structure*) dengan konstruksi bangunan bawah (*sub structure*) yaitu KSSL menjadi lebih kokoh. Sebagai gambaran, misal tinggi rib konstruksi adalah 120 cm, maka hubungan antara kolom dengan pondasi KSSL juga akan setinggi

120 cm. Untuk perbandingan, misal pada pondasi tiang pancang, hubungan antara kolom dengan pondasi hanya setebal pondasinya (kisarannya antara 50 - 80 cm).

❖ Sistem perbaikan tanah setelah pengecoran rib-rib

Pemadatan tanah baru dilakukan setelah rib-rib selesai dicor dan berumur sedikitnya 3 hari. Pemadatan sendiri harus dilaksanakan lapis demi lapis dan harus dijaga agar perbedaan tinggi antara petak yang sedang dipadatkan dengan petak-petak yang bersebelahan tidak lebih dari 25 cm. Hal ini disebabkan karena umur beton rib yang masih muda.

Dengan cara ini pemadatan dapat dilaksanakan dengan cara yang mudah untuk mencapai kepadatan yang tinggi. Di samping hasil kepadatan yang tinggi pada lapisan tanah di dalam petak rib-rib pondasi KSSL, lapisan tanah asli di bawahnya akan ikut terpadatkan walaupun tidak mencapai kepadatan setinggi tanah yang berada dalam petak rib-rib pondasi KSSL. Hal itu pun sudah memberikan hasil yang cukup memuaskan bagi peningkatan kemampuan daya dukung dan bagi ketahanan / kestabilan terhadap penurunan (*settlement*).

❖ Adanya kerja sama timbal balik saling menguntungkan antara konstruksi beton dan sistem perbaikan tanah

Rib-rib beton, di samping berfungsi sebagai pengaku pelat dan sebagai sloof, juga berfungsi sebagai dinding penyekat dari sistem perbaikan tanah, sehingga perbaikan tanah dapat dipadatkan dengan tingkat kepadatan yang tinggi (dapat mencapai 100 % kepadatan maksimum dengan Standar Proctor), dan setelahnya rib-rib tersebut akan berfungsi sebagai pelindung bagi perbaikan tanah yang sudah dipadatkan tersebut terhadap pengaruh-pengaruh dari banjir, penguapan dan degradasi akibat adanya aliran air tanah dan sebagainya.

Perbaikan tanah sendiri akan memberi dampak lapisan tanah menjadi seperti lapisan batu karang sehingga dapat memperkecil dimensi ribnya.

2. Aspek Ekonomis

Di atas telah dijelaskan aspek-aspek teknis yang juga memberi keuntungan dilihat dari aspek ekonomis, seperti dimensi rib yang relatif kecil, penggunaan tanah sebagai bagian dari konstruksi yang menghemat

pemakaian beton dan sebagainya. Aspek ekonomis yang juga dapat dilihat pada pondasi KSLL adalah pengerjaan pondasi yang memerlukan waktu yang singkat karena pelaksanaannya mudah dan padat karya serta sederhana dan tidak menuntut keahlian yang tinggi. Selain itu pembesian rib dan plat cukup dengan pembesian minimum, 120 kg - 150 kg/m³ volume beton rata-rata 0,2 - 0,45 m³ beton/m². Pengerjaan pondasi memerlukan waktu yang singkat karena pelaksanaannya mudah dan padat karya serta sederhana dan tidak menuntut keahlian yang tinggi. Pembesian rib dan plat cukup dengan pembesian minimum, 120 kg - 150 kg/m³ volume beton rata-rata 0,2 - 0,45 m³ beton/m² luas pondasi. Pondasi KSLL memanfaatkan tanah hingga mampu berfungsi sebagai struktur bangunan bawah dengan komposisi sekitar 85 persen tanah dan 15 persen beton.

Uraian-uraian di atas dapat dirangkum dalam point-point berikut :

1. Aspek Teknis

- ❖ Pembesian pada rib dan pelat cukup dengan pembesian minimum.
- ❖ Ketahanan terhadap *differential settlement* yang tinggi karena bekerjanya tegangan akibat beban sudah merata pada lapisan tanah pendukung. Hal ini juga disebabkan oleh penyusunan rib yang sedemikian rupa sehingga membagi luasan pondasi KSLL menjadi petak-petak yang masing-masing luasnya tidak lebih dari 200 m² sehingga pondasi KSLL memiliki ketahanan yang tinggi terhadap *differential settlement*.
- ❖ Total settlement menjadi lebih kecil karena meningkatnya kepadatan pada lapisan tanah pendukung di bawah KSLL akibat pengaruh pemadatan yang efektif pada lapisan tanah perbaikan di dalam KSLL serta bekerjanya tegangan geser pada rib terluar dari KSLL.
- ❖ Ketahanan terhadap gempa menjadi lebih tinggi sebab KSLL merupakan suatu konstruksi yang monolit dan kaku.
- ❖ Perbaikan tanah di dalam KSLL memiliki kestabilan yang bersifat permanen karena adanya perlindungan dari rib-rib KSLL
- ❖ KSLL juga dapat menggantikan fungsi dari berbagai konstruksi selain fungsinya sebagai pondasi, antara lain :
 - Sebagai pondasi kolom, dinding dan tangga

- Sebagai sloof / balok-balok pengaku
- Sebagai konstruksi pelat lantai (dasar)
- Urugan / perbaikan tanah dengan pemadatan tanah
- Dinding penahan urugan di bawah lantai
- Konstruksi pengaman terhadap kestabilan (kepadatan) perbaikan tanah yang ada di bawah lantai
- Pasangan dan plesteran tembok di bawah lantai dasar
- Kolom di bawah peil lantai dasar
- *Septic tank* dan resapan
- Bak reservoir (bila diperlukan)
- Pelebaran KSSL terhadap luas lantai dasar dapat diatur sedemikian rupa, sehingga dapat dimanfaatkan sebagai trotoar atau tempat parkir

2. Sistem Pelaksanaan

- ❖ Karena bentuk dan sistem konstruksinya sederhana, maka memungkinkan untuk dilaksanakan dengan peralatan sederhana dan tidak menuntut keahlian yang tinggi.
- ❖ Memungkinkan dilaksanakan lebih cepat dibandingkan dengan sistem pondasi lainnya.

3. Ekonomis

Dibandingkan dengan sistem pondasi lain, KSSL dapat menekan biaya yang cukup besar. Pada umumnya diperoleh penghematan sebesar :

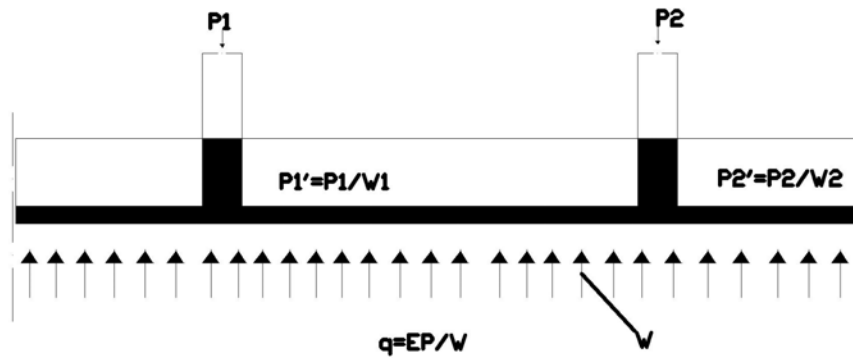
- ❖ $\pm 30 \%$ untuk bangunan 3 - 8 lantai
- ❖ $\pm 20 \%$ untuk bangunan 2 lantai
- ❖ $\pm 30 \%$ untuk bangunan gudang-gudang Kelas I

2.2.3 Pengaruh Kekakuan Ekuivalen dan Letak Pelat di Sisi Atas Rib pada Pondasi KSSL terhadap Proses Penyebaran Beban

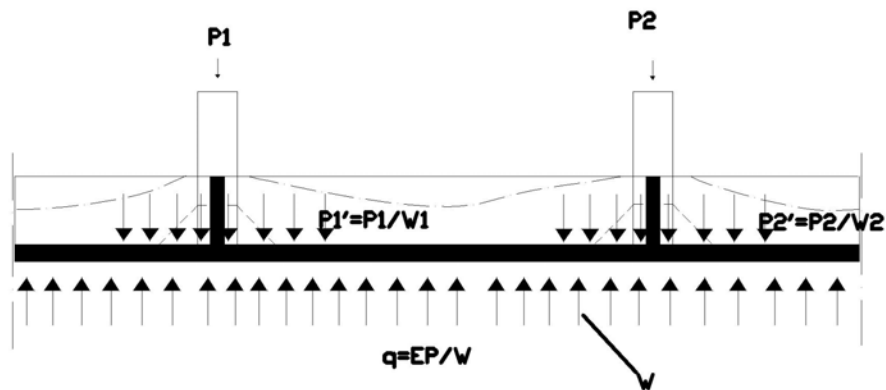
Untuk memperoleh gambaran yang jelas mengenai pengaruh kekakuan ekuivalen dan letak pelat di sisi atas rib pada pondasi KSSL terhadap proses penyebaran beban, dapat dilihat melalui gambar 2.16. Gambaran proses

penyebaran beban dibandingkan terhadap jenis pondasi rakit dan pondasi semacam KSSL dengan plat terletak di sisi bawah rib.

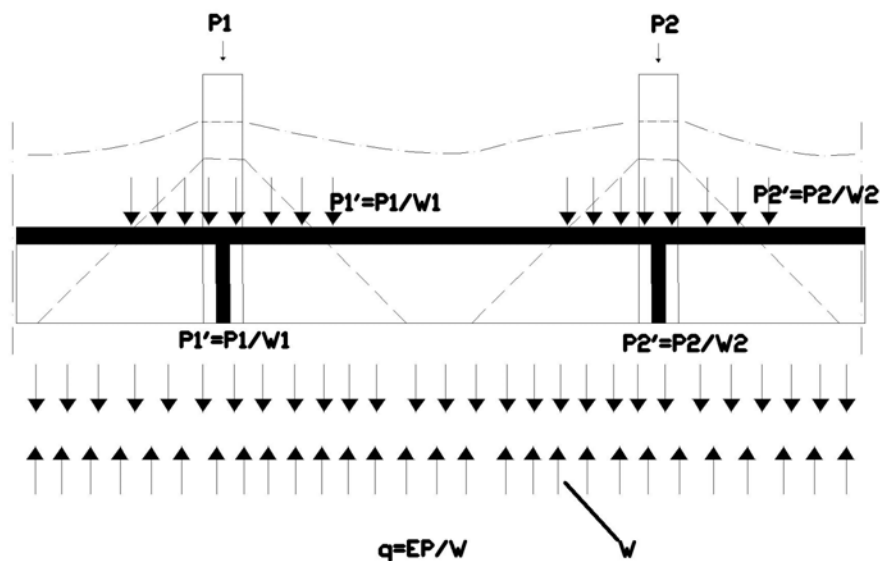
A. Pondasi Rakit



B. Pondasi semacam KSSL dengan plat diletakkan di bawah



C. Pondasi KSSL



Gambar 2.16 Perbandingan proses penyebaran beban

Proses penyebaran beban pada pondasi KSSL pada Gambar 2.16 di atas, kiranya dapat dijelaskan sebagai berikut :

- Terdapat beban P_1 dan P_2 pada kolom
- Melalui tulangan melingkar yang terdapat di sekeliling kolom, beban P_1 dan P_2 disebarkan ke pondasi KSSL (rib beton dan tanah yang dipadatkan)



Sumber : Foto-foto Pelaksanaan Pondasi KSSL pada Mall Tatura, Palu-Sulawesi Tengah pada Laporan Kerja Praktek “Pembangunan Mall Tatura Palu, Sulawesi Tengah”

Gambar 2.17 Tampak tulangan plat di sekeliling sebuah kolom pada pondasi KSSL

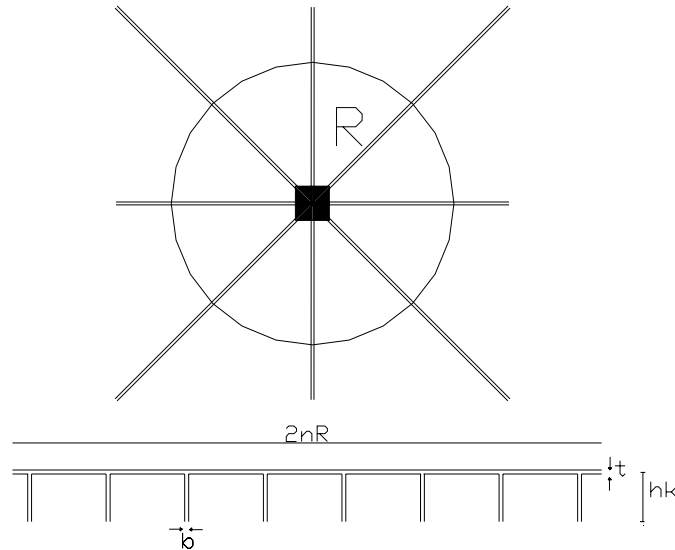
- Beban lalu diteruskan ke tanah dasar dengan sudut penyebaran beban sebesar 45^0 . Sehingga dapat dilihat dalam gambar 2.16, beban P_1 dan P_2 diuraikan menjadi beban yang nilainya lebih kecil dan tersebar secara merata untuk melawan tekanan tanah w

2.2.4 Perencanaan Pondasi KSSL

Perencanaan pondasi KSSL dilakukan dengan memanfaatkan keistimewaan-keistimewaan pondasi KSSL seperti yang telah diuraikan di atas.

1. Ketebalan Ekvivalen pada KSL

Dalam perhitungan ketebalan ekvivalen KSL, pengaruh perbaikan tanah dianggap = 0 (nol).



Statis momen terhadap sisi atas = S_a

$$S_a = t \cdot (2\pi R) \cdot \frac{1}{2} t + 8 \cdot b \cdot (h_k - t) \cdot \left(\frac{(h_k - t)}{2} + t \right)$$

$$= ((2\pi R \cdot t + 8 \cdot b (h_k - t)) y$$

Titik berat = $y = \text{Statis Momen} : \text{Luas}$

$$y = \frac{\pi R t^2 + 4 \cdot b (h_k^2 - t^2)}{2\pi R t + 8 \cdot b (h_k - t)}$$

$$I_x = \frac{1}{12} (2\pi R) (t_e)^3$$

$$t_e = \sqrt[3]{\frac{12 I_x}{2\pi R}}$$

dengan : $R > 0.5 a_1$

a_1 = lebar kolom

untuk $R \leq 0.5 a_1$ $t_e = h_k$

2. Perkiraan Daya Dukung Tanah

Untuk Pondasi KSSL, perkiraan kapasitas daya dukung tanah ditentukan sebesar :

$$q_a(\text{KSSL}) = 1.5 q_a(\text{pondasi rakit})$$

dengan :

- $q_a \text{ pondasi rakit} = q_{ul} / n$
 $n = \text{angka keamanan} = 3$
- $q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$

- untuk $\phi = 0$

$$q_{ult} = 5.14 c (1 + s'_c + d'_c + i'_c) + \bar{q}$$

B = jarak terkecil antara kolom

D_f = kedalaman penanaman pondasi

$q_a(\text{KSSL})$ diambil $1.5 q_a(\text{pondasi rakit})$, karena bekerjanya faktor-faktor yang menguntungkan pada KSSL dibandingkan pondasi rakit, yaitu:

- Untuk beban dan luasan yang sama, KSSL memiliki kekakuan lebih tinggi daripada pondasi rakit
- Sistem pemadatan tanah yang efektif di dalam KSSL ikut memperbaiki dan menambah kepadatan atau meningkatkan daya dukung dari tanah pendukung
- Bekerjanya tegangan geser pada rib keliling terluar dari KSSL
- Penyebaran beban dimulai dari dasar pelat yang terletak di bagian atas rib, menyebabkan tegangan yang timbul akibat beban, sudah merata pada lapisan tanah pendukung
- KSSL memiliki kemampuan melindungi secara permanen stabilitas dari perbaikan tanah di dalamnya.

3. Perhitungan Tegangan Tanah Maksimum yang Terjadi

Tegangan Tanah Maksimum dihitung dengan rumus :

$$q_0 = R \frac{1}{A} \pm \frac{e_x \cdot x}{I_y} \pm \frac{e_y \cdot y}{I_x}$$

dengan :

$R = \Sigma P$ = resultante gaya-gaya vertikal dari beban-beban kolom dan beban dinding di atas KSSL

A = luasan KSSL

I_x, I_y = momen inersia luasan KSSL terhadap sumbu X dan Y

$$I_x = \frac{L.B^3}{12}$$

$$I_y = \frac{B.L^3}{12}$$

e_x, e_y = eksentrisitas dari gaya-gaya vertikal terhadap titik pusat luas pondasi

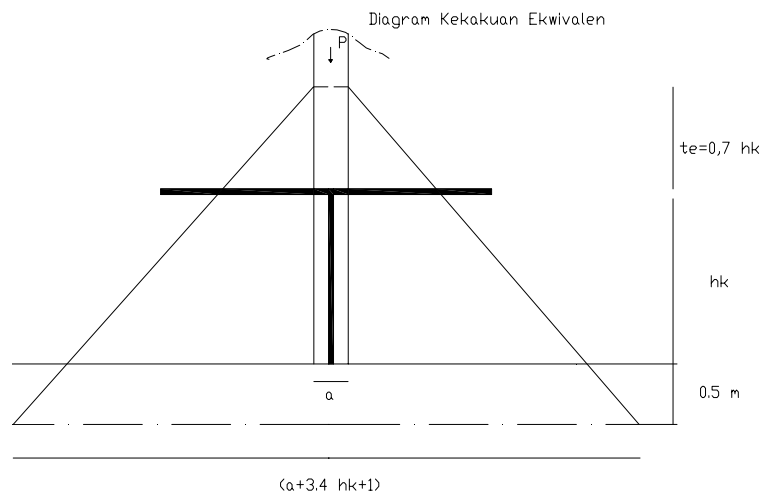
x, y = koordinat dari titik di mana tegangan tanah ditinjau

4. Perhitungan Rib Konstruksi

a. Asumsi :

- Tebal ekivalen maksimum diambil :
 $t_e (\max) = 0.7 h_k$, dengan h_k = tinggi rib konstruksi
- Proses penyebaran beban dimulai dari ketinggian t_e di atas pelat
- Sudut penyebaran beban = 45°
- Penyebaran beban dianggap sudah merata pada jarak 0.5 m di bawah rib konstruksi
- Diagram penyebaran beban membentuk limas terpancung

b. Perhitungan tinggi rib konstruksi (h_k)



Gambar 2.18 Luasan Daerah Penyebaran Beban Sebelum memikul Momen

a, b = lebar kolom (meter)

F = luas daerah penyebaran beban

$$= (a + 3.4 h_k + 1) (b + 3.4 h_k + 1)$$

Keseimbangan beban :

$$P = F \cdot q_0 = q_0 (a + 3.4 h_k + 1) (b + 3.4 h_k + 1)$$

q_0 = tegangan yang bekerja pada lapisan tanah yang ditinjau

q_a = tegangan ijin

untuk $q_0 = q_a$, maka :

$$P = F \cdot q_a$$

$$= q_a (a + 3.4 h_{ki} + 1) (b + 3.4 h_{ki} + 1)$$

Dari persamaan di atas akan didapatkan h_{ki} atau tinggi rib konstruksi ideal di mana beban terdistribusi habis.

Untuk memperoleh desain yang ekonomis atau menggunakan pembesian minimum, ditentukan dengan rumus :

$$h_k = 0.8 h_{ki}$$

$$\text{maka } q_0 = \frac{P}{(a + 3.4 h_k + 1)(b + 3.4 h_k + 1)}$$

$$\text{atau } P_1 = q_a (a + 3.4 h_k + 1) (b + 3.4 h_k + 1)$$

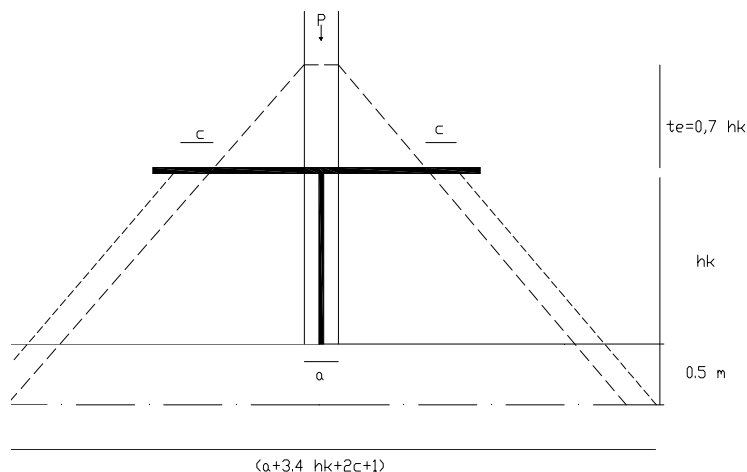
(dengan P_1 = sebagian dari beban yang terdistribusi habis)

$$P_s = P - P_1$$

$$P_s = P_{\text{sisia}} \text{ (lihat gambar 2.15)}$$

c. Dimensi dan penulangan rib konstruksi

$$\text{Luas penyebaran beban } F_1 = \frac{P}{q_a}$$



Gambar 2.19 Luasan Daerah Penyebaran Beban setelah Memikul Momen

$$F_1 = (a + 3.4 h_k + 2c + 1) (b + 3.4 h_k + 2c + 1)$$

$$P = q_a \cdot F_1$$

$$P = q_a (a + 3.4 h_k + 2c + 1) (b + 3.4 h_k + 2c + 1)$$

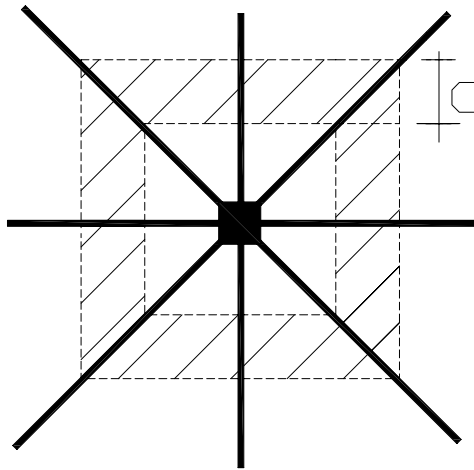
Sehingga dari persamaan di atas didapat nilai c

c = lebar pelat yang dianggap memikul momen

$$M \cong 0.5 \frac{P_s \cdot c}{n}, \text{ dengan } n = \text{jumlah rib (pada umumnya 8)}$$

Dengan momen tersebut, pada umumnya diperoleh pembesian minimum.

5. Perhitungan Pelat



Gambar 2.20 Pembebanan Lajur pada Pelat selebar c (daerah yang diarsir)

Beban yang diperhitungkan = q_a

Lebar pelat yang ditinjau = c

Bentang pelat = jarak antar rib

Dengan pembebanan lajur selebar c , akan diperoleh dimensi dan pembesian pelat yang minimum.

2.2.5 Kontrol KSSL

1. Kontrol Pons (Geser)

a. Asumsi :

- Dalam perhitungan kontrol terhadap geser yang diperhitungkan hanya kekuatan konstruksi betonnya saja

- Bidang geser (pons) berada pada jarak 0.7 hk dari sisi luar kolom

b. Perhitungan :

$$F_{\text{geser (pons)}} = n \cdot h_k \cdot b + (a + b + 2.8 h_k) \cdot 2t$$

T = tebal pelat

Untuk checking : $F \leq \tau$

2. Penurunan (*Settlement*) Pondasi KSSL

Untuk estimasi perhitungan penurunan yang terjadi pada KSSL, dapat digunakan cara manual melalui rumus-rumus perhitungan yang lazim digunakan pada pondasi-pondasi dangkal yang lain dengan cukup aman, ataupun dengan cara modern melalui program komputer.

Untuk cara manual dengan menggunakan rumus yang biasa digunakan pada pondasi dangkal bahkan sebenarnya perlu dikalikan dengan suatu faktor reduksi. Hal ini disebabkan oleh beberapa faktor berikut :

- Sistem perbaikan tanah dalam KSSL memungkinkan dilaksanakannya pemadatan tanah yang efektif, sehingga dapat dicapai tingkat kepadatan tanah yang tinggi. Di samping itu, lapisan tanah asli di bawah lapisan perbaikan tanah akan ikut terpadatkan, akibatnya daya dukung lapisan tanah tersebut akan mengalami peningkatan. Oleh karena itu, kemungkinan terjadinya pemampatan akibat beban yang ada di atasnya dapat direduksi.
- Bekerjanya *cleef* pada sisi luar rib *settlement* berfungsi untuk meningkatkan daya dukung pondasi KSSL, juga untuk mereduksi *settlement*.
- Penyebaran beban pada lapisan tanah asli di bawah KSSL sudah merata.
- KSSL bekerja sebagai suatu kesatuan pondasi yang cukup luas, sehingga daya dukung pondasi dapat meningkat dan dapat memperkecil terjadinya penurunan.
- Adanya beban balans yang cukup tinggi di sekeliling KSSL
- Lapisan tanah yang pada sistem pondasi lain memberikan andil terbesar pada total *settlement*, pada KSSL menjadi nol.

Dengan menggunakan rumus empiris untuk menghitung estimasi penurunan yang terjadi pada sistem pondasi dangkal konvensional, kondisi lapisan tanah teratas di bawah pelat pondasi akan memberikan pengaruh yang paling besar terhadap settlement, dibandingkan lapisan-lapisan di bawahnya. Pada sistem pondasi KSSL, lapisan tanah teratas tersebut sudah diperbaiki dengan proses pemadatan yang sempurna, atau dengan kata lain lapisan ini sudah tidak dapat memampat lagi.

2.3 Klasifikasi Beban

Dalam perencanaan struktur pondasi, harus diketahui terlebih dahulu pembebanan yang terjadi pada struktur bangunan atas (*upper structure*), setelah itu didapat beban yang bekerja pada struktur bawah (*sub structure*) yaitu pondasi tersebut.

2.3.1 Pembebanan pada Struktur Atas

2.3.1.1 Beban Statik

Beban statik adalah beban yang bekerja secara terus-menerus pada suatu struktur. Beban statik juga diasosiasikan dengan beban-beban yang secara perlahan-lahan timbul serta mempunyai variabel besaran yang bersifat tetap (*steady states*). Dengan demikian, jika suatu beban mempunyai perubahan intensitas yang berjalan cukup perlahan sedemikian rupa sehingga pengaruh waktu tidak dominan, maka beban tersebut dapat dikelompokkan sebagai beban statik (*static load*). Deformasi dari struktur akibat beban statik akan mencapai puncaknya jika beban ini mencapai nilainya yang maksimum. Beban statis pada umumnya dapat dibagi lagi menjadi beban mati, beban hidup, dan beban khusus, yaitu beban yang diakibatkan oleh penurunan pondasi atau efek temperatur.

1. Beban Mati

Yaitu beban-beban yang bekerja vertikal ke bawah pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan, seperti misalnya penutup lantai, alat mekanis, dan partisi. Berat dari elemen-elemen ini pada umumnya dapat ditentukan dengan mudah dengan derajat ketelitian cukup tinggi. Untuk menghitung besarnya beban mati suatu elemen dilakukan dengan meninjau berat satuan material tersebut berdasarkan volume elemen. Berat satuan (*unit weight*) material secara empiris telah

ditentukan dan telah banyak dicantumkan tabelnya pada sejumlah standar atau peraturan pembebanan. Berat satuan atau berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 atau Peraturan Tahun 1987.

Adapun nilai-nilai berat satuan atau berat sendiri mati untuk gedung berdasarkan Peraturan tersebut adalah :

↑ Baja	= 7850 kg/m ³
↑ Beton	= 2200 kg/m ³
↑ Batu belah	= 1500 kg/m ³
↑ Beton bertulang	= 2400 kg/m ³
↑ Kayu	= 1000 kg/m ³
↑ Pasir kering	= 1600 kg/m ³
↑ Pasir basah	= 1800 kg/m ³
↑ Pasir kerikil	= 1850 kg/m ³
↑ Tanah	= 1700 - 2000 kg/m ³

Berat dari beberapa komponen bangunan dapat ditentukan sebagai berikut :

↑ Atap genting, usuk, dan reng	= 50 kg/m ²
↑ Plafon dan penggantung	= 20 kg/m ²
↑ Atap seng gelombang	= 10 kg/m ²
↑ Adukan/spesi lantai per cm tebal	= 21 kg/m ²
↑ Penutup lantai/ubin per cm tebal	= 24 kg/m ²
↑ Pasangan bata setengah batu	= 250 kg/m ²
↑ Pasangan batako berlubang	= 200 kg/m ²
↑ Aspal per cm tebal	= 15 kg/m ²

2. Beban Hidup

Yaitu beban yang bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu yang diberikan. Meskipun dapat berpindah-pindah, beban hidup masih dapat dikatakan bekerja secara perlahan-lahan pada struktur. Beban yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan (*occupancy loads*) adalah beban hidup. Yang termasuk ke dalam beban

penggunaan adalah berat manusia, perabot, barang yang disimpan, dan sebagainya. Beban yang diakibatkan oleh salju atau air hujan, juga termasuk ke dalam beban hidup. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang-kadang dapat juga berarah horisontal.

Beban hidup untuk bangunan gedung adalah sebagai berikut :

↑ Beban hidup pada atap	= 100 kg/m ²
↑ Lantai rumah tinggal	= 200 kg/m ²
↑ Lantai sekolah, perkantoran, hotel, asrama, pasar, rumah sakit	= 200 kg/m ²
↑ Panggung penonton	= 500 kg/m ²
↑ Lantai ruang olah raga, lantai pabrik, bengkel, gudang, tempat orang berkumpul, perpustakaan, toko buku, masjid, gereja, bioskop, ruang alat atau mesin	= 400 kg/m ²
↑ Balkon, tangga	= 300 kg/m ²
↑ Lantai gedung parkir :	
Lantai bawah	= 800 kg/m ²
Lantai atas	= 400 kg/m ²

Pada suatu bangunan gedung bertingkat banyak, adalah kecil kemungkinannya semua lantai tingkat akan dibebani secara penuh oleh beban hidup. Demikian juga kecil kemungkinannya suatu struktur bangunan menahan beban maksimum akibat pengaruh angin atau gempa yang bekerja secara bersamaan. Desain struktur dengan meninjau beban-beban maksimum yang mungkin bekerja secara bersamaan, adalah tidak ekonomis. Berhubung peluang untuk terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian dan semua elemen struktur pemikul secara serempak selama umur rencana bangunan adalah sangat kecil, maka pedoman-pedoman pembebanan mengijinkan untuk melakukan reduksi terhadap beban hidup yang dipakai.

Reduksi beban dapat dilakukan dengan mengalikan beban hidup dengan suatu koefisien reduksi yang nilainya tergantung pada

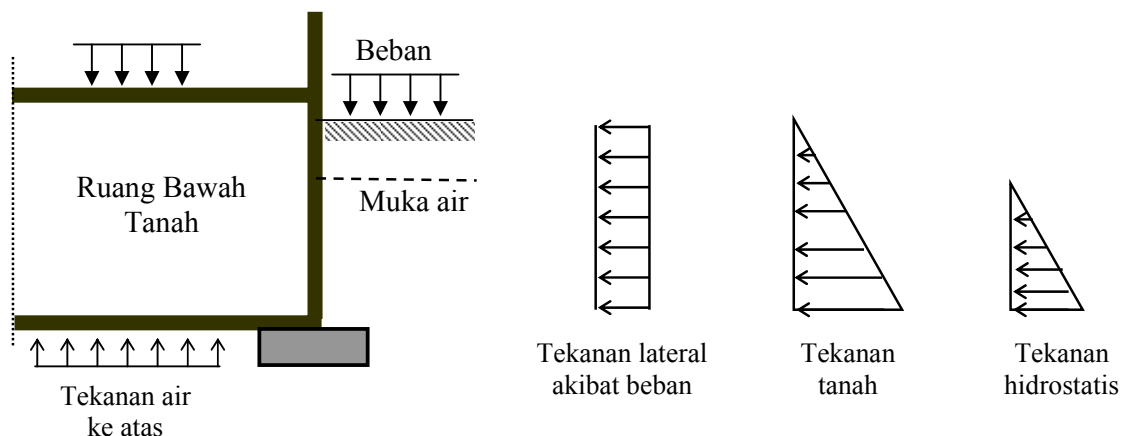
penggunaan bangunan. Besarnya koefisien reduksi beban hidup untuk perencanaan portal, ditentukan sebagai berikut :

↑ Perumahan : rumah tinggal, asrama hotel, rumah sakit	= 0,75
↑ Gedung pendidikan : sekolah, ruang kuliah	= 0,90
↑ Tempat pertemuan umum, tempat ibadah, bioskop, restoran, ruang dansa, ruang pertunjukan	= 0,90
↑ Gedung perkantoran : kantor, bank	= 0,60
↑ Gedung perdagangan dan ruang penyimpanan : toko, toserba, pasar, gudang, ruang arsip, perpustakaan	= 0,80
↑ Tempat kendaraan : garasi, gedung parkir	= 0,90
↑ Bangunan industri : pabrik, bengkel	= 1,00

3. Beban Khusus

Yaitu beban yang dipengaruhi oleh penurunan pondasi, tekanan tanah, tekanan air atau pengaruh temperatur / suhu.

Untuk beban akibat tekanan tanah atau air biasanya terjadi pada struktur bangunan yang terletak di bawah permukaan tanah, seperti dinding penahan tanah, terowongan atau ruang bawah tanah (*basement*). Struktur tersebut perlu dirancang untuk menahan tekanan tanah lateral. Jika struktur-struktur ini tenggelam sebagian atau seluruhnya di dalam air, maka perlu juga diperhitungkan tekanan hidrostatik dari air pada struktur. Sebagai ilustrasi, di bawah ini diberikan pembebanan yang bekerja pada dinding dan lantai dari suatu ruang bawah tanah.



Gambar 2.21 Gaya-gaya yang bekerja pada struktur basement

Akibat tanah dan air, pada dinding *basement* akan mendapat tekanan lateral berupa tekanan tanah dan tekanan hidrostatik. Sedangkan pada pelat lantai *basement* akan mendapat pengaruh tekanan air ke atas (*uplift pressure*). Jika pada permukaan tanah di sekitar dinding *basement* tersebut dimuati, misalnya oleh kendaraan-kendaraan, maka akan terdapat tambahan tekanan lateral akibat beban kendaraan pada dinding.

2.3.1.2 Beban Dinamik

Yaitu beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Pada umumnya, beban ini tidak bersifat tetap (*unsteady-state*) serta mempunyai karakteristik besaran dan arah yang berubah dengan cepat. Deformasi pada struktur akibat beban dinamik ini juga akan berubah-ubah secara cepat.

1. Beban Dinamik Bergetar

Yaitu beban yang diakibatkan getaran gempa, angin atau getaran mesin.

▪ Beban Angin

Struktur yang berada pada lintasan angin akan menyebabkan angin berbelok atau dapat berhenti. Sebagai akibatnya, energi kinetik angin akan berubah menjadi energi potensial yang berupa tekanan atau isapan pada struktur. Besarnya beban angin yang bekerja pada struktur bangunan tergantung dari kecepatan angin, rapat massa udara, letak geografis, bentuk dan ketinggian bangunan, serta kekakuan struktur. Bangunan yang berada pada lintasan angin, akan menyebabkan angin berbelok atau dapat berhenti. Sebagai akibatnya, energi kinetik dari angin akan berubah menjadi energi potensial, yang berupa tekanan atau hisapan pada bangunan. Untuk memperhitungkan pengaruh dari angin pada struktur bangunan, pedoman yang berlaku di Indonesia mensyaratkan beberapa hal sebagai berikut :

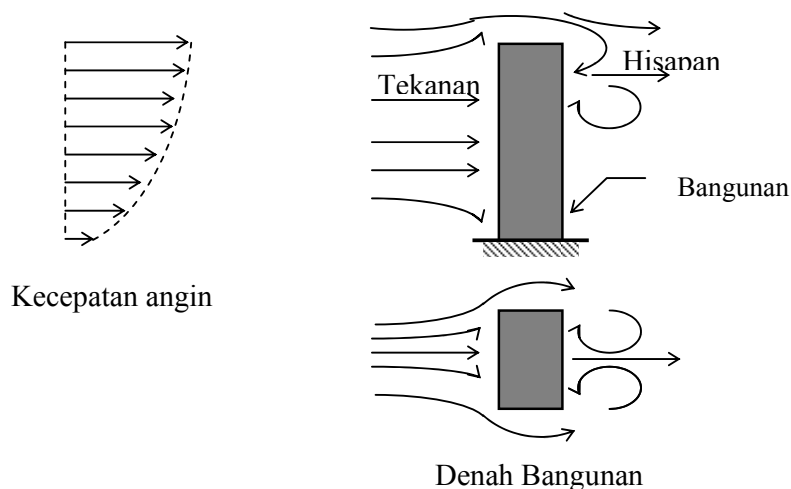
↑ Tekanan tiup angin harus diambil minimum 25 kg/m^2

↑ Tekanan tiup angin di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai, harus diambil minimum 40 kg/m^2

Untuk tempat-tempat dimana terdapat kecepatan angin yang mungkin mengakibatkan tekanan tiup yang lebih besar. Tekanan tiup angin (p) dapat ditentukan berdasarkan rumus empiris :

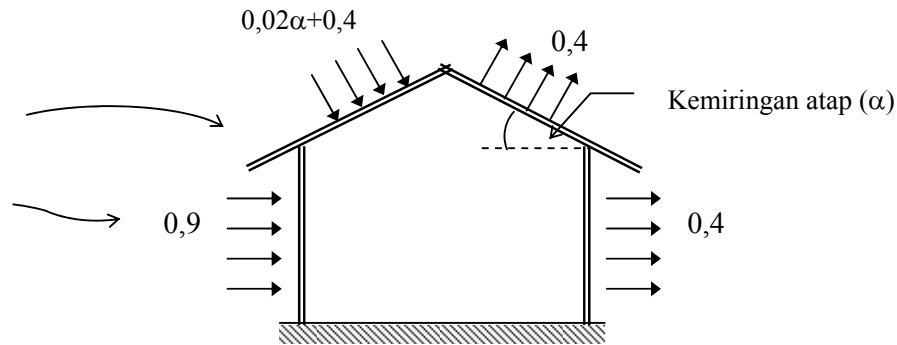
$$p = V^2/16 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

di mana V adalah kecepatan angin dalam satuan m/detik.



Gambar 2.22 Pengaruh Angin pada Bangunan Gedung

Berhubung beban angin akan menimbulkan tekanan dan hisapan, maka berdasarkan percobaan-percobaan, telah ditentukan koefisien-koefisien bentuk tekanan dan hisapan untuk berbagai tipe bangunan dan atap. Tujuan dari penggunaan koefisien-koefisien ini adalah untuk menyederhanakan analisis. Sebagai contoh, pada bangunan gedung tertutup, selain dinding bangunan, struktur atap bangunan juga akan mengalami tekanan dan hisapan angin, dimana besarnya tergantung dari bentuk dan kemiringan atap. Pada bangunan gedung yang tertutup dan rumah tinggal dengan tinggi tidak lebih dari 16 m, dengan lantai-lantai dan dinding-dinding yang memberikan kekakuan yang cukup, struktur utamanya (portal) tidak perlu diperhitungkan terhadap angin.



Gambar 2.23 Koefisien angin untuk tekanan dan hisapan pada bangunan

▪ Beban Gempa

Menyusul maraknya peristiwa gempa bumi di Indonesia akhir-akhir ini, bangunan tahan gempa menjadi tren dalam permintaan desain gedung yang akan dibangun. Jika dulu beban gempa tidak terlalu dianggap penting, kecuali untuk daerah-daerah rawan gempa, maka sekarang beban gempa mendapat perhatian serius dari perencanaan-perencanaan bangunan. Besarnya beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan tergantung dari beberapa faktor, yaitu massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan pengaruh redaman dari struktur, kondisi tanah, dan wilayah kegempaan di mana struktur bangunan tersebut didirikan

Massa dari struktur bangunan merupakan faktor yang sangat penting, karena beban gempa merupakan gaya inersia yang bekerja pada pusat massa, yang menurut hukum gerak dari Newton besarnya adalah : $V = m.a = (W/g).a$, dimana a adalah percepatan pergerakan permukaan tanah akibat getaran gempa, dan m adalah massa bangunan yang besarnya adalah berat bangunan (W) dibagi dengan percepatan gravitasi (g). Gaya gempa horisontal $V = W.(a/g) = W.C$, dimana $C=a/g$ disebut sebagai koefisien gempa. Dengan demikian gaya gempa merupakan gaya yang didapat dari perkalian antara berat struktur bangunan dengan suatu koefisien.

Pada bangunan gedung bertingkat, massa dari struktur dianggap terpusat pada lantai-lantai dari bangunan, dengan demikian beban

gempa akan terdistribusi pada setiap lantai tingkat. Selain tergantung dari massa di setiap tingkat, besarnya gaya gempa pada suatu tingkat tergantung juga pada ketinggian tingkat tersebut dari permukaan tanah. Berdasarkan pedoman yang berlaku di Indonesia yaitu Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2003)., besarnya beban gempa horisontal V yang bekerja pada struktur bangunan, dinyatakan sebagai berikut :

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t$$

C : Koefisien gempa, yang besarnya tergantung wilayah gempa dan waktu getar struktur

Harga C ditentukan dari Diagram Respon Spektrum, setelah terlebih dahulu dihitung waktu getar dari struktur

I : Faktor keutamaan struktur

R : Faktor reduksi gempa

W_t : Kombinasi dari beban mati dan beban hidup yang direduksi

Besarnya koefisien reduksi beban hidup untuk perhitungan W_t , ditentukan sebagai berikut :

↑ Perumahan / penghunian : rumah tinggal, asrama, hotel, rumah sakit
= 0,30

↑ Gedung pendidikan : sekolah, ruang kuliah
= 0,50

↑ Tempat pertemuan umum, tempat ibadah, bioskop, restoran, ruang dansa, ruang pertunjukan
= 0,50

↑ Gedung perkantoran : kantor, bank
= 0,30

↑ Gedung perdagangan dan ruang penyimpanan, toko, toserba, pasar, gudang, ruang arsip, perpustakaan
= 0,80

↑ Tempat kendaraan : garasi, gedung parkir
= 0,50

↑ Bangunan industri : pabrik, bengkel

= 0,90

Besarnya nilai faktor keutamaan struktur (I) ditentukan dengan angka pada tabel berikut :

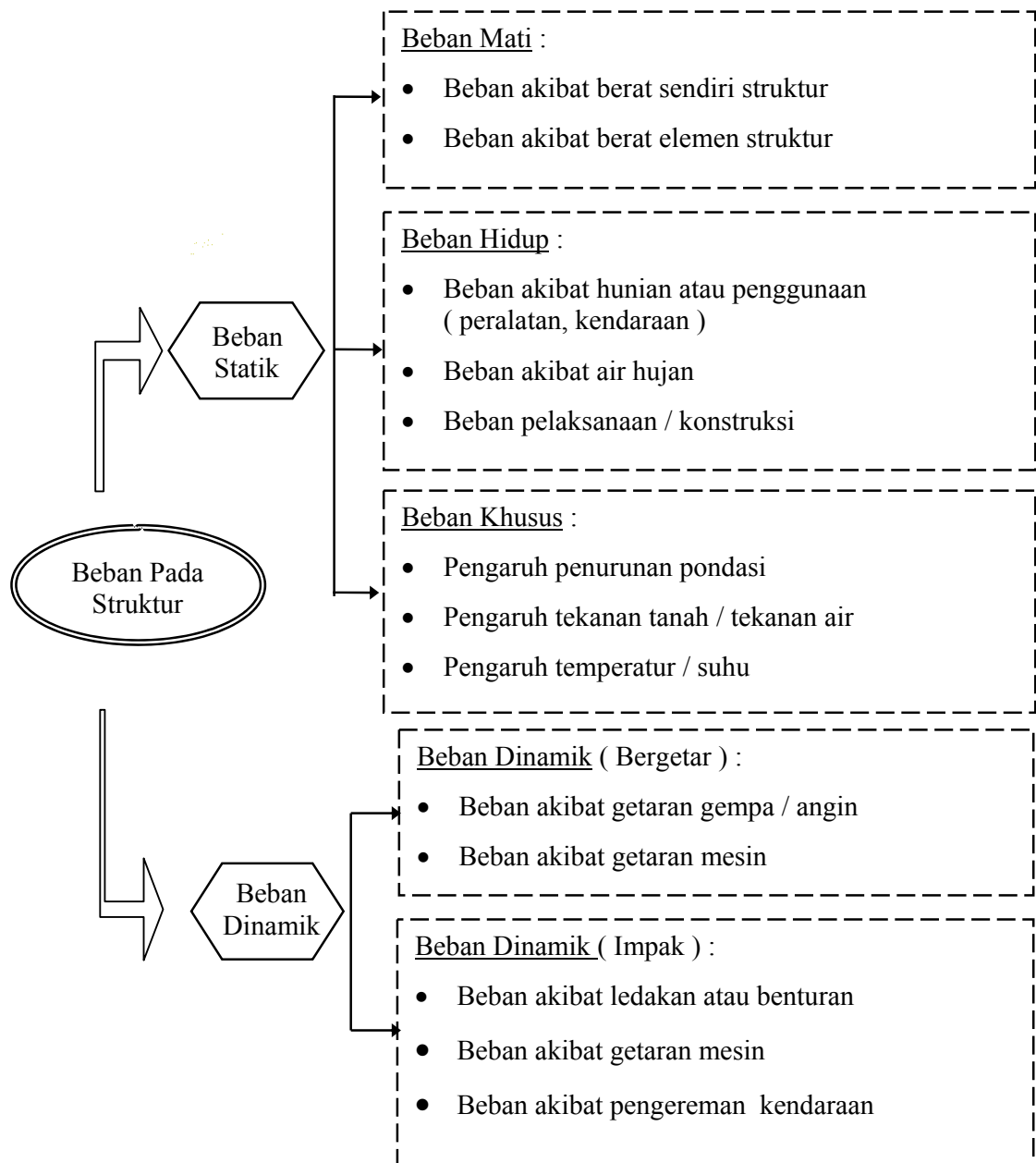
Tabel 2.3 Faktor keutamaan struktur ditinjau dari kategori bangunannya

Kategori gedung/bangunan	Faktor Keutamaan		
	I ₁	I ₂	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

2. Beban Impak

Yaitu beban akibat ledakan atau benturan, getaran mesin dan juga akibat pengereman kendaraan

Secara sistematis, klasifikasi beban tersebut dapat diuraikan sebagai berikut



Gambar 2.24 Klasifikasi Beban pada Struktur Atas

Pada umumnya perencanaan suatu bangunan memperhitungkan kombinasi beban untuk mendapat hasil perhitungan yang aman. Kombinasi beban ditentukan berdasarkan kondisi daerah tempat bangunan dibangun, keadaan angin, fungsi

bangunan, zona wilayah gempa tempat bangunan dibangun dan faktor-faktor lainnya.

Hal penting dalam menentukan beban desain pada struktur adalah dengan pertanyaan, apakah semua beban tersebut bekerja secara simultan atau tidak. Beban mati akibat berat sendiri dari struktur harus selalu diperhitungkan. Sedangkan beban hidup besarnya selalu berubah-ubah tergantung dari penggunaan dan kombinasi beban hidup. Sebagai contoh, adalah tidak wajar merancang struktur bangunan untuk mampu menahan beban maksimum yang diakibatkan oleh gempa dan beban angin maksimum, serta sekaligus memikul beban hidup dalam keadaan penuh. Kemungkinan bekerjanya beban-beban maksimum pada struktur pada saat yang bersamaan adalah sangat kecil. Struktur bangunan dapat dirancang untuk memikul semua beban maksimum yang bekerja secara simultan. Tetapi struktur yang dirancang demikian akan mempunyai kekuatan yang sangat berlebihan untuk memikul kombinasi pembebanan yang secara nyata mungkin terjadi selama umur rencana struktur. Dari sudut pandang rekayasa struktur, desain struktur dengan pembebanan seperti ini adalah tidak realistis dan sangat mahal. Berkenaan dengan hal ini, maka banyak peraturan yang merekomendasikan untuk mereduksi beban desain pada kombinasi pembebanan tertentu. Untuk pembebanan pada bangunan gedung bertingkat banyak, sangat tidak mungkin pada saat yang sama semua lantai memikul beban hidup yang maksimum secara simultan. Oleh karena itu diijinkan untuk mereduksi beban hidup untuk keperluan perencanaan elemen-elemen struktur dengan memperhatikan pengaruh dari kombinasi pembebanan dan penempatan beban hidup. Berikut ini adalah kombinasi pembebanan yang dipakai untuk struktur portal menurut Tatacara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung – SNI 03-2847-2002 :

- Kombinasi Beban Tetap

$$U = 1,4 D$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

- Kombinasi beban Sementara

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$$

$$U = 0,9.D \pm 1,0 W$$

$$U = 1,4 (D + F)$$

$$U = 1,2 (D + T) + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

dimana D = Beban mati, L = Beban hidup, A = Beban atap, R = Beban hujan, W = Beban angin, E = Beban gempa, F = tekanan fluida, T = Perbedaan penurunan pondasi, perbedaan suhu, rangkai dan susut beton. Koefisien 1,0, 1,2, 1,6, 1,4, merupakan faktor pengali dari beban-beban tersebut, yang disebut faktor beban (*load factor*). Sedangkan faktor 0,5 dan 0,9 merupakan faktor reduksi.

Sistem struktur dan elemen struktur harus diperhitungkan terhadap dua kombinasi pembebanan, yaitu Pembebanan Tetap dan Pembebanan Sementara. Momen lentur (M_u), momen torsi atau puntir (T_u), gaya geser (V_u), dan gaya normal (P_u) yang terjadi pada elemen-elemen struktur akibat kedua kombinasi pembebanan yang ditinjau, dipilih yang paling besar harganya, untuk selanjutnya digunakan pada proses desain.

Untuk keperluan analisis dan desain dari suatu struktur bangunan gedung, perlu dilakukan perhitungan mekanika rekayasa dari portal beton dengan dua kombinasi pembebanan yaitu Pembebanan Tetap dan Pembebanan Sementara. Kombinasi pembebanan untuk perencanaan struktur bangunan gedung yang sering digunakan di Indonesia adalah $U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$ dan $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$. Pada umumnya, sebagai gaya horisontal yang ditinjau bekerja pada sistem struktur portal adalah beban gempa, karena di Indonesia beban gempa lebih besar dibandingkan dengan beban angin. Beban gempa yang bekerja pada sistem struktur dapat berarah bolak-balik, oleh karena itu pengaruh ini perlu ditinjau di dalam perhitungan. Beban mati dan beban hidup selalu berarah ke bawah karena merupakan beban gravitasi, sedangkan beban angin atau beban gempa merupakan beban yang berarah horisontal.

2.4 Perencanaan dan Analisis Struktur Bawah

2.4.1 Daya Dukung Tanah

Daya dukung tanah (*bearing capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadi keruntuhan geser.

Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*) adalah daya dukung terbesar dari tanah. Daya dukung ini merupakan kemampuan tanah untuk mendukung beban dengan asumsi tanah mulai mengalami keruntuhan. Besar daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan ;

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FK} \quad \text{dengan nilai FK berkisar } 1,5 - 3,0$$

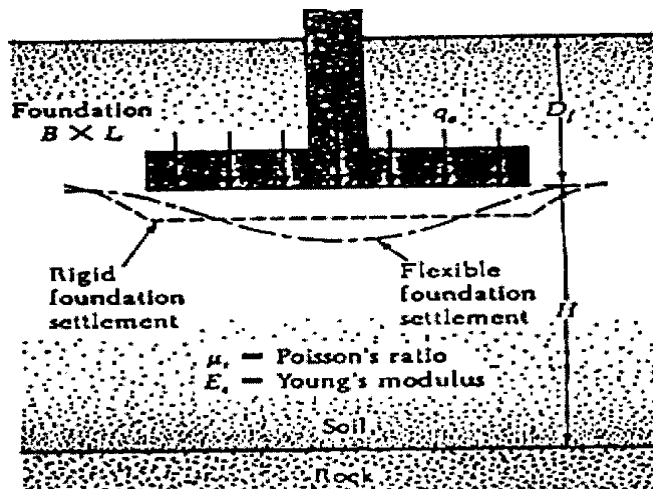
Sedangkan q_{ult} dihitung dengan persamaan daya dukung tanah. Ada beberapa teori persamaan daya dukung tanah, tetapi yang umum digunakan adalah persamaan daya dukung Terzaghi dan Meyerhof. Berkat kemajuan teknologi, saat ini daya dukung tanah dapat juga dihitung dengan program-program komputer.

2.4.2 Penurunan (*Settlement*)

Penurunan (*Settlement*) akan terjadi jika suatu lapisan tanah mengalami pembebanan. Penurunan akibat beban adalah jumlah total dari penurunan segera (*Immediate Settlement*) dan penurunan konsolidasi (*Consolidation Settlement*).

1. *Immediate Settlement*

Yaitu penurunan yang terjadi dengan segera setelah adanya pemberian beban tanpa terjadi perubahan kadar air. Penurunan ini biasanya terjadi berkisar antara 0 – 7 hari dan terjadi pada tanah lanau, pasir dan tanah liat yang mempunyai derajat kejenuhan ($S_r\%$) $< 90\%$.



Sumber : Rekayasa Fundasi II, Penerbit Gunadarma hal 48

Gambar 2.25 Penurunan seketika

Rumus penurunan segera / *Immediate Settlement* dikembangkan berdasarkan teori elastis dari *Timoshenko* dan *Goodier* (1951), sebagai berikut :

$$S_i = q.B \frac{1-\mu^2}{E_s}.I_w$$

di mana q = besarnya tegangan kontak
 B = lebar pondasi
 I_w = faktor pengaruh yang tergantung dari bentuk pondasi dari kekakuan pondasi
 μ = angka *poisson ratio*
 E_s = sifat elastisitas tanah

$$q_{ekstrim} = R / A \pm My / Wy \pm Mx / Wx + \gamma.d$$

di mana :

$q_{ekstrim}$ = besarnya tegangan

$R = \sum P$ = resultante beban vertikal

$A = B \times L$ = luas bidang pondasi

$My = \sum P.x$ = momen total sejajar respektif terhadap sumbu y

$Mx = \sum P.y$ = momen total sejajar respektif terhadap sumbu x

$Wy = 1/6 B L^3$ = momen inersia respektif terhadap sumbu y

$Wx = 1/6 L B^3$ = momen inersia respektif terhadap sumbu x

γ = berat isi beton

d = tebal plat pondasi

Dalam perhitungan penurunan segera / *Immediate Settlement* diperlukan faktor pengaruh bentuk pondasi dan kekakuan pondasi (I_w), angka *poisson ratio* (μ), dan sifat elastisitas tanah (E_s), yang dapat dilihat pada Tabel 2.4, Tabel 2.5, dan Tabel 2.6.

Tabel 2.4 Faktor pengaruh yang tergantung dari bentuk pondasi dan kekakuan pondasi (I_w)

	Shape	Flexible		Rigid	
		Center	Average	I_w	I_m
Circle	1.0	0.04	0.85	0.88	6.0
Square	1.12	0.56	0.95	0.82	3.7
Rectangle :					
L/B =	-	-	-	-	2.29
0.2	-	-	-	-	3.33
0.5	1.36	0.68	1.15	1.06	4.12
1.5	1.53	0.77	1.30	1.20	4.38
2.0	2.10	1.05	1.83	1.70	4.82
5.0	2.54	1.27	2.25	2.10	4.93
10.0	4.01	2.00	3.69	3.40	5.00
100.0					

Sumber : Rekayasa Fundasi II, Penerbit Gunadarma, hal 50

Tabel 2.5 Angka Poisson Ratio (μ) menurut jenis tanah

Type of soil	μ
Clay saturated	0.4 – 0.5
Clay unsaturated	0.1 – 0.3
Sandy clay	0.2 – 0.3
Silt	0.3 – 0.35
Sand (dense)	0.2 – 0.4
Coarse (void ratio = 0.4 - 0.7)	0.15
Fined - grained (void ratio = 0.4 – 0.7)	0.25
Rock	0.1 – 0.4
	(depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1 – 0.3
Ice	0.36
Conerate	0.15

Sumber : Rekayasa Fundasi II, Penerbit Gunadarma

Tabel 2.6 Nilai Sifat Elastisitas Tanah (E_s) menurut jenis tanah

	E_s	
	ksf	MPa
Clay		
Very soft	50 – 250	2 – 15
Soft	100 – 500	5 – 25
Medium	300 – 1000	15 – 50
Hard	1000 – 2000	50 – 100
Sandy	500 – 5000	25 – 250
Glacial till		
Loose	200 – 3200	10 – 153
Dense	3000 – 15000	144 – 720
Very dense	10000 – 30000	478 – 1440
Loose	300 – 1200	14 – 57
Sand		
Silty	150 – 450	7 – 21
Loose	200 – 500	10 – 24
Dense	1000 – 1700	48 – 81
Sand and Gravel		
Loose	1000 – 3000	48 – 144
Dense	2000 – 4000	96 – 192
Shale	3000 – 3000000	144 – 14400
Silt	40 - 400	2 - 20

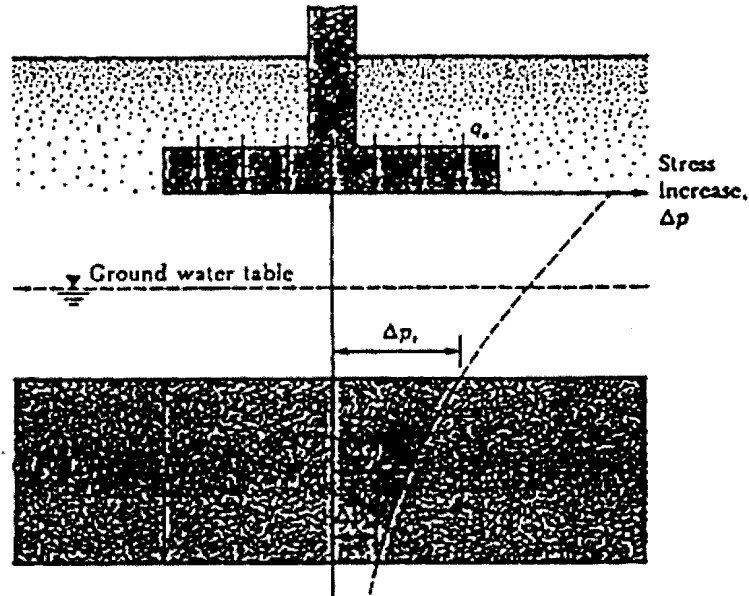
Sumber : Rekayasa Fundasi II, Penerbit Gunadarma

2. Consolidation Settlement

Yaitu penurunan yang terjadi akibat adanya perubahan kadar air di mana air keluar dari pori-pori tanah dan disertai dengan berkurangnya volume tanah yang diakibatkan beban yang bekerja pada pondasi yang besarnya ditentukan oleh waktu pembebanan dan terjadi pada tanah jenuh ($S_r = 100\%$) atau yang mendekati jenuh ($S_r = 90\% - 100\%$) atau pada tanah berbutir halus, yang mempunyai harga $K \leq 10^{-6}$ m/s.

Terzaghi (1925) memperkenalkan teori konsolidasi satu arah (*one way*) yang pertama kali untuk tanah lempung jenuh air. Teori ini menyajikan cara penentuan distribusi kelebihan tekanan hidrostatik dalam lapisan yang

sedang mengalami konsolidasi pada sembarang waktu setelah bekerjanya beban. Beberapa asumsi dasar dalam analisis konsolidasi satu arah antara lain : tanah bersifat homogen, derajat kejenuhan tanah 100 % (jenuh sempurna), partikel/butiran tanah dan air bersifat inkompresibel (tak termampatkan), arah pemampatan dan aliran air pori terjadi hanya dalam arah vertikal. Ketebalan lapisan tanah yang diperhitungkan adalah setebal lapisan tanah lempung jenuh air yang ditinjau.



Sumber : Rekayasa Fundasi II, Penerbit Gunadarma, hal 49

Gambar 2.26 Penurunan Konsolidasi

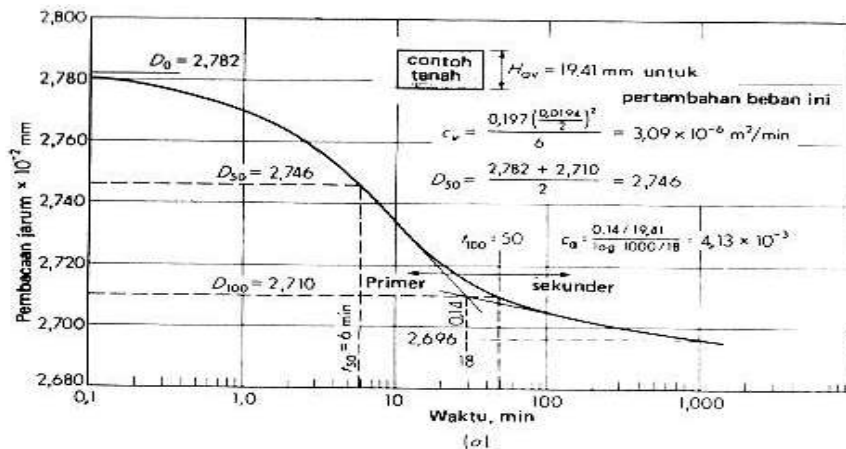
Penurunan konsolidasi dibagi menjadi Penurunan Konsolidasi Primer dan Penurunan Konsolidasi Sekunder.

- Penurunan Konsolidasi Primer

Yaitu penurunan yang terjadi karena aliran air yang meninggalkan daerah yang terbebani sehingga terjadi pengurangan volume tanah yang diikuti juga oleh pengurangan kelebihan tekanan air pori (*excess pore water pressure*). Besarnya penurunan tergantung dari waktu.

Penurunan konsolidasi primer terjadi ketika gradien tekanan pori berlebihan akibat perubahan tegangan didalam stratum yang ditinjau. Pada akhir konsolidasi primer kelebihan tekanan pori mendekati nol dan perubahan tegangan telah beralih dari keadaan

total ke keadaan efektif. Penurunan tambahan ini disebut penurunan sekunder yang terus berlanjut untuk suatu waktu tertentu, hal ini dapat dilihat pada gambar 2.23.



Sumber : Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah) Edisi kedua, Joseph E. Bowles

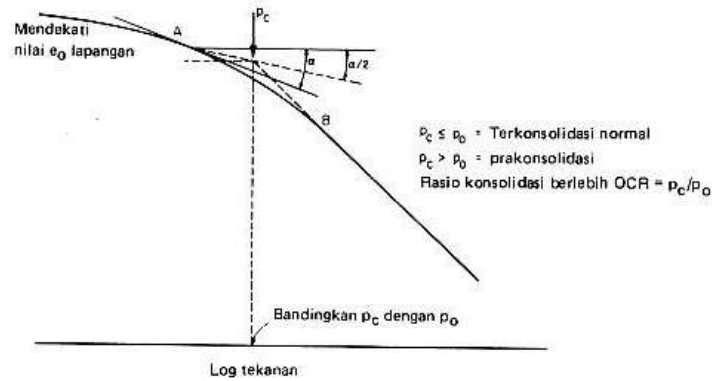
Gambar 2.27 Grafik penyajian penurunan konsolidasi primer dan sekunder

Penurunan konsolidasi primer dibedakan menjadi 2 (dua) jenis, yaitu :

➤ Tanah normal konsolidasi

Apabila lengkungan bertambah secara tajam (patah) mendekati tekanan tanah efektif akibat beban yang berada di atasnya (P_0), maka dapat dianggap bahwa tanah tersebut terkonsolidasi normal. Artinya struktur tanah terbentuk akibat akumulasi tekanan pada saat deposit yang ada bertambah dalam. Tanah terkonsolidasi normal adalah tanah yang tidak pernah menderita beban tegangan efektif yang lebih besar dari tegangan yang ada sekarang

(Sumber : *Dasar-Dasar Analisa Geoteknik*, I.S. Dunn, L.R. Anderson, F.W. Kiefer).



Sumber : Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah) Edisi kedua, Joseph E. Bowles

Gambar 2.28 Metode Casagrande untuk menentukan jenis konsolidasi

Adapun syarat yang harus diperhatikan dalam perhitungan penurunan/ *settlement* pada kondisi tanah normal konsolidasi, adalah sebagai berikut :

$$P_c \leq P_o$$

$$S_{cp} = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right)$$

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} \cdot t_{\text{primer}}$$

$$T_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot U^2$$

dimana,

S_{cp} = penurunan / *Settlement* (cm)

C_c = indeks kompresi tanah

e_o = angka pori

$T_v = t_{\text{total}}$ = waktu perencanaan

t_{primer} = waktu terjadinya penurunan konsolidasi

H = tebal lapisan tanah

C_v = koefisien konsolidasi (cm^2/detik)

U = derajat konsolidasi

ΔP = tambahan tegangan

Po = effective overburden layer

Pc = preconsolidation pressure

➤ Tanah over konsolidasi

Sedangkan apabila patahan yang terjadi pada tekanan yang lebih besar dari Po, maka dapat dianggap tanah tersebut mengalami over konsolidasi. Tanah over konsolidasi adalah tanah yang pernah menderita beban tekanan efektif yang lebih besar daripada tegangan yang sekarang (Sumber : *Dasar-Dasar Analisa Geoteknik, I.S. Dunn, L.R. Anderson, F.W. Kiefer*). Adapun syarat yang harus diperhatikan dalam perhitungan penurunan / *settlement* pada kondisi tanah over konsolidasi, adalah sebagai berikut :

$$P_c > P_o$$

$$S_{cp} = \frac{C_r \cdot H}{1 + e_o} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right)$$

Di mana,

ΔP = tambahan tegangan

Po = effective overburden layer

Cr = compression index pada kondisi over konsolidasi

H = tinggi lapisan yang mengalami konsolidasi

Pc = preconsolidation pressure

▪ Penurunan Konsolidasi Sekunder

Yaitu penurunan yang terjadi setelah konsolidasi primer selesai, di mana tegangan efektif akibat pembebanan telah konstan. Penurunan sekunder didefinisikan sebagai tekanan yang terjadi pada saat terdapatnya tekanan pori yang berlebih pada lapisan yang ditinjau (atau pada contoh di laboratorium). Pada tanah yang jenuh tidak akan mungkin terdapat pengurangan angka pori tanpa terbentuknya sejumlah tekanan pori yang berlebih. Tingkat penurunan sekunder biasanya sedemikian sangat rendah sehingga tekanan pori yang berlebih tidak dapat diukur. Tekanan sekunder merupakan penyesuaian kerangka tanah yang berlangsung untuk beberapa saat lamanya sesudah tekanan pori yang berlebih

menghilang. Karena itu, penurunan sekunder tergantung pada waktu dan dapat berlangsung untuk waktu yang lama bahkan sampai ratusan tahun.

Penurunan akibat konsolidasi sekunder dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$S_{cs} = \frac{C_{\alpha} \cdot H}{1 + e_o} \left(\log \frac{t_{total} + t_{primer}}{t_{primer}} \right)$$

dimana,

S_{cs} = penurunan / *Settlement* (cm)

e_o = angka pori

H = tebal lapisan tanah

C_{α} = indeks pemampatan sekunder

Jadi penurunan total (S_t) yang terjadi adalah :

$$S_t = S_i + S_{cp} + S_{cs}$$

dimana,

S_t = penurunan total

S_i = penurunan seketika

S_{cp} = penurunan konsolidasi primer

S_{cs} = penurunan konsolidasi sekunder

2.5 PLAXIS V. 7.2

PLAXIS (*Finite Element Code For Soil and Rock Analysis*) adalah program pemodelan dan *postprocessing* metode elemen hingga yang mampu melakukan analisa masalah-masalah geoteknik dalam perencanaan sipil. PLAXIS V 7.2 menyediakan berbagai analisis teknik tentang *displacement*, tegangan-tegangan yang terjadi pada tanah, dan lain-lain. Program ini dirancang untuk dapat melakukan pembuatan geometri yang akan dianalisa.

Parameter tanah yang digunakan dalam program PLAXIS diantaranya yaitu :

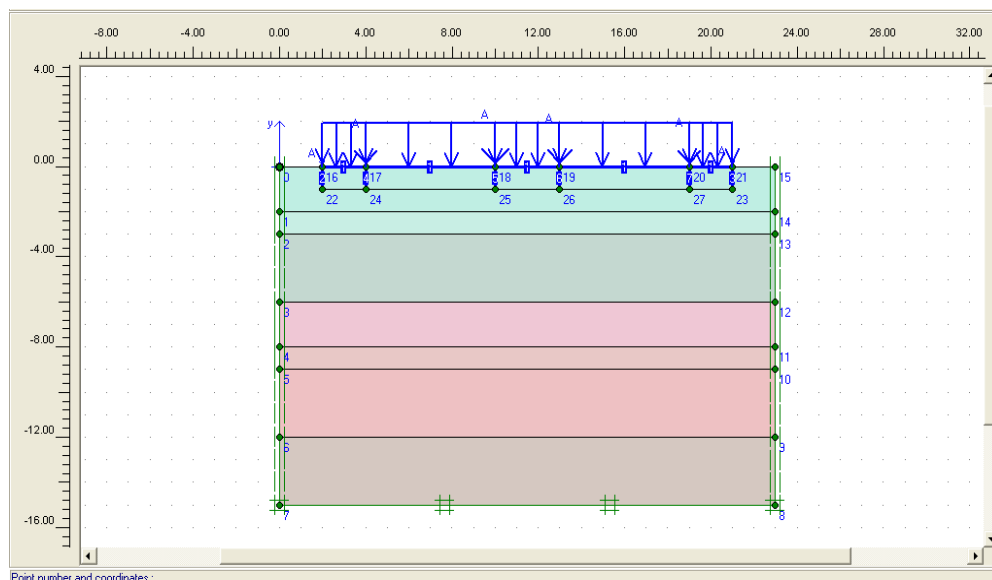
- a) Berat Volume Tanah Kering / *dry soil weight* (γ_{dry})
- b) Berat Volume Tanah Basah / *wet soil weight* (γ_{wet})

- c) Permeabilitas Arah Horizontal / *horizontal permeability* (k_x)
- d) Permeabilitas Arah Vertikal / *vertical permeability* (k_y)
- e) Modulus Young / *Young's Modulus* (E_{ref}),
- f) *Poisson's Ratio* (ν)
- g) Kohesi / *Cohesion* (c)
- h) Sudut Geser / *Friction Angle* (ϕ)
- i) Sudut Dilatasi / *Dilatancy Angle* (ψ)

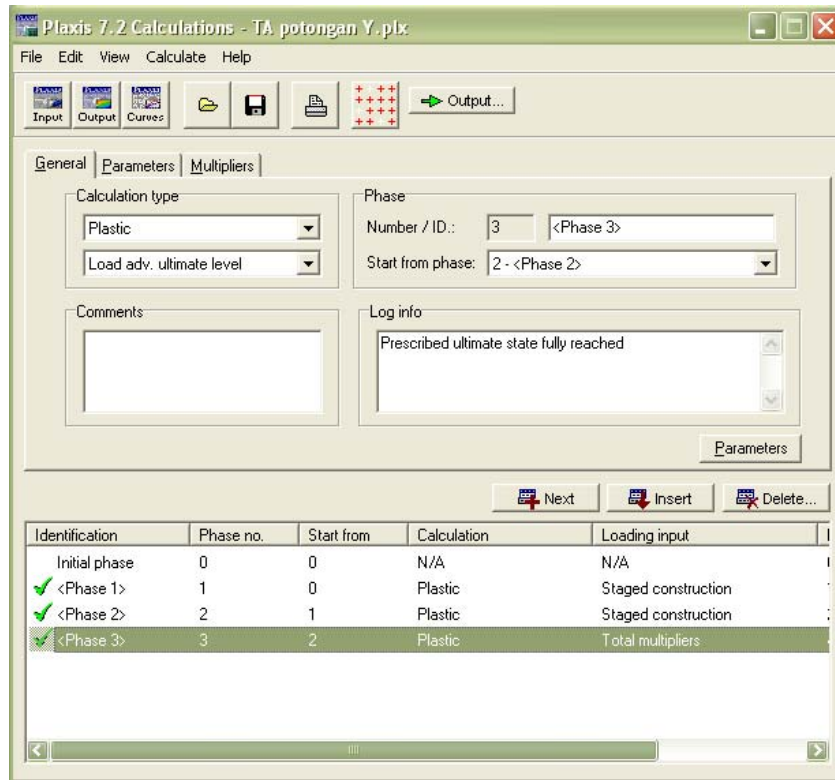
PLAXIS terdiri dari 4 program :

1. *Input program*
2. *Calculation program*
3. *Output program*
4. *Curve program*

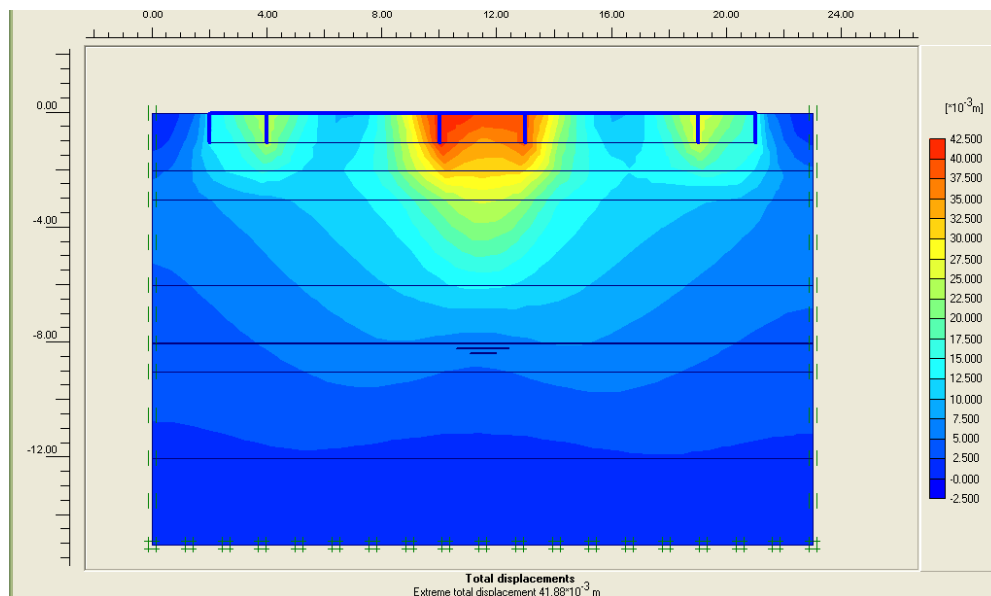
Berikut disajikan beberapa tampilan layar dari program PLAXIS



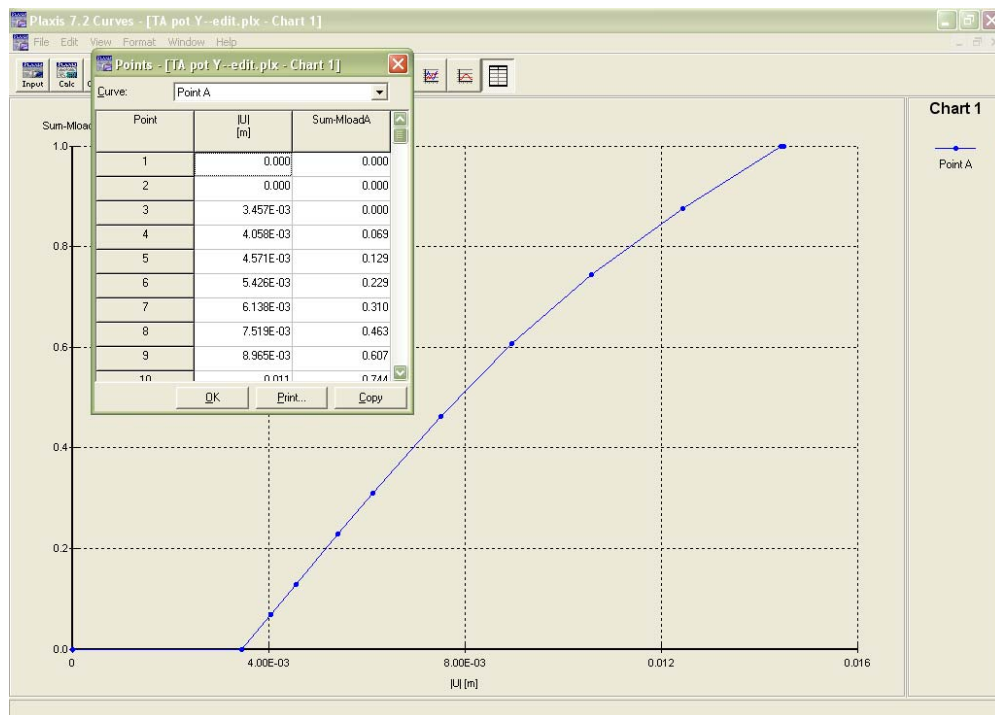
Gambar 2.29 Input program



Gambar 2.30 Calculation program



Gambar 2.31 Output program



Gambar 2.32 Curve Program