

**PENULANGAN PONDASI DANGKAL TEGAK DAN MIRING
(STUDI LITERATUR)**

TUGAS AKHIR

*Diajukan untuk melengkapi persyaratan memperoleh gelar Sarjana Strata Satu
(S-1) pada Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik
Universitas HKBP Nommensen Medan*

Disusun oleh:

WELMAN YOSAPAT PASARIBU

19310099

Telah Diuji Dihadapan Tim Penguji Tugas Akhir Pada Tanggal 19 April 2024
Dinyatakan Telah Lulus Sidang Sarjana

Dosen Pembimbing I



(Ir. Johan Oberlyo Simanjuntak, ST, MT, ASEAN Eng.)

Dosen Pembimbing II



(Ir. Eben Oktavianus Zai, ST, MSc, IPM.)

Dosen Penguji I



(Ir. Yetty Riris Saragi, ST, MT, IPM, ACPE)

Dosen Penguji II



(Surtia Ria Nurliana Panjaitan, S.T., M.T.)

Dekan Fakultas Teknik



(Ir. Yetty Riris Saragi, ST, MT, IPM, ACPE)

Ketua Program Studi



(Ir. Yetty Riris Saragi, ST, MT, IPM, ACPE)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS HKBP NOMMENSEN MEDAN**

2024

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam sebuah konstruksi sangat mempertimbangkan mengenai landasan atau dasar dari sebuah konstruksi tersebut, baik dalam segi struktur tanah dibawah dari konstruksi, ada juga bagian pendukung bangunan konstruksi tersebut. Didalam ilmu pendidikan Teknik Sipil mempelajari banyak tentang struktur dan pendukung struktur tersebut agar tidak mengalami kegagalan, dan juga sangat memperhatikan dari segi kekuatan dan ketahanan bangunan konstruksi tersebut. Salah satu hal yang paling penting untuk membuat sebuah konstruksi bangunan tersebut dapat dinyatakan aman dan kuat adalah mempertimbangkan struktur bawah dari konstruksi bangunan tersebut. Pondasi yang digunakan pada konstruksi adalah pondasi dangkal dan pondasi dalam.

Pondasi Dangkal merupakan salah satu jenis konstruksi sipil yang banyak digunakan pada kebutuhan pembangunan atauantisipasi sebuah penurunan pada struktur bangunan gedung yang digunakan pada umumnya. Pondasi Dangkal memiliki peran penting dalam sebuah ketahanan dan keamanan pada sebuah struktur bangunan gedung pada setiap lokasi dan keadaan dasar bangunan yang berbeda-beda (kondisi tanah).

Pondasi Dangkal adalah sebuah konstruksi bawah yang memperhitungkan sebuah ketahanan sebuah bangunan untuk dapat berdiri dengan kuat dengan kondisi yang sudah diperhitungkan. Pondasi Dangkal sering diberikan pada struktur bangunan gedung kebutuhan umum karena memiliki biaya yang cukup ekonomis dan pemasangan yang tidak terlalu sulit.

Dalam perencanaan pondasi dangkal juga harus memperhatikan faktor-faktor yang sangat mempengaruhi dalam aspek kekuatan sebuah struktur, ekonomis dalam anggaran/biaya, dan juga kebutuhan sesuai dengan keadaan diwilayah. Faktor-faktor analisis lain yang perlu diperhatikan yaitu : kondisi/ jenis struktur yang berada diatas pondasi dangkal tersebut, beban-beban yang bekerja pada struktur, profil kondisi/ keadaan tanah pada lokasi penempatan pondasi dangkal apakah memiliki lapisan tanah lunak di bawah dari pondasi dangkal yang

dapat menyebabkan pondasi mengalami penurunan (jangka panjang) dan mengakibatkan sebuah struktur di atasnya menjadi turun dan dapat menyebabkan retakan struktur bahkan bangunan menjadi rubuh, apakah ada potensi di mana pondasi dangkal secara keseluruhan ikut mengalami penurunan, melakukan pemeriksaan terhadap stabilitas faktor keamanan terhadap guling, geser lateral, dan daya dukung.

Pondasi dangkal merupakan pondasi dengan kedalaman maksimum 3 meter. Pondasi dangkal digunakan untuk bangunan yang tidak terlalu tinggi serta mempunyai keadaan tanah yang keras untuk menahan beban bangunan yang akan ditopangnya. Selain itu penggunaan pondasi dangkal juga dipengaruhi oleh keadaan struktur tanah, tanah yang lembek serta tanah yang mempunyai daya dukung yang rendah tidak cocok untuk jenis pondasi dangkal.

Pondasi dangkal didesain sesuai dengan kebutuhan dan keadaan dilapangan, karena setiap wilayah dan keadaan dilapangan memiliki kebutuhan khusus dan juga akan mempengaruhi kekuatan dari struktur tersebut. Ada beberapa dari pemodelan dan jenis konstruksi pondasi dangkal yang umumnya digunakan yaitu : Pondasi tapak (*pad foundation*), Pondasi jalur/ pondasi memanjang (*strip foundations*), pondasi tikar (*raft foundations*), pondasi rakit, Pondasi sumuran (*Cyclop*), Pondasi plat beton lajur, dan Pondasi umpak. Pemodelan pondasi dangkal yang umum digunakan adalah model pondasi dangkal tapak, dan hal yang mempengaruhi ketahanan pondasi dangkal adalah beban struktur, gaya yang terjadi di atas dari pondasi dangkal, dan struktur tanah yang berada dibawah pondasi. Pondasi dangkal juga dapat diberikan penulangan untuk menambah kekuatan pada struktur pondasi dalam menahan beban yang diterima.

Berdasarkan uraian latar belakang diatas maka penulis memberikan judul untuk penelitian ini : **Penulangan Pondasi Dangkal Tegak dan Miring**

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas, maka rumusan masalah dalam penelitian ini :

1. Bagaimana dimensi dari pondasi dangkal mampu menahan beban struktur dan gaya yang terjadi ?
2. Bagaimana penulangan yang aman terhadap gaya yang terjadi?

1.3 Batasan Masalah

Dalam penyederhanaan dalam penulisan tugas akhir ini, berikut beberapa pembatasan masalah yang diberikan, yaitu :

1. Menentukan dimensi dari pada pondasi dangkal telapak kolom tegak dan telapak kolom miring
2. Penulangan yang aman pada pondasi dangkal telapak kolom tegak dan telapak kolom miring
3. Perhitungan secara manual
4. Memiliki data pembebanan yang sama
5. Memiliki data tanah yang sama
6. Kuat tekan beton rencana (f_c') = 19 Mpa
7. Kuat tarik baja ulir (f_y) = 345 Mpa
8. Kuat tarik baja polos (f_y) = 240 Mpa
9. Sudut kemiringan kolom pondasi
10. Mengacu kepada peraturan SNI 2847 : 2013 tentang Dinding Struktural

1.4 Tujuan

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah :

Untuk mengetahui daya dukung pondasi dangkal dengan ke tiga model yang direncanakan agar mampu mendukung beban yang direncanakan.

1.5 Manfaat

Manfaat dari penulisan akhir ini adalah memberikan gambaran pemodelan pendekatan dari pondasi dangkal yang aman digunakan pada perencanaan pondasi dangkal, sesuai dengan kondisi rencana.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pondasi

Pondasi merupakan salah satu bagian dari struktur bawah yang terpenting dalam sebuah perencanaan konstruksi yang berpengaruh kepada struktur atas yang ditopangnya agar struktur konstruksi dapat berdiri dengan kokoh dan baik.

Struktur bawah direncanakan sesuai dengan kebutuhan konstruksi dan sesuai dengan kondisi lahan yang akan dilakukan pekerjaan konstruksi, dengan memperhitungkan dan mempertimbangkan banyak aspek.

Struktur bawah harus mampu menahan semua beban yang berasal dari struktur atas seperti ; beban plat, beban kolom, beban balok, beban hidup, beban mati, beban angin, beban gempa serta gaya yang bekerja diatas permukaan tanah.

Suatu perencanaan pondasi dikatakan benar apabila beban yang di teruskan dari struktur atas tidak melampaui kekuatan tanah yang diizinkan. Jika beban melebihi dari kekuatan tanah maka bangunan yang akan dibangun tidak akan bertahan lama bahkan setiap waktu akan mengalami penurunan yang akan berakibat fatal bagi bangunan tersebut. *(Sumber : Jurnal Ilmiah Mediai Engineering Vol.5 No.2, Septemeri 2015 (345- 350) ISSN: 20871-9334).*

2.1.1 Tipe Pondasi

Yang perlu di perhatikan dalam memilih jenis pondasi yang akan digunakan yaitu sebagai berikut :

1. Keadaan dari tanah yang akan dibangun pondasi.
2. Keadaan lingkungan sekitar.
3. Daya dukung beban yang akan ditopangnya.
4. Biaya pekerjaan serta waktu yang akan digunakan selama proses pekerjaan tersebut.

(Sumber : 95222392/Jurnal-Teknik-Sipil-Studi-perencanaan-Pondasi)

2.2 Jenis-Jenis Pondasi

Bentuk dan jenis pondasi yang akan digunakan ditentukan oleh struktur tanah dan bangunan yang akan di topangnya, sedangkan untuk kedalaman pondasi di tentukan oleh jenis tanah serta perhitungan dari pihak perencana. Untuk tanah dengan kemiringan 10% maka pondasi yang akan digunakan untuk bangunan dibuat rata atau berbentuk tangga dengan bagian atas serta bagian bawah dibuat rata. Pondasi pada umumnya terbagi menjadi dua (2) macam yaitu :

2.2.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal merupakan pondasi dengan kedalaman maksimum 3 meter. Pondasi dangkal digunakan untuk bangunan yang tidak terlalu tinggi serta mempunyai keadaan tanah yang keras untuk menahan beban bangunan yang akan ditopangnya. Selain itu penggunaan pondasi dangkal juga dipengaruhi oleh keadaan struktur tanah, tanah yang lembek serta tanah yang mempunyai daya dukung yang rendah tidak cocok untuk jenis pondasi dangkal.

Yang termasuk ke dalam pondasi dangkal adalah sebagai berikut :

1. Pondasi Tapak (*Pad Foundation*)

Pondasi tapak merupakan pondasi yang berdiri sendiri untuk menahan beban yang disalurkan oleh kolom. Bentuk dari pondasi tapak sendiri yaitu berbentuk persegi atau berbentuk bulat (*rectangular*). Pondasi ini mempunyai lebar serta ketebalan yang beragam tergantung dari beban yang ditransferkan dari struktur atas. Fungsi dari pondasi tapak sebagai pondasi yang dangkal dapat berubah jika beban yang didukungnya melebihi daya dukung yang biasa digunakan pada pondasi ini. Bahan untuk membuat pondasi ini yaitu berupa beton bertulang. Kelebihan dari pondasi ini yaitu bisa didesain dengan kapasitas daya dukung yang lebih besar agar bangunan yang akan dibuat bisa lebih tinggi.

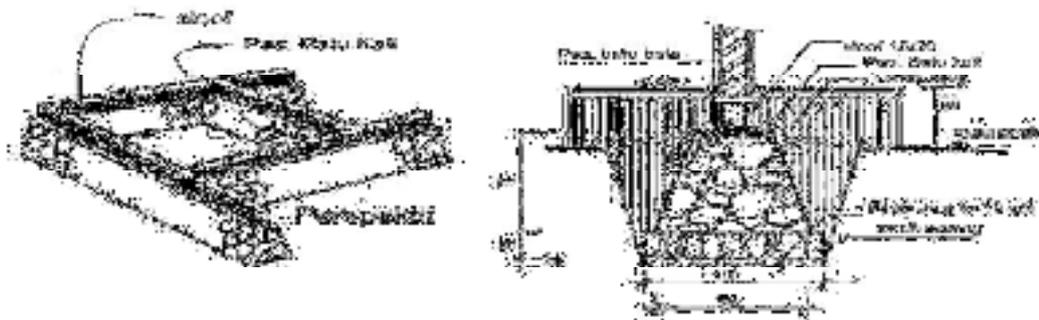


Gambar 2.1 Pondasi Tapak

Sumber : <http://ilmui.konstruksitekniksipil.blogspot.com/2016/01/macam-macam-pondasi.html>

2. Pondasi Jalur/ Pondasi Memanjang (*strip foundations*)

Pondasi jalur merupakan pondasi yang digunakan untuk menahan beban dari dinding serta beban dari kolom. Pondasi ini dipasang disepanjang dinding bangunan agar beban yang di turunkan dari bangunan atas dapat disebarakan keseluruh pondasi. Pada umumnya pondasi ini digunakan untuk kolom praktis serta pondasi dinding. Bahan untuk pemasangan pondasi ini yaitu berupa beton tanpa tulangan, serta bisa juga menggunakan pasangan batu kali dan pasangan batu bata. Pondasi ini dibangun di sepanjang dinding serta kolom yang akan di topang oleh pondasi jalur.



Gambar 2.2 Pondasi Jalur

Sumber : <http://ilmukonstruksitekniksipil.blogspot.com/2016/01/macam-macam-pondasi.html>

3. Pondasi Tikar (*Raft Foundations*)

Pondasi tikar umumnya digunakan untuk menyebarkan semua beban dari struktur atas bangunan ke area yang lebih luas. Pondasi *raft* digunakan pada beban struktural atau beban kolom yang berdekatan sehingga pondasi ini saling berinteraksi.

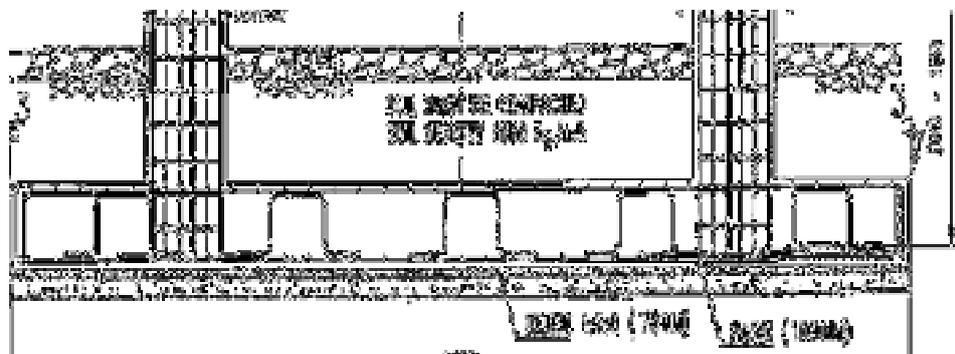
Pondasi rakit biasanya digunakan pada permukaan tanah yang lunak dengan kapasitas daya dukung tanah yang kecil serta pondasi ini bisa mentransfer beban dari atas ke area yang lebih luas.

Kelebihan pada pondasi ini yaitu :

- Jika terjadi penurunan pada bangunan maka disemua sisi gedung akan turun sehingga kemungkinan terjadi ketidak seimbangan penurunan pada bangunan sangat kecil.

Sedangkan kekurangan pada pondasi ini yaitu :

- Proses pelaksanaan serta biaya konstruksinya sangat mahal.
- Membutuhkan pelaksanaan yang sudah berpengalaman pada pekerjaan pondasi ini agar pondasi tetap aman.

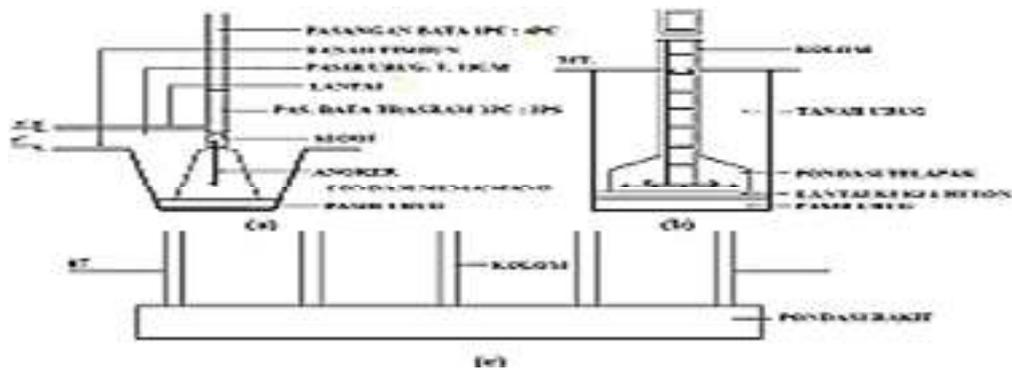


Gambar 2.3 Pondasi Tikar

Sumber : <http://ilmukonstruksiipil.com/2016/01/macam-macam-pondasi.html>

4. Pondasi Rakit

Pondasi ini didefinisikan sebagai bagian bawah dari struktur yang berbentuk rakit serta melebar ke seluruh bagian dasar bangunan. Fungsi dari pondasi ini yaitu mentransfer beban dari satu kolom atau lebih pada satu baris / beberapa jalur ke permukaan tanah yang cukup keras. Pondasi ini digunakan pada susunan jarak kolom yang dekat pada semua arah serta digunakan pada tanah yang lunak.

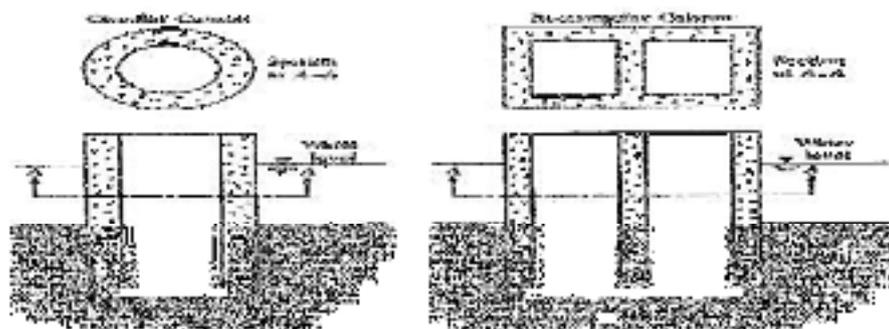


Gambar 2.4 Pondasi Rakit

Sumber : <http://ilmukonstruksitekniksipil.com/2016/01/macam-macam-pondasi.html>

5. Pondasi Sumuran (Cyclop)

Pondasi sumuran pada dasarnya sama dengan pondasi *bored pile* hanya saja penggunaan pondasi ini hanya pada kedalaman maksimal 2 meter dengan lebar pondasi sekitar 60 cm – 80 cm. Pondasi ini kemudian dicor dengan mencampuri sedikit batu kali dan sedikit pembesian di atasnya. Selain itu pondasi ini memiliki kekurangan antara lain penggunaan adukan beton yang banyak serta harus menggunakan sloof dengan ukuran yang besar. Dengan itu pondasi ini kurang diminati oleh sebagian orang. Pondasi ini hanya bisa dipakai diatas permukaan tanah yang labil, seperti; tanah bekas timbunan sampah serta lokasi tanah yang berlumpur. Pondasi ini diberi sedikit pembesian di atasnya dengan tujuan dapat mengikat antar pondasi dengan *sloof*.



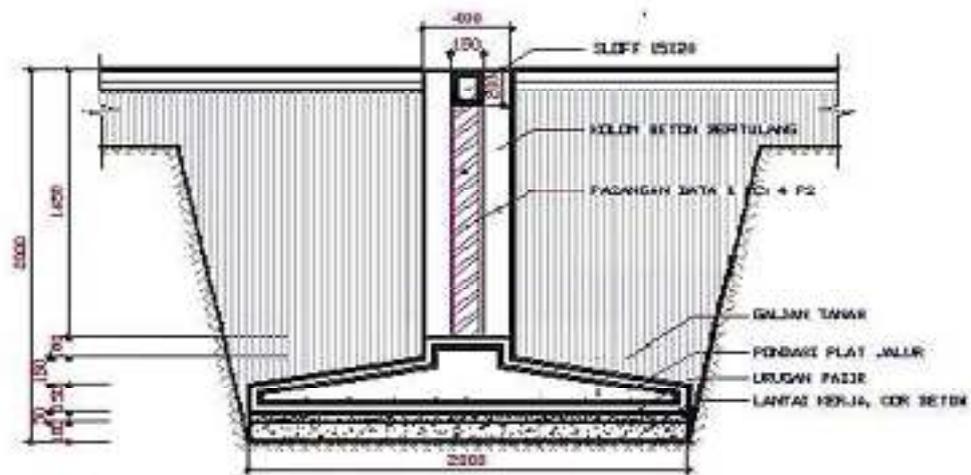
Gambar 2.5 Pondasi Sumuran

Sumber : <http://ilmukonstruksitekniksipil.com/2016/01/macam-macam-pondasi.html>

6. Pondasi Plat Beton Lajur

Pondasi ini digunakan dengan tujuan untuk mendukung sederetan

kolom. Pondasi ini juga sangat kuat karena seluruh pondasinya menggunakan beton bertulang serta mempunyai harga yang lebih murah jika dibandingkan dengan pemasangan pondasi batu kali. Pondasi ini juga memiliki ukuran yang samadengan lebar bawah pada pondasi batu kali yaitu dengan lebar 70 cm. Selain itu fungsi dari pondasi ini yaitu sebagai pengganti dari pondasi batu kali dimana sisinya saling berhimpit antara satu dengan yang lainnya serta mempunyai jarak yang berdekatan dengan pondasi telapak.

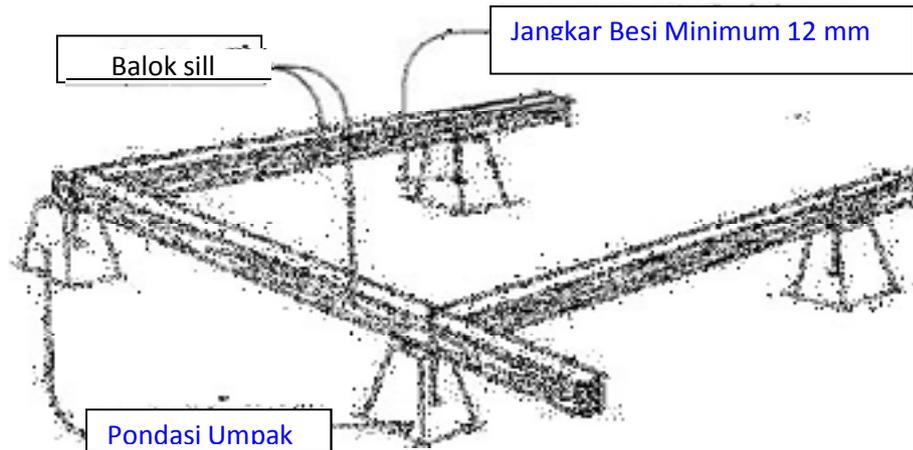


Gambar 2.6 Pondasi Plat Beton Lajur

Sumber : <http://ilmukonstruksitekknisipil.com/2016/01/macam-macam-pondasi.html>

7. Pondasi Umpak

Pondasi umpak berada pada tanah yang padat atau tanah yang keras. Pondasi ini sampai sekarang masih digunakan oleh sebagian orang namun penggunaan pondasi ini membutuhkan tambahan pondasi batu kali untuk penopangnya dan diikat oleh *sloof*. Pondasi ini membentuk struktur rigidifitas sehingga dapat menyelaraskan bangunan terhadap goyangan-goyangan yang terjadi di atas permukaan tanah, selain itu bangunan tidak akan patah pada tiang- tiangnya jika terjadi gempa.



Gambar 2.7 Pondasi Umpak

Sumber : <http://ilmukonstruksitekniksipil.com/2016/01/macam-macam-pondasi.html>

2.3 Persyaratan Umum Dalam Perencanaan Sebuah Pondasi

Dengan memperhatikan faktor-faktor dalam pemilihan jenis pondasi, juga terdapat syarat-syarat umum dari pondasi tersebut :

1. Pondasi dan konstruksinya haruslah memenuhi syarat standar untuk perlindungan lingkungan.
2. Agar terhindar dari pergerakan tanah lateral dibawah pondasi maka kedalaman harus memadai, khususnya bagi pondasi rakit dan pondasi telapak.
3. Adanya faktor yang dapat ditolerir untuk pergerakan tanah differensial dan keseluruhan.
4. Memastikan pondasi agar terhindar dari rotasi atau penggulingan.
5. Memastikan pondasi aman terhadap kerusakan yang terjadi di dalam tanah akibat bahan-bahan berbahaya.
6. Pondasi harus mampu beradaptasi selama proses pembangunan konstruksi dilapangan.
7. Metode pemasangan harus ekonomis.

2.4 Pemilihan Pondasi Berdasarkan Daya Dukung Tanah

Dalam sebuah pembangunan pondasi perlu diperhatikan jenis tanah yang berada di lokasi proyek pembangunan. Pemilihan pondasi tergantung dari jenis tanah tempat bangunan yang akan berdiri. Untuk menentukan jenis tanah yang ada perlu dilakukan pengujian yaitu dengan *soil test*, dimana sampel dari tanah

akan diuji di laboratorium untuk mengetahui jenis tanah yang akan di gunakan.

Berikut merupakan cara untuk menentukan jenis pondasi yang akan digunakan :

1. Bila tanah keras berada di permukaan tanah atau pada kedalaman 2-3 meter maka jenis pondasi yang akan digunakan yaitu pondasi dangkal. (seperti: pondasi tapak, pondasi jalur, pondasi rakit, dll).
2. Bila tanah keras berada pada kedalaman 6 meter atau kurang maka pondasi yang akan digunakan yaitu pondasi *bored pile* manual atau *strauss pile*.
3. Bila tanah keras berada di kedalaman lebih dari 10 meter maka jenis pondasi yang akan digunakan yaitu pondasi *mini pile* atau pondasi sumuran.
4. Bila tanah keras berada di kedalaman lebih dari 20 meter maka pondasi yang akan digunakan yaitu pondasi *bored pile* atau pondasi tiang pancang.

Menurut Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung tahun 1983 standar untuk daya dukung tanah yaitu :

- ✓ Tanah keras (lebih dari 5 kg/cm²).
- ✓ Tanah sedang (2 - 5 kg/cm²).
- ✓ Tanah lunak (0,5 - 2 kg/cm²).
- ✓ Tanah amat lunak (0 - 0,5 kg/cm²).

Untuk daya dukung tanah tersebut bisa di tentukan dari pengujian yang sederhana. Untuk pengujian yang biasa digunakan yaitu *sondir test* dan pengujian CBR.

2.5 Penyelidikan Tanah di Lapangan

Penyelidikan lapangan yang sering dilakukan untuk pekerjaan pondasi adalah pengujian sondir (CPT). Sondir (CPT) dilakukan dengan melakukan penetrasi oleh batang konus pada tanah yang diuji. Dari pengujian sondir ini diperoleh nilai tahanan yang terjadi pada batang konus ini. Hasil pengujian ini selanjutnya dianalisis sehingga diperoleh nilai daya dukung pada suatu lokasi atau lapisan tanah. Pengujian sondir ini banyak dilakukan karena pelaksanaannya dengan alat manual (Dharmayasa, 2017; Robertson, 2009).

2.6 Daya Dukung Tanah

Tanah adalah komponen mineral bahan organik dan endapan-endapan yang relative lepas (loose) yang terletak diatas batuan dasar.

1. Menentukan Kedalaman Tanah Keras (Df)

Kedalaman tanah yang akan digunakan sebagai dasar pondasi harus memiliki kekuatan yang mampi menahan beban yang diterima pondasi. Berdasarkan hasil sondir, maka data yang dipakai adalah data qc tanah yang baik untuk bangunan adalah tanah dengan kategori keras atau mempunyai nilai tahanan ujung lebih dari 120 kg/cm² (Wibowo, 2011)

Tabel 2.1 Konsistensi Tanah Berdasarkan Hasil Sondir

Konsistensi	Qc (kg/cm ²)	Tf (kg/cm ²)
Very Soft	<5	3.5
Soft	5-10	3.5
Firm	10-35	4.0
Stiff	30-60	4.0
Very Stiff	60-120	6.0
Hard	>120	6.0

(Sumber : Wibowo, 2011)

2. Korelasi Macam Tanah (bahan) dan sudut geser dalam (ϕ)

Tabel 2.2 Hubungan Sudut Geser Tanah Dalam dan Jenis Tanah

Bahan	ϕ (°)
Kerikil kepasiran	35 – 40
Isian batu (<i>Rock fill</i>)	35 – 40
Pasir padat	35 – 40
Pasir lepas	60
Lempung kelanauan	25 – 30
Lempung plastis rendah	25
Lempung plastis tinggi	20

(Sumber : Wesley, L.D., 1997)

3. Mengitung Rasio Gesekan

Menghitung rasio gesekan (f_r) dari nilai q_c untuk mengklasifikasikan tanah menurut Hardiyatmo (2003) adalah sebagai berikut :

$$Fr = \frac{f_s}{q_c} \times 100\% \quad (2.1)$$

Perlawanan geser (f_s) diperoleh dari rumus

$$f_s = \frac{K_w \cdot A_{pi}}{A_s} \quad (2.2)$$

$$K_w = (T_w - C_w)$$

Untuk mengetahui nilai f_s nilai dilihat pada table seperti dibawah ini

Tabel 2.3 Nilai f_s Menurut Terzaghi

Jenis Tanah	f_s (kg/cm ²)
Lanau dan lempung lunak	0.07 – 0.30
Lempung sangat kaku	0.49 – 1.95
Pasir tidak padat	0.12 – 0.37
Pasir padat	0.14 – 0.68
Kerikil Padat	0.49 – 0.98

(Sumber : Hardiyatmo, 2003)

Dimana :

A_{pi} = Luas Penampang (cm²)

A_s = Luas Selimut (cm²)

C_w = Pembebanan manometer untuk nilai perlawanan konus (kPa)

T_w = Pembebanan manometer (kPa)

K_w = Selisih $T_w - C_w$ (kPa)

4. Menghitung Berat Volume Tanah

Dengan asumsi bahwa muka air tanah berada sama dengan dasar pondasi, maka besar volume tanah menurut Hardiyatmo (2002) adalah :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (2.3)$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} \quad (2.4)$$

Dimana :

γ_w = Berat volume air = 1 t/m³ atau 9.81 kN/m³

γ_{sat} = Berat volume tanah jenuh (kN/m³)

G_s = Berat jenis tanah

e = Angka pori

γ = Berat volume tanah efektif

5. Menghitung Kohesi Tanah (C)

Kohesi merupakan gaya tarik menarik antar partikel tanah. Bersama dengan sudut geser dalam, kohesi merupakan kuat geser yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah, dalam hal ini berupa gerakan lateral tanah. Deformasi ini terjadi akibat kombinasi keadaan kritis pada tegangan normal dan tegangan geser yang tidak sesuai dengan factor aman dari yang direncanakan.

Menurut Sunggono (1984), mencari kohesi tanah dari uji sondir bisa dihitung menggunakan rumus berikut :

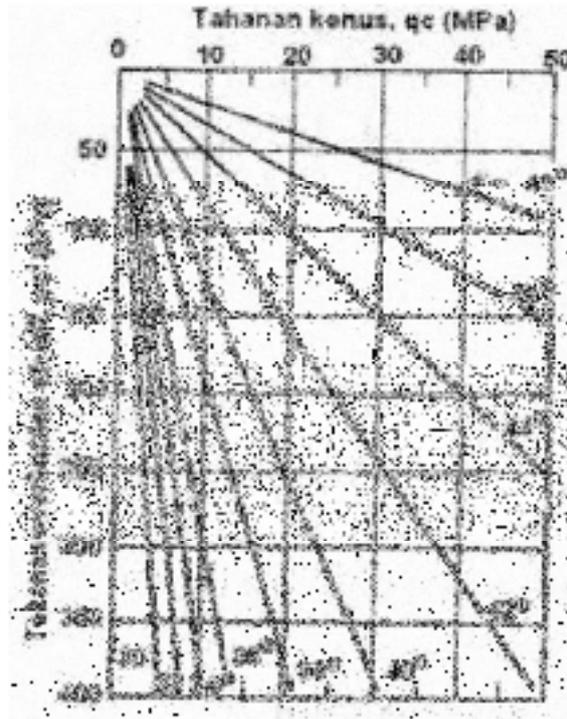
$$c = \frac{qc}{20} \quad (2.5)$$

Dimana :

c = Kohesi tanah (kPa)

6. Menghitung Sudut Geser dalam Puncak (ϕ)

Untuk menghitung sudut geser, dalam puncak (ϕ) berdasarkan tekanan overburden bias dilihat pada grafik seperti dibawah ini :



Grafik 2.1 Hubungan sudut geser dalam puncak (ϕ) dan q_c

Sumber : Hardiyatmo, 2002

2.7 Teori Kapasitas Dukung

Menurut Hary Christady Hardiyatmo bahwa analisa kapasitas dukung (bearing capacity) mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi dari struktur yang terletak di atasnya. Kapasitas dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya.

Perancangan pondasi harus mempertimbangkan adanya keruntuhan geser dan dan penurunan yang berlebihan. Untuk itu perlu dipenuhi dua kriteria, yaitu: kriteria stabilitas dan kriteria penurunan.

Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan pondasi adalah:

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah harus dipenuhi. Dalam hitungan kapasitas dukung, umumnya digunakan faktor aman 3.

2. Penurunan Pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang di toleransikan. Khususnya penurunan yang tak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Untuk memenuhi stabilitas jangka panjang, perhatian harus diberikan pada perletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi resiko erosi permukaan, gerusan, kembang susut tanah, dan gangguan tanah disekitar pondasi lainnya.

Analisis-analisis kapasitas dukung, dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisisnya, dilakukan dengan menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan yang bersifat plastis. Konsep ini pertama kali dikenalkan oleh Prandtl (1921), yang kemudian dikembangkan oleh *Terzaghi (1943)*, *Meyerhof (1955)* dan lain-lainnya. Persamaan-persamaan kapasitas dukung tanah yang diusulkan, umumnya di dasarkan pada persamaan Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (2.7)$$

dengan,

τ = tahanan geser tanah (kN/M²)

c = kohesi tanah (kN/M²)

σ = tegangan normal (kN/M²)

φ = sudut gesek dalam tanah (derajat)

2.7.1 Analisis Terzaghi

Analisis kapasitas dukung dari Terzaghi (1943) didasarkan pada anggapan-anggapan, sebagai berikut:

1. Pondasi berbentuk memanjang tak terhingga.
2. Tanah di bawah dasar pondasi homogen.
3. Berat tanah di atas dasar pondasi digantikan dengan beban terbagi rata sebesar $P_0 = Df\gamma$, dengan Df adalah kedalaman dasar pondasi dan γ adalah berat volume tanah di atas dasar pondasi.
4. Tahanan geser tanah di atas dasar pondasi diabaikan.
5. Dasar pondasi kasar.
6. Bidang keruntuhan terdiri dari lengkung spiral logaritmis dan linier.

7. Baji tanah yang terbentuk di dasar pondasi dalam kedudukan elastis dan bergerak bersama-sama dengan dasar pondasi.
8. Pertemuan antara sisi baji dan dasar pondasi membentuk sudut sebesar sudut gesek dalam tanah (φ)
9. Berlaku prinsip superposisi.

Kapasitas dukung ultimit (ultimate bearing capacity) (q_u) didefinisikan sebagai beban maksimum per satuan luas di mana tanah masih dapat mendukung beban tanpa mengalami keruntuhan. Bila dinyatakan dalam persamaan, maka:

$$q_u = \frac{P_u}{A} \quad (2,8)$$

dengan,

q_u = kapasitas dukung ultimit (kN/M^2)

P_U = beban ultimit (kN)

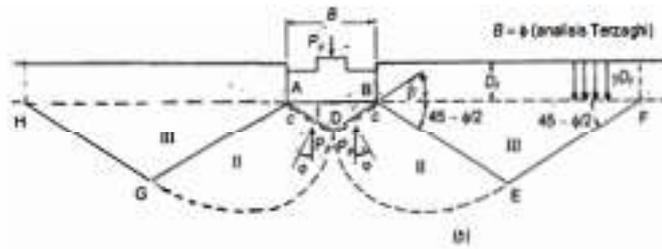
A = luas Pondasi (m^2)

Dalam analisis kapasitas dukung tanah, ditinjau suatu pondasi berbentuk memanjang tak terhingga, dengan lebar B yang terletak di atas tanah yang homogen dan dibebani dengan beban terbagi rata q_u . Beban total pondasi per satuan panjang adalah $P_U = q_u B$. Karena pengaruh beban P_U tersebut, pada tanah tepat di bawah pondasi akan terbentuk sebuah baji yang menekan tanah ke bawah. Gerakan baji memaksa tanah di sekitarnya bergerak, yang menghasilkan zona geser di kanan dan kirinya dengan tiap-tiap zona terdiri dari 2 bagian, yaitu bagian geser radial yang berdekatan dengan baji dan bagian geser linier yang merupakan kelanjutan dari bagian geser radial.



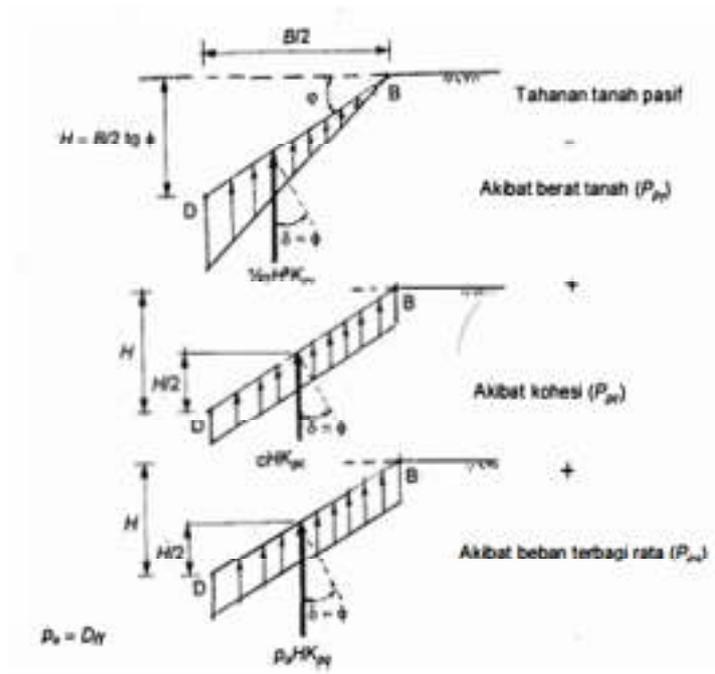
Gambar 2.8 Pembebanan pondasi dan bentuk bidang geser

(Sumber : [Hary Christandy Hardiyatmo, 2020](#))



Gambar 2.9 Bentuk keruntuhan dalam analisis kapasitas dukung

(Sumber : [Hary Christandy Hardiyatmo,2020](#))



Gambar 2.10 Distribusi tegangan tanah pasif pada permukaan BD

(Sumber : [Hary Christandy Hardiyatmo,2020](#))

1. Faktor kapasitas tanah menurut *Terzaghi*

Nilai-nilai N_c dan N_q diperoleh Terzaghi dari analisis Prandtl (1920) dan Reissner (1924) yang besarnya:

$$N_c = \text{ctg } \varphi \frac{a^2}{2\cos^2 (45+\varphi/2)} [-1] \quad (2.9)$$

$$N_q = \frac{a^2}{2\cos^2 (45+\varphi/2)} = N_c \text{tg } \varphi + 1 \quad (2.10)$$

Dengan,

$$a = e^{[3\pi/4 - \varphi/2] \operatorname{tg} \varphi}$$

(2.11)

Sebaliknya, untuk $c = 0$ dan $q = 0$, penyelesaian akan diperoleh:

$$P_{py} = 1/4 \gamma B^2 \operatorname{tg} \varphi \left[\frac{K_{py}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right] = B \times 1/2 \gamma B N_{\gamma} \quad (2.12)$$

Bila P_{py} dinyatakan dalam tahanan tanah pasif persatuan luas dari akibat berat tanah (q_y), maka:

$$q_y = \frac{P_{py}}{B} = 1/2 \gamma B N_{\gamma} \quad (2.13)$$

dengan,

$$N_{\gamma} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{2} \left[\frac{K_{py}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right]$$

(2.14)

Terzaghi tidak memberikan nilai-nilai K_{py} . Secara pendekatan, Cernica (1995) mengusulkan nilai

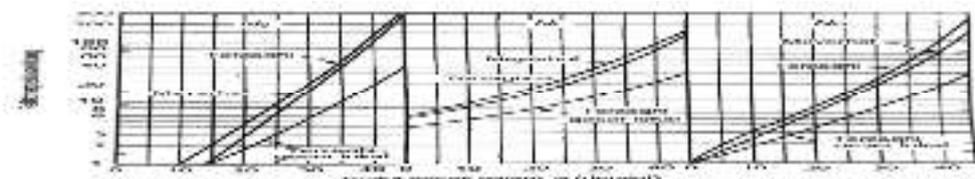
$$K_{py} = 3 \operatorname{tg}^2 \{45^\circ + 1/2 (\varphi + 33^\circ)\} \quad (2.15)$$

Tabel 2.4 Faktor Kapasitas Terzaghi

φ	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser local		
	Nc	Nq	N_{γ}	Nc	Nq	N_{γ}
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

(Sumber : Hardiyatmo, 2003)

Nilai-nilai dari Nc, Nq dan N_{γ} dapat dilihat juga dalam bentuk grafik :



Grafik 2.2 Hubungan ϕ dan N_g , N_c , N_q

(Sumber : Terzaghi, 1943)

2. Kapasitas dukung dari hasil uji kerucut statis (sondir)

Untuk pondasi pada lapisan pasir, Mayerhof (1956) menyarankan persamaan sederhana untuk menentukan kapasitas dukung ijin yang didasarkan penurunan 1". Persamaannya didasarkan pada kurva Terzaghi dan Peck (1943) dan dapat diterapkan untuk pondasi telapak atau pondasi memanjang yang dimensinya tidak begitu besar, pada pasir kering sebagai berikut:

Untuk pondasi bujur sangkar atau pondasi memanjang dengan $B \leq 1,20$ m,

$$q_a = \frac{q_c}{30} (kg / cm^2) \quad (2.16a)$$

Untuk pondasi bujur sangkar atau pondasi memanjang dengan $B \geq 1,20$ m,

$$q_a = \frac{q_c}{50} \left(\frac{B+0,30}{B} \right)^2 (kg / cm^2) \quad (2.16b)$$

Dengan q_a = kapasitas dukung ijin untuk penurunan 2,54 cm (1") dan q_c adalah tahanan konus dari alat kerucut statis tipe Delf dalam (kg / cm^2) dan B adalah lebar pondasi dalam meter. Dengan $q_c = 4N$, Bowles(1968) menyarankan persamaan kapasitas dukung ijin pondasi pada pasir untuk penurunan 1".

Untuk $B \leq 1,20$ m:

$$q_a = \frac{q_c}{20} K_d (kg / cm^2) \quad (2.16c)$$

Untuk $B \geq 1,20$ m:

$$q_a = \frac{q_c}{33} \left(\frac{B+0,30}{B} \right)^2 K_d (kg / cm^2) \quad (2.16d)$$

Dengan B = lebar pondasi dan $K_d = 1 + 0,33D/B$ (D = kedalaman dasar pondasi), dengan nilai maksimum $K_d = 1,33$.

3. Pengaruh bentuk pondasi

Persamaan-persamaan kapasitas dukung yang telah di pelajari diatas hanya berlaku untuk menghitung kapasitas dukung ultimit pondasi

memanjang. Untuk bentuk-bentuk pondasi yang lain, Terzaghi memberikan pengaruh faktor bentuk terhadap kapasitas dukung ultimit yang di dasarkan pada analisis pondasi memanjang sebagai berikut:

a. Pondasi bujur sangkar :

$$q_u = 1,3cN_c + P_oN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \quad (2.17a)$$

Pondasi lingkaran :

$$q_u = 1,3cN_c + P_oN_q + 0,3\gamma BN_\gamma \quad (2.17b)$$

Pondasi empat persegi Panjang:

$$q_u = cN_c (1+0,3 B/L) + P_oN_q + 0,5\gamma BN_\gamma (1-0,2B/L) \quad (2.17c)$$

dengan,

q_u = kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

c_2 = kohesi tanah (kN/m^2)

$P_o = Df\gamma$ = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m^2)

γ = berat volume tanah yang dipertimbangkan terhadap kedudukan muka air tanah (kN/m^3)

Df = kedalaman pondasi (m)

B = lebar atau diameter pondasi (m)

L = panjang pondasi (m)

2.7.2 Analisis Meyerhof

Analisis kapasitas dukung Meyerhof (1955) menganggap sudut baji β (sudut antara bidang AD atau BD terhadap arah horizontal) tidak sama dengan ϕ , tapi $\beta > \phi$. Akibatnya, bentuk baji lebih memanjang ke bawah bila dibandingkan dengan analisis Terzaghi. Zona keruntuhan berkembang dari dasar pondasi, ke atas sampai mencapai permukaan tanah. Jadi, tahanan geser tanah di atas dasar pondasi diperhitungkan. Karena $\beta > \phi$, nilai faktor-faktor kapasitas dukung Meyerhof lebih rendah daripada yang disarankan oleh Terzaghi. Namun, karena Meyerhof mempertimbangkan faktor pengaruh kedalaman pondasi, kapasitas dukungnya menjadi lebih besar.

Meyerhof (1963) menyarankan persamaan kapasitas dukung dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah di atas pondasinya, sebagai berikut :

$$q_u = S_c d_c c N_c + S_q d_q i_q P_o N_q + S_\gamma d_\gamma i_\gamma 0,5 B' \gamma N_\gamma \quad (2.18)$$

dengan,

q_u = kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas dukung untuk pondasi memanjang

S_c, S_q, S_γ = faktor bentuk pondasi

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman pondasi

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

$B' = B - 2e$ = lebar pondasi efektif (m)

$P_o = Df\gamma$ = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m^2)

Faktor-faktor pengaruh muka air tanah.

Tabel 2.5a Faktor Bentuk Pondasi

Faktor bentuk	Nilai	Keterangan
S_c	$1 + 0,2 (B/L) \text{tg}^2 (45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang φ
$S_q = S_\gamma$	$1 + 0,1 (B/L) \text{tg}^2 (45 + \varphi/2)$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
	1	Untuk $\varphi = 0$

(Sumber : Meyerhof, 1963)

Tabel 2.5b Faktor Kedalaman Pondasi

Faktor kedalaman	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0,2 (D/B) \text{tg} (45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang φ
$d_q = d_\gamma$	$1 + 0,1 (D/B) \text{tg} (45 + \varphi/2)$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
	1	Untuk $\varphi = 0$

(Sumber : Meyerhof, 1963)

Tabel 2.5c Faktor-faktor Kemiringan Beban

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
d_c	$\left(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Untuk sembarang φ
$d_q = d_\gamma$	$\left(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
	1	Untuk $\varphi = 0$

(Sumber : Meyerhof, 1963)

Catatan: δ = sudut kemiringan beban terhadap garis vertikal.

Meyerhof (1963) mengamati bahwa sudut gesek dalam (φ) dari hasil uji laboratorium pada kondisi plane strain pada tanah granuler kira-kira 10% lebih besar dari pada nilai φ dari uji triaksial. Oleh karena itu, untuk pondasi empat persegi Panjang yang terletak pada tanah granuler, seperti pasir dan kerikil, Meyerhof menyarankan penggunaan koreksi sudut gesek dalam :

$$\varphi_{ps} = (1,1 - 0,1 B/L) \varphi_{tr} \quad (2.19)$$

Dengan,

φ_{ps} = sudut gesek dalam kondisi plane strain yang digunakan untuk menentukan faktor kapasitas dukung.

φ_{tr} = sudut gesek dalam tanah dari uji triaksial kompersi.

2.8 Daya Dukung Pondasi Dangkal Berdasarkan Data Lapangan (Sondir)

Untuk pondasi dangkal padatanah pasir maupun lempung menurut Meyerhorf (1976) dihitung dengan persamaan berikut (Fahriani dan Apriyanti, 2015):

$$qu = \frac{qc \times B}{40} \left(1 + \frac{Df}{B} \right) \quad (2.20)$$

Dengan :

q_{ult} = kapasitas dukung ultimit pondasi

q_c = nilai tahanan konus rata-rata dari sondir yaitu 0,5 meter diatas dan 1 meter dibawah pondasi

Df = kedalaman pondasi

B = lebar pondasi

Berdasarkan penelitian dari Bowles (1983), maka persamaan untuk daya dukung pondasi telapak berdasarkan data sondir (CPT) adalah:

$$qu = \frac{qc}{30} \quad (2.21a)$$

Untuk $B \leq 1.2$ m

$$qu = \frac{qc}{50} \left(1 + \frac{0.3}{B} \right)^2 \quad (2.21b)$$

Untuk $B > 1.2$ m

dengan:

q_u = daya dukung tanah ultimit

q_c = nilai tahanan konus rata-rata

B = lebar pondasi

Setelah kita mendapatkan nilai daya dukung ultimit tanah (q_{ult}), langkah selanjutnya menghitung daya dukung ijin tanah (q_{all}). Pada perhitungan daya dukung biasanya diberikan faktor keamanan (FS) ≥ 2 untuk tanah pasir dan

faktor keamanan (FS) ≥ 3 untuk tanah lempung (Redana,2010)

$$qa = \frac{q_{ult}}{SF} \quad (2.22)$$

dengan:

q_a = daya dukung ijin tanah

q_u = daya dukung tanah ultimit

SF = faktor keamanan diambil 3

Jenis tanah granular tidak mempunyai kohesi (c), sehingga daya dukung untuk pondasi berbentuk bujur sangkar adalah :

$$Q_u = p_o \cdot N_q + 0.4 B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad (2.23)$$

Dimana :

Q_u = Kapasitas dukung aksial ultimet tiang pancang (kg)

B = Lebar pondasi telapak (m)

N_q = Faktor kapasitas dukung

Berdasarkan hasil pengujian sondir (CPT) dari persamaan Terzaghi dalam Hardiyatmo (2002) diperoleh persamaan :

$$Q_u = 48 - 0,009 \cdot (300 - qc)^{1.5}$$

Dari besaran – besaran dalam mekanika tanah tersebut, maka dapat dihitung daya dukung tanah yang menjadi dasar bagi suatu elemen pondasi. Menurut Terzaghi (1943) memberikan teori secara komprehensif mengenai daya dukung tanah ultimit untuk pondasi dangkal. Berikut beberapa persamaan yang sering digunakan untuk menghitung daya dukung tanah pada pondasi dangkal adalah :

- Untuk pondasi lajur/ menerus
 $q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$
- Untuk pondasi persegi
 $q_u = 1.3c' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$
- Untuk pondasi bentuk lingkaran
 $q_u = 1.3c' N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma$

2.9 Stabilitas Pondasi

2.9.1 Tahanan Pondasi terhadap Gaya Angkat ke Atas

Menurut Hary Christady Hardiyatmo pondasi menara (tower) sering menerima gaya angkat ke atas oleh akibat gaya momen yang bekerja. Gaya

angkat yang bekerja pada pondasi di tahan oleh gesekan sepanjang tepi tanah yang terangkat di tambah dengan berat pondasinya sendiri dan tanah. Pada saat suatu pondasi terangkat, suatu prisma tanah terbawa oleh pelat pondasi. Bentuk prisma bergantung pada karakteristik tanah di atas dasar pondasi. Jika belum ada pengalaman mengenai hal ini, lebih baik dipakai cara konvensional, yaitu dengan menganggap bentuk tanah yang akan terbongkar. Untuk kondisi ini, tahanan pondasi terhadap gaya tarikan vertikal keatas dinyatakan oleh :

$$T_U = W_p + W_t + F_r \quad (2.24)$$

Dengan,

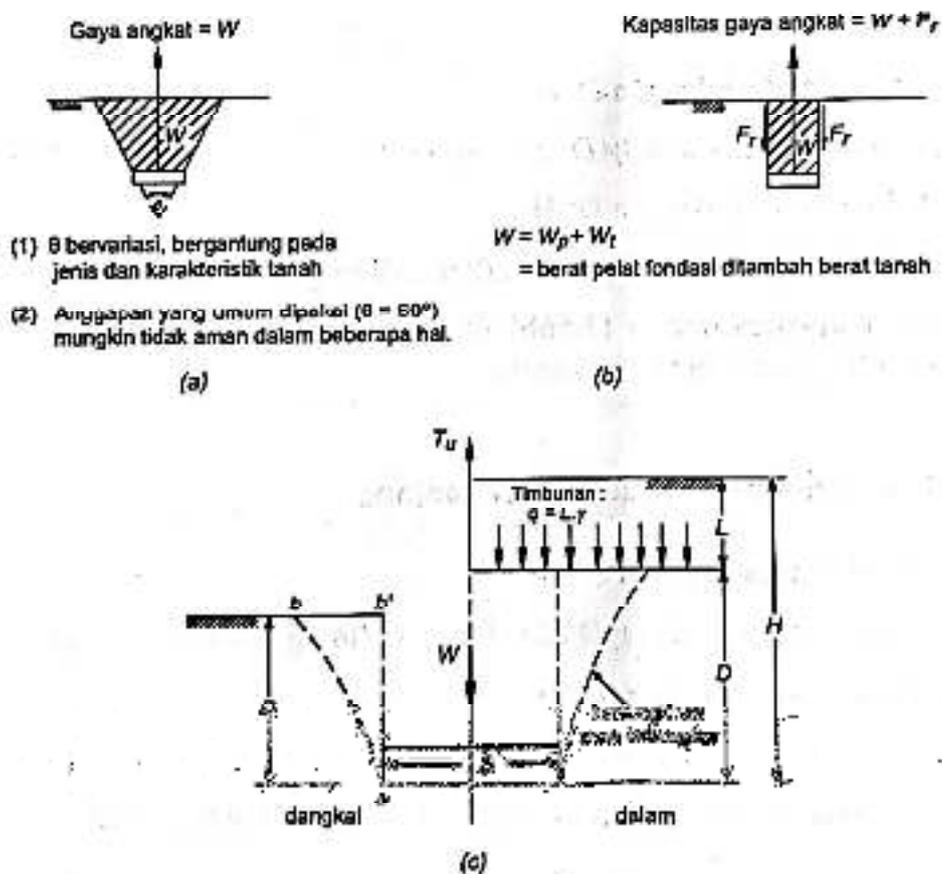
T_U = tahanan ultimit pondasi terhadap gaya tarik vertikal ke atas (kN)

W_p = berat pelat pondasi (kN)

W_t = berat prisma tanah (kN)

F_r = tahanan gesek disepanjang tanah yang tergeser

= $0,5 DfY' A K_0 \text{tg } \varphi$ (untuk tanah granuler)



Gambar 2.11 Pondasi menahan gaya ke atas

(Sumber : Teng, 1962; Bowles 1996)

= cA (untuk tanah kohesif) (kN)

A = luas selimut prisma tanah yang tertarik ke atas (m^2)

D_f = kedalaman pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

K_0 = koefisien tekanan lateral saat diam

φ = sudut gesek dalam tanah (derajat)

C = kohesi (kN/m^2)

Jika tanah granuler dan terendam air, maka berat volume tanah efektif (γ') harus digunakan dalam hitungan. Jika pondasi terdiri dari beberapa pondasi yang mengalami gaya ke atas maka perlu diadakan uji beban kearah atas.

Balla (1961) mengusulkan tahanan tarik pondasi. Tahanan tarik dianggap berkembang pada bidang ab. Meyerhof dan Adam (1968), mengusulkan hal sama, hanya pondasi ditinjau untuk pondasi dangkal dan dalam yang terletak pada kohesif maupun granuler.

2.9.2 Tahanan Pondasi Terhadap Gaya Guling

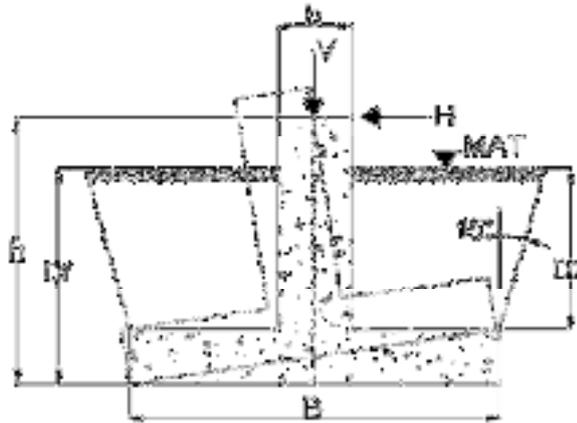
Stabilitas Guling suatu pondasi adalah keseimbangan antara momen tahanan dengan momen guling. Momen guling merupakan momen yang diakibatkan karena adanya beban lateral dan/atau eksentrisitas beban yang bekerja pada pondasi. Sedangkan momen tahanan adalah momen yang diakibatkan oleh beban vertikal dari bangunan atas dan berat sendiri (*body force*) dari struktur pondasi. Keberadaan beban yang dapat menimbulkan momen guling yaitu beban lateral dan eksentrisitas beban, dalam kasusnya dapat berupa :

- Beban lateral tanpa eksentrisitas beban.
- Eksentrisitas beban tanpa beban lateral.
- Beban lateral dan eksentrisitas beban bekerja secara bersamaan

1. Stabilitas guling akibat beban lateral

Beban lateral akan menimbulkan momen guling terhadap pondasi. Momen guling ini memiliki kecenderungan merotasi konstruksi pondasi hingga terguling, oleh karena itu disebut momen guling (*overturning*

moment). Sedangkan berat sendiri dari konstruksi pondasi akan memberikan perlawanan berupa momen tahanan (*stabilizing moment*). Bila *overturning moment* lebih besar dari pada *stabilizing moment*, maka pondasi akan mengalami rotasi sampai terguling



Gambar 2.12 Guling Akibat Beban Lateral

(Sumber : *Rekayasa pondasi dangkal, 2022*)

Persamaan keseimbangan momen tapak pondasi, didapat sebagai berikut :

$$\text{Momen Guling (Mg)} = H \times h \quad (2.25)$$

$$\text{Momen Tahanan (Ms)} = V \times \frac{B}{2} \quad (2.26)$$

Untuk mencapai kondisi stabilitas guling yang baik,

$$\text{maka : } V \times \frac{B}{2} > H \times h$$

(2.27)

Perbandingan antara momen tahanan terhadap momen guling, disebut faktor keamanan guling (SFg), yang dapat ditulis sebagai berikut :

$$\text{SFg} = \frac{Ms}{Mg} = \frac{V \left(\frac{B}{2}\right)}{H \times h} \quad (2.28)$$

Yang mana :

SFg = faktor keamanan pondasi terhadap guling (1,5 s/d 3,0)

Ms = momen tahanan

Mg = momen guling

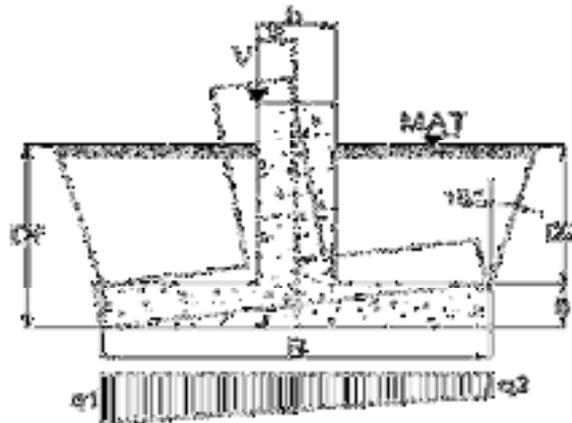
V = beban vertical

B = lebar dasar pondasi

H = beban lateral

h = jarak garis kerja beban lateral terhadap kaki pondasi

2. Stabilitas guling akibat beban eksentris selain beban lateral, momen guling juga dapat ditimbulkan oleh eksentrisitas beban dari beban vertikal bekerja terhadap sumbu netral (titik berat). Bila terjadi kasus semacam ini maka pondasi dangkal juga harus dikontrol terhadap stabilitas gulungnya, seperti yang diperlihatkan berikut ini :



Gambar 2.13 Tegangan Dasar Pondasi Akibat Beban Eksentris

(Sumber : Rekayasa pondasi dangkal, 2022)

Dari gambar di atas didapat persamaan keseimbangan sebagai berikut:

$$\Sigma V = 0$$

$$V - \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \times B = 0$$

$$V = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \times B \quad (2.29)$$

$$\Sigma M = 0$$

$$M_g - M_s = 0$$

$$V \times (B/2 - e) - \left\{ (q_2 \times B)(B/2) + \left[\frac{1}{2} (q_1 - q_2) \times B \times \frac{B}{3} \right] \right\}$$

$$V \times (B/2 - e) = \left\{ (q_2 \times B)(B/2) + \left[\frac{1}{2} (q_1 - q_2) \times B \times \frac{B}{3} \right] \right\} \quad (2.30)$$

Yang mana nilai q_1 dan q_2 dapat dihitung sebagai berikut :

$$q_1 = \frac{2V[2B - 3(B/2 - e)]}{B^2} \quad (2.31a)$$

$$q_2 = \frac{2V[3(B/2 - e) - B]}{B^2} \quad (2.31b)$$

Sehingga angka perbandingan antara momen tahanan terhadap momen guling yang disebut faktor keamanan guling (SF_g), dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$SF_g = \frac{M_s}{M_g} = \frac{(q_2 \times B \times B/3)}{V(B/2 - e)} \quad (2.32)$$

Yang mana :

SFg = faktor keamanan pondasi terhadap guling (1,5 s/d 2,0)

Ms = momen tahanan

Mg = momen guling

V = beban vertikal

B = lebar dasar pondasi

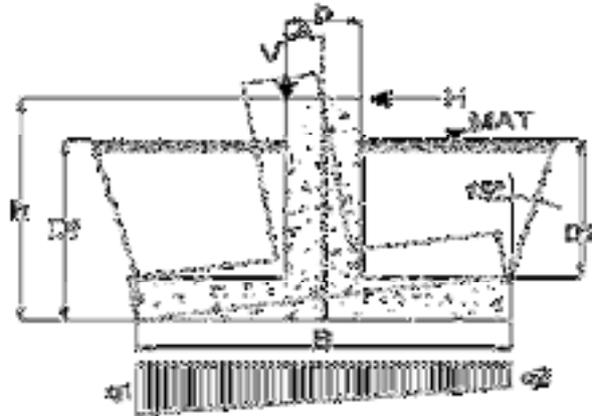
e = eksentrisitas beban vertikal

q1 = tegangan maksimum yang terjadi pada tanah dasar

q2 = tegangan minimum yang terjadi pada tanah dasar

3. Stabilitas Guling Akibat Beban Lateral dan Beban Eksentris

Keberadaan beban lateral yang bekerja secara bersamaan dengan beban eksentris akibat beban vertikal yang tidak bekerja sentris memperkecil angka keamanan pada struktur pondasi dangkal., dan hal ini paling sering terjadi di lapangan. Untuk memeriksa stabilitas guling pondasi dangkal yang memikul kombinasi beban semacam ini harus dilakukan dengan memperhitungkan momen guling dan momen tahanan bekerja secara bersamaan pula.



Gambar 2.14 Tegangan Dasar Pondasi Akibat Beban Lateral dan Beban Eksentris

(Sumber : Rekayasa pondasi dangkal,2022)

Dari gambar tegangan dasar pondasi, didapat momen kombinasi sebagai berikut :

$$\text{Momen guling (Mg)} = H \times h + V \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

(2.33a)

$$\text{Momen tahanan (Ms)} = V \left(\frac{B}{2} \right) + q_2 \times B \times \frac{B}{2} + \frac{(q_1 - q_2)}{2} \times B \times \frac{B}{3} \quad (2.34)$$

Perbandingan antara momen tahanan terhadap momen guling yang disebut faktor keamanan guling (SFg), dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$SFg = \frac{M_s}{M_g} = \frac{\left[V \left(\frac{B}{2} \right) + q_2 x B x \frac{B}{2} + \frac{(q_1 - q_2)}{2} x B x \frac{B}{3} \right]}{H x h + V x \left(\frac{B}{2} - e \right)} \quad (2.35)$$

Yang mana :

SFg = faktor keamanan pondasi terhadap guling (1,5 s/d 2,0)

M_s = momen tahanan

M_g = momen guling

V = beban vertikal

B = lebar dasar pondasi

H = beban lateral

h = jarak garis kerja beban lateral terhadap kaki pondasi

e = eksentrisitas beban vertikal

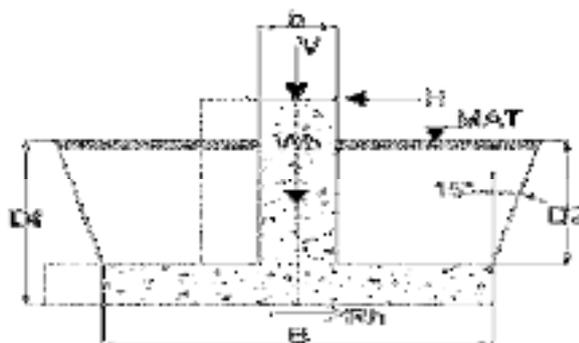
q₁ = tegangan maksimum yang terjadi pada tanah dasar

q₂ = tegangan minimum yang terjadi pada tanah dasar

2.9.3 Tahanan Pondasi Terhadap Gaya Geser

Pondasi dangkal akan mengalami pergeseran (*translation*), apabila jumlah gaya-gaya lateral yang bekerja lebih besar dari pada tahanan geser yang dimiliki oleh pondasi. Gaya lateral dapat berupa beban langsung, tekanan tanah aktif, gaya gempa, gaya angin, dan lain sebagainya. Tahanan geser pada pondasi dapat termobilisasi dari beberapa komponen, yakni :

- a. Akibat beban luar vertikal
- b. Akibat berat sendiri pondasi
- c. Akibat berat tanah di atas pondasi
- d. Akibat gaya adhesi tanah dengan permukaan dasar pondasi (khusus terjadi pada tanah kohesif).



Gambar 2.15 Pergeseran Pondasi

(Sumber : *Rekayasa pondasi dangkal, 2022*)

1. Tahanan Geser akibat Beban Luar Vertikal Akibat beban luar vertikal, maka di dasar pondasi akan bekerja tahanan horizontal yang besarnya tergantung pada sudut gesek antara dasar pondasi dengan tanah. Tahanan geser akibat beban luar vertikal dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$R_{h1} = V \cdot \tan \delta \quad (2.36)$$

Dengan :

R_{h1} = tahanan geser akibat beban luar V

V = beban luar vertikal

δ = sudut gesek antara dasar pondasi dengan tanah dasar

$\delta = 1/3 \phi$; ϕ = sudut geser dalam tanah dasar.

2. Tahanan Geser akibat berat sendiri pondasi Sebagaimana halnya dengan beban luar vertikal, akibat berat sendiri dari konstruksi pondasi maka di dasar pondasi akan bekerja tahanan horizontal yang besarnya tergantung pada sudut gesek antara dasar pondasi dengan tanah. Tahanan geser akibat berat sendiri pondasi dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$R_{h2} = W_b \cdot \tan \delta \quad (2.37)$$

Yang mana :

R_{h2} = tahanan geser akibat berat sendiri pondasi

W_b = berat sendiri pondasi/kolom pondasi

δ = sudut gesek antara dasar pondasi dengan tanah dasar

$\delta = 1/3 \phi$;

ϕ = sudut geser dalam tanah dasar.

3. Tahanan Geser akibat berat tanah di atas pondasi Akibat berat tanah di atas pondasi juga akan menimbulkan tahanan geser pada dasar yang besarnya tergantung pula pada sudut gesek antara dasar pondasi dengan tanah. Tahanan geser akibat berat tanah di atas pondasi dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$R_{h3} = W \cdot \tan \delta \quad (2.38)$$

Yang mana :

Rh_3 = tahanan geser akibat berat tanah di atas pondasi

W = berat total tanah di atas pondasi = $\gamma \cdot h \cdot B$

δ = sudut gesek antara dasar pondasi dengan tanah dasar

$\delta = 1/3 \phi$;

ϕ = sudut geser dalam tanah dasar

4. Tahanan Geser akibat gaya adhesi tanah dengan permukaan dasar pondasi Khusus pada jenis tanah dasar yang bersifat kohesif, maka tahanan geser juga harus diperhitungkan sebagai akibat dari gaya adhesi antara material permukaan pondasi dengan tanah dasar pondasi. Tahanan geser akibat gaya adhesi pada tanah kohesif dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$Rh_4 = c \cdot B \quad (2.39)$$

Yang mana :

Rh_4 = tahanan geser akibat gaya adhesi material pondasi dengan tanah

c = kohesi tanah dasar

B = lebar dasar pondasi pada arah beban kerja gaya H

Selanjutnya untuk mencapai stabilitas pondasi terhadap geser, maka syaratnya adalah :

$$\sum Rh > H$$

Perbandingan antara tahanan geser terhadap gaya horizontal, disebut faktor keamanan geser (SFt), yang dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$SFt = \frac{\sum Rh}{H} \quad (2.40)$$

Atau dapat pula dituliskan sebagai berikut :

$$SFt = \frac{[Rh_1 + Rh_2 + Rh_3 + Rh_4]}{H} \quad (2.41a)$$

$$SFt = \frac{[(V + Wb + W) \tan \delta + c \cdot B]}{H} \quad (2.41b)$$

2.9.4 Nilai Angka Keamanan

Menurut Bowles J.E. (1996) bahwa daya dukung tanah sesuai dengan yang diijinkan dapat diperoleh dengan menerapkan faktor keamanan yang sesuai seperti ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 2.6 Nilai Angka Stabilitas atau Faktor Keamanan

Model Keruntuhan	Jenis Pondasi, atau Pekerjaan dalam Tanah	Faktor Keamanan (SF)
Geser (Shear)	Pekerjaan tanah, bendungan, timbunan, dll.	1,2 – 1,6
Geser (Shear)	Struktur dinding penahan	1,5 – 2,0
Geser (Shear)	Penumpukan cofferdam	1,2 – 1,6
	Penyangga galian sementara	1,2 – 1,5
Geser (Shear)	Pondasi telapak	2,0 – 3,0
	Pondasi rakit	1,7 – 2,5
	Mengapung (Uplift)	1,7 – 2,5
Rembesan (Seepage)	Angkat, naik (Uplift, heaving)	1,5 – 2,5
	Pemipaan (Piping)	3,0 – 5,0

(Sumber : Bowles, 1996)

2.9.5 Hitungan Penurunan

Penurunan (settlement) pondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi 3 komponen, yaitu: penurunan-segera (immediate settlement), penurunan konsolidasi primer, dan penurunan konsolidasi sekunder. Penurunan total adalah jumlah dari ketiga komponen penurunan tersebut, atau bila dinyatakan dalam persamaan,

$$S = S_i + S_c + S_s \quad (2.42)$$

Dengan,

S = penurunan total

S_i = penurunan segera

S_c = penurunan konsolidasi primer

Penurunan-segera atau penurunan elastasi adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan, dan terjadi pada volume konstan. Penurunan pada tanah-tanah berbutir kasar dan tanah-tanah berbutir halus yang tidak jenuh termasuk tipe penurunan segera, karena penurunan terjadi segera setelah terjadi penerapan beban.

Penurunan konsolidasi terdiri dari 2 tahap, yaitu tahap penurunan konsolidasi primer dan tahap penurunan konsolidasi sekunder. Penurunan konsolidasi primer adalah penurunan yang meninggalkan zona tertekan yang diikuti oleh pengurangan kelebihan tekanan air pori (excess pore water pressure). Penurunan konsolidasi merupakan fungsi dan waktu. Penurunan

konsolidasi sekunder adalah penurunan yang tergantung dari waktu juga, namun berlangsung pada waktu setelah konsolidasi primer selesai, dimana tegangan efektif akibat bebannya telah konstan.

Besarnya penurunan bergantung pada karakteristik tanah dan penyebaran tekanan pondasi ke tanah dibawahnya. Penurunan pondasi bangunan dapat diestimasi dari hasil-hasil uji laboratorium pada contoh-contoh tanah tak terganggu yang di ambil dari pengeboran atau dari persamaan-persamaan empiris yang dihubungkan dengan hasil pengujian di lapangan secara langsung.

1. Penurunan segera pada tanah homogen dengan tebal tak terhingga

Janbu et al.(1956), mengusulkan persamaan penurunan segera rata-rata pada beban terbagi rata fleksibel berbentuk empat persegi panjang dan lingkaran yang terletak pada tanah elastis, homogen, dan isotropis dengan tebal terbatas, sebagai berikut:

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \quad (\text{hanya berlaku untuk } \mu = 0,5) \quad (2.43)$$

Dengan,

S_i = penurunan segera rata-rata.(m)

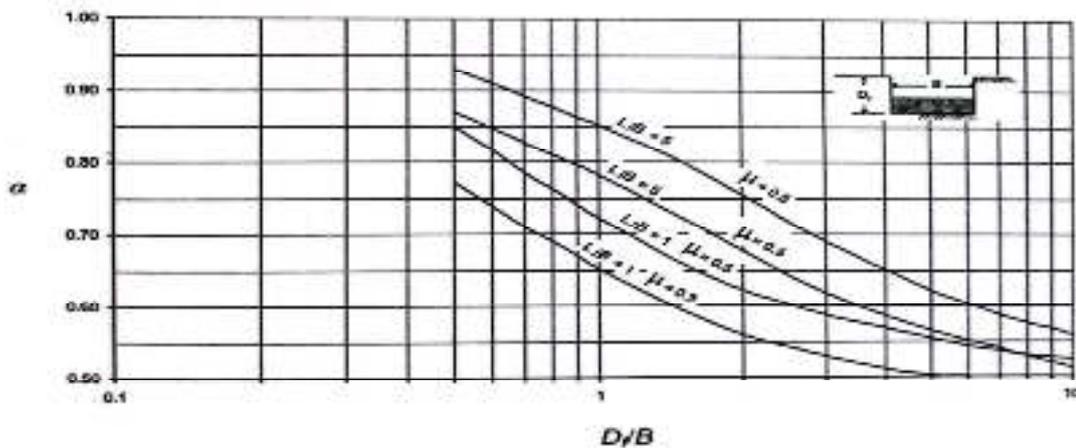
μ_1 = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df

B = lebar pondasi empat persegi panjang atau diameter lingkaran (m)

q = tekanan pondasi neto (pondasi di permukaan $q = q_n$)

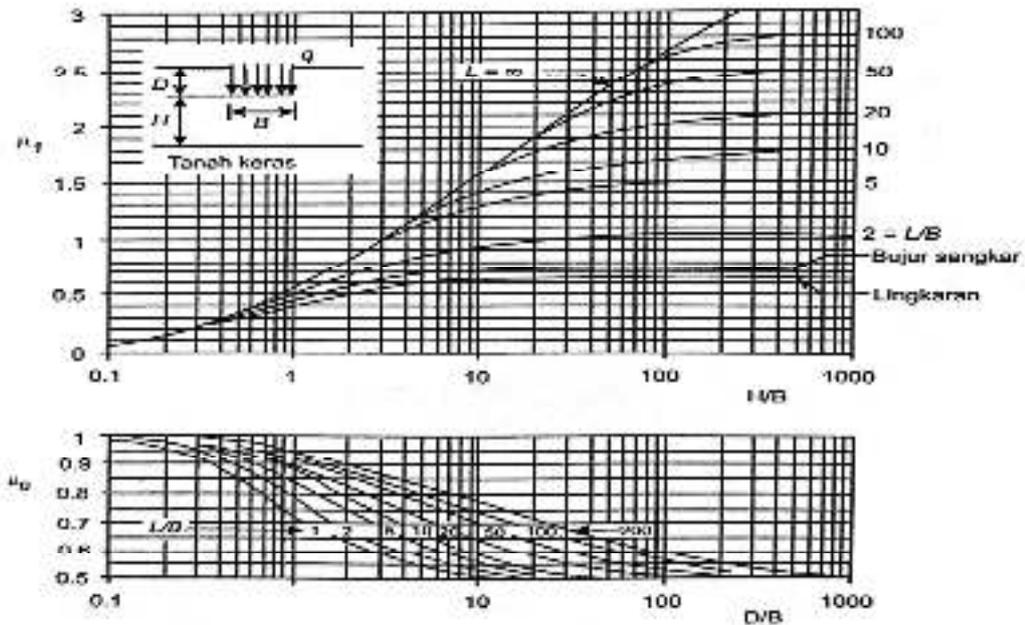
E = modulus elastis tanah (kN/m^2)



Gambar 2.16 Faktor koreksi kedalaman untuk penurunan segera pada pondasi empat persegi panjang

(Sumber : Fox dan Bowles, 1977)

Diagram dapat digunakan untuk modulus E yang bervariasi dengan kedalamannya. Hitungan penurunan segera, dilakukan dengan membagi tanah ke dalam beberapa lapisan tanah yang terbatas. Jika regangan tiap lapisan dapat dihitung, akan dapat diperoleh nilai penurunan segera totalnya.



Grafik 2.3 Penurunan Segera

(Sumber : Janbu et al, 1956)

Dalam mengestimasi penurunan segera, dibutuhkan nilai modulus elastisitas sekan (E), Schmertmann et al. (1978) menyarankan hubungan antara modulus elastis (E) tanah pasir dengan qc yang diperoleh dari uji kerucut statis, sebagai berikut ;

$$E = 2,5 q_c \text{ (pondasi bujursangkar)}$$

$$E = 3,5 q_c \text{ (pondasi memanjang)}$$

Formula Schmertmann (1970)

Dari penelitian awal yang dilakukan oleh Schmertmann pada tahun 1970, diusulkan formula sebagai berikut :

$$S_T = q_n \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z i}{2,5 q_c} \right) \Delta h_i$$

Yang mana :

S_T = penurunan total akhir

q_n = beban luar tanpa didistribusi (kPa)

$q_c' i$ = tekanan konus rata-rata pada lapis ke- i (kPa)

Δh_i = tebal lapis ke- i (m)

N = jumlah jelas lapis penetrasi

I_{zi} = faktor regangan pada lapis ke- i , nilainya tergantung kedalaman lapisan

2.9.6 Penurunan Ijin

Penurunan berbentuk cekungan seperti mangkuk. Penurunan tak seragam di antara pondasi-pondasi di sebabkan oleh beberapa faktor:

- 1) Sifat tanah yang tak seragam, walaupun tanah nampak homogen.
- 2) Bentuk dari lapisan tanah tidak beraturan.
- 3) Beban bangunan tidak disebarakan ke kolom-kolom secara sama.

Penurunan tak seragam adalah penurunan terbesar dikurangi penurunan terkecil atau $S = S_{maks} - S_{min}$. Penurunan tak seragam juga dikarakteristikan oleh rasio δ/L , yaitu beda penurunan antara dua titik (δ) dibagi jarak (L) kedua titik tersebut. Nilai banding δ/L dinyatakan dalam istilah distorsi kaku (angular distortion).

Penurunan ijin dari suatu bangunan atau besarnya penurunan yang ditoleransikan, bergantung pada beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi jenis, tinggi, kekakuan, fungsi bangunan, serta besar dan kecepatan penurunan serta distribusinya. Rancangan dibutuhkan untuk dapat memperkirakan besarnya penurunan maksimum dan beda penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur oleh pengaruh rangkakan (*creep*). Oleh karena itu, dengan alasan tersebut, kriteria penurunan pondasi pada tanah pasir dan pada tanah lempung berbeda.

Karena penurunan maksimum dapat diprediksi dengan ketepatan yang memadai (namun tidak untuk penurunan tak seragam), umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan ijin dengan penurunan maksimum. Skempton dan MacDonald (1955) menyarankan batas-batas penurunan maksimum :

Tabel 2.7 Batas Penurunan Maksimum

Jenis Pondasi		Batas Penurunan Maksimum (mm)
Pondasi	Terpisah (<i>isolated foundation</i>) pada tanah lempung	65
Pondasi terpisah pada tanah pasir		40

Pondasi rakit pada tanah lempung	65-100
Pondasi rakit pada tanah pasir	40-65

(Sumber : Skempton dan MacDonald 1955)

Maksud dari pondasi terpisah (isolated foundation) adalah pondasi yang berdiri sendiri-sendiri di antara pondasi-pondasi yang mendukung bangunan. Terlihat bahwa, Batasan nilai penurunan pondasi pada tanah pasir lebih kecil dari pada pondasi pada tanah lempung. Hal ini karena alasan kemampuan penyesuaian bangunan terhadap penurunan, seiring dengan berjalannya waktu, dan lagi, di alam, lapisan tanah granuler lebih tidak homogen di bandingkan dengan lapisan tanah lempung.

Syarat-syarat penurunan umumnya didasarkan pada logika sederhana, yaitu jika penurunan total maksimum masih dalam batas-batas toleransi, maka penurunan tak seragam diharapkan hanya sebagai suatu fraksi yang bergantung pada tipe struktur dan pola pembebanan (umumnya sekitar $\frac{1}{4}$ dari batas toleransi tersebut).

Penurunan tak seragam dari bangunan tak bisa dihindarkan, kecuali jika pondasi terletak pada lapisan batu. Penurunan tak seragam pada bangunan sangat dipengaruhi oleh tipe pelaksanaan. Terzaghi mengamati bahwa dinding dengan panjang 18 m dan 23 m, retak pada penurunan tak seragam 2,5 cm (1"). Tapi, untuk dinding dengan panjang 12-30 m, dan mengalami penurunan tak seragam 2 cm ($\frac{3}{4}$ ") atau kurang, maka dinding tidak mengalami retak-retak. Karena itu, Terzaghi memberikan petunjuk bahwa dalam perancangan sebaiknya penurunan tak seragam harus kurang dari 2 cm ($\frac{3}{4}$ ").

Penurunan ijin yang lain didasarkan oleh Sowers (1962), yaitu dengan memperhatikan penurunan total, kemiringan dan gerakan tidak seragam.

2.10 Pembebanan Pondasi Telapak

2.10.1 Perancangan Stuktural

Perancangan stuktur pondasi didasarkan pada momen-momen dan tegangan geser terjadi akibat tekanan sentuh antara dasar pondasi dan tanah. Oleh karena itu, besar distribusi tekanan sentuk pada dasar pondasi harus diketahui. Dalam analisis, dianggap bahwa pondasi sangatkaku dan tekanan pondasi didistribusikan secara linier pada dasar pondasi. Jika resultan beban

berimpit dengan pusat berat luasan pondasi, tekanan pada dasar pondasi dapat dianggap disebarkan sama keseluruh luasan pondasi. Pada kondisi ini, tekanan yang terjadi pada dasar pondasi adalah

$$q = \frac{P}{A} \quad (2.44)$$

dengan,

q = tekanan sentuk (tekanan pada dasar pondasi, kN/m^2)

P = beban vertical (kN)

A = luas dasar pondasi (m^2)

Jika resultan beban – beban eksentris dan terdapat momen lentur yang harus didukung pondasi, momen-momen (M) tersebut dapat digantikan dengan beban vertikal (P) yang titik titik tangkap gayanya pada jarak e dari pusat berat pondasi dengan :

$$e = \frac{M}{P} \quad (2.45)$$

Bila beban eksentris 2 arah (e_x dan e_y), tekanan pada pondasi dihitung dengan persamaan:

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M y^x_0}{I_x} \pm \frac{M y^y_0}{I_y} \quad (2.46a)$$

Dengan,

q = tekanan sentuh, yaitu tekanan yang terjadi pada kontak antara dasar pondasi dan tanah dasar pada titik (x_0, y_0)

P = jumlah beban vertikal (kN)

A = luas dasar pondasi (m^2)

M_x, M_y = berturut-turut, momen terhadap sumbu-x dan sumbu-y (kN.m)

I_x, I_y = momen inersia terhadap sumbu-x dan sumbu-y (m^4)

Titik perpotongan sumbu x dan y , dibuat berimpit dengan pusat berat luasan pondasi. Untuk pondasi yang berbentuk empat persegi panjang, dapat diubah menjadi:

$$q = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B} \right]$$

(2.46b)

Dengan $e_x = e_L$ dan $e_y = e_B$ berturut-turut adalah eksentrisitas searah L dan B berturut-turut adalah panjang dan lebar pondasi.

Hitungan distribusi tekanan pada dasar pondasi dapat pula dilakukan dengan menggunakan grafik yang diberikan Teng (1962).

Jika beban eksentris hanya pada arah sumbu-x saja dan $e_x \leq L/6$, menjadi:

$$q = \frac{P}{A} \left[1 \pm \frac{6e_x}{L} \right]; \text{ untuk } (e_x \leq L/6) \quad (2.46c)$$

Dengan e_x adalah eksentrisitas searah sumbu-x. Jika resultan beban P dan momen M terletak pada $e_x > L/6$, q menjadi negatif, atau gaya Tarik terjadi pada dasar pondasi. Tetapi, dalam kenyataan, tegangan tarik tidak dapat berkembang dan tekanan tanah yang terjadi.

2.10.2 Beban Eksentris

Menurut Hary Christady Hardiyatmo pengaruh beban vertikal yang eksentris pada pondasi memanjang yang terletak di permukaan tanah kohesif ($\phi = 0$) dan tanah granuler ($c = 0$ dan $\phi = 35^\circ$), secara kuantitatif diperlihatkan Meyerhof (1953). Akibat beban eksentris maka berpengaruh pada pengurangan kapasitas dukung. Reduksi kapasitas dukung merupakan fungsi dari eksentrisitas beban. Pada tanah-tanah granuler, reduksi kapasitas dukung lebih besar dari pada tanah kohesif. Kapasitas dukung ultimit pondasi dengan beban vertikal eksentris (q_u') di peroleh dengan mengalikan kapasitas dukung ultimit dengan beban vertikal terpusat (q_u) dengan faktor reduksi R_e , yaitu:

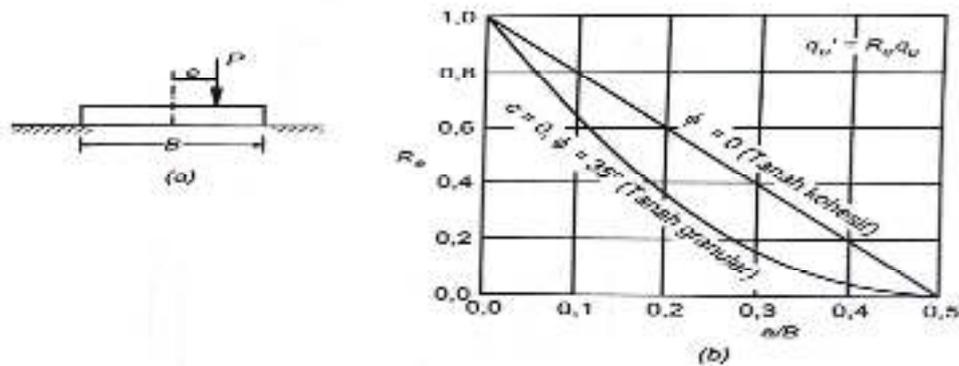
$$q_u' = R_e q_u \quad (2.47)$$

dengan:

q_u' = kapasitas dukung ultimit pada beban vertikal eksentris (kN/m^2)

R_e = faktor reduksi akibat beban eksentris

q_u = kapasitas dukung ultimit untuk beban verikal di pusat pondasi (kN/m^2)



Gambar 2.17 (a) Beban eksentris pada pondasi memanjang

(b) Pengaruh eksentrisitas beban pada kapasitas dukung pondasi memanjang yang dibebani secara vertical

(Sumber : Meyerhof, 1953)

Meyerhof (1953) menganggap bahwa pengaruh eksentrisitas beban pada kapasitas dukung adalah mereduksi dimensi pondasi. Bila area pondasi yang sebenarnya berukuran B dan L , akibat pengaruh beban yang eksentris, Meyerhof mengusulkan koreksi untuk lebar dan panjangnya yang dinyatakan dalam dimensi aktif pondasi B' dan L' . Untuk eksentrisitas beban satu arah, dimensi aktif pondasi dinyatakan sebagai berikut:

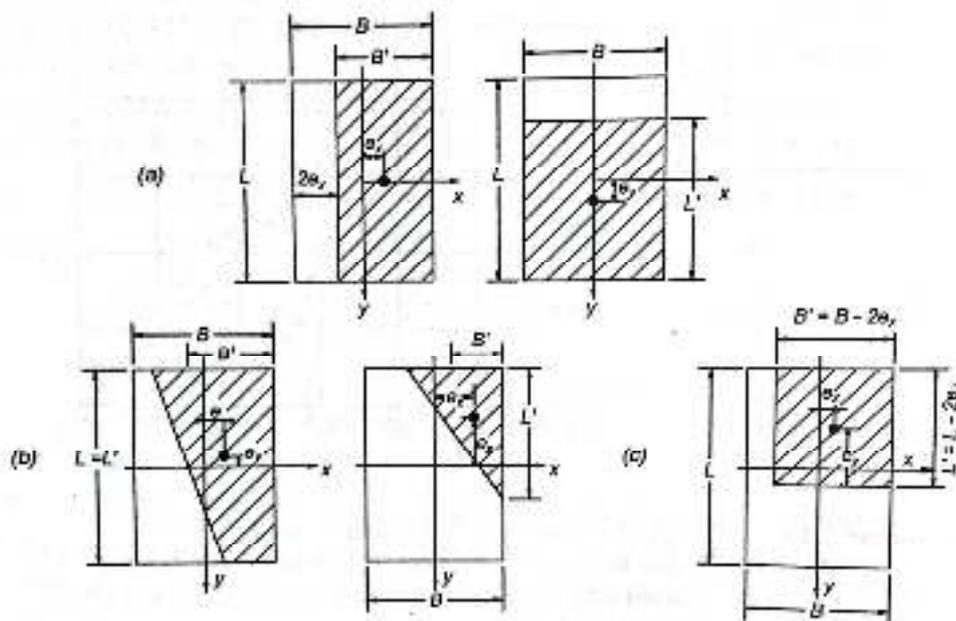
Jika beban eksentris pada arah lebarnya, lebar efektif pondasi dinyatakan oleh :

$$B' = B - 2e_x, \text{ dengan } L' = L \quad (2.48)$$

Jika beban eksentris pada arah memanjangnya, panjang efektif pondasi dinyatakan oleh :

$$L' = L - 2e_y, \text{ dengan } B' = B \quad (2.49)$$

Jika eksentrisitas beban dua arah, yaitu e_x dan e_y , maka lebar efektif pondasi (B') ditentukan sedemikian rupa sehingga resultant beban terletak di pusat berat area efektif A'



Gambar 2.18 Pengaruh eksentrisitas pada kapasitas dukung pondasi segi empat dengan beban vertikal

(a) Eksentrisitas satu arah

(b) Eksentrisitas dua arah

(c) Eksentrisitas dua arah yang disederhanakan

(Sumber : Mayerhof, 1953)

Dalam buku bowles (1988) bahwa tekanan dukung tanah (Q_a) akan mengalami reduksi (Re) sehingga dipakai persamaan :

$$P_u = (Q_u \cdot A) + w \quad (2.50)$$

$$Q_u = Re \cdot Q_a \quad (2.51)$$

$$W = \text{Volume} \cdot \gamma_{\text{beton}} \quad (2.52)$$

Dimana :

P_u = Tahanan aksial (kN)

A' = Luas (m²)

$h' = b_y$ = Sisi terpanjang (m) $b' = b_x$ = lebar (m)

w = Berat beton (kN)

γ_{beton} = Berat jenis beton (kN/m³)

2.10.2.1 Pembebanan Pondasi Telapak pada Tanah Granular

Faktor reduksi untuk tanah granular Bowles (1988) adalah sebagai berikut :

$$Re = 1 - \left(\frac{e}{b}\right)^{0.5} \quad (2.53a)$$

Dimana :

$$0 < \left(\frac{e}{b}\right) < 0.3$$

e = jarak antara beban titik terhadap pusat pondasi

2.10.2.2 Pembebanan Pondasi Telapak pada Tanah Kohesi

Faktor reduksi untuk tanah kohesif Bowles (1988) adalah sebagai berikut :

$$Re = 1 - 2 \frac{e}{b}$$

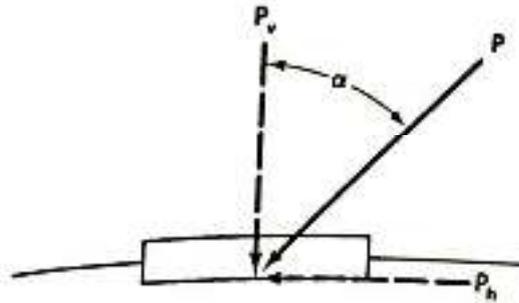
2.10.3 Beban Miring

Kondisi beban miring yang umumnya terjadi pada perancangan pondasi. Gaya horizontal ditahan oleh geseran antara dasar pondasi dan tekanan tanah pasif pada sisi lain dari pondasi. Tahanan geser pada dasar pondasi, dipilih nilai yang terkecil dari ketiga gaya perlawanan berikut ini:

- a. Adhesi antara tanah dan dasar pondasi.
- b. Gesekan antara tanah dan dasar pondasi.

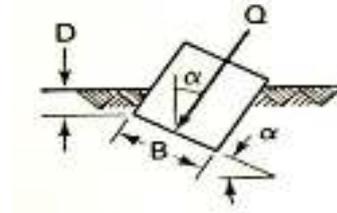
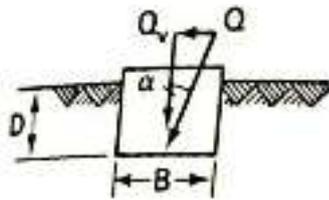
- c. Gesekan horizontal antara tanah dengan tanah di bawah dasar pondasi bila dasar pondasi sangat kasar.

Meyehof (1953) memperlihatkan pengaruh beban yang miring terhadap reduksi kapasitas dukung pondasi memanjang yang terletak.



Gambar 2.19 Pengaruh kemiringan beban terhadap Kapasitas dukung pondasi memanjang di permukaan

(Sumber : Mayerhof,1953)



$$\frac{Q_v}{B} = Riq$$

$$\frac{Q}{B} = Riq$$

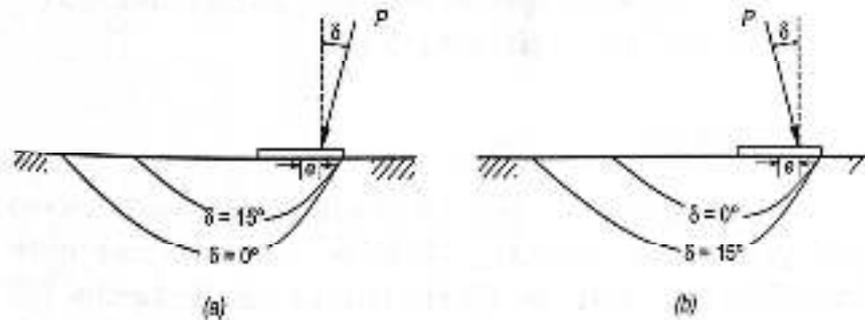
Gambar 2.19 Kapasitas dukung pondasi memanjang pada beban miring

(Sumber : Mayerhof,1953)

2.10.4 Kombinasi Beban Miring dan Eksentris

Jika beban selain miring tapi juga eksentris, kapasitas dukung tanah akan bergantung pada orientasi gaya-gayanya. Wack (1961) mengamati bahwa jika miringnya beban sedemikian hingga arah komponen gaya horizontal mendekati pusat pondasi, luas bidang longsor akan berkurang dibandingkan bila beban vertikal ($\delta = 0$). Sebaliknya, bila arah komponen gaya horizontal menjahui pusat

pondasi , luas bidang longsor akan bertambah dibandingkan bila bebannya vertikal.



Gambar 2.20 Pengaruh kombinasi beban eksentris dan miring untuk tanah dengan kohesi $c = 0$ dan sudut geser dalam $\phi = 30^\circ$

(Sumber : Wack, 1961)

Dari beberapa analisis, Wack (1961) menyarankan cara menghitung kapasitas dukung untuk kombinasi beban eksentris dan miring sebagai berikut:

1. Jika beban eksentris dan miring dengan arah komponen beban horizontal mendekati pusat pondasi , dengan q_u dihitung dari persamaan , akan memberikan hasil hitungan yang sangat hati-hati.
2. Jika kombinasi beban eksentris dan miring , hitungan dilakukan sebagai berikut:
 - a. Hitung kapasitas dukung total (P') , dengan menganggap beban bekerja secara eksentris, namun tidak miring.
 - b. Hitung kapasitas dukung total dengan menganggap beban miring, namun tidak eksentris.
 - c. Hitung kapasitas dukung total, dengan menganggap beban vertikal terpusat, lalu kalikan dengan faktor koreksi C (dengan $C < 1$) yang diperoleh dari nilai-nilai hasil hitungan langkah (a) dan (b). Nilai C adalah hasil dari hitungan kapasitas dukung langkah (a) dibagi hasil hitungan (b), jika hasil hitungan (b) lebih besar. Jika kapasitas dukung hasil hitungan (b) lebih kecil dari hasil hitungan (a), nilai C adalah hasil (b) dibagi (a).

2.11 Perencanaan Pondasi Telapak

1. Kedalaman Pondasi Telapak (Df)

Menentukan kedalaman pondasi menurut Hardiyatmo (2003) dalam buku Teknik Pondasi II ada beberapa hal yang harus diperhatikan :

- a) Pondasi harus diletakkan dibawah dasar dari pada lapisan tanah organic dan tanah jelek lainnya.
- b) Dasar pondasi harus diletakkan pada lapisan yang tidak terpengaruh oleh kembang susut tanah akibat cuaca
- c) Walaupun tanah pondasi kuat, dasar pondasi sebaiknya tidak terletak dipermukaan tanah, karena pertimbangan erosi dan penurunan
- d) Jarak dan beda elevasi antara dasar pondasi yang satu dengan yang lain harus sedemikian besar sehingga tidak terdapat pengaruh tumbang-tindihnya tekanan.

Berikut adalah rumus yang digunakan untuk menentukan kedalaman minimal pondasi telapak menurut Hardiyatmo (2003) sebagai berikut :

$$Df > s/2 \quad (2.54)$$

Dimana :

Df = Kedalaman telapak (m)

s = Jarak antar pondasi (m)

2. Kontrol Tegangan Tanah

Kontrol tegangan tanah adalah sebagai berikut :

Luas dasar Pad (A)

$$A = Bx \cdot By \quad (2.55)$$

Tahanan momen arah x (Wx)

$$Wx = 1/6 \cdot by \cdot b^2 \quad (2.56)$$

Tahanan momen arah y (Wy)

$$Wy = 1/6 \cdot bx \cdot b^2 \quad (2.57)$$

Tinggi tanah diatas pad (z)

$$Z = Df - h \quad (2.58)$$

Tekanan akibat berat pad dan tanah (q)

$$q = h \cdot \gamma_c + z \cdot \gamma$$

(2.59)

Eksentrisitas arah x (e_x)

$$E_x = M_x / P$$

Dengan ketentuan $e_y > b_y/6$

Tegangan maksimum yang terjadi pada dasar pondasi (q_{max})

$$q_{max} = P/A + M_x/W_x + M_y/W_y + q \quad (2.60a)$$

Dengan ketentuan $q_{max} < Q_a$

Tegangan minimum yang terjadi pada dasar pondasi (q_{min})

$$q_{min} = P/A - M_x/W_x - M_y/W_y - q \quad (2.60b)$$

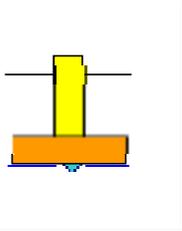
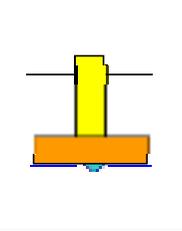
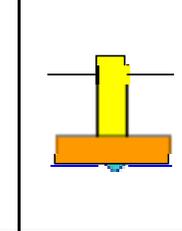
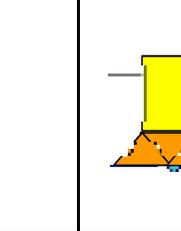
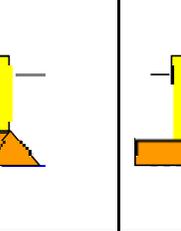
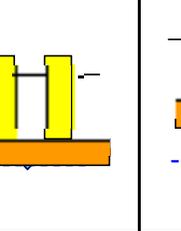
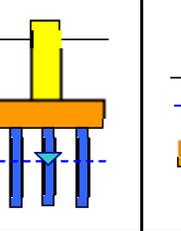
Dengan ketentuan $q_{min} > 0$

Klasifikasi pondasi menurut pengujian sondir

Untuk dapat mengklasifikasikan pondasi sesuai dengan kebutuhan dilapangan, maka kita dapat melihat pada table berikut :

Tabel 2.8 Klasifikasi Pondasi

No.	KELAS PONDASI	1	2	3	4	5	6	7
1	Tipe Pondasi	<i>Concrete pad dan chimney</i>	<i>Concrete pad dan chimney</i>	<i>Concrete pad dan chimney</i>	<i>Block or anchor found</i>	<i>Raft/enlarge pad & chimney</i>	<i>Pile foundation</i>	<i>Concrete pad dan chimney</i>
2	Kelas dan jenis tanah	<ul style="list-style-type: none"> •Tanah sangat baik/keas •N SPT =5060 •qc-DCPT = 100-200 kg/cm2 	<ul style="list-style-type: none"> •Tanah baik •N-SPT =40-50 •qc-DCPT = 50-100 kg/cm2 	<ul style="list-style-type: none"> •Tanah normal tanpa air tanah •N-SPT = 30-40 •qc-DCPT= 30-50 kg/cm2 	<ul style="list-style-type: none"> •Batuan homogen •N-SPT > 60 •qc-DCPT > 200 kg/cm2 	<ul style="list-style-type: none"> •Tanah jelek tanpa air tanah •N-SPT =20-30 •qc-DCPT= 20-30 kg/cm2 	<ul style="list-style-type: none"> •Tanah sangatjelek •N-SPT < 20 •qc-DCPT < 20 kg/cm2 	<ul style="list-style-type: none"> •Tanah normal dengan air tanah •N-SPT =30-50 •qc-DCPT = 30-200 kg/cm2
3	Daya dukung ijin pondasi dangkal (σ kg/cm2)	2.50 - 5.00	1.20 -2.50	0.70 -1.20	> 5.00	0.50 - 0.70	< 0.50	0.70 -5.00
4	Sudut galian pondasi (frustum angle °)	20	15	10	-	0	0	0
5	Kedalaman m.air tanah	Di bawah dasar pondasi	Di bawah dasar Pondasi	Di bawah dasar pondasi	Di bawah dasar pondasi	Bervariasi	Bervariasi	Di atas dasar pondasi
6	Asumsi berat jenis tanah / batuan (γ_b kg/m3)	1600	1600	1600	-	1950 / 950 *	1950 / 950 *	950 *

7	Berat jenis beton (γ_c kg/m ³)	2400	2400	2400	2400	2400/1400 *	2400/1400 *	1400 *
8	Sketsa pondasi							
<p><i>Catatan :</i> 1. Referensi yang dipakai adalah Standar Desain Kriteria Pondasi Tower Transmisi PLN 2. Tanda *) artinya digunakan sebagai berat sendiri beton ketika menghitung kestabilan terhadap uplift 3. Sebagai pendekatan pada tanah kohesif, dapat dipakai $\sigma = q_c / (20-40)$ dengan q_c adalah tekanan konus hasil DCPT pd kedalaman 2-3 m dari muka tanah dan angka 20-40 merupakan faktor reduksi yang ditentukan Engineer sesuai tingkat kevalidan data uji tanah.</p>								

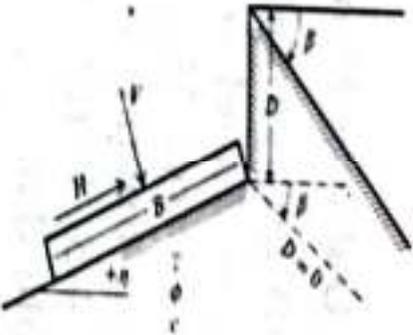
(Sumber : Farhan Agusta, 2021)

Faktor-faktor bentuk, kedalaman, kemiringan, tanah dan alas untuk dipakai baik pada persamaan daya-dukung Hansen (1970) atau Vesic (1973) dari table 2.8. Faktor-faktor itu diharapkan kepada metode manapun kecuali bila subscript dengan (H) atau (V). Gunakan faktor-faktor primer pada waktu $\theta = 0$

Setelah dapat mengklasifikasikan jenis pondasi yang di rekanakan, maka harus memperhatikan faktor-faktor pondasi seperti berikut :

Tabel 2.9 Faktor-faktor mempengaruhi pondasi

Faktor bentuk	Faktor kedalaman	Faktor kemiringan	Faktor tanah (alas pada lereng)
$S'c = 0,2 \cdot \frac{B}{L}$ $Sc = 1 + \frac{Na}{Nc} \cdot \frac{B}{L}$ $Sc = 1$ untuk lajur	$d^+c = 0,4k$ $dc = 1 + 0,4k$	$Fc(H) = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{AfCa}}$ $Fc(V) = 1 - \frac{mH}{AfCaNc}$ $Ic = iq - \frac{1-iq}{Nq-1}$ (Hansen dan Vesic)	$g'c = \frac{\beta'}{147^\circ}$ untuk Vesic pakailah $N\gamma = -2 \sin \beta$ 0 untuk $\emptyset = 0$ $gr = 1 - \frac{\beta'}{147^\circ}$
$Sq = 1 + \frac{B}{L} \tan \emptyset$	$de = 1 + 2 \tan \emptyset (1 - \sin \emptyset)k$	$Iq(H) = \left(1 - \frac{0,5 H}{V+AfCa \cot \emptyset}\right)^5$ $Iq(V) = \left(1 - \frac{0,5 H}{V+AfCa \cot \emptyset}\right)^m$	$gq(H) = g\gamma(H) = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$ $gq(V) = g\gamma(V) = (1 - 0,5 \tan \beta)^2$
$S\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$	$d\gamma = 1,00$ untuk semua \emptyset	$I\gamma(H) = \left(1 - \frac{0,7 H}{V+AfCa \cot \emptyset}\right)^5 (\eta=0)$ $I\gamma(H) = \left(1 - \frac{0,7 - \eta^\circ/450}{V+AfCa \cot \emptyset} H\right)^5 (\eta>0)$ $I\gamma(H) = \left(1 - \frac{H}{V+AfCa \cot \emptyset}\right)^{m+1}$	<p style="text-align: center;">Faktor alas (alas miring)</p> $b'c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $bc = 1 - \frac{\eta'}{147^\circ}$

	$k = \frac{D}{B} \text{ untuk } \frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ untuk } \frac{D}{B} > 1 \text{ (rad)}$	$m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L} \text{ H sejajar terhadap B}$ $m = m_L = \frac{2+B/L}{1+B/L} \text{ H sejajar terhadap L}$	$bq(H) = \exp(-2\eta \tan \phi)$ $b\gamma(H) = \exp(-2,7\eta \tan \phi)$ $bq(V) = b\gamma(V) = (1 - \eta \tan \phi)^2$
<p>Dimana :</p> <p>Af = luas telapak efektif B' x L'</p> <p>Ca = perlekatan pada alas = kohesi atau suatu nilai yang menurun</p> <p>D = kedalaman telapak dalam tanah (dipakai dengan B dan tidak dipakai pada B')</p> <p>eB, eL = eksentrisitas beban terkait pada pusat dari daerah telapak</p> <p>H = komponen horizontal pada beban telapak dengan $H \leq V \tan \delta + CaAf$</p> <p>V = total beban vertical pada telapak</p> <p>β = kemiringan tanah yang menjauh dari alas dengan penurunan = (+)</p> <p>δ = sudut gesekan antara alas dan tanah</p> <p>Biasanya $\delta = \phi$ untuk beton pada tanah</p> <p>η = sudut miring alas terhadap horizontal dengan (+) menaik sebagai kasus yang biasa</p> <p>Umum :</p> <p>1. Jangan memakai Si terkombinasi dengan li</p>	<p>Note : iq . iy > 0</p>	<p>Catatan :</p> <p>$\beta + \eta \leq 90^\circ$</p> <p>$\beta \leq \phi$</p> 	

2. Dapat memakai Si terkombinasi dengan di, gi, dan bi

3. Untuk $L/B \leq 2$ pakailah \emptyset_{tr}

Untuk $L/B > 2$ pakailah $\emptyset_{ps} = 1,5 \emptyset_{tr} - 17$

(Sumber : Bowles, Joseph E. ,1991)

2.12 Standar Perencanaan

Konsep perencanaan yang dianut oleh SNI adalah berbasis kekuatan, atau yang lebih sering dikenal sebagai LRFD (Load and Resistance Factor Design) Dengan menggunakan konsep ini, maka persyaratan dasar yang harus dipenuhi dalam desain adalah:

$$\text{Kuat Rencana} \geq \text{Kuat Perlu}$$

$$\phi (\text{Kuat Nominal}) \geq U$$

Kuat nominal menggambarkan tingkat kekuatan elemen struktur yang dapat dihitung dengan metode-metode konservatif yang telah distandarkan dalam peraturan, sedangkan kuat perlu, U , dihitung dengan mempertimbangkan faktor beban sesuai jenis beban yang bersangkutan, seperti beban mati D , beban hidup L , beban angin W , atau beban gempa E . Secara khusus untuk elemen struktur yang memikul momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial, maka persamaan dapat dituliskan secara lebih khusus sebagai berikut :

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Indeks n menunjukkan kuat momen lentur, kuat geser dan kuat aksial nominal dari elemen yang ditinjau. Indeks u menunjukkan beban terfaktor dari momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial yang harus dipikul oleh elemen struktur tersebut.

2.13 Beban

Beban adalah gaya luar yang bekerja pada suatu struktur. Penentuan secara pasti besarnya beban yang bekerja pada suatu struktur selama umur layannya merupakan salah satu pekerjaan yang cukup sulit.

Beban mati adalah beban gravitasi yang berasal dari berat semua komponen gedung/bangunan yang bersifat permanen selama masa layan struktur tersebut. Termasuk pula kedalam jenis beban mati adalah unsur-unsur tambahan, mesin serta peralatan tetap yang tak terpisahkan dari gedung tersebut. Selain itu berat sendiri struktur, sistem perpipaan, jaringan listrik, penutup lantai, serta plafon juga termasuk beban mati.

Tabel 2.10 Berat Sendiri Bahan Bangunan

Bahan Bangunan	Berat
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Kayu(kelas I)	1000 kg/m ³
Pasir (kering udara)	1600 kg/m ³

(Sumber: Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, 1983)

2.14 Kombinasi Beban

Karena beban mati dapat diestimasi secara lebih akurat, maka faktor bebannya dipilih lebih kecil daripada beban hidup. Beban hidup memiliki derajat ketidakpastian yang lebih tinggi daripada beban mati.

Berdasarkan persyaratan dalam SNI 2847:2013 Pasal 9.2 besarnya kuat perlu, U , yang harus dipertimbangkan sebagai kondisi paling kritis yang harus dipikul suatu elemen struktur adalah:

$$U = 1,4 D \quad (2.61a)$$

$$U = 1,2 D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \quad (2.61b)$$

$$U = 1,2 D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W) \quad (2.61c)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \quad (2.61d)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L \quad (2.61e)$$

$$U = 0,9D + 1,0 W \quad (2.61f)$$

$$U = 0,9D + 1,0 E \quad (2.61g)$$

2.15 Jenis-jenis Kolom

Kolom dibedakan beberapa jenis menurut bentuk dan susunan tulangan, serta letak atau posisi beban aksial pada penampang kolom. Disamping itu juga dapat dibedakan menurut ukuran panjang-pendeknya kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateral.

2.15.1 Berdasarkan Bentuk dan Susunan Tulangan

Berdasarkan bentuk dan susunan tulangan, kolom dibedakan menjadi tiga (3) macam, yaitu sebagai berikut:

1. Kolom Segi Empat Kolom ini terbentuk oleh empat sisi yang berbentuk empat persegi panjang maupun bujur sangkar atau persegi, dengan

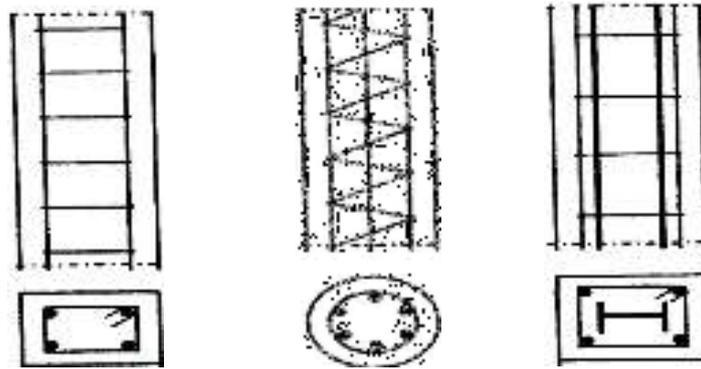
tulangan memanjang dan sengkang.

2. Kolom Bulat

Kolom ini terbentuk bundar dengan tulangan memanjang dan sengkang berbentuk spiral.

3. Kolom Komposit

Kolom ini adalah gabungan antara beton dan profil baja struktural yang berada di dalam beton



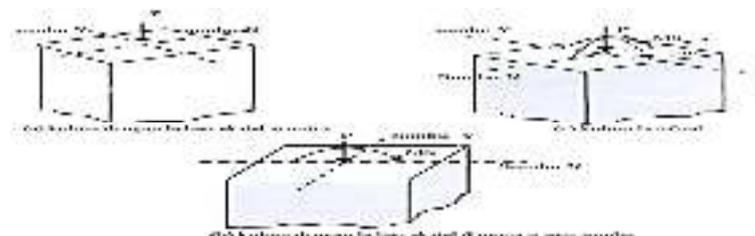
Gambar 2. 21 Kolom Persegi (a), Kolom Bulat (b), Kolom Komposit (c)

(Sumber : Agus Setiawan,2016)

Kolom bersengkang merupakan jenis kolom yang paling banyak digunakan karena pengerjaan yang mudah dan murah dalam pembuatannya. Walaupun demikian kolom segi empat maupun kolom bulat dengan penulangan spiral kadang- kadang digunakan juga, terutama untuk kolom yang memerlukan daktilitas cukup tinggi untuk daerah rawan gempa.

2.15.2 Berdasarkan Letak atau Posisi Beban Aksial

Berdasarkan letak beban aksial yang bekerja pada penampang kolom, kolom dibedakan menjadi 3 macam, yaitu



(a) kolom dengan posisi beban sentris, (b) kolom dengan posisi beban eksentris, dan (c) Kolom beban axial (momen bekerja pada sumbu x dan sumbu y).

Gambar 2. 22 Penampang Kolom Berdasarkan Posisi Beban Aksial

2.15.3 Berdasarkan Panjang Kolom

Berdasarkan ukuran panjang dan pendeknya, kolom dibedakan atas dua macam, yaitu:

1. Kolom Panjang

Kolom ini sering disebut kolom langsing atau kolom kurus, beban yang bekerja pada kolom panjang dapat menyebabkan terjadi kegagalan atau keruntuhan kolom akibat kehilangan stabilitas lateral karena bahayanya tekuk.

2. Kolom Pendek

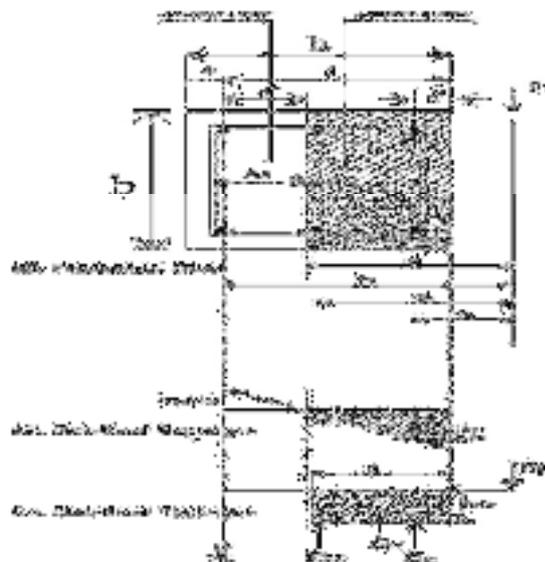
Kolom ini sering disebut kolom tidak langsing atau kolom gemuk, pada kolom tersebut tidak pernah menyebabkan terjadi kehilangan stabilitas lateral karena tekuk. Jadi kegagalan atau keruntuhan pada kolom pendek sering disebabkan oleh kegagalan materialnya (lelehnya baja tulangan dan atau hancurnya beton).

2.16 Asumsi Dasar Perencanaan Kolom (SNI 2847:2013)

Peraturan SNI 2847:2013 memberikan banyak batasan untuk dimensi tulangan, kekangan lateral, dan beberapa hal lain yang berhubungan dengan kolom beton. Beberapa asumsi dasar perencanaan kolom sebagai berikut:

1. Pasal 9.3.2.2., memberikan batasan untuk faktor reduksi kekuatan, ϕ , yaitu sebesar 0,65 untuk sengkang persegi dan $\phi = 0,75$ untuk sengkang spiral;
2. Pasal 10.2.2., mensyaratkan distribusi regangan di sepanjang tebal kolom dianggap berupa garis lurus (linear),
3. Pasal 10.2.3., regangan tekan maksimum beton dibatasi pada kondisi $\epsilon_{cu}' = 0,003$;
4. Pasal 10.2.4., tegangan baja tulangan tarik maupun tekan (f_s maupun f_s') yang belum mencapai leleh ($< f_y$) dihitung sebesar modulus elastisitas baja tulangan (E_s) dikalikan dengan regangannya (ϵ_s maupun ϵ_s'). Jadi, $f_s = E_s \cdot \epsilon_s$, dan $f_s' = E_s \cdot \epsilon_s'$ Untuk regangan yang nilainya melampaui regangan leleh (ϵ_s maupun $\epsilon_s' > \epsilon_y$), maka f_s maupun f_s' diambil sama dengan f_y ;
5. Pasal 10.2.5., kekuatan tarik beton diabaikan;

6. Pasal 10.2.6., hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton dapat diasumsikan persegi, trapesium, parabola, atau bentuk lainnya;
7. Pasal 10.2.7.1., apabila hubungan antara distribusi tegangan beton persegi ekuivalen, maka dipakai nilai tegangan beton sebesar $0,85.f_c'$ yang terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar garis netral sejarak $a = \beta_1.c$ dari serat tekan maksimum;
8. Pasal 10.2.7.3., nilai faktor β_1 diambil sebagai berikut:
 - a. Untuk $f_c' = (17 \sim 28)$ MPa, maka nilai $\beta_1 = 0,85$; (2.1a)
 - b. Untuk $f_c' > 28$ MPa, maka nilai $\beta_1 = 0,85 - 0,05 (f_c' - 28 / 7)$ (2.1b) tetapi $\beta_1 > 0,65$.
9. Pasal 10.9.1., mensyaratkan bahwa presentase minimum tulangan memanjang adalah 1%, dengan nilai maksimum 8% terhadap luas penampang kolom. Batas minimum 1% diperlukan untuk memberikan tahanan terhadap momen lentur yang mungkin muncul, serta mengurangi pengaruh rangkak dan susut akibat beban tekan jangka panjang.



Gambar 2. 23 Penampang kolom, diagram regangan, dan diagram tegangan

(Sumber : Agus Setiawan, 2020)

2.17 Ketentuan Perencanaan

Kolom Beberapa ketentuan yang penting untuk diperhatikan dalam perencanaan kolom meliputi hal-hal berikut:

1. Luas Tulangan Total (A_{st}) ,luas total (A_{st}), tulangan longitudinal (tulangan memanjang) kolom harus memenuhi syarat berikut:

$$0,01 \cdot A_g < A_{st} < 0,08 \cdot A_g$$

dengan:

$$A_{st} = \text{luas total tulangan memanjang, mm}^2.$$

$$A_g = \text{luas bruto penampang kolom, mm}^2.$$

2. Diameter Tulangan Geser (begel atau sengkang) Diameter begel kolom (\emptyset begel) disyaratkan:

- $\text{mm} < \emptyset_{\text{begel}} < 16 \text{ mm}$

2.17.1 Gaya Tarik dan Gaya Tekan pada Penampang Kolom

Kolom yang sering dijumpai/digunakan pada bangunan gedung yaitu kolom dengan penampang segi empat seperti telah dituliskan pada gambar

1. Jika kolom menahan beban eksentris P_n , maka pada penampang kolom sebelah kiri menahan beban tarik yang akan ditahan oleh baja tulangan, sedangkan sebelah kanan menahan beban tekan yang akan ditahan oleh beton dan baja tulangan.

Gaya tarik bagian kiri ditahan oleh tulangan, sebesar:

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad (2.62)$$

Gaya tekan yang ditahan beton bagian kanan, sebesar:

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad (2.63)$$

Sedangkan gaya tekan yang ditahan oleh tulangan kanan (C_s) , yaitu:

- a. Jika luas beton tekan diperhitungkan, maka:

$$C_s = A_s' (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \quad (2.64a)$$

- b. Jika luas beton tekan diabaikan, maka:

$$C_s = A_s' \cdot f_s' \quad (2.64b)$$

Persamaan (2.41b) merupakan persamaan yang paling mudah dan paling banyak dipakai dalam perencanaan kolom. Selanjutnya dengan memperhatikan keseimbangan gaya vertikal, diperoleh gaya aksial P_n berikut:

$$P_n = CC + C_s - T \quad (2.65)$$

Untuk baja tulangan (tarik maupun tekan) yang sudah leleh, maka nilai regangannya diberi notasi dengan: ϵ_y , dan dihitung dengan persamaan

$$\epsilon_y = f_y / E_s \text{ dengan } E_s = 200000 \text{ Mpa} \quad (2.66a)$$

Selanjutnya tegangan baja tulangan tarik dan tekan dihitung berikut:

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s \text{ dan } f_s' = E_s \cdot \epsilon_s'$$

(2.66b)

Jika ϵ_s (atau ϵ_s') $\geq \epsilon_y$, maka tulangan sudah leleh, dipakai

$$f_s \text{ (atau } f_s' \text{)} = f_y \quad (2.66c)$$

2. Kolom dengan beban aksial tekan kecil

Pasal 9.3.2.2. SNI 2847:2013 mensinyalir, bahwa untuk komponen struktur yang memakai $f_y < 420 \text{ MPa}$ dengan tulangan yang simetris dan juga dengan $(d - d_s') / h > 0,7$ nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linear menjadi 0,90 apabila nilai $\phi \cdot P_n$ kurang dari $0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$; sedangkan untuk kolom yang lain ($f_y > 420 \text{ MPa}$, $(d - d_s') / h < 0,7$), boleh ditingkatkan secara linear menjai 0,90 apabila nilai $\phi \cdot P_n$ kurang dari nilai terkecil dari nilai $0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$ dan $\phi \cdot P_{n,b}$ (dengan $\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan sengkang, dan $\phi = 0,75$ untuk kolom dengan tulangan spiral).

Jadi menurut pasal tersebut dapat dikatakan, bahwa untuk semua kolom dengan beban kurang dari “ $\phi \cdot P_n$, kecil” (kurang dari nilai terkecil antara nilai $0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$ dan $\phi P_{n,b}$), nilai ϕ dapat ditingkatkan secara linear menjadi $\phi = 0,90$ (hanya menahan momen lentur saja).

Jadi diambil nilai “ $\phi \cdot P_n$, kecil” = $P_{u\phi}$, maka :

$$P_{u\phi} \text{ diambil nilai terkecil dari nilai } 0,10 \cdot f_c' \cdot A_g \text{ atau } \phi \cdot P_{n,b} \quad (2.67a)$$

Untuk kolom dengan tulangan sengkang berlaku ketentuan berikut:

$$\text{a. Jika beban } P_u, (P_u = \phi \cdot P_n) > P_{u\phi}, \text{ maka nilai } \phi = 0,65 \quad (2.68b)$$

$$\text{b. Jika beban } P_u, (P_u = \phi \cdot P_n) > P_{u\phi}$$

Dengan :

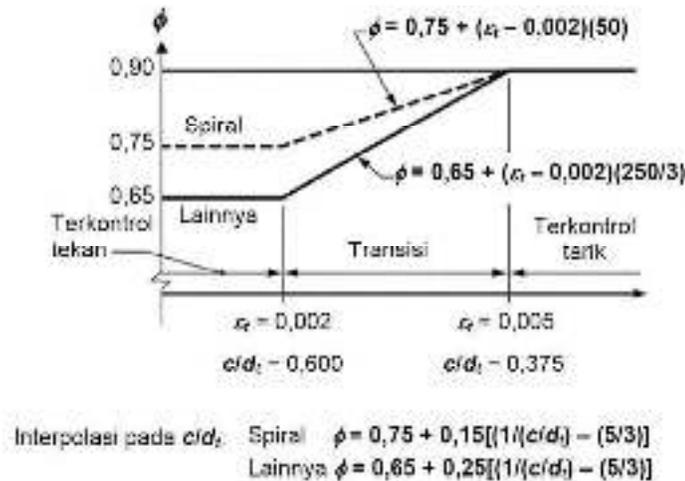
P_u = Gaya aksial tekan perlu atau gaya aksial tekan terfaktor, kN. P_u

ϕ = Gaya aksial tekan terfaktor pada batas nilai ϕ yang sesuai, kN.

$P_{n,b}$ = Gaya aksial nominal pada kondisi regangan penampang seimbang (balance), kN.

ϕ = faktor reduksi kekuatan.

A_g = luas bruto penampang kolom, mm².



Grafik 2.3 Variasi nilai ϕ terhadap nilai regangan tarik tulangan baja.

(Sumber: SNI 2847:2013)

2.18 Kombinasi Beban Aksial dan Momen Lentur

Kolom dengan beban aksial murni sangat jarang dijumpai pada struktur bangunan gedung beton bertulang. Pada umumnya selain beban aksial tekan, kolom pada saat yang bersamaan juga memikul momen lentur. Momen lentur dapat timbul pada elemen kolom yang adalah bagian dari portal gedung, karena harus memikul momen lentur yang berasal dari balok, atau juga momen lentur yang timbul akibat gaya-gaya lateral seperti angin atau gempa bumi. Di samping itu ketidaksempurnaan pelaksanaan pada masa konstruksi juga akan menimbulkan eksentrisitas pada kolom, yang akhirnya akan menimbulkan momen lentur juga. Karena alasan-alasan inilah maka dalam proses desain elemen kolom, harus diperhitungkan beban aksial dan momen lentur.



Gambar 2.24 Kolom berdasarkan letak posisi beban aksial dan momen lentur

(Sumber : Agus Setiawan, 2020)

Ketika sebuah elemen kolom diberi beban aksial, P , dan momen lentur, M , seperti pada Gambar 2.24a, maka biasanya dapat diekuivalenkan dengan beban P yang bekerja pada eksentrisitas, $= M/P$. Pada Gambar 2.24b.

Eksentrisitas, e , mempresentasikan jarak dari titik berat plastis penampang ke lokasi beban bekerja. Titik berat plastis dapat diperoleh dengan menentukan lokasi gaya resultan yang dihasilkan oleh tulangan baja dan beton yang keduanya mengalami tegangan tekan sebesar f_y dan $0,85 f_c'$. Untuk penampang yang simetris, pusat berat plastis berimpit dengan pusat berat penampang. Sedangkan untuk penampang yang tidak simetris, pusat berat simetris dapat ditentukan dengan mengambil jumlahan momen terhadap sumbu tertentu. Gambar 2.24 memberikan ilustrasi penentuan pusat berat plastis suatu penampang kolom

2.18.1 Pengaruh Gaya Aksial

Selain mengalami gaya geser dan lentur, balok beton bertulang juga dibebani gaya aksial tekan ataupun tarik, yang bekerja serentak dengan gaya geser dan momen lentur. Gaya ini merupakan akibat gaya luar, gaya prategang, perubahan temperatur, ataupun sebagai efek susut.

Gaya aksial akan mengubah besar dan arah tegangan tarik utama, sehingga mengakibatkan berubahnya nilai beban retak diagonal balok, karena retak ini terjadi bila tegangan tarik utama pada badan balok (*web*) telah mencapai atau melampaui nilai tegangan tarik beton. Gaya aksial tekan akan meningkatkan kapasitas beban retak, sedangkan gaya tarik akan menurunkannya.

Dengan V_c diambil sama dengan gaya geser-retak V_{cr} perlu diperhatikan bahwa, tidak seperti sebelumnya, harga V_c dan M_m boleh lebih besar dari 1. Dan harga N_u diambil positif untuk aksial tekan.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c} \, b d$$

2.18.2 Gaya Aksial Tarik

Untuk penampang-penampang yang mengalami kombinasi beban aksial tarik, lentur, dan geser, sumbangan kekuatan beton dapat diambil sebagai:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{0,3 N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c b_w d}$$

2.18.3 Perencanaan Geser menurut SNI

Dalam laporan ASCE Committee 426, kekuatan geser beton dengan atau tanpa tulangan adalah sama, yaitu merupakan nilai gaya geser yang menyebabkan keretakan miring. Dalam hal ini, tulangan geser dianggap hanya menahan kelebihan gaya geser dari yang dapat ditahan oleh beton tanpa tulangan. Kriteria ini, yang didasarkan pada hasil-hasil percobaan bukan atas dasar suatu metode yang rasional, dianut oleh hampir semua peraturan termasuk ACI-89 dan SNI. Metode yang rasional diturunkan guna memenuhi kriteria keseimbangan, keserasian deformasi, dan hubungan tahanan-regangan. Sehingga, hubungan momen, gaya geser dan gaya aksial dapat memenuhi kriteria keseimbangan dan deformasi. Ini berbeda dengan prinsip analogi rangka (*truss analogy*) yang menganggap bahwa tulangan geser yang akan menahan seluruh geser dari suatu elemen struktur.

Selanjutnya notasi geser V dan momen M digantikan oleh V_u dan M_u untuk memperlihatkan bahwa nilai-nilai ini dihitung berdasarkan beban terfaktor. P_w adalah rasio tulangan longitudinal yang sama dengan $A_s/b_w d$ atau A_s/bd .

Harga-harga V_u , M_u dan P_w umumnya bervariasi sepanjang bentang sehingga perhitungan secara manual akan memakan waktu, padahal harga V_c harus dihitung untuk beberapa tempat dalam bentangnya.

2.18.4 Alternatifnya, sebagai penyederhanaan persamaan di atas, sering digunakan persamaan:

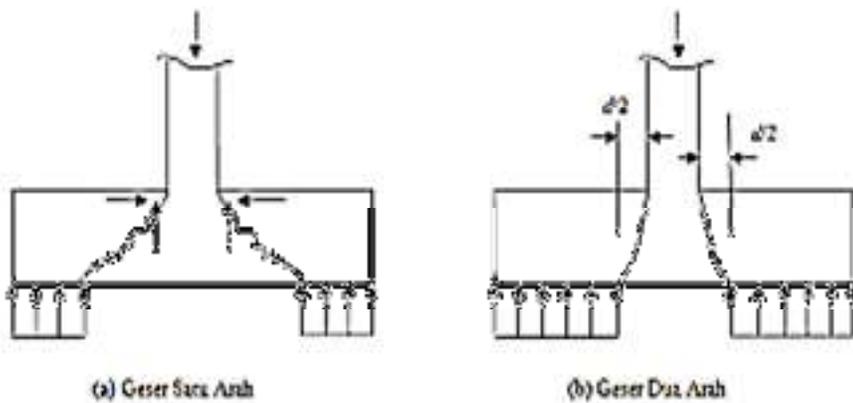
$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c b_w d} \text{ (dalam MPa)}$$

2.19 Perhitungan Gaya Geser Pons

Tegangan geser pons dapat terjadi di sekitar beban terpusat, ditentukan antara lain oleh tahanan tarik beton di banding kritis yang berupa piramida atau kerucut terpancang di sekitar beban atau reaksi tumpuan terpusat tersebut yang akan berusaha lepas dari (menembus) panel. Bidang kritis untuk perhitungan geser pons dapat dianggap tegak lurus pada bidang panel dan terletak pada jarak $d/2$ dari keliling beban (reaksi) terpusat yang bersangkutan, dimana :

d = tinggi efektif pelat

Menurut Agus Setiawan (2016) Geser pada pondasi dangkal ditinjau berdasarkan geser satu arah dan dua arah, mengacu pada SNI – 2847-2013 sebagai berikut :

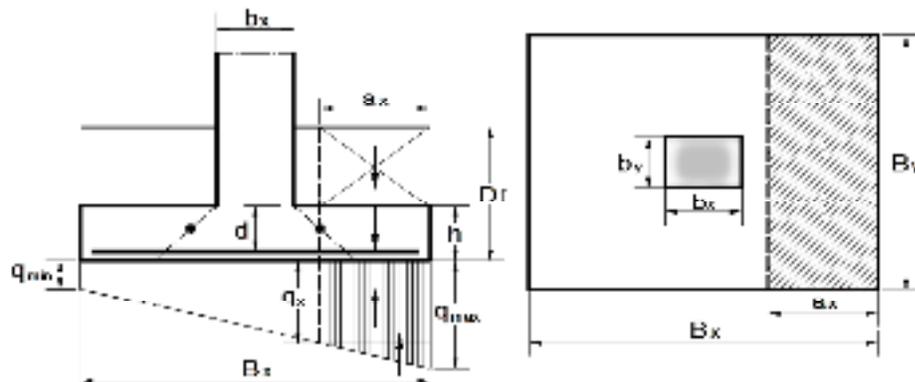


Gambar 2.25 Mekanisme keruntuhan pondasi telapak

(Sumber : Agus Setiawan, 2016)

1. Geser satu arah, V_u1

Untuk melakukan pemeriksaan terhadap kemungkinan kegagalan geser satu arah, maka dapat di ambil potongan kritis penampang yang terletak sejajar d dari muka kolom.



Gambar 2.26 Geser satu arah pada pondasi telapak

(Sumber : Agus Setiawan, 2016)

Periksaan terhadap geser pada potongan a-a (Gambar 2.26) dapat dilakukan seperti halnya pada analisis geser balok, dengan :

$$\phi V_c = \phi (0.17 \lambda \sqrt{f'c} bd) \quad (2.69)$$

Dengan $\phi = 0.75$ dan b adalah sama dengan lebar potongan a-a. Sedangkan gaya geser terfaktor yang bekerja pada potongan a-a adalah :

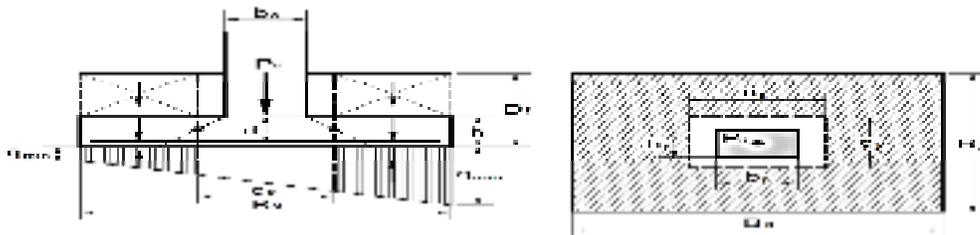
$$Vu1 = quB \left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2} - d \right) \quad (2.70)$$

Apabila digunakan tulangan geser, maka d dapat dihitung dengan mengasumsikan $Vu = \phi V_c$, sehingga :

$$d = \frac{Vu1}{0.17 \lambda \sqrt{f'c} b} \quad (2.71)$$

2. Geser dua arah, $Vu2$

Keruntuhan geser dua arah dapat timbul sebagai akibat munculnya tegangan tarik diagonal yang disebabkan oleh beban kolom yang disalurkan ke pondasi. Lokasi penampang kritis untuk peninjauan geser dua arah diambil sejauh $d/2$ dari muka kolom.



Gambar 2.27 Geser dua arah pada pondasi telapak

(Sumber : Agus Setiawan, 2016)

Dalam SNI 2847 : 2013, Pasal 11.11.2.1, dinyatakan kuat geser pondasi akibat geser dua arah, Vc diperoleh dari nilai terkecil antara :

$$Vc1 = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta c} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_0 d \quad (2.72a)$$

$$Vc2 = 0.083 \left(\frac{\alpha s d}{b_0} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_0 d \quad (2.72b)$$

$$Vc3 = 0.33 \lambda \sqrt{f'c} b_0 d \quad (2.72c)$$

Dengan :

b_0 = keliling dari penampang kritis pada pelat pondasi telapak (mm)

d = tinggi efektif pelat pondasi (mm)

βc = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat atau daerah tumpuan

$\alpha_s = 40$ untuk kolom dalam, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk kolom sudut

Perhitungan momen yang muncul pada penampang pondasi telapak ditentukan dalam SNI 2847:2013 Pasal 15.4. Dalam pasal tersebut dijelaskan bahwa momen luar akibat semua gaya yang bekerja pada pondasi harus dihitung terhadap suatu potongan bidang vertical pada pondasi tersebut yang terletak pada :

1. Muka kolom, pedestal atau dinding, untuk pondasi telapak yang memikul kolom, pedestal atau dinding beton.
2. Setengah dari jaarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
3. Setengah dari jaarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung kolom dengan pelat dasar baja.

Tabel 2.11 Rasio Tulangan Minimum Terhadap Luas Bruto Penampang Beton

Pelat dengan tulangan ulir bermutu 280 atau 350 MPa	0.002
Pelat dengan tulangan ulir bermutu 420 MPa atau jaring kawat las (wire-mesh)	0.0018
Pelat	0.0118 x 420/fy

(Sumber : Agus Setiawan, 2016)

Tulangan lentur pada pondasi telapak satu arah dan pondasi telapak bujur sangkar harus disebarkan secara merata ke seluruh lebar dari pondasi telapak tersebut. Sedangkan untuk tulangan lentur pada pondasi empat persegi panjang dapat didistribusikan sebagai berikut :

- 2.19.1 Dalam arah memanjang, tulangan lentur harus disebarkan merata ke seluruh lebar dari pondasi telapak
- 2.19.2 Untuk tulangan dalam arah pendek, maka sebageian luas tulangan lentur (sebesar $\lambda_s A_s$) harus didistribusikan merata dalam suatu jalur selebar ukuran dari sisi pendek pondasi. Sisa tulangan lainnya (sebesar $(1 - \lambda_s) A_s$), didistribusikan di luar jalur tadi. Sisa tulangan yang ada tersebut jumlahnya tidak boleh kurang dari kebutuhan tulangan minimum untuk susut dan suhu. Besaran λ_s ditentukan sebagai berikut :

$$\lambda_s = \frac{1}{\beta + 1} \text{ dengan } \beta = \frac{\text{panjang sisi panjang pondasi}}{\text{panjang sisi pendek pondasi}} \quad (2.73)$$

Beban dari kolom disalurkan ke pondasi melalui mekanisme tumpu. Besaran

beban yang bekerja pada dasar kolom, tidak boleh melampaui kuat tumpu dari beton, yang dalam SNI 2847:2013 Pasal 10.14.1 ditentukan sebesar :

$$N1 = \emptyset (0.85 \times F'c \times A1) \quad (2.74)$$

Dengan $\emptyset = 0.65$, dan $A1$ adalah luas bidang tumpu kolom. Nilai dari Persamaan 2.28 masih dapat diperbesar dengan mengalikannya terhadap factor $\sqrt{\frac{A2}{A1}}$, apabila permukaan beton penumpu lebih lebar di ke semua sisinya daripada daerah yang dibebani. Namun nilai dari $\sqrt{\frac{A2}{A1}}$ tidak boleh diambil lebih dari 2. Sehingga Persamaan 13.17 dapat dituliskan kembali menjadi :

$$N2 = \emptyset (0.85 \times f'c \times A1) \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2 \times \emptyset (0.85 \times f'c \times A1) \quad (2.75)$$

Besaran $A2$ adalah merupakan cakupan luasan bagian pondasi di bawah kolom/daerah yang dibebani, yang secara geometri hamper sama dan konsentris dengan kolom. Menunjukkan definisi luasan $A1$ dan $A2$.

Apabila beban aksial terfaktor, Pu , yang disalurkan kolom ke pondasi melebihi nilai dari $N1$ atau $N2$, maka diperlukan sejumlah tulangan tambahan untuk menyalurkan kelebihan gaya. Tulangan yang disediakan ini dapat berasal dari tulangan kolom yang diteruskan ke pelat pondasi, atau bias juga dengan menyediakan sejumlah tulangan stek/pasak. Kelebihan gaya yang harus dipikul oleh stek/pasak adalah :

$$Pu \text{ lebih} = Pu - N1 \quad (2.76)$$

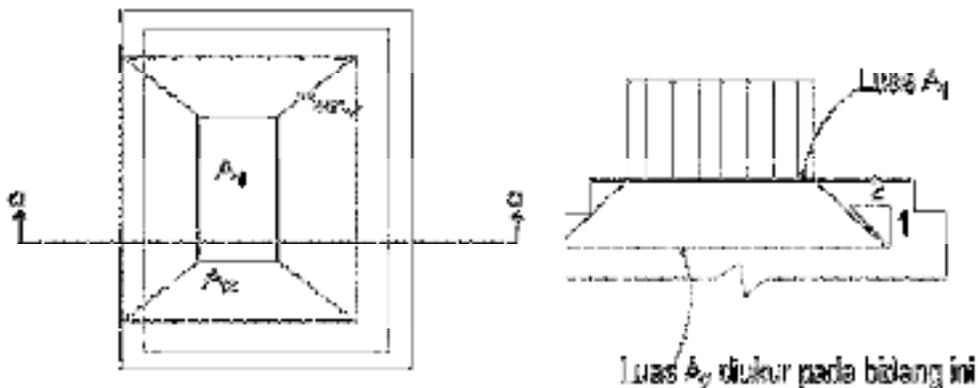
Dan luas tulangan stek/pasak yang dibutuhkan dapat dihitung melalui persamaan :

$$Ast = \frac{Pu \text{ lebih}}{fy} > 0.005Ag \quad (2.77)$$

Dengan Ag adalah luas penampang kolom.

Batang tulangan tekan dari kolom harus disalurkan ke pelat pondasi dengan panjang penyaluran yang nilainya tidak kurang dari persamaan berikut :

$$Ldc = \frac{0.24 fy}{\lambda \sqrt{f'c}} db \quad (2.78)$$



Gambar
2.28

Defenisi luas A1 dan A2

Sumber : Agus Setiawan (2016)

Nilai persamaan di atas tidak boleh kurang lebih dari $Ldc = 0.043 \times fy \times db \geq 200$ mm. Panjang penyaluran tulangan tarik dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan berikut :

$$ld = \left[\frac{fy}{1.1 \lambda \sqrt{f'c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{cb+Ktr}{db}\right)} \right] db \quad (2.79)$$

Dengan :

1. Ψ_t adalah factor lokasi tulangan, yang besarnya ditentukan sebagai berikut

$$\Psi_t = 1.3$$

untuk tulangan atas, yang didefinisikan sebagai tulangan horizontal Yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran atau sambungan yang ditinjau.

$$\Psi_t = 1.0$$

Untuk tulangan lainnya.

2. Ψ_e adalah factor pelapisan tulangan, yang besarnya adalah :

$$\Psi_e = 1.5$$

Untuk tulangan berlapis epoksi dengan selimut beton kurang dari 3db atau spasi bersih kurang dari 6db

$$\Psi_e = 1.2$$

Untuk tulangan berlapis epoksi lainnya

$$\Psi_e = 1.0$$

Untuk tulangan tanpa lapisan epoksi

Hasil kali $\psi_t \psi_e$ tidak perlu diambil lebih dari 1.7

3. Ψ_s adalah factor ukuran tulangan :

$$\Psi_s = 0.8$$

Untuk tulangan D19 atau lebih kecil serta jarring kawat ulir

$$\Psi_s = 1.0$$

Untuk tulangan D22 dan yang lebih besar

4. λ adalah factor beton ringan :

$$\lambda = 0.75$$

untuk beton ringan

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{0.56\sqrt{f'c}} \geq 1.0$$

jika nilai kuat tarik belah beton ringan diketahui

$$\lambda = 1.0$$

untuk beton normal

5. Nilai $(c_b + K_{tr})/d_b$ tidak boleh diambil lebih dari 2.5 , dengan :

c_b = nilai terkecil dari spasi tulangan atau selimut beton

d_b = diameter tulangan

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{s n} = \text{indeks tulangan transversal}$$

A_{tr} = luas penampang total dari semua tulangan transversal yang berada dalam rentang daerah berspasi s dan yang memotong bidang belah potensial melalui tulangan yang disalurkan

s = spasi maksimum as ke as tulangan transversal yang dipasang di sepanjang l_d

n = jumlah tulangan yang disalurkan di sepanjang bidang belah

Nilai K_{tr} dapat diambil sama dengan nol ($K_{tr} = 0$) guna penyederhanaan perencanaan, meskipun ada tulangan transversal terpasang.

6. Nilai $\sqrt{f'c}$ tidak boleh diambil lebih dari 8.3 MPa

7. Dalam pasal 12.2.2, dinyatakan bahwa panjang penyaluran boleh direduksi apabila luasan tulangan terpasang pada elemen struktur lentur melebihi luasan yang dibutuhkan dari hasil analitis, kecuali apabila angkur atau penyaluran untuk f_y secara khusus diperlukan, atau tulangan direncanakan dengan mempertimbangkan pengaruh beban gempa. Besarnya factor reduksi panjang penyaluran adalah sebesar :

$$R_s = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ terpasang}}}$$

Untuk semua kasus, nilai l_d tidak boleh lebih kecil daripada 300 mm (SNI) 2847:2013 Pasal 12.2.1) Yang diperbolehkan dalam SNI 2847:2013 Pasal 12.2.1 dan dirangkumkan pada Tabel berikut :

Tabel 2.12 : Panjang Penyaluran Tulangan pada Kondisi Tarik

Jalur Tulangan dan Selimut Beton	D19 atau lebih kecil	D22 atau lebih besar
-------------------------------------	-------------------------	-------------------------

<p>Jarak bersih tulangan yang disalurkan atau disambungkan tidak kurang dari db, selimut beton bersih tidak kurang dari db, dan sengkang atau sengkang ikat yang dipasang sepanjang ld tidak kurang dari persyaratan minimum sesuai peraturan</p> <p>Jarak bersih tulangan yang disalurkan atau disambungkan tidak kurang dari 2db dan selimut beton bersih tidak kurang dari db</p>	$ld = \frac{fy \psi_t \psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'c}} db$	$ld = \frac{fy \psi_t \psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'c}} db$
<p>Kasus lain</p>	$ld = \frac{fy \psi_t \psi_e}{1.4 \lambda \sqrt{f'c}} db$	$ld = \frac{fy \psi_t \psi_e}{1.1 \lambda \sqrt{f'c}} db$

Persamaan-persamaan untuk panjang penyaluran dapat disederhanakan kembali apabila tulangan yang digunakan tidak dilapisi epoksi ($\psi_e = 1.0$), merupakan tulangan bawah ($\psi_t = 1.0$) dan beton yang digunakan adalah beton normal ($\lambda = 1.0$). Sehingga apa bila kondisi a dan b pada Tabel 2.4 terpenuhi, maka persamaan panjang penyaluran tulangan menjadi :

$$l_d = \frac{f_y}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \text{ untuk D19 atau lebih kecil}$$

$$l_d = \frac{f_y}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \text{ untuk D22 atau lebih besar}$$

sedangkan untuk kasus lainnya :

$$l_d = \frac{f_y}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \text{ untuk D19 atau lebih kecil}$$

$$l_d = \frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} d_b \text{ untuk D22 atau lebih besar}$$

batasan panjang penyaluran tulangan yang dibutuhkan untuk tulangan tarik yang memiliki nilai $f_y = 400$ MPa

Tabel 2.13: Panjang Penyaluran Tulangan, l_d (mm) pada kondisi tarik, $f_y = 400$ MPa ($\psi_t = \psi_e = \lambda = 1.0$)

db	f'c =20 MPa	f'c = 25 Mpa	f'c = 30 MPa	f'c = 35 MPa	f'c = 40 MPa
----	-------------	--------------	--------------	--------------	--------------

(mm)	a & b terpenuhi	Kasus lain								
13	553.7	830.5	495.2	742.9	452.1	678.1	418.6	627.8	391.5	587.3
16	681.5	1022.2	609.5	914.3	556.4	834.6	515.1	772.7	481.9	722.8
19	809.2	1213.9	723.8	1085.7	660.7	991.1	611.7	917.6	572.2	858.3
22	1157.5	1788.9	1035.3	1600.0	945.1	1460.6	875.0	1352.2	818.5	1264.9
25	1315.3	2032.8	1176.5	1818.2	1074.0	1659.8	994.3	1536.6	930.1	1437.4
29	1525.8	2358.0	1364.7	2109.1	1245.8	1925.3	1153.4	1782.5	1078.9	1667.4
32	1683.6	2602.0	1505.9	2327.3	1331.0	2124.5	1272.7	1966.9	1190.5	1839.9

(Sumber: Agus Setiawan, 2016)

2.20 Transfer Beban Kolom ke Pondasi

Kuat tekan rencana berdasarkan tegangan ultimit belton sebesar $0,85f'_c$ adalah

$$\phi P_n = \phi(0,85 f'_c) A_g$$
$$\phi P_n < P_u \rightarrow \text{perlu tulangan stek}$$

Luas tulangan stek yang dibutuhkan dihitung sebagai berikut:

$$A_s \text{ perlu} = \frac{P_u - \phi P_n}{\phi f_y} \quad (2.80)$$

$$A_s \text{ min} = 0,005 \times A_g$$

Panjang penyaluran tulangan ulir pada kondisi tekan pada umumnya lebih kecil daripada yang diperlukan dalam kondisi Tarik, hal ini didasarkan pada kenyataan bahwa tulangan pada kondisi tekan tidak menunjukkan gejala retak seperti yang terlihat pada kondisi Tarik. Pada SNI 2847-2013 pasal diatur mengenai panjang penyaluran tulangan pada kondisi tekan, yang diambil dari nilai terbesar antara:

$$l_{dc} = \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \quad (2.81)$$

$$l_d = 0,043, d_b \cdot f_y \quad (2.82)$$

$$l_d = 200 \text{ mm}$$

Nilai yang diperoleh dari kedua persamaan tersebut tidak boleh lebih kecil daripada 200 mm. Panjang penyaluran boleh direduksi dengan mengalihkan l_{dc} dan faktor kelebihan tulangan, $R_s(n A_s \text{ perlu}/A_s \text{ terpasang})$

2.21 Penelitian Yang Relefan

Penelitian terdahulu sangat dibutuhkan untuk dapat membantu sebagai referensi dalam penyelesaian perencanaan ini, didalam perencanaan ini mengambil beberapa penelitian terdahulu yang dianggap sangat bermanfaat sebagai rujukan

Tabel 2.14 : Penelitian Yang Relefan

Peneliti	Nama	Tahun	Penelitian
Penelitian I	Shanti Wahyu Mesari, dkk	2022	Penelitian terdahulu pertama dilakukan oleh Shanti Wahyu Megasari, dkk. Dengan judul “Analisis Redesain Pondasi <i>Mini Pile</i> Berbentuk Persegi Pada Gedung Pengadilan Negeri Pulau Punjung”.

			<p>Pada penelitian tersebut penulis membahas mengenai keadaan tanah yang layak untuk menahan beban yang diterimanya dan merencanakan ulang bentuk pondasi pada struktur bangunan.</p> <p>Kesimpulan dari hasil penelitian Shanti Wahyu Megasari, dkk. Bahwa pondasi <i>mini pile</i> dapat dijadikan sebagai pondasi alternatif desain untuk kondisi tanah dan faktor yang mempengaruhi pada struktur pondasi tersebut. Dalam kasus ini peneliti meninjau pada Pembangunan Gedung Pengadilan Negeri Pulau Punjung.</p>
Penelitian II	Farhan Agusta	2021	<p>Pada penelitian ini peneliti Farhan Agusta mengambil judul “Analisis Daya Dukung dan Rencana Anggaran Biaya Pondasi <i>Bored Pile</i> Sebagai Perbaikan Pondasi Telapak Pada Proyek Pembangunan SUTT 150 kV Tanggul – Puger T.07.</p> <p>Struktur bawah pada konstruksi tower sangatlah berpengaruh terhadap ketahanan dari pada tiang rangka yang berada di atas nya. Peneliti mengambil kasus ini untuk mendukung peningkatan kelistrikan pada pengoperasian pabrik semen di wilayah Kabupaten Jember.</p> <p>Penelitian ini berfokus kepada</p>

			penyelesaian pekerjaan struktur bagian bawah (Pondasi) pada pekerjaan SUTT 150 kV yang diselenggarakan oleh pihak PT.PLN (Persero). Peneliti merencanakan pondasi dengan kolom miring dan <i>bored pile</i> untuk menahan beban dari pada tower SUTT dengan kondisi sesuai dengan lapangan.
Penelitian III	Adriana Karundeng, dkk	2021	<p>Penelitian yang diambil oleh penulis adalah berjudul “Analisis Teoritis Struktur Perkuatan Pondasi Telapak Pada Bangunan Gedung Untuk Bangunan Alih Fungsi Dengan Menggunakan SAP 2000”</p> <p>Pada perencanaan ini peneliti membuat sebuah perubahan pada pondasi dengan tujuan peningkatan daya dukung pada pondasi, dikarenakan perubahan alih fungsi dari bangunan yang menyebabkan pondasi lama tidak mampu menerima beban yang terjadi.</p> <p>Proses penelitian ini dilakukan dengan menggunakan aplikasi SAP 2000 untuk perhitungan strukturnya.</p>
Penelitian IV	Wahiduddin Basry,dkk	2018	“Perencanaan Pondasi pada Pembangunan Gedung Dekanat Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu” adalah menjadi judul penelitian dari Farhan Agusta,dkk.

			Peneliti melakukan pengkajian lapangan untuk pengambilan data yang sesuai. Maka peneliti merencanakan pondasi setelah melakukan tahap pengujian tanah. Maka peneliti merencanakan penulangan pada pondasi serta menghitung biaya yang diakibatkan.
--	--	--	--

(Sumber :
Pencarian
Internet,2023)

BAB III

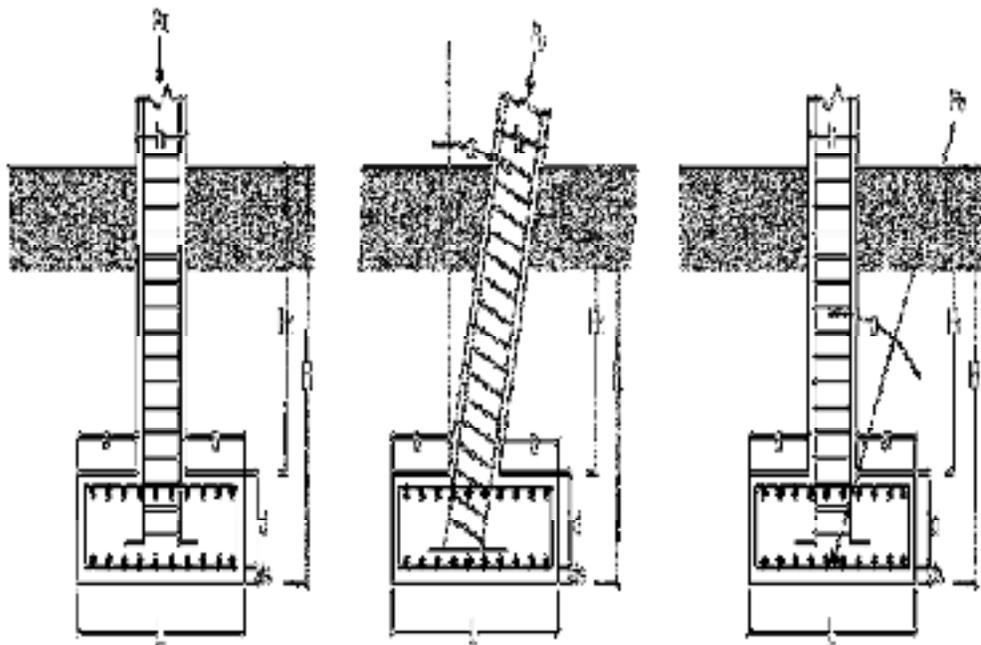
METODE PENELITIAN

3.1 Analisis Penampang

Pondasi telapak atau sering juga disebut pade biasanya digunakan pada bangunan yang jumlah tingkatnya tidak terlalu banyak (1s/d 3 tingkat) dan daya dukung tanah yang tidak terlalu jelek ($> 2 \text{ kg/cm}^2$)

Persyaratan Ketebalan pada podasi telapak menurut SNI 2847:2013:

1. Tebal selimut beton minimum untuk beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm
2. Ketebalan pondasi telapak di atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi telapak di atas tanah



Gambar
3.1 :
Penampang
Pondasi
Telapak
(Sumber:
Perencanaan
Penulis)

Analisis penampang digunakan untuk mengetahui ukuran dimensi pondasi telapak, tebal pondasi telapak, kedalam pondasi telapak, dan material yang digunakan dalam perencanaan pondasi.

1. Penentuan kedalaman dan dimensi pondasi

Kedalaman pondasi yang direncanakan diasumsikan sebagaimana yang sering digunakan pada pembangunan pondasi pada menara dan tower yang mampu menerima pemabebanan.

2. Penentuan material pondasi

Pada perencanaan sebuah pondasi harus mendukung material yang sesuai dengan ketentuan demi mencapai keamanan dari struktur.

3.2 Tahap Penyelidikan Tanah

Untuk dapat merancang pondasi yang diminta, maka karakteristik dan parameter tanah dasarnya harus diungkap melalui pekerjaan penyelidikan tanah. Pada perencanaan ini data tanah diasumsikan sebagai dasar perhitungan data tanah.

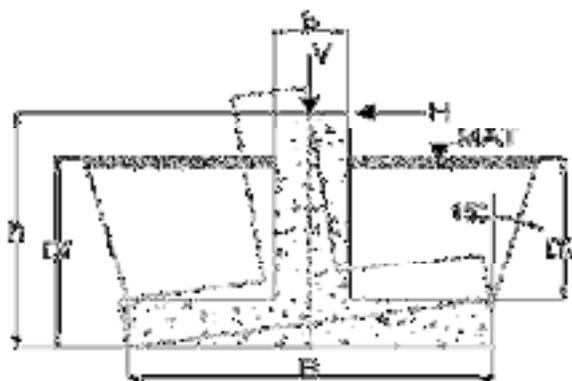
3.3 Tahap Kontrol Stabilitas Konstruksi Pondasi

Untuk meyakinkan atas dimensi pondasi yang dihasilkan dalam perancangan, maka harus dilakukan pemeriksaan atau control terhadap stabilitas pondasi tersebut.

3.3.1 Pondasi menara (tower) sering menerima gaya angkat ke atas oleh akibat gaya momen yang bekerja. Gaya angkat yang bekerja pada pondasi di tahan oleh gesekan sepanjang tepi tanah yang terangkat di tambah dengan berat pondasinya sendiri dan tanah.

3.3.2 Stabilitas Guling suatu pondasi adalah keseimbangan antara momen tahanan dengan momen guling. Momen guling merupakan momen yang diakibatkan karena adanya beban lateral dan/atau eksentrisitas beban yang bekerja pada pondasi. Sedangkan momen tahanan adalah momen yang diakibatkan oleh beban vertikal dari bangunan atas dan berat sendiri (*body force*) dari struktur pondasi. Keberadaan beban yang dapat menimbulkan momen guling yaitu beban lateral dan eksentrisitas beban, dalam kasusnya dapat berupa :

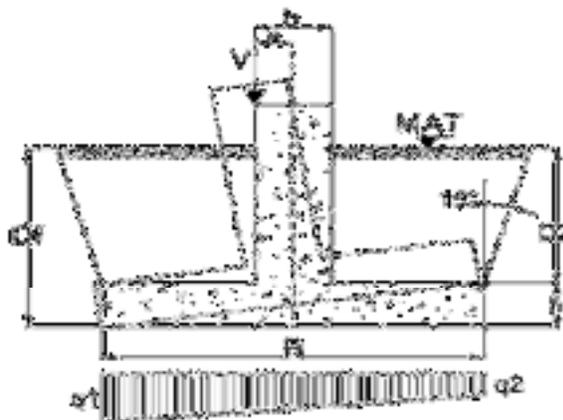
- Beban lateral tanpa eksentrisitas beban.



Gambar 3.2 Guling Akibat Beban Lateral

(Sumber : Rekayasa pondasi dangkal,2022)

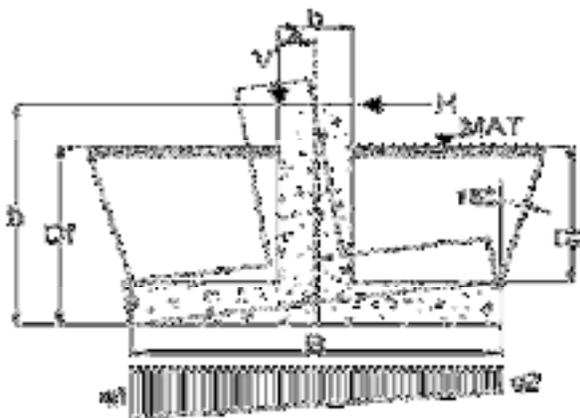
- Eksentrisitas beban tanpa beban lateral



Gambar 3.3 Tegangan Dasar Pondasi Akibat Beban Eksentris

(Sumber : Rekayasa pondasi dangkal,2022)

- Beban lateral dan eksentrisitas beban bekerja secara bersamaan.



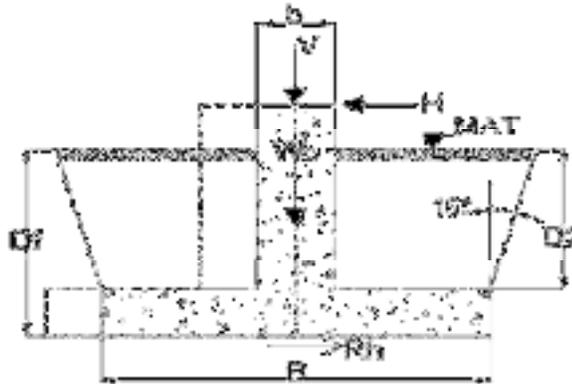
Gambar 3.4 Tegangan Dasar Pondasi Akibat Beban Lateral dan Beban Eksentris

(Sumber : Rekayasa pondasi dangkal,2022)

3. Pondasi dangkal akan mengalami pergeseran (*translation*), apabila jumlah gaya-gaya lateral yang bekerja lebih besar dari pada tahanan geser yang dimiliki oleh pondasi. Gaya lateral dapat berupa beban langsung, tekanan tanah aktif, gaya gempa, gaya angin, dan lain sebagainya.

Tahanan geser pada pondasi dapat termobilisasi dari beberapa komponen, yakni :

- Akibat beban luar vertikal
- Akibat berat sendiri pondasi
- Akibat berat tanah di atas pondasi
- Akibat gaya adhesi tanah dengan permukaan dasar pondasi (khusus terjadi pada tanah kohesif).



Gambar 3.5 Pergeseran Pondasi

(Sumber : *Rekayasa pondasi dangkal*, 2022)

3.4 Kontrol Penurunan (*settlement*)

Penurunan pondasi dangkal tidak boleh melampaui penurunan diizinkan, yang dapat mengakibatkan kerusakan pada bangunan atas dan/atau gangguan fungsi pada bangunan yang didukungnya. Berbagai formula yang dapat digunakan untuk memeriksa penurunan pondasi telah diuraikan sebelumnya, baik yang didasarkan pada parameter tanah dari uji laboratorium maupun dari uji lapangan.

3.5 Penentuan Kapasitas Dukung Ijin

Penentuan kapasitas dukung ijin selain diperhitungkan terhadap keruntuhan tanah, juga harus diperhitungkan penurunan toleransi. Besarnya kapasitas dukung ijin (q_a) tergantung dari sifat-sifat teknis tanah (c dan ϕ), kedalaman, dimensi pondasi, dan besarnya penurunan yang ditoleransi.

3.6 Perancangan Penulangan

Untuk pondasi yang diperuntukkan mampu memikul gaya tarik yang terjadi di dalam struktur pondasi, maka penggunaan material beton bertulang harus diterapkan. Untuk sebuah perancangan pondasi yang lengkap perencanaan penulangan beton menjadi lingkup pekerjaan perencanaan tersebut. Untuk itu seorang figur yang berprofesi sebagai *foundation engineer* harus pula memahami bidang struktur beton.

1. Penampang Kolom pada Kondisi Beban Sentris

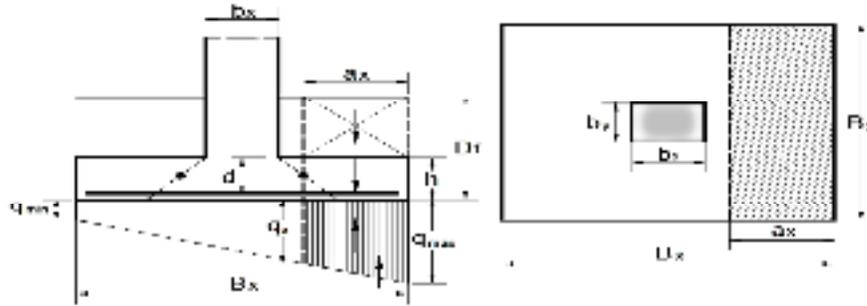
Penampang kolom dengan beban sentris, berarti beban tersebut tepat bekerja pada sumbu (as) longitudinal kolom, sehingga beton maupun baja tulangan (semuanya) menahan beban tekan.

Kekuatan penampang kolom dengan beban sentris ditentukan dengan menganggap bahwa semua baja tulangan sudah mencapai leleh, jadi tegangan baja tulangan $f_s = f_s' = f_y$. Di samping itu, regangan tekan beton sudah mencapai batas maksimal, yaitu $\epsilon_c' = \epsilon_{cu}' = 0,003$.

2. Penampang Kolom dengan Kondisi Keruntuhan Tekan Pada penampang kolom dengan kondisi beton tekan menentukan, regangan tekan beton telah mencapai batas ultimit $\epsilon_{cu}' = 0,003$, tulangan tekan A_s' telah mencapai leleh ($f_s' = f_y$), tetapi tulangan tarik A_s belum leleh ($\epsilon_s < \epsilon_y$ atau $f_s < f_y$). Perlu dicatat, bahwa jarak c (yaitu jarak antara garis netral dan batas tepi beton tekan) pada penampang kolom dengan kondisi beton tekan menentukan adalah relatif besar. Jika besar P_n digeser ke kanan sedikit demi sedikit, maka jarak $30c$ akan berkurang secara pelan-pelan, dan suatu saat pada penampang kolom ini akan terjadi kondisi seimbang (balance).

3. Analisis Gaya Geser Satu Arah (V_u)

Untuk mengantisipasi kegagalan geser satu arah, maka ditinjau potongan kritis pada penampang yang terletak sejarak d dari muka kolom.



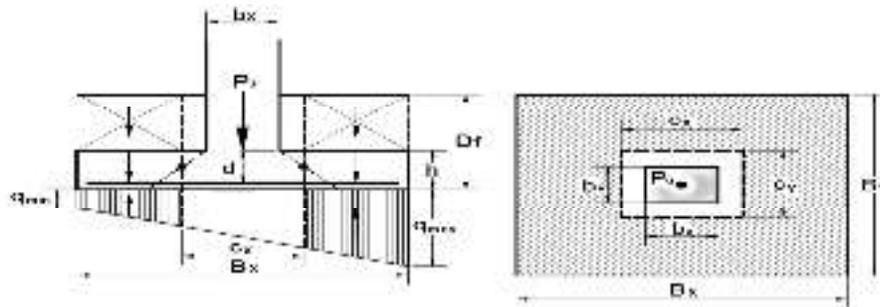
Gambar 3.6 Gaya Geser Satu Arah (V_{u1})

Sumber : M.Noer Ilham (2010)

4. Analisis Gaya Geser Dua Arah (V_{u2})

Keruntuhan geser dua arah dapat timbul sebagai akibat munculnya tegangan tarik diagonal yang disebabkan oleh beban kolom yang disalurkan ke pondasi. Lokasi penampang kritis untuk peninjauan geser dua arah diambil sejauh $d/2$ dari muka kolom.

Dalam SNI 2847:2013, pasal 11.11.2.1, dinyatakan bahwa kuat geser pondasi akibat geser dua arah, V_c , dipeoleh dari nilai terkecil.



Gambar 3.7 Gaya Geser Dua Arah

Sumber : M.Noer Ilham (2010)

5. Tinjau Transfer Beban Kolom ke Pondasi

6. Pembesian pada Pelat Pondasi



Gambar 3.8

Gambar

Penulangan Pondasi

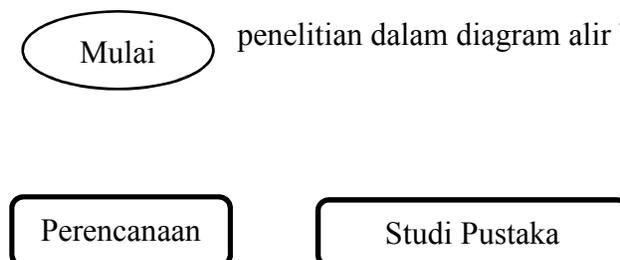
Sumber : M.Noer Ilham (2010)

7. Diagram Interaksi

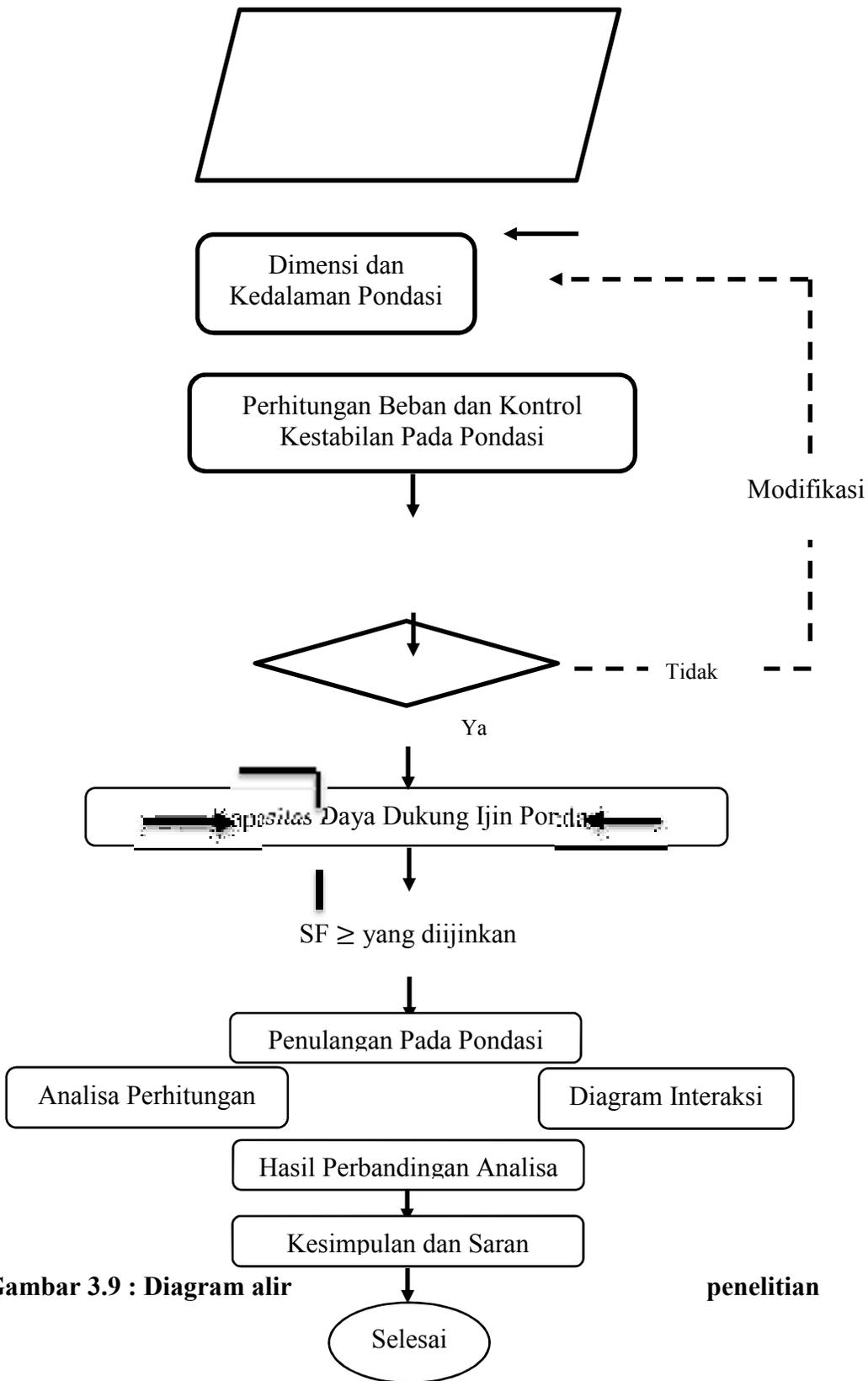
Beban yang bekerja pada pondasi, biasanya berupa kombinasi antara beban aksial dan momen \downarrow lentur. Besar beban aksial dan momen lentur yang mampu ditahan oleh pondasi bergantung pada ukuran atau dimensi pondasi, dan jumlah serta letak baja tulangan yang ada atau terpasang pada pondasi tersebut.

3.7 Diagram Alir

Berdasarkan uraian yang diberikan pada sub-bab 3.1 sampai 3.6 maka dapat disederhanakan metodologi penelitian dalam diagram alir berikut ini:



Penentuan Data Penelitian :



Gambar 3.9 : Diagram alir

penelitian