

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Pengertian Pondasi

Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak di bawahnya. Fungsi ini dapat berlaku secara baik bila kestabilan pondasi terhadap efek guling, geser, penurunan dan daya dukung terpenuhi.

Menurut Bowles (1991), berdasarkan cara penyaluran beban dari bangunan atas ke tanah pendukung pondasi, dapat dilakukan dengan memakai pondasi sebagai berikut .

1. Pondasi dangkal

Pondasi dangkal biasanya mempunyai kedalaman D yang lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi B .

Pondasi dangkal ada 2 jenis yaitu :

a. Pondasi telapak

Pondasi telapak terdiri dari : telapak individual, telapak gabungan dan telapak menerus. Pondasi ini sering digunakan sebagai pondasi untuk kolom, dinding dan pilar jembatan.

b. Pondasi rakit

Pondasi ini digunakan untuk beban yang relatif berat dan untuk tanah yang relatif jelek.

2. Pondasi dalam

Dinamakan sebagai pondasi dalam apabila kedalaman D lebih besar dari 4 sampai 5 kali lebar pondasi B. Yang termasuk dalam pondasi dalam adalah:

a. Pondasi tiang

Pondasi ini digunakan dalam kelompok tiang paling sedikit satu baris yang terdiri atas dua tiang untuk memikul dinding dan tiga tiang untuk memikul kolom.

b. Pondasi tiang bor atau kaison

Pondasi ini digunakan untuk beban kolom yang besar atau untuk mengatasi masalah seperti polusi suara, getaran yang ditimbulkan akibat pemancangan yang dapat mengganggu lingkungan disekitarnya.

Menurut Nakazawa dan Sosrodarsono (1990) untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk berbagai keadaan di lapangan dan apakah pondasi itu memungkinkan untuk diselesaikan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya. Bila keadaan tersebut ikut dipertimbangkan dalam menentukan macam pondasi, hal-hal berikut ini perlu dipertimbangkan.

1. Keadaan tanah pondasi

Pondasi haruslah diletakkan di lapisan tanah yang mampu memikul beban dari suatu bangunan yang terletak di atasnya. Berikut ini jenis-jenis pondasi yang sesuai dengan kedalaman tanah pendukung.

- a. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah, pondasi digunakan pondasi telapak (*spread foundation*).
 - b. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 10 meter di bawah permukaan tanah, pondasi digunakan pondasi tiang atau pondasi tiang apung (*floating pile foundation*).
 - c. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 20 meter di bawah permukaan tanah, pondasi digunakan pondasi tiang pancang (*pile driven foundation*) bila tidak boleh terjadi penurunan.
 - d. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 30 meter di bawah permukaan tanah, pondasi digunakan kaisan terbuka, tiang baja atau tiang yang dicor di tempat.
 - e. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 40 meter di bawah permukaan tanah, pondasi digunakan tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.
2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya

Batasan ini meliputi kondisi beban (besar, penyebaran arah, dll), sifat dinamis bangunan atas (statis tertentu atau statis tak tentu, kekakuan dan sebagainya), kegunaan dan kepentingan bangunan atas, kesulitan pemeliharaan dan bahan-bahan untuk bangunan.

3. Batasan-batasan di sekelilingnya

Yang dimaksud disini adalah batasan akibat kondisi lingkungan.

4. Waktu dan biaya pekerjaan.

2.2. Daya Dukung Pondasi

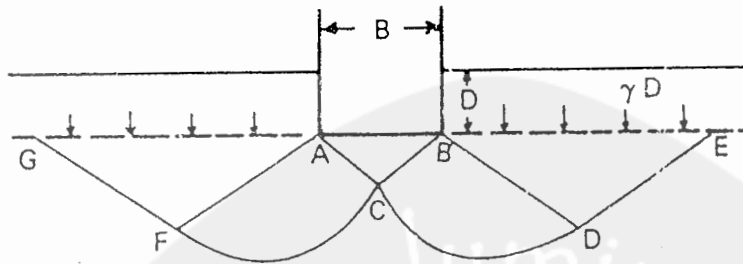
Yang dimaksud dengan daya dukung pondasi adalah kemampuan tanah untuk mendukung pondasi atau struktur-struktur yang dibangun di sekitar permukaan tanah, atau sering juga disebut sebagai daya dukung tanah. Dalam merencanakan suatu pondasi, harus memperhatikan daya dukungnya, karena perilaku pondasi disaat menerima beban sangat tergantung oleh daya dukung tanahnya. Perilaku pondasi seperti penurunan/amblesan sangat tergantung pada kemampuan menahan beban yang bekerja pada pondasi. Daya dukung tanah juga sangat berpengaruh terhadap dimensi pondasi yang terjadi ($A = P/\sigma$).

Teori yang sering dipakai untuk menghitung daya dukung tanah adalah teori Terzaghi. Teori ini berdasarkan pada anggapan bahwa kekuatan geser tanah dapat dinyatakan dengan rumus (Wesley, 1977) :

$$s = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots(2-1)$$

dimana s adalah kekuatan geser tanah, σ adalah tegangan normal pada bidang geser, sedangkan c dan ϕ adalah konstanta kekuatan geser tanah tersebut, biasanya disebut kohesi (c) dan sudut perlawanan geser (ϕ)

Cara keruntuhan yang digunakan dalam teori Terzaghi ialah seperti terlihat pada gambar 2.1. Dianggap bahwa dasar pondasi tidak licin sehingga gesekan antar dasar pondasi dengan tanah cukup tinggi. Dengan demikian bagian ABC akan bergerak kebawah bersama-sama dengan pondasi. Bagian BCD dianggap merupakan daerah *radial shear* dan bagian BDE merupakan daerah tekanan tanah pasif.



Gambar 2.1. Daya Dukung Pondasi Cara Terzaghi Untuk Pondasi Dangkal
(sumber : Wesley, 1977, hal.107)

Persamaan daya dukung menurut Terzaghi (Nakazawa dan Sosrodarsono, 1990) yaitu

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \dots \dots \dots (2-2)$$

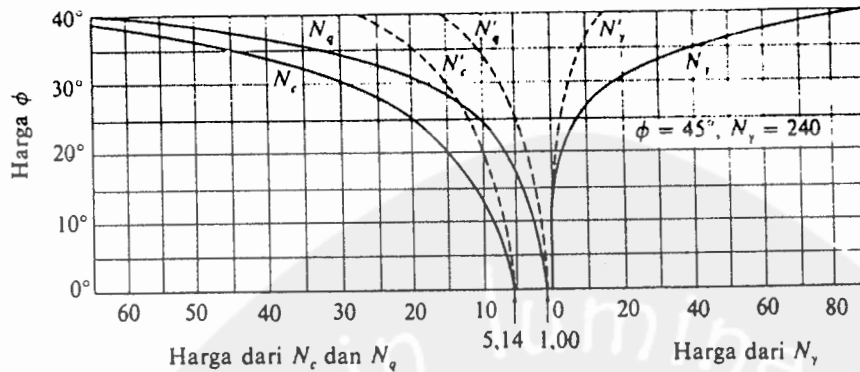
Dengan c adalah kohesi tanah penyangga pondasi, γ adalah berat isi, dan N_c , N_q , N_γ adalah koefisien-koefisien daya dukung. Persamaan (2-2) tersebut dapat digunakan untuk pasir padat, kerakal dan lempung keras. Untuk keadaan di mana tanah pondasi adalah pasir lepas atau lempung buruk maka sebagai ganti N_c , N_q dan N_γ pada persamaan (2-2) digunakan N'_c , N'_q , N'_γ untuk keadaan geser setempat karena c dan ϕ pada keadaan ini adalah lebih kecil.

Untuk pondasi bentuk segiempat/ bujur sangkar digunakan persamaan:

$$q = 1,3c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \dots \dots \dots (2-3)$$

Sedangkan untuk pondasi berbentuk lingkaran :

$$q = 1,3c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \dots \dots \dots (2-4)$$



Gambar 2.2. Koefisien Kapasitas Daya Dukung.
(sumber : Sosrodarsono dan Nakazawa, 1990, hal.32)

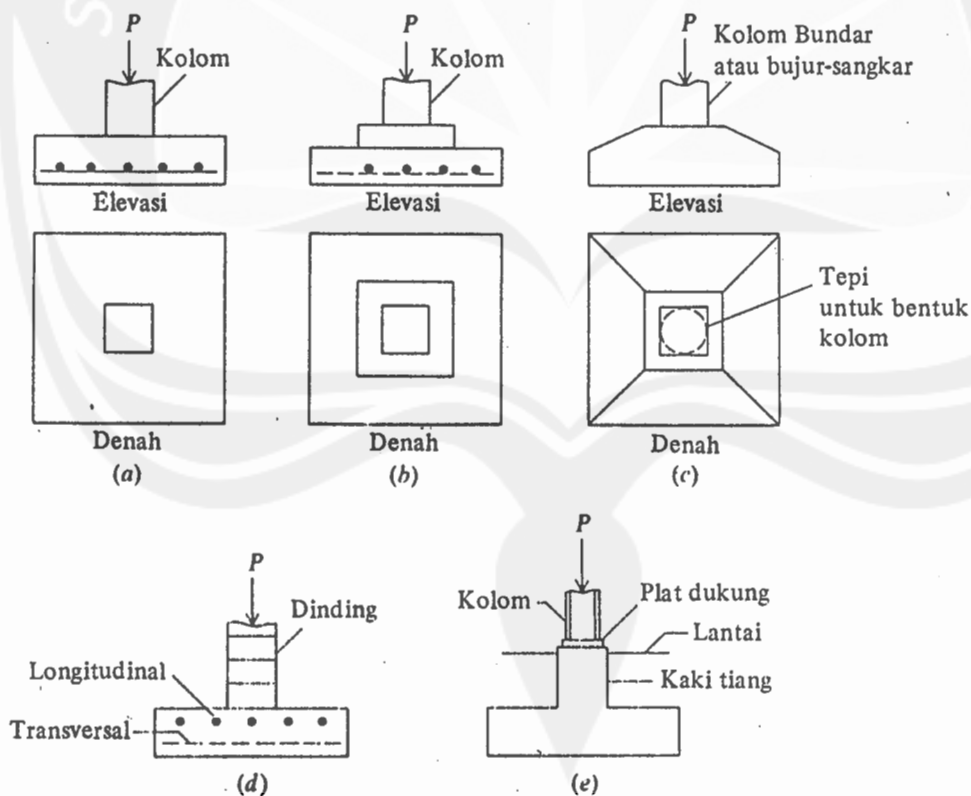
Tabel 2.1. Koefisien Daya Dukung dari Terzaghi.
(sumber : Sosrodarsono dan Nakazawa, 1990, hal.32)

σ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0°	5,71	1,00	0	3,81	1,00	0
5°	7,32	1,64	0	4,48	1,39	0
10°	9,64	2,70	1,2	5,34	1,94	0
15°	12,8	4,44	2,4	6,46	2,73	1,2
20°	17,7	7,43	4,6	7,90	3,88	2,0
25°	25,1	12,7	9,2	9,86	5,60	3,3
30°	37,2	22,5	20,0	12,7	8,32	5,4
35°	57,8	41,4	44,0	16,8	12,8	9,6
40°	95,6	81,2	114,0	23,2	20,5	19,1
45°	172	173	320	34,1	35,1	27,0

2.3. Pondasi Telapak

Menurut Nakazawa dan Sosrodarsono (1990) pondasi telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas yang baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. Pondasi telapak umumnya dibangun di atas tanah pendukung pondasi dengan membuat suatu tumpuan yang bentuk dan ukurannya (dimensinya) sesuai dengan beban bangunan dan daya dukung tanah pondasi itu.

Pondasi telapak yang memikul beban sebuah kolom tunggal dinamakan pondasi telapak sebar karena fungsinya adalah untuk “menyebarkan” beban kolom secara lateral kepada tanah, supaya intensitas tegangan diturunkan ke suatu nilai yang dapat dipikul oleh tanah dengan aman. Bagian konstruksi ini biasanya dinamakan pondasi telapak tunggal atau pondasi telapak terisolasi. Pondasi telapak tunggal mungkin mempunyai pondasi telapak seragam atau bertangga-tangga atau miring. Pondasi telapak yang bertangga-tangga atau miring paling lazim digunakan untuk mereduksi kuantitas beton ke luar dari kolom, dimana momen lentur adalah kecil dan bila pondasi telapak tidak diperkuat (ditulangi) (Bowles, 1991).



Gambar 2.3. Jenis Pondasi Telapak. (a)Tunggal atau pondasi telapak sebar; (b) pondasi telapak bertingkat; (c) pondasi telapak dengan kemiringan; (d) pondasi telapak dengan dinding; (e) pondasi telapak dengan kaki.

(sumber : Bowles, 1991, hal.315)

Pondasi telapak harus direncanakan sedemikian rupa sehingga keadaan-keadaan berikut ini dapat dipenuhi (Nakazawa dan Sosrodarsono, 1990) :

1. Struktur secara keseluruhan adalah stabil dalam arah vertikal, arah mendatar, dan terhadap guling.
2. Pergeseran bangunan (besarnya penurunan, sudut kemiringan dan pergeseran mendatar), harus lebih kecil dari nilai yang diizinkan bagi bangunan bagian atas.
3. Bagian-bagian pondasi harus memiliki kekuatan yang diperlukan.

Terzaghi dan Peck (1996) meninjau empat keadaan pondasi telapak dalam hubungannya dengan jenis dan keadaan tanah yaitu :

a. Pondasi telapak pada pasir

Untuk pondasi telapak pada pasir, agar diperoleh kriteria perancangan yang bisa dipercaya, daya dukung tanah harus dikorelasikan dengan sifat dan keadaan yang berpengaruh penting pada perilaku pasir akibat pembebanan. Sifat dan keadaan ini adalah kepadatan relatif pasir dan letak muka air tanah terhadap dasar telapak. Kepadatan relatif pasir dan letak muka air tanah akan berpengaruh pada sudut gesekan internal (ϕ) dan berat unit tanah (σ) yang keduanya akan menentukan besarnya daya dukung tanah. Terzaghi dan Peck (1996) juga menyatakan bahwa penentuan daya dukung ijin pasir dapat hanya dipertimbangkan pada penurunan saja.

b. Pondasi telapak pada lempung

Prosedur perancangan yang tepat untuk pondasi telapak pada lempung hanya dapat dikembangkan dengan kuat geser lempung. Faktor yang

menentukan kuat geser lempung adalah kohesi (c) yang biasanya diambil setengah dari harga kuat desak bebas (q_u). Penurunan yang terjadi pada lempung normal biasanya besar sehingga dapat membahayakan struktur. Oleh karena itu, meskipun daya dukung tanahnya memenuhi syarat, pondasi telapak individual, gabungan atau menerus sebaiknya tidak digunakan untuk mendukung struktur pada lempung normal. Sebagai alternatif dapat digunakan pondasi rakit, pondasi tiang, atau pondasi sumuran.

c. Pondasi telapak pada tanah yang keadaannya diantara pasir dan lempung

Tanah yang mempunyai sifat-sifat diantara pasir dan lempung adalah lanau. Lanau lepas kurang cocok untuk mendukung pondasi telapak. Lanau sedang dan lanau padat dapat terbagi menjadi dalam 2 kategori yang bersifat non plastis (bersifat seperti tepung batu) dan yang bersifat plastis. Daya dukung lanau yang bersifat non plastis dapat ditentukan dengan cara seperti pada pasir dan untuk lanau plastis dapat ditentukan dengan cara seperti pada lempung.

d. Pondasi telapak yang tanah kuat diatas tanah lunak

Jika batas dari tanah lunak dekat dengan dasar pondasi, maka ada kemungkinan tanah keras tidak mampu mendukung telapak sehingga telapak masuk ke dalam tanah lunak. Kegagalan seperti ini dapat dihindari dengan membuat telapak dengan ukuran tertentu sedemikian rupa sehingga tekanan pada batas atas lapisan tanah lunak tidak melebihi daya dukung ijin tanah tersebut. Akan tetapi, apabila lapisan tanah keras cukup

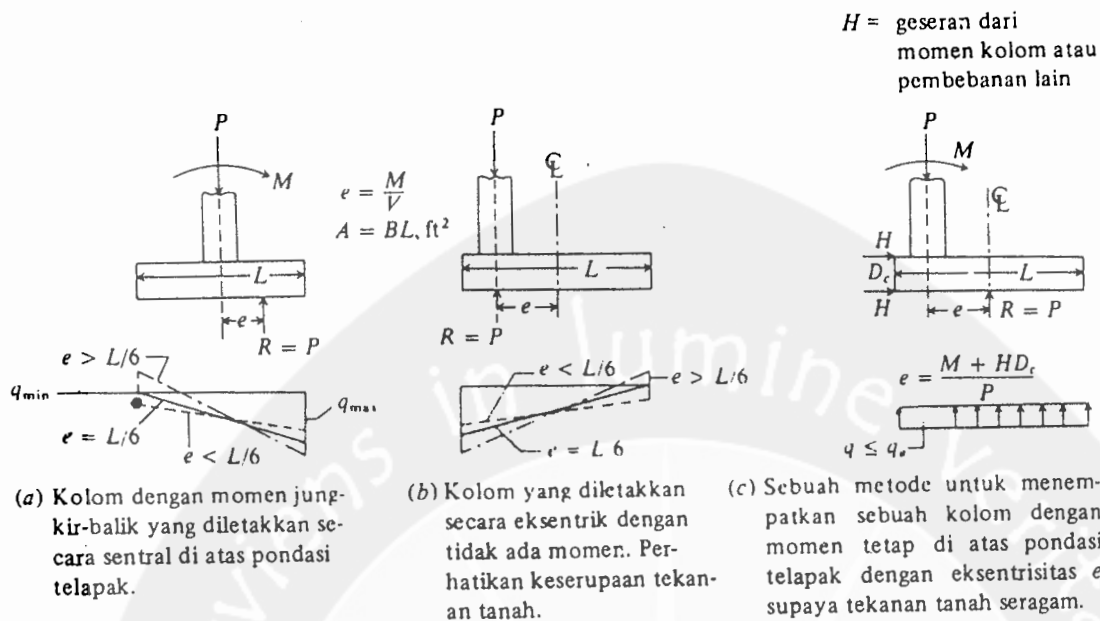
tebal kegagalan seperti tersebut tidak akan terjadi. Kemudian yang menjadi persoalan utama adalah terjadinya penurunan yang berlebihan karena proses konsolidasi.

Untuk memudahkan perhitungan konstruksi pondasi telapak, maka digunakan beberapa anggapan praktis bahwa (Gunawan, 1993) :

1. Plat pondasi adalah kaku sempurna, jadi tidak akan melengkung karena beban terpusat, dan tetap merupakan bidang lurus.
2. Desakan yang terjadi pada tanah di bawah dasar pondasi berbanding langsung dengan penurunan pondasi.
3. Karena tanah tidak dapat menahan gaya tarik, maka bila dari hitungan secara teoritis akan timbul tegangan tarik, tegangan tarik tersebut harus diabaikan.

2.3.1. Pondasi Telapak yang Dibebani Secara Eksentris

Eksentrisitas dapat dihasilkan dari kolom yang pada mulanya berada di luar titik pusat atau menjadi berada di titik pusat bila sebagian pondasi telapak dipenggal selama perubahan bentuk (*remodeling*). Jelaslah bahwa pondasi telapak tidak dapat dipenggal jika analisa menunjukkan tekanan tanah yang dihitung kembali mungkin akan mengakibatkan kegagalan daya dukung (*bearing failure*) (Bowles, 1991).



Gambar 2.4. Dasar yang Dibebani Secara Eksentris dalam Semua Kasus $q_{\max} \leq q_u$
(sumber : Bowles, 1991, hal.3-19)

Tinjauan analisa beban yang bekerja pada pondasi telapak adalah sebagai berikut (Suryolelono, 1997) :

1. Beban titik sentris (P)

Jenis beban ini dapat berupa beban atap, kolom, lantai, dan lain-lain yang disalurkan atau didukung oleh kolom bawah dari suatu bangunan. Beban titik sentris adalah beban yang bekerja atau garis kerja beban (P) tersebut melalui pusat alas pondasi (O).

2. Beban terbagi rata (q)

Beban ini dapat berupa beban di atas lantai bawah, beban pelat pondasi itu sendiri atau beban tanah yang ada di atas pelat pondasi .

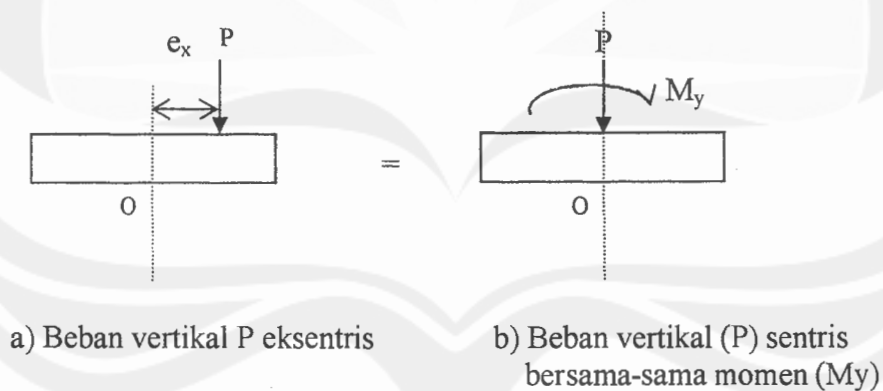
3. Beban momen (M)

Bilamana digunakan hubungan antara pelat pondasi dan kolom merupakan jepit, akan terjadi beban momen pada pelat pondasi. Untuk analisisnya diperlukan beberapa anggapan bahwa pelat pondasi merupakan struktur yang kaku sempurna maka akibat beban momen yang bekerja, pelat akan berputar melalui sumbu putarnya (sumbu Y). Selain itu, dianggap bahwa tanah tidak dapat menerima beban tarik.

4. Beban eksentris

- Analisis beban eksentris di dalam teras

Beban vertikal eksentris dapat dianalogikan dengan beban momen dan beban vertikal sentris terhadap pusat berat pondasi (O).



Gambar 2.5. Skema Beban Vertikal Eksentris (P) dengan Eksentrisitas (e_x)

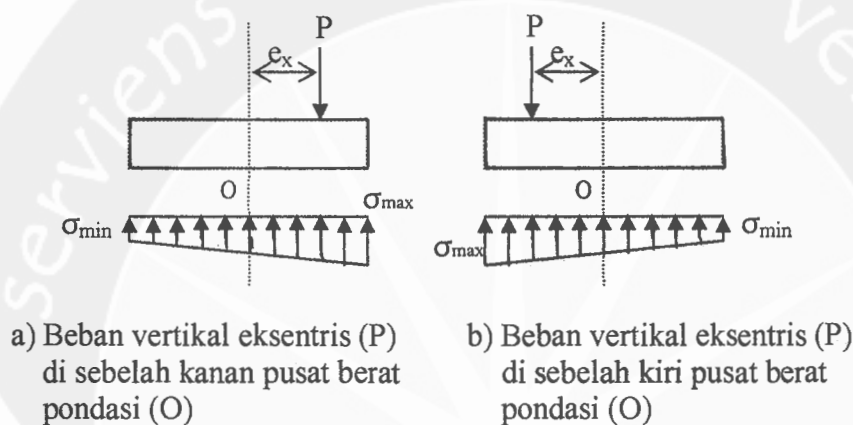
Akibat beban vertikal eksentris (P) dengan eksentrisitas terhadap pusat berat pondasi (O) sebesar e_x maka akan timbul momen sebesar

$$M_y = P \cdot e_x \text{ atau } e_x = \frac{M_y}{P} \dots\dots\dots(2-5)$$

sedangkan kuat dukung ekstrim adalah

$$\sigma_{eks} = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{\frac{1}{6} B_x^2 \cdot B_y} \dots\dots\dots (2-6)$$

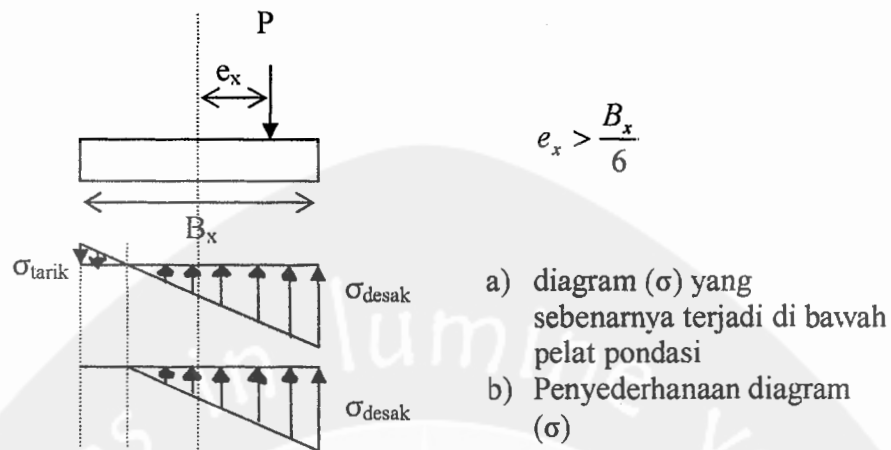
Dengan ukuran pondasi pada arah sumbu X adalah B_x dan sumbu Y adalah B_y . Diagram kuat dukung tanah yang terjadi dapat digambarkan sebagai berikut ini :



Gambar 2.6. Diagram Kuat Dukung Tanah yang Terjadi di Bawah Pelat Pondasi Akibat Beban Vertikal Eksentris (P)

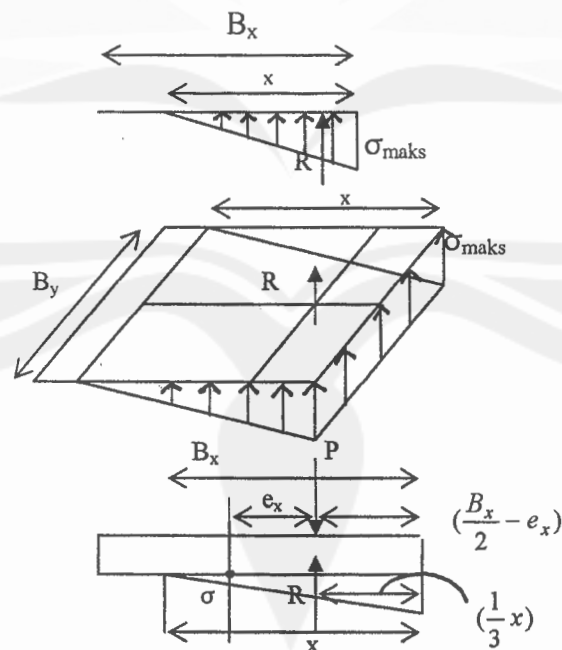
- Analisis beban eksentris di luar teras

Keadaan beban eksentris di luar teras terjadi bila eksentrisitas beban (e) tersebut berada di luar daerah inti ($> \frac{B}{6}$). Bilamana keadaan ini terjadi, maka diagram kuat dukung tanah di bawah pondasi (σ) akan timbul problem tarik dan desak. Berdasarkan anggapan bahwa tanah tidak mampu menerima beban tarik, maka σ_{tarik} yang terjadi diabaikan.



Gambar 2.7. Diagram Kuat Dukung Tanah yang Terjadi di Bawah Pelat Pondasi (σ)

Dalam analisis perencanaan pondasi, diagram σ_{tarik} diabaikan karena tanah tidak mampu menerima beban tarik, sehingga dalam analisisnya didasarkan pada daerah desak.



Gambar 2.8. Reaksi Tanah di Bawah Pelat Pondasi (σ)

Akibat beban pondasi tersebut, maka tanah akan memberikan reaksi sebesar R yaitu

$$R = \frac{1}{2} x \sigma_{\max} \cdot B_y \dots\dots\dots(2-7)$$

Dalam keseimbangan, berlaku $\Sigma F_v = 0$ yaitu jumlah gaya vertikal yang bekerja adalah seimbang, dan $\Sigma M = 0$ yaitu jumlah momen yang bekerja adalah seimbang. $\Sigma F_v = 0$, apabila $P = R$ maka

$$P = \frac{1}{2} \cdot x \cdot \sigma_{\max} \cdot B_y \dots\dots\dots(2-8)$$

Apabila letak P berimpit dengan letak R, maka $\Sigma M = 0$ sehingga didapat

$$\frac{Bx}{2} - e_x = \frac{1}{3} x \text{ atau } x = 3 \left(\frac{Bx}{2} - e_x \right) \dots\dots\dots(2-9)$$

Dari persamaan (2-8) dan (2-9) diperoleh

$$\sigma_{\max} = \frac{2}{3} \frac{P}{B_y \left(\frac{Bx}{2} - e_x \right)} \dots\dots\dots(2-10)$$

Persamaan (2-10) hanya berlaku bila $|e| > \frac{B}{6}$.

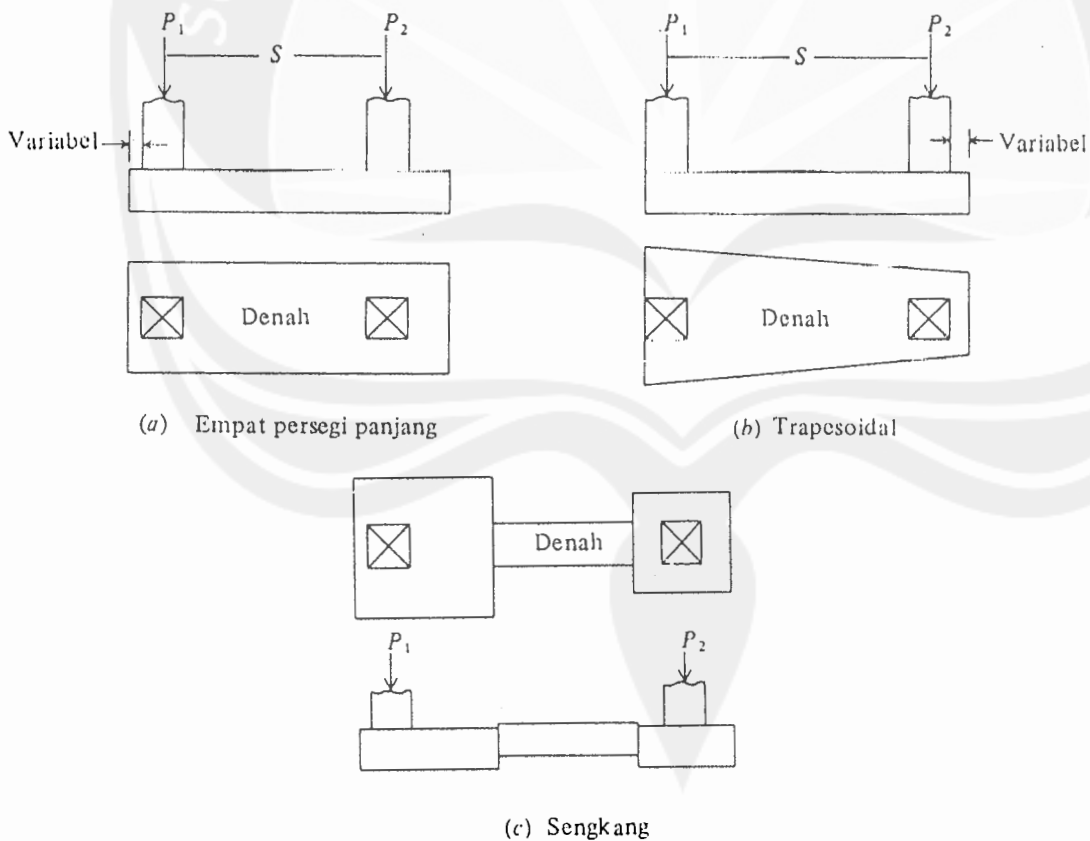
Prinsip dasar dalam perhitungan perencanaan telapak untuk beban eksentris adalah hukum kesetimbangan statis. Dengan mengabaikan metode analisisnya, distribusi tekanan tanah vertikal pada dasar telapak harus memenuhi persyaratan kesetimbangan, yaitu (Peck R.B., dkk., 1996) :

1. jumlah reaksi tanah ke atas harus sama dengan jumlah beban ke bawah,
2. momen akibat resultan beban vertikal terhadap setiap titik harus sama dengan momen akibat jumlah reaksi-reaksi tanah terhadap titik yang bersangkutan.

Disamping itu, sejumlah reaksi horisontal tanah harus disediakan, biasanya berupa ketahanan geser pada dasar telapak, untuk mengimbangi resultan beban horisontal.

2.3.2. Pondasi Telapak Gabungan

Pondasi telapak gabungan adalah pondasi telapak yang mendukung beberapa kolom. Telapak gabungan biasanya digunakan pada sepanjang dinding bangunan di garis pemilikan lahan dimana letak telapak dinding tidak dapat dilebarkan di luar batas struktur. Pondasi telapak gabungan meliputi pondasi telapak persegi, trapesium, dan pondasi telapak kantilever (*strapfooting*).



Gambar 2.9. Jenis Pondasi Telapak Gabungan
(sumber : Bowles, 1991, hal. 370)

2.3.2.1. Telapak Kantilever (*Strapfooting*)

Pondasi ini dirancang untuk mendukung sebuah kolom dinding dekat ujungnya tanpa menyebabkan terjadinya tekanan tanah yang tidak merata. Pondasi gabungan dapat dianggap sebagai dua buah telapak tunggal yang dihubungkan oleh balok pengikat (*strap beam*).

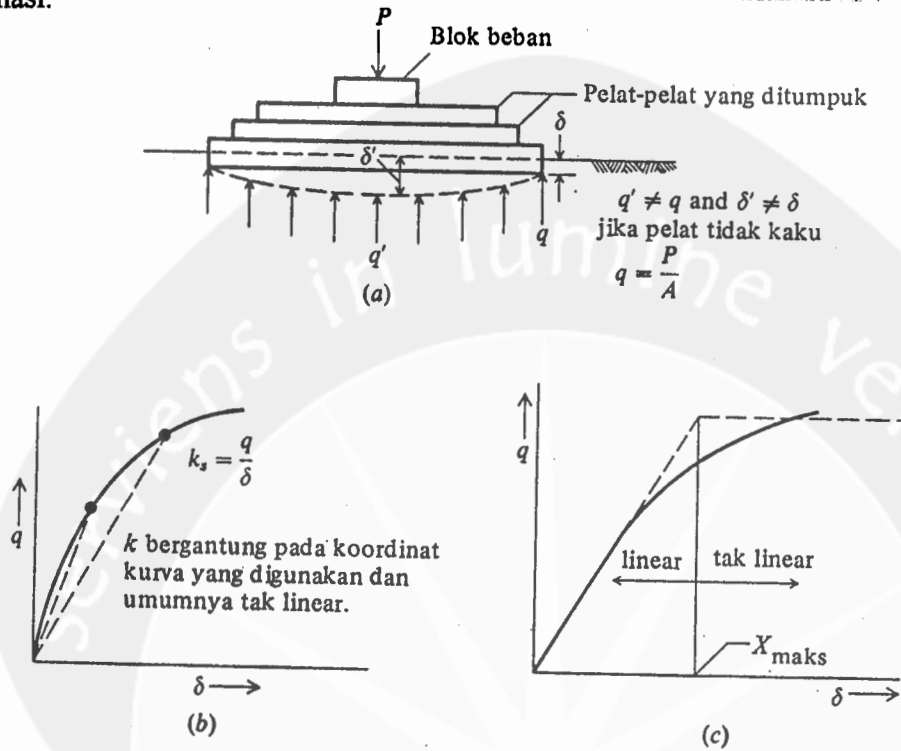
Pondasi telapak sengkang digunakan untuk menghubungkan sebuah pondasi telapak kolom yang dibebani secara eksentris pada sebuah kolom sebelah dalam seperti diperlihatkan pada gambar 2.9 (c). Sengkang tersebut digunakan untuk mentransmisikan momen yang disebabkan eksentrisitas ke pondasi telapak kolom sebelah dalam supaya tekanan tanah seragam dihitung di bawah kedua pondasi telapak tersebut. Sengkang tersebut melayani maksud yang sama seperti bagian sebelah dalam dari sebuah pondasi telapak kombinasi tetapi jauh lebih sempit untuk menghemat bahan-bahan.

2.3.2.2. Modulus Reaksi Tanah Dasar (*Modulus of Subgrade Reaction*)

Modulus reaksi tanah dasar adalah suatu hubungan konsep pengertian diantara tekanan tanah dan lendutan yang banyak sekali digunakan di dalam analisis konstruksi anggota-anggota pondasi (Bowles, 1991). Modulus reaksi tanah dasar tersebut digunakan untuk pondasi telapak kontinu, pondasi rakit, dan berbagai jenis tiang pancang. Persamaan dasar bila menggunakan data pengujian beban pelat adalah :

$$k_s = \frac{q}{\delta} \dots \dots \dots (2-11)$$

Dengan k_s adalah modulus reaksi lapisan bawah, q adalah tekanan dan δ adalah deformasi.



Gambar 2.10. Penentuan Modulus Reaksi Tanah Dasar k (sumber : Bowles, 1991, 394)

Menurut Terzaghi (1995) k_s untuk pondasi telapak berukuran penuh dapat diperoleh dari pengujian-pengujian beban pelat dengan menggunakan persamaan-persamaan yang berikut (Bowles, 1991):

Untuk telapak di atas lempung :

$$k_s = k_1 B \dots\dots\dots(2-12)$$

Untuk pondasi telapak di atas pasir (termasuk efek-efek ukuran) :

$$k_s = k_1 \left(\frac{B+1}{2B} \right)^2 \dots\dots\dots(2-13)$$

Untuk sebuah pondasi telapak empat persegi panjang di atas dasar pasir yang berdimensi $B \times mB$, maka

$$k_s = k_1 \frac{m + 0,5}{1,5 m} \dots\dots\dots(2-14)$$

Dimana k_s adalah nilai yang diinginkan untuk telapak berukuran penuh dan k_1 adalah nilai dari sebuah pengujian beban pelat persegi sama sisi 1 x 1 kaki.

Modulus tanah dasar dapat ditentukan dari hasil data konsolidasi (Winterkorn dan Yang Fang, 1975) yaitu

$$S = \Delta q \cdot m_v \cdot H \dots\dots\dots(2-15)$$

$$\frac{1}{m_v \cdot H} = \frac{\Delta q}{S} = \frac{q}{y} \dots\dots\dots(2-16)$$

$$k_s = \frac{1}{m_v \cdot H} \dots\dots\dots(2-17)$$

Dengan S adalah penurunan konsolidasi, Δq adalah tegangan, m_v adalah koefisien kompresibilitas volume, H adalah tebal lapisan atau contoh, dan k_s adalah modulus reaksi tanah dasar

Salah satu cara untuk mencari nilai K_s adalah dari data tes CBR (Winterkorn dan Yang Fang, 1975). Dengan anggapan bahwa modulus reaksi tanah dasar adalah

$$E = \frac{\sigma}{2} \left(\frac{B}{y} \right) \dots\dots\dots(2-18)$$

Dimana diameter (B) piston CBR adalah 1,95 inches ($A = 3,00 \text{ in}^2$)

$$\frac{\sigma}{y} = k_s \dots\dots\dots(2-19)$$

$$k_s = 2E/B = 2E/1,95 \approx E \dots\dots\dots(2-20)$$

maka CBR pada penurunan penetrasi 0,1 inci :

$$k_s = 10 \text{ CBR} \dots\dots\dots(2-21)$$

Sebagai jangkauan nilai-nilai modulus reaksi tanah dasar pada setiap jenis tanah dapat digunakan tabel 2.2.

Tabel 2.2. Jangkauan Nilai-nilai Modulus Reaksi Tanah Dasar k_s .
(sumber : Bowles, 1991, hal.397)

Tanah	k_s , kcf	k_s , kN/m ³
Pasir lepas	30 – 100	4800 – 16000
Pasir padat sedang	60 – 500	9600 – 80000
Pasir padat	400 – 800	64000 – 128000
Pasir padat sedang berlempung	200 – 500	32000 – 80000
Pasir padat sedang berlanau	150 – 300	24000 – 48000
Tanah berlempung		
$q_u \leq 200$ k Pa (4 ksf)	75 – 150	12000 – 24000
$200 < q_u \leq 400$ k Pa	150 – 300	24000 – 48000
$q_u > 800$ k Pa	> 300	> 48000

Tabel 2.2 boleh digunakan untuk memperkirakan sebuah nilai k_s untuk menentukan kira-kira orde besaran yang benar dari modulus tanah dasar yang didapatkan dengan menggunakan salah satu pendekatan.