

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Studi Terdahulu

Penelitian terdahulu bertujuan untuk mendapatkan bahan perbandingan dan acuan. Selain itu, untuk menghindari anggapan kesamaan dengan penelitian ini maka penulis telah memakai referensi dari beberapa jurnal yang sesuai dan relevan mengenai perencanaan pondasi telapak gabungan. Berikut beberapa jurnal yang berkaitan dengan proposal tugas akhir ini.

1. (Farhan Agusta, Agus Tugas Sudjianto, Abdul Halim., 2021) dalam jurnal “Redesain Pondasi Pondasi Telapak Dengan Pondasi Bored Pile Pada Proyek Pembangunan SUTT 150 kV Tanggul-Puger T.07” dengan hasil analisa perencanaan perhitungan struktur bawah pondasi bore pile sebagai berikut.
 - a. Daya dukung ijin pondasi bored pile diameter 40 cm untuk tiang tunggal sebesar 385 kN aman menahan beban kerja maksimal pada 1 (satu) tiang sebesar 264,36 kN, dengan SF = 1,456. Daya dukung pondasi bored pile grup (5 tiang) sebesar 1482,25 kN aman menahan beban kerja 1 (satu) kaki pondasi sebesar 1024,18 kN. Dengan SF = 1,447.
 - b. Anggaran biaya pondasi bored pile yang dibutuhkan pada perbaikan pondasi telapak di T.07 proyek pembangunan SUTT 150 kV Tanggul- Puger sebesar Rp. 383.151.414.
 - c. Daya dukung pondasi bored pile lebih efektif untuk menahan beban kerja 1 (satu) kaki pondasi dibandingkan pondasi telapak. Nilai SF pondasi bored pile sebesar 1,477 lebih tinggi 17,83% dibandingkan nilai SF pondasi telapak sebesar 1,219. Serta anggaran biaya yang lebih murah pada pondasi bored pile 21,28% atau Rp. 103.604.261 dibandingkan pondasi telapak.
2. (Fitra Ramadani, Astiah Amir., 2022) dalam jurnal “Studi Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tapak Dengan Pondasi Bore Pile Pada Pembangunan Menara Air Gampong Lubok Kecamatan Samatiga Kabupaten Aceh Barat” dari hasil kegiatan yang dilakukan dapat disimpulkan bahwa hasil penelitian perbandingan

pondai tapak dengan perbandingan pondasi bore pile pada proyek menara air di gampong lubok ini, diperoleh kapasitas daya dukung pondasi tapak dan pondasi bore pile dapat membandingkannya dengan daya dukung masing masing beban tekanan pada pondasi tapak, dan pondasi bore pile. Untuk pondasi tapak, dan dari hasil analisis untuk daya dukung pondasi bore pile yang berdiameter 30 cm, adalah 234,8 kN. Maka dapat di simpulkan bahwa dua jenis pondasi ini sama sama layak dan aman di gunakan, akan tetapi., untuk jenis pondasi pondasi Bore pile ini lebih aman dan mampu menahan beban pembangunan menara air gampong lubok kecamatan samatiga kabupaten aceh barat, serta layak dan aman untuk dijadikan pondasi pembangunan menara air kecamatan samatiga kabupaten aceh barat terutama dalam pembangunan jangka panjang.

3. (Surta Ria Panjaitan, Humisar Pasaribu, Suci Grace Baene., 2024) dalam jurnal “Analisis Perbandingan Pondasi Bore Pile dan Pondasi Tapak Terhadap Daya Dukung Tanah Pada Pembangunan Gereja Inkulturatif GBKP Bukit” dari penelitian yang dilakukan dapat ditarik simpulan, sebagai berikut:
 - a. Daya dukung pondasi bored pile dan pondasi tapak mampu menahan beban yang bekerja pada bangunan Gereja Inkulturatif GBKP Bukit.
 - b. Diameter pondasi bored pile yaitu 40 cm pada kedalaman 10 m dengan tulangan 7 Ø 13.
 - c. Lebar pondasi tapak yaitu 2,2 m pada kedalaman 2 m dengan tulangan 12 Ø 10.
 - d. Pondasi yang efisien yaitu pondasi tapak.
4. (Yohanes Adi Saputro-0821002) dalam skripsi “Studi Perencanaan Pondasi Gabungan Telapak Setempat dan Strauss Pada Proyek Gedung Apartement Riverside Malang” dari penelitian yang dilakukan dapat ditarik simpulan, sebagai berikut:
 - a. Daya dukung pondasi gabungan lebih besar dari beban yang harus ditahan. Ini berarti pondasi gabungan antara pondasi telapak setempat dengan pondasi staus memenuhi untuk digunakan.

Tabel 2.1 Tipe pondasi berdasarkan daya dukung pondasi

Type Pondasi	Pgabungan (ton)	Pondasi Telapak (ton)	Pondasi Stauss (ton)	Prosentase (%)	Prosentase (%)
Berat	265,296	71,665	193,630	27,010	72,990
Sedang	140,801	45,866	94,935	32,580	67,430
Rigan	47,530	28,685	18,845	60,350	39,650

Untuk penurunan pondasi gabungan disetiap tipe adalah:

Tabel 2.2 Tipe pondasi berdasarkan penurunan pondasi

Type Pondasi	Penurunan
Berat	2,281 cm
Sedang	0,776 cm
Rigan	0,310 cm

Pada hasil perhitungan penulangan pondasi telapak setempat terdapat tiga tipe pondasi yang masing-masing tipe didasarkan pada beban yang terjadi.

Tabel 2.3 Tipe pondasi berdasarkan hasil perhitungan penulangan pondasi

Type Pondasi	Tulangan Tarik Telapak	Tulangan Tekan Telapak	Tulangan Pokok Stauss	Tulangan Spiral Stauss
Berat	D16-83	D10-166	10 D16	D8-50 mm
Sedang	D16-100	D10-200	7 D16	D8-50 mm
Rigan	D16-125	D10-250	4 D16	D8-50 mm

Berdasarkan hasil perbandingan dari studi terdahulu dengan studi yang akan dilakukan dapat disimpulkan bahwa studi yang dilakukan oleh penulis ini memiliki

perbedaan dari studi terdahulu, karena pada studi ini selain menghitung dimensi dan jumlah pondasi telapak, penulis juga menghitung daya dukung pondasi telapak beserta desain tulangan pondasi yang akan digunakan sebelumnya guna mencapai hasil yang analisa sebelumnya. Selain itu lokasi yang ditinjau dan jenis tanah yang ditinjau juga berbeda dengan studi terdahulu.

Penelitian terdahulu yang relevan dengan perencanaan pondasi telapak gabungan menunjukkan berbagai hasil yang penting untuk perbandingan dan acuan dalam penelitian ini. Farhan Agusta, Agus Tugas Sudjianto, dan Abdul Halim (2021) dalam jurnalnya "Redesain Pondasi Telapak dengan Pondasi Bored Pile pada Proyek Pembangunan SUTT 150 kV Tanggul-Puger T.07" mengungkapkan bahwa daya dukung pondasi bored pile tunggal (diameter 40 cm) adalah 385 kN, sedangkan pondasi bored pile grup (5 tiang) dapat menahan beban 1482,25 kN. Anggaran biaya untuk pondasi bored pile juga lebih murah 21,28% dibandingkan pondasi telapak. Pondasi bored pile lebih efektif dalam menahan beban kerja dibandingkan pondasi telapak, dengan faktor keamanan (SF) lebih tinggi 17,83%. Fitra Ramadani dan Astiah Amir (2022) dalam jurnal "Studi Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tapak dengan Pondasi Bore Pile pada Pembangunan Menara Air Gampong Lubok, Aceh Barat" menyimpulkan bahwa kapasitas daya dukung pondasi bore pile (diameter 30 cm) adalah 234,8 kN, dan meskipun kedua jenis pondasi (tapak dan bore pile) layak dan aman digunakan, pondasi bore pile lebih aman dan cocok untuk pembangunan jangka panjang. Surta Ria Panjaitan, Humisar Pasaribu, dan Suci Grace Baene (2024) dalam jurnal "Analisis Perbandingan Pondasi Bore Pile dan Pondasi Tapak Terhadap Daya Dukung Tanah pada Pembangunan Gereja Inkulturatif GBKP Bukit" menunjukkan bahwa kedua jenis pondasi mampu menahan beban pada bangunan Gereja Inkulturatif GBKP Bukit, namun pondasi tapak yang lebih efisien digunakan dengan dimensi lebar 2,2 m dan kedalaman 2 m. Yohanes Adi Saputro (2024) dalam skripsinya "Studi Perencanaan Pondasi Gabungan Telapak Setempat dan Strauss pada Proyek Gedung Apartemen Riverside Malang" menemukan bahwa pondasi gabungan telapak setempat dan pondasi Strauss mampu menahan beban lebih besar dibandingkan dengan pondasi tunggal. Penurunan pada pondasi gabungan lebih rendah dibandingkan pondasi lainnya, dan perhitungan tulangan pondasi telapak dan

Strauss berdasarkan beban menunjukkan spesifikasi yang tepat sesuai dengan tipe pondasi. Berdasarkan hasil penelitian terdahulu ini, dapat disimpulkan bahwa pondasi bored pile lebih efektif dalam beberapa proyek, terutama untuk menahan beban berat, namun pondasi tetap masih menjadi pilihan efisien dalam beberapa kondisi tanah dan lokasi. Penelitian ini akan memperdalam analisis dengan mempertimbangkan daya dukung pondasi telapak dan desain tulangnya, serta memperhitungkan perbedaan jenis tanah dan lokasi dibandingkan dengan penelitian terdahulu.

2.2 Pengertian Pondasi

Pondasi adalah bagian terendah dari komponen struktur bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang berada di bawahnya. Terdapat dua klasifikasi pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam (Hardiyatmo., 2002). Pondasi berfungsi meneruskan beban dari bagian atas struktur bangunan (*upper-structure*) ke lapisan tanah yang berada dibagian bawahnya tanpa mengakibatkan keruntuhan geser tanah dan penurunan (*settlement*) tanah/pondasi yang berlebihan. Karena kekuatan dari sub-struktur ini tergantung pada karakteristik tanah pendukung dan pengaruh dari super-struktur, maka struktur pondasi dan lapisan tanah harus diperhitungkan sebagai satu kesatuan. Pemilihan jenis pondasi didasarkan atas:

1. Fungsi bangunan atas (*super structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut.
2. Besarnya beban dan beratnya bangunan atas.
3. Keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan.
4. Biaya pondasi dibandingkan dengan bangunan atas.

Pondasi harus mampu meneruskan beban konstruksi ke lapisan tanah keras dan tidak boleh melampaui kekuatan tanah yang bersangkutan. Apabila kekuatan tanah melampaui, maka penurunan berlebihan atau keruntuhan dari tanah akan terjadi, sehingga menyebabkan rusaknya konstruksi bangunan di atasnya. (sumber: Harry Chistady Hardiyatmo, Teknik Pondasi 1). Berdasarkan hasil uji model keruntuhan, vesic (1963) membagi tipe – tipe keruntuhan pondasi diantaranya:

1. Keruntuhan geser umum (*general shear failure*)

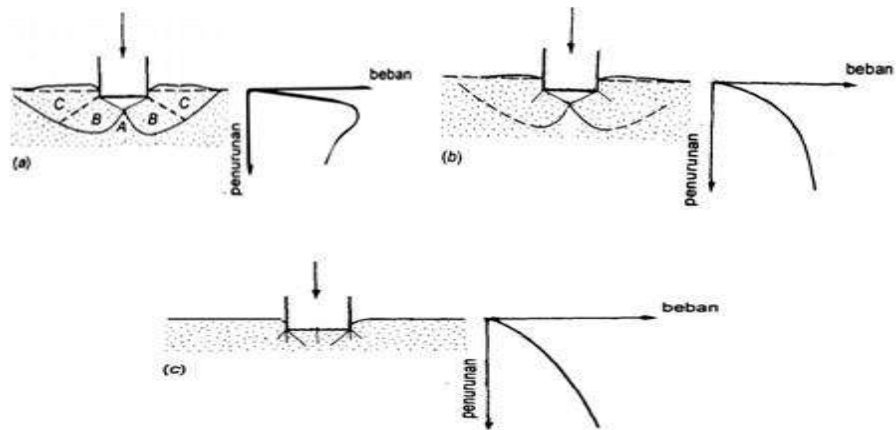
Pada keruntuhan tipe ini, keruntuhan pondasi terjadi menurut bidang runtuh yang dapat diidentifikasi dengan jelas. Pada saat terjadi gerakan tanah pada tipe keruntuhan ini, akan mengakibatkan pengembangan tanah disekitar pondasi. Bidang longsor terbentuk hingga ke permukaan tanah.

2. Keruntuhan geser lokal (*local shear failure*)

Keruntuhan geser lokal tipe keruntuhannya hampir sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang keruntuhan yang terbentuk tidak sampai muncul ke permukaan tanah. Pada tipe keruntuhan ini, pondasi menjadi tenggelam akibat bertambahnya beban pada kedalaman yang relatif dalam, yang menyebabkan tanah didekatnya mampat. Pada keruntuhan tipe ini, hanya terjadi sedikit pengembangan tanah tanpa disertai penggulingan pondasi.

3. Keruntuhan penetrasi (*penetration failure/pushing shear failure*)

Pada tipe keruntuhan ini, dapat dikatakan keruntuhan geser tidak terjadi. Akibat besarnya beban yang diberikan dan lunaknya tanah yang digunakan sebagai dasar pondasi, menyebabkan penurunan pondasi. Penurunan pondasi bertambah seiring dengan bertambahnya beban yang diberikan. Pemampatan tanah akibat penetrasi pondasi, berkembang hanya pada zona terbatas tepat di dasar dan di sekitar tepi pondasi. Penurunan yang terjadi tidak menghasilkan cukup gerakan arah lateral yang menuju kedudukan kritis keruntuhan tanah. Tipe keruntuhan penetrasi diharapkan terjadi terutama pada tanah yang mudah mampat seperti pasir tidak padat dan lempung lunak. (sumber: Harry Chistady Hardiyatmo, Teknik Pondasi 1, Hal 64).



Gambar 2.1 (a) Keruntuhan geser, (b) Keruntuhan geser lokal, (c) Keruntuhan penetrasi

sumber: Harry Chistady Hardiyatmo, Buku Teknik Pondasi 1, Hal 64

2.3 Klasifikasi Pondasi

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan dimana beban itu ditopang oleh tanah yang menghasilkan:

1. Pondasi dangkal

Dinamakan sebagai alas, telapak. Telapak tersebar atau pondasi rakit (mats). Kedalaman pada umumnya $D/B \leq 1$ tetapi mungkin agak lebih. Pondasi dangkal terdiri dari pondasi telapak, cakar ayam, pondasi menerus dan lain-lain.

2. Pondasi dalam

Tiang pancang, tembok/tiang dibor, atau kaisan yang dibor. Kedalaman pada umumnya $D/B \leq 4+$ dengan suatu tiang pancang. Pondasi dalam terdiri dari pondasi sumuran, tiang, dan kaisan.

2.4 Pondasi Telapak Gabungan

Menurut (Bowles,1991), Pondasi telapak yang memikul beban sebuah kolom tunggal dinamakan pondasi telapak sebar, karena fungsinya adalah untuk "menyebarkan" beban kolom secara lateral kepada tanah, supaya intensitas tegangan diturunkan ke suatu nilai yang dapat dipikul oleh tanah dengan aman. Bagian konstruksi ini kadang-kadang dinamakan pondasi telapak tunggal atau pondasi

telapak terisolasi. Pondasi telapak dinding digunakan untuk tujuan yang sama yakni untuk menyebarkan beban dinding kepada tanah.

Pondasi telapak tersebut mungkin diperlukan untuk menahan angin atau pengaruh gempa bumi di dalam kombinasinya dengan beban mati dan beban hidup. Beban-beban pondasi telapak dapat terdiri dari kombinasi beban vertikal dan beban horisontal resultan miring atau beban-beban ini di dalam kombinasinya dengan momen jungkir-balik. Prosedur perencanaan kekuatan Kode ACI yang sekarang menggunakan faktor-faktor beban tereduksi untuk beberapa kondisi pembebanan transien, sebagai ganti penambahan tegangan- tegangan bahan yang diijinkan. Sebuah kaki tiang boleh digunakan sebagai penghubung antara kolom-kolom logam dengan pondasi telapak setempat atau pondasi telapak dinding yang diletakkan pada suatu kedalaman di dalam tanah. Hal ini mencegah korosi logam yang mungkin terjadi melalui sentuhan langsung dengan tanah.

2.4.1 Daya Dukung Pondasi Telapak Gabungan

Kapasitas dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan yaitu tahanan geser yang dikeraskan oleh tanah disepanjang bidang-bidang gesernya. Perancangan pondasi harus mempertimbangkan adanya keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk itu perlu dipenuhi kriteria-kriteria yaitu: Kriteria stabilitas dan kriteria penurunan. Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan pondasi adalah sebagai berikut:

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampaunya kapasitas daya dukung tanah harus dipenuhi. Dalam hitungan kapasitas dukung umumnya digunakan faktor aman 3 (tiga).
2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas nilai yang ditoleransikan khususnya penurunan yang tidak seragam (*Differential Settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

2.4.2 Persamaan Daya Dukung

1. Daya dukung Terzaghi

Kapasitas dukung ultimit (Ultimit Bearing Capacity, q_u) didefinisikan sebagai beban maksimum persatuan luas dimana tanah masih dapat mendukung beban tanpa mengalami keruntuhan. Menurut Terzaghi (1943), persamaan daya dukung beban ultimit pada pondasi berbentuk bujur sangkar untuk tanah non kohesif diberikan pada persamaan 1:

$$q_u = Df \gamma ((Nq-1)+0.4 \gamma BN_\gamma) \dots\dots\dots \text{Rumus 2.1 Daya dukung Terzaghi}$$

(Sumber: Terzaghi, K. 1943. *Book of Soil Mechanics in Engineering Practice*)

dimana:

- q_u = Daya Dukung Ultimit Untuk Pondasi (ton/m²);
- Df = Kedalaman Pondasi (m);
- γ = Berat Volume Tanah (ton/m³);
- $P0$ = $Df \gamma$ = Tekanan Overburden Pada Dasar Pondasi (ton/m³);
- $Nc, Nq, N\gamma$ = Faktor Daya Dukung Tarzaghi.

Untuk faktor $Nc, Nq, N\gamma$ adalah faktor-faktor kapasitas dukung pada keruntuhan geser lokal yang nilai nilainya tergantung dari sudut geser dalam (ϕ).

2. Daya dukung Mayerhof

Meyerhof (1976), menyarankan persamaan kapasitas dukung dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dengan kuat geser tanah diatas pondasi. Sehingga perhitungan daya dukung pondasi dangkal dengan beban statis pada tanah pasir (tanah non kohesif) seperti pada persamaan 2:

$$q_u = Sq dq iq P0 ((Nq-1)+S\gamma d\gamma i\gamma 0.5B\gamma N\gamma) \dots\dots\dots \text{Rumus 2.2 Daya dukung Mayerhof}$$

(Sumber: Meyerhof, G.G. 1976. *Book of Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand*)

dimana:

- q_u = Daya Dukung Ultimit Untuk Pondasi (ton/m²);
- $Nc, Nq, N\gamma$ = Faktor Daya Dukung Mayerhof;
- $Sc, Sq, S\gamma$ = Faktor Bentuk Pondasi;

dc, dq, dy	= Faktor Kedalaman Pondasi;
ic, iq, iy	= Faktor Kemiringan Beban;
B	= Lebar Pondasi (m);
$P0$	= $Df \gamma$ = Tekanan Overburden Pada Dasar Pondasi (ton/m^3);
Df	= Kedalaman Pondasi (m);
γ	= Berat Volume Tanah (ton/m^3).

2.4.3 Daya Dukung Pondasi Telapak pada Tanah Lanau

Daya dukung diizinkan tanah lanau yang berbentuk tepung batu dapat diperoleh dengan prosedur yang sama seperti memperoleh daya dukung tanah pasir. Sedang tanah lanau plastis, prosedurnya sama seperti tanah lempung. Hitungan daya dukung dilakukan dengan memasukkan nilai-nilai kuat geser tanah yang diperoleh dari pengujian triaksial pada contoh tak terganggu. Kecepatan penerapan beban harus sedemikian rupa, sehingga kecepatan berkurangnya air pori sama seperti kecepatan air pori di lapangan.

Jika kemampuan meloloskan air tanah lanau relatif kecil dan kecepatan pembebanan cepat, pengujian triaksial pada kondisi terkonsolidasi-tanpa drainase (*consolidated undrained*) lebih cocok. Sebaliknya, jika tanah lanau mudah meloloskan air, pengujian triaksial pada kondisi terkonsolidasi-dengan drainase (*consolidated drained*) lebih cocok. Pada tanah lanau murni, jika pembebanan berlangsung lambat, pembebanan dapat mempengaruhi pengurangan kadar air, yang kemudian dapat menambah kuat geser tanah. Untuk ini, dalam hitungan daya dukung dapat digunakan parameter kuat geser tegangan efektif. (Hardiyatmo, Bab 5:209).

Tabel 2. 4 Daya dukung aman untuk pondasi

Konsistensi	N	Daya dukung aman (q_s) untuk fondasi (kg/cm^2)	
		Bujur sangkar	Memanjang
Sangat lunak	0 – 2	0,00–0,30	0,00–0,22
Lunak	2 – 4	0,30–0,60	0,22–0,45
Sedang	4 – 8	0,60–1,20	0,45–0,90
Kaku	8 – 15	1,20–2,40	0,90–1,80
Sangat kaku	15 – 30	2,40–4,80	1,80–3,60
Keras	30	4,80	3,60

Sumber : Buku Hardiyatmo, Bab 5:209

2.4.4 Penurunan Pondasi Telapak Gabungan

Maksimum penurunan pada struktur harus diperhatikan kerana dapat mempengaruhi penampilan, konstruksi dan pelayanan dari bangunan (Redana, 2009). Apabila satu bagian dari konstruksi menurun lebih dari bagian yang lain, maka akan terjadi distorsi pada struktur dan tentunya sangat berbahaya dibanding kalau terjadi penurunan secara merata. Adapun rumus yang digunakan dalam menghitung penurunan seperti pada persamaan 3:

$$S = \mu_0 \mu_1 q \frac{B}{E} \dots\dots\dots \text{Rumus 2.3}$$

Penurunan pondasi

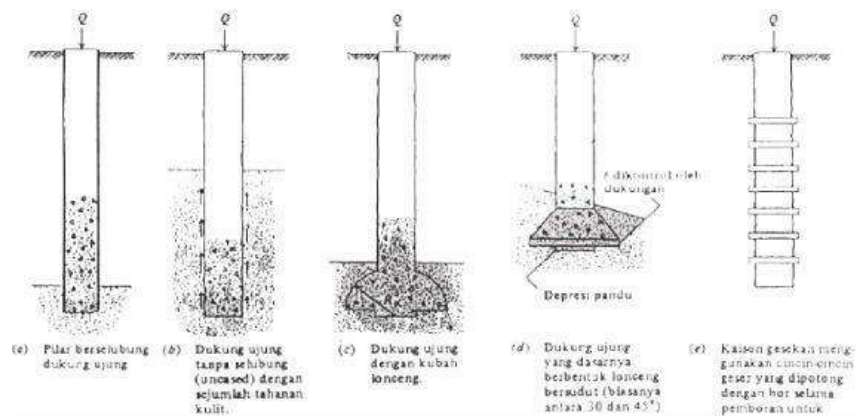
(Sumber: Redana, 2009. *Buku Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*)

dimana :

- q = Beban netto yang bekerja (ton/m²);
- B = Lebar pondasi (m);
- E = Young's Modulus (ton/m²);
- μ_1 = Parameter akibat pengaruh bentuk pondasi dan kedalaman tanah; dan
- μ_0 = Parameter akibat pengaruh kedalaman dari pondasi.

2.5 Pondasi Tiang Bor (*Borepile*)

Tiang bor dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, baru kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton. Tiang ini biasanya dipakai pada tanah yang stabil dan kaku sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air, pipa besi dibutuhkan menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik ke atas pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang (Hari Christady H.; 2001:54).

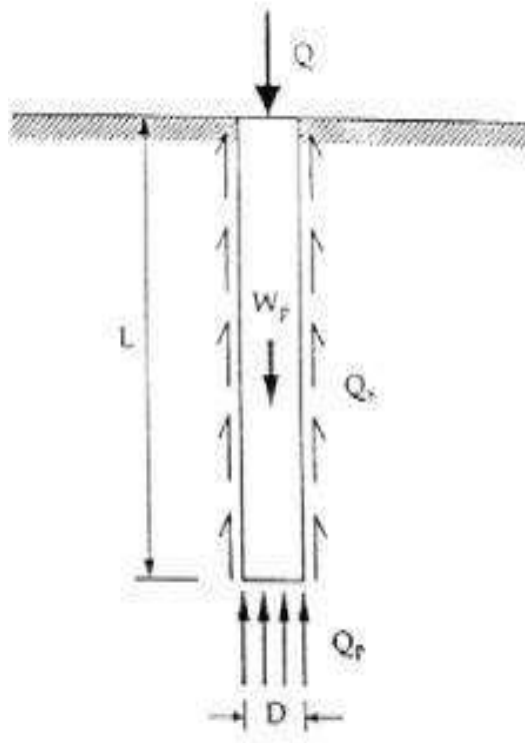


Gambar 2.2 Konfigurasi pondasi tiang bor

Sumber : Buku Hari Christady H.; 2001:54

2.5.1 Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal Pondasi Tiang Bor

Daya dukung (*bearing capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadi keruntuhan. Apabila beban yang bekerja pada pondasi telah melampaui daya dukung dan tegangan geser batasnya maka akan berakibat keruntuhan pada pondasi. Untuk menentukan daya dukung tiang dapat ditentukan dengan melihat kemampuan tiang itu sendiri atau kekuatan tanah (dicari yang terlemah). Daya dukung ujung tiang tiang didapatkan melalui tanah pada ujung tiang tersebut, sedangkan daya dukung geser pada tiang didapatkan melalui tanah yang mengelilingi tiang, yang merupakan gesekan antara tiang dengan tanah (Karl Terzaghi: 1991; 46). Daya dukung aksial suatu pondasi dalam pada umumnya terdiri atas dua bagian yaitu daya dukung akibat gesekan sepanjang tiang dan daya dukung ujung tiang.



Gambar 2.3 Mekanisme pengalihan beban pondasi tiang

Sumber : Buku Karl Terzaghi: 1991; 46

Daya dukung untuk pondasi tiang bor mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung dan tahanan ujung dan tahanan selimut tiang yang dapat dinyatakan dalam bentuk:

$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$Rumus 2.4 Daya dukung pondasi tiang bor

(Sumber: Sardjono, H.S. 1984. Buku Teknik Pondasi)

Besarnya kekuatan yang ijin pada satu tiang adalah sebagai berikut: (Sardjono H.S., 1984:32):

$\bar{P}_{tiang} = \bar{\sigma}_{bahan} \times A_{tiang}$

$\bar{\sigma}_{bahan} = 0,3 f_c$

dimana:

\bar{P}_{tiang} = kekuatan yang diijinkan pada tiang (kg)

$\bar{\sigma}_{bahan}$ = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm²)

A_{tiang} = luas penampang tiang (cm²)

Dari cara pemindahan beban yang diterima oleh tiang pondasi berdasarkan kekuatan tanah maka daya dukung dapat dibedakan menjadi:

1. Tahanan Ujung Tiang (*End Bearing Pile*)

End bearing pile adalah pondasi tiang yang tertahan ujungnya (daya dukung ujung). Tiang ini meneruskan beban melalui tahanan ujung ke lapisan tanah keras yang mampu memikul beban yang diterima oleh tiang tersebut. Dalam mengukur kemampuan tiang bor dapat dipakai rumus:

- Berdasarkan hasil sondir: (Sardjono H.S.,1984:33)

$$Q_p = \frac{A_{tiang} \cdot q_c}{n} \dots\dots\dots \text{Rumus 2.5 Daya dukung ujung tiang (kg)}$$

(Sumber: Buku Sardjono, H.S. 1984)

dimana:

- Q_p = daya dukung ujung tiang (kg)
- A_{tiang} = luas penampang tiang (cm²)
- q_c = nilai konus dari hasil sondir (kg/cm²)
- n = angka keamanan

- Berdasarkan data N-SPT (Standard Penetration Test)
- Meyerhof (1956), untuk jenis tanah dan jenis tiang yang berbeda pada tiang dengan desakan tanah yang kecil seperti tiang bor dan tiang, maka dianjurkan memakai rumus:

$$Q_p = (40 \times N_b \times A_p) \dots\dots\dots \text{Rumus 2.6 Daya dukung ultimit pondasi tiang (ton)}$$

(Sumber: Meyerhof, 1956. *Book of Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils*)

dimana:

- Q_p = Daya dukung ultimit pondasi tiang (ton)

N_b = Nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang, disarankan untuk dibatasi sebesar 40 sedangkan f_s (yaitu 0,2 N) disarankan untuk tidak melebihi 10 ton/m²

A_p = Luas penampang dasar tiang (m²)

- Luciano Decourt (1987), Perumusan ini adalah penyempurnaan dari perumusan sebelumnya yaitu Meyerhof, dimana perumusan Luciano Decourt mempunyai nilai yang lebih akurat. Pada perumusan Luciano Decourt dibutuhkan suatu nilai k yang dimaksud sebagai nilai koefisien yang tergantung dari jenis tanah yang akan dipakai.

$$Q_u = (A_p \times N_p \times K) + (A_s \times \frac{N_s}{8} + 1) \dots\dots \text{Rumus 2.7 Daya dukung}$$

ultimate tiang (ton)

Harga N di lapangan yang berada di bawah muka air harus dikoreksi dahulu untuk menjadi N design (N_1) dengan persamaan Terzaghi dan Peck :

$$N_1 = 15 + 0,5 (N - 15) \dots\dots\dots \text{Rumus 2.8 Daya dukung}$$

ultimate tiang (ton)

(Sumber: Terzaghi & Peck, 1967. *Book of Soil Mechanics in Engineering Practice*)

dimana:

Q = Daya dukung ultimate tiang (ton)

A_p = Luas penampang ujung tiang (m²)

N_p = Rata-rata dari harga SPT mulai 4D di bawah ujung tiang sampai 4D di atas tiang

K = koefisien yang tergantung dari jenis tanah

A_s = Luas selimut tiang (m²)

N = Harga SPT rata-rata pada lapisan tanah sepanjang tiang yang ditinjau

Tabel 2.5 Nilai koefisien berdasarkan jenis tanah (Decourt.L, 1987)

Jenis Tanah	K (t/m ²)
Lempung	12
Lanau berlempung	20
Lanau berpasir	25
Pasir	40

Sumber : Buku Decourt.L, 1987

Metode Perkiraan Berdasarkan Data di Lapangan

Mencari panjang ekivalen penetrasi tiang (l)

$$N = \frac{N1 + N2}{2}$$

.....Rumus 2.9 Nilai rata-rata perencanaan pondasi

pada ujung tiang

dimana:

\bar{N} = harga N rata-rata untuk perencanaan pondasi pada ujung tiang

$N1$ = harga N pada ujung tiang

$N2$ = harga rata-rata N pada jarak 4D dari ujung tiang

Daya dukung pada ujung tiang

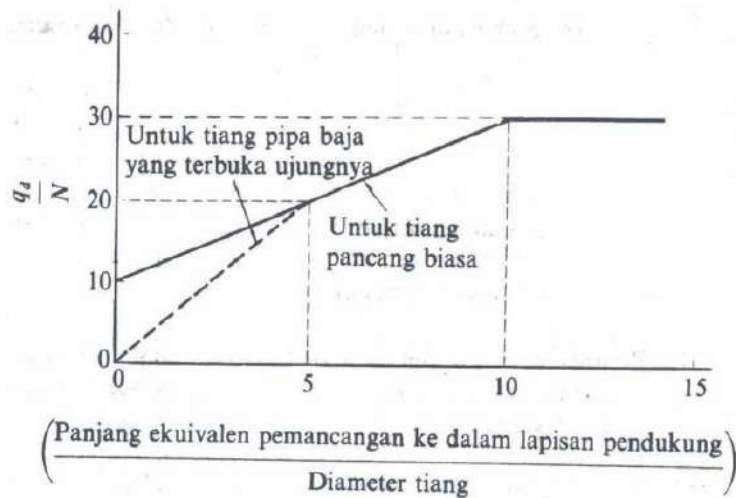
$Qp = qD .A$ Rumus 2.10 Daya

dukung pada ujung tiang

dimana:

qD = daya dukung terpusat tiang (ton)

A = luas ujung tiang



Gambar 2.4 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimit tanah pondasi ujung tiang

Sumber : Buku Decourt.L, 1987

2. Tahanan gesek/lekatan selimut tiang (*Skin Friction Pile*)

Friction pile adalah tiang yang daya dukungnya berdasarkan hambatan lekat antara tiang dengan tanah disekelilingnya (skin friction). Jika tiang diletakkan pada kedalaman lapisan lempung, maka perlawanan pada ujung tiang akan jauh lebih kecil daripada perlawanan akibat perletakan antara tiang dengan tanah.

- Metode α

Diperkenalkan oleh M.J. Tomlinson (1971), yaitu :

$$Q_s = \sum A_s \cdot f_s \cdot \Delta L \dots \dots \dots \text{Rumus 2.11 Daya dukung friksi tiang (t/m}^2\text{)}$$

$$f_s = \alpha \cdot c_u \dots \dots \dots \text{Rumus 2.12 Faktor friksi (t/m}^2\text{)}$$

(Sumber: Terzaghi & Peck, 1967. *Book of Soil Mechanics in Engineering Practice*)

dimana:

- Q_s = daya dukung friksi tiang (t/m²)
- f_s = faktor friksi (t/m²)
- A_s = keliling tiang (m)

- ΔL = panjang tiang (m)
- C_u = kohesi rata-rata sepanjang tiang (t/m²)
- α = faktor adhesi pada tanah lempung tidak teralirkan, menurut jenis tiang

- Berdasarkan hasil sondir : (*Buku Sardjono H.S : 1984;43*)

$$Q_f = \frac{JHL \cdot k}{n}$$

.....Rumus 2.13 Daya

dukung geser tiang (kg)

dimana:

- Q_f = daya dukung geser tiang (kg)
- k = keliling tiang (cm)
- JHL = jumlah hambatan lekat (kg/cm)
- n = angka keamanan

Penetapan kedudukan ujung tiang friction pile adalah :

- Untuk bangunan sedang : JHL = 800 - 1000 kg/cm
- Untuk bangunan berat : JHL = 1000 - 1200 kg/cm

- Berdasarkan hasil N-SPT
Meyerhof (1956)

$$Q_s = 0.1 \times \bar{N} \times A_s$$

dimana:

- A_s = Luas selimut tiang (m²) = tebal lapisan x keliling tiang
- \bar{N} = Nilai *NSPT* rata – rata sepanjang tiang

Metode Perkiraan Berdasarkan Data di Lapangan

$$Q_s = U \cdot \sum l_i \cdot f_i$$

dimana:

f_i = intensitas gaya geser dinding tiang (tabel Sosrodarsono)

U = keliling tiang

l_i = tebal lapisan

Tabel 2.5 Rata-rata nilai N (Satuan: t/m²) (RSNI T-12-2004)

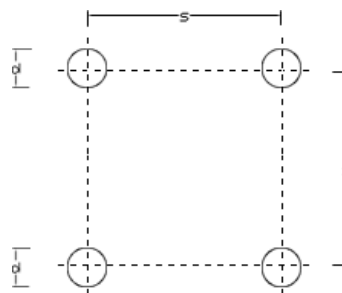
Jenis tiang Jenis tanah pondasi	Tiang pracetak	Tiang yang dicor Di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau N (≤ 12)	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

2.5.2 Daya Dukung Kelompok Tiang

Kelompok tiang umumnya digunakan bila beban yang diterima oleh pondasi tiang terlalu besar sehingga tidak mampu menahan beban yang ada apabila digunakan satu tiang saja. Untuk menghitung daya dukung pada tiang kelompok hal yang harus diperhatikan adalah:

1. Jarak antar tiang dalam kelompok (s)

Berdasarkan pada perhitungan, jarak antar tiang oleh CRSI (*Concrete Reinforcing Steel Institute*, 1992) diisyaratkan : (Book of Donald P. Coduto, 1994: 427)



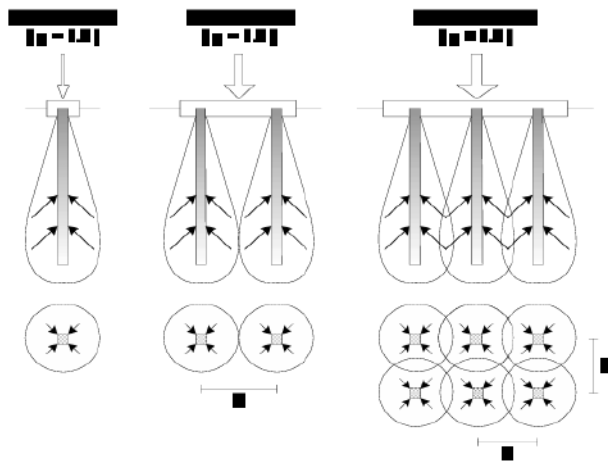
Gambar 2.5 Jarak pusat ke pusat tiang (Buku Ir. Sardjono, 1987:56)

$$s \leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n}{m+n-2}$$

$$s \geq 2,5 D$$

dimana:

- s = jarak antar tiang (m)
- D = diameter tiang (m)
- m = jumlah tiang dalam satu kolom
- n = jumlah tiang dalam satu baris



Gambar 2.6 Skematik Mobilisasi Tekanan

Sumber : Buku Ir. Sardjono, 1987

2. Faktor efisiensi kelompok tiang

Daya dukung efektif dari satu tiang dalam suatu kelompok akan lebih kecil dari daya dukungnya sendiri. Hal ini disebabkan oleh adanya nilai efisiensi kelompok (E_g) yang nilainya kurang dari 1. Nilai efisiensi yang paling ekonomis adalah antara 0,85 sampai dengan 0,95.

$Q_{pg} \eta \times n \times Q$Rumus 2.14 Daya dukung kelompok tiang

(Sumber: Raharjo, 2005. Buku Pondasi Tiang Kelompok)

dimana:

Q_{pg} = Daya dukung kelompok tiang

- η = Efisiensi kelompok tiang
- n = Jumlah tiang dalam satu kelompok
- Q = Daya dukung satu tiang

Ada beberapa rumus efisiensi kelompok tiang pada tanah pasiran yang umum dipakai dalam perhitungan, yaitu: (Buku Paulus P. Raharjo, 2005:77).

- *Formula Converse-Labarre*

$$Eg = 1 - [(n-1)m + (m-1)n] / 90 m.n.\theta \text{ dan } \theta = \tan^{-1} - [D/s]$$

.....Rumus 2.15

(Sumber: Converse & Labarre, 1935. Axial Load Tests of Pile Foundations)

- *Formula Los Angeles*

$$Eg = 1 - D/\pi.s.m.n [(m). (n - 1) + (n). (m - 1) + (m - 1). (n - 1). \sqrt{2}]$$

.....Rumus 2.16

(Sumber: Los Angeles Group, 1953)

- *Formula Sierly Kenee*

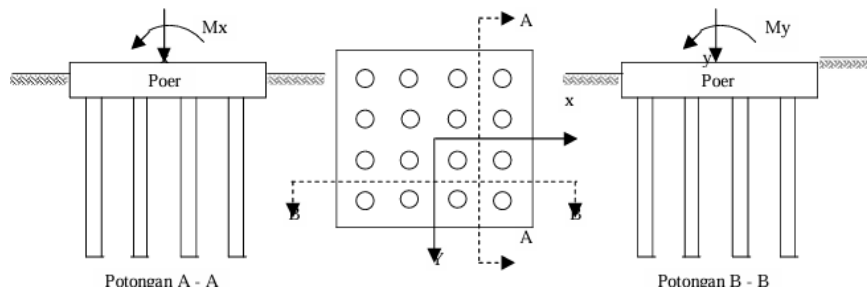
$$Eg = \frac{(36.s).(m+n-2)}{[1 - (75.S2 - 7).(m+n-1)] + (m+n)} \quad 0,3$$

dimana:

- Eg = η = efisiensi tiang
- m = jumlah tiang pada deretan baris
- n = jumlah tiang pada deretan kolom
- D = diameter atau sisi tiang
- s = jarak antar tiang
- p = keliling dari penampang tiang

2.5.3 Kelompok Tiang yang Menerima Beban Normal Sentris dan Momen yang Bekerja pada 2 Arah

Berikut adalah skema pembebanan dalam distribusi beban :



Gambar 2.7 Skema pembebanan dalam distribusi beban

(Sumber: Raharjo, 2005. Buku Pondasi Tiang Kelompok)

Keterangan:

- Beban sentris adalah jika pada garis beban jatuh tepat diperpotongan sumbu simetris arah (x-x) dan arah (y-y).
- Beban eksentris satu arah adalah jika pada garis beban jatuh tepat diperpotongan sumbu simetris arah (x-x) dan arah (y-y).
- Beban eksentris dua arah adalah jika garis kerja beban tidak bekerja pada (x-x).

Dari gambar diatas dapat dirumuskan:

$$P_{maks} = \frac{\Sigma v}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{maks}}{n \cdot Y} \pm \frac{M_x \cdot Y_{maks}}{n \cdot X}$$

.....Rumus 2.17 Beban maksimum yang diterima oleh tiang

(Sumber: Raharjo, 2005. Buku Pondasi Tiang Kelompok)

dimana:

- P_{max} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang
- Σv = Jumlah total beban normal
- M_x = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X
- M_y = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y
- n = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang (group file)
- X_{max} = Absis terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang
- Y_{max} = Ordinat terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang
- N_x = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu x

- ny = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu y
- ΣX^2 = Jumlah kuadrat absis-absis tiang
- ΣY^2 = Jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang

2.6 Penurunan Pondasi Tiang Bor

Penurunan dipengaruhi mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan hanya bersifat pendekatan. Untuk memperkirakan besarnya penurunan elastis atau penurunan seketika pada pondasi tiang tunggal, dapat digunakan dua metode, yaitu metode semi- empiris dan metode empiris:

1. Metode Semi Empiris

Penurunan elastis pondasi tiang tunggal dapat dihitung sebagai berikut:

$$S_e = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$P_{max} = (Q_p + \alpha Q_s)L / A_b E_p$$

(Sumber: Raharjo, 2005. Buku Pondasi Tiang Kelompok)

Keterangan:

S_s = Penurunan akibat deformasi tiang tunggal

Q_p = Daya dukung ujung tiang 25

Q_s = Daya dukung selimut tiang

A_p = Luas ujung tiang bawah

L = Panjang tiang

E_p = Modulus elastisitas material tiang

α = 0,5 jika distribusi gesekan berbentuk parabola atau 0,67 jika segitiga

$$S_p = C_p \times Q_p / D \times q_p$$

.....Rumus 2.18 Penurunan tiang disebabkan oleh beban yang bekerja pada ujung tiang

(Sumber: Bowles, J.E. 1997. Book of Foundation Analysis and Design; Raharjo, 2005)

Keterangan:

S_p = Penurunan tiang disebabkan oleh beban yang bekerja pada ujung

- tiang
- C_p = Koefisien empiris
- D = Diameter tiang
- Q_p = Daya dukung batang ujung tiang

Tabel 2.6 Nilai koefisien CP (Buku Raharjo, 2005)

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir	0,02-0,04	0,09-0,18
Lempung	0,02-0,03	0,03-0,06
Lanau	0,03-0,05	0,09-0,12

2.7 Beban Lateral

“Pondasi tiang sering harus dirancang dengan memperhitungkan beban- beban horizontal atau lateral, seperti: beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang air, benturan kapal, dan lain-lain (Buku Hary Christady H., 2002: 204). Beban horizontal disebarkan ke seluruh tiang melalui ruang bawah tanah (*basement*) atau balok-balok pengikat. Dalam analisis, kondisi kepala tiang dibedakan menjadi kondisi kepala tiang bebas (*free head*) dan kepala tiang terjepit (*fixed head atau restrained*).

Selain berdasarkan kondisi kepala tiang, perhitungan pondasi tiang yang menerima beban lateral umumnya juga perlu dibedakan berdasarkan perilakunya, yaitu sebagai pondasi tiang pendek (tiang kaku) atau pondasi tiang panjang (tiang elastis). Kriteria penentuan tiang pendek dan panjang didasarkan pada kekakuan relatif antara tiang dengan tanah. Perancangan pondasi tiang yang menahan gaya lateral harus memenuhi dua kriteria yaitu:

1. Faktor aman terhadap keruntuhan ultimit harus dipenuhi.
2. Defleksi yang terjadi akibat beban yang bekerja harus masih dalam batas-batas toleransi.

Pada tanah lempung teguh yang terkonsolidasi secara berlebih, modulus subgrade tanah (*coefficient of horizontal subgrade reaction atau K_s*) umumnya diasumsikan

konstan terhadap kedalaman tanah. Untuk menentukan perilaku tiang digunakan faktor kekakuan R sebagai berikut:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{K \cdot B}} \text{ (dalam satuan Panjang)}$$

.....Rumus 2.19 Faktor

kekakuan R

(Sumber: *Book of Tomlinson, 1971*)

dimana:

E = Modulus elastisitas tiang (ton/m²)

I = Momen inersia tiang (m⁴)

K = Modulus subgrade tanah dalam arah horizontal (ton/m³)

$$= k_1 / 1.5$$

k₁ = Modulus subgrade tanah menurut Terzaghi dan berhubungan dengan kuat geser tak terdrainase dari tanah lempung

B = diameter atau sisi tiang (m)

Tabel 2.7 Hubungan Antara k₁ dan c_u (Tomlinson, 1971; 224)

Consistency	Stiff	Very stiff	Hard
Undrained cohesion (c _u)			
kN/m ³	100 - 200	200 - 400	> 400
t/ft ³	1 - 2	2 - 4	> 4
Range of k ₁			
kN/m ³	18 - 36	36 - 72	> 72
t/ft ³	50 - 100	100 - 200	> 200
Recommended k ₁			
kN/m ³	27	54	> 108
t/ft ³	75	150	> 300

Pada tanah lempung yang terkonsolidasi normal dan tanah berbutir kasar, nilai modulus subgrade tanah umumnya meningkat secara linier terhadap kedalaman. Sehingga faktor kekakuan yang digunakan adalah T, yaitu:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E \cdot I}{n_h}} \text{ (dalam satuan Panjang)}$$

.....Rumus 2.20 Faktor

kekakuan T

(Sumber: Book of Tomlinson, 1996)

dimana:

n_h = Konstanta modulus *subgrade* tanah

Tabel 2.8 Nilai n_h untuk tanah berkohesi (Tomlinson, 1971:225)

Relative density	Loose	Medium dense	Dense
n_h for dry or moist soil (Terzaghi)			
MN/m ³	2.5	7.5	20
tons/ft ³	7	21	56
n_h for submerged soil (Terzaghi)			
MN/m ³	1.4	5	12
tons/ft ³	4	14	34
n_h for submerged soil (Reese et. al.)			
MN/m ³	5.3	16.3	34
tons/ft ³	15	46	96

Kriteria untuk mengetahui perilaku ditentukan berdasarkan nilai R atau T yang telah dihitung seperti ditunjukkan dalam tabel 2.9 di bawah ini.

Tabel 2.9 Kriteria jenis perilaku tiang (Book of Tomlinson, 1996:225)

Pile type	Soil modulus	
	Linearly-increasing	Constant
Rigid (free head)	$L < 2T$	$L < 2R$
Elastic (free head)	$L > 4T$	$L > 3.5R$

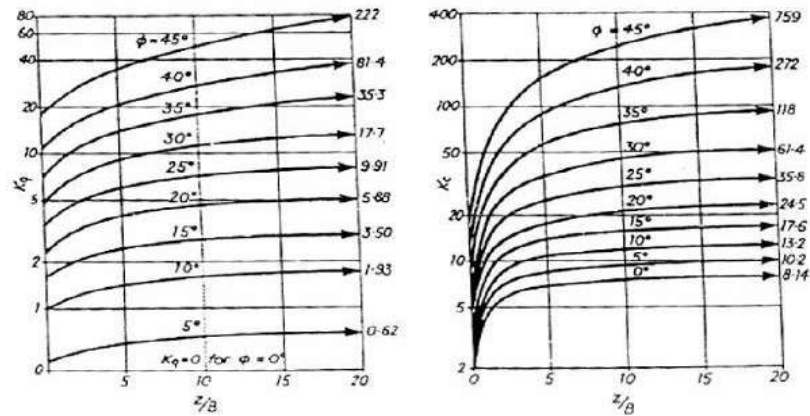
2.7.1 Metode Brinch Hansen (1961)

Dapat digunakan untuk menghitung tahanan lateral ultimit pada tiang-tiang pendek, selain itu dapat diterapkan baik pada tanah homogen, tanah dengan c dan maupun pada tanah berlapis. Tahanan ultimit lateral tanah pada sembarang kedalaman z adalah sebagai berikut :

$$P_u = p_o \cdot Kq + c \cdot Kc$$

dimana:

p_o = tekanan overburden vertikal
 K_c dan K_q = koefisien tahanan tanah lateral



Gambar 2.8 Koefisien tahanan tanah lateral (Buku Hansen, 1961)

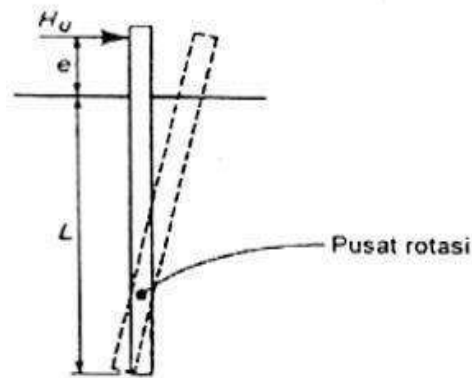
2.7.2 Metode Broms

Metode ini dapat digunakan pada tiang panjang maupun pendek, baik pada kondisi kepala terjepit maupun bebas, tetapi hanya berlaku untuk lapisan tanah yang homogen yaitu tanah kohesif atau tanah non-kohesif saja (tidak dapat digunakan pada tanah berlapis).

1. Kondisi Tiang Pendek

- Kepala tiang bebas (*free head*)

Pada kondisi ini dianggap bahwa tahanan tanah mencapai nilai ultimitnya di seluruh kedalaman tiang.



Gambar 2.9 Pola keruntuhan tiang pendek kepala tiang bebas (Buku Broms, 1964)

Pada tanah butir kasar atau pasir (c = 0), dimana titik rotasi diasumsikan berada di dekat ujung tiang sehingga tegangan yang cukup besar bekerja di dekat ujung, maka:

$$H_u = \frac{0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot K_p}{(e+L)} \dots\dots \text{Rumus 2.21 Tahanan tiang ultimit terhadap}$$

beban lateral

(Sumber: Broms, B.B. 1964. *Book of Lateral Resistance of Piles in Cohesive and Cohesionless Soils*)

dimana:

H_u = tahanan tiang ultimit terhadap beban lateral

K_p = $tg^2 (45 + \phi/2)$

Momen maksimum didapat pada kedalaman X_o , dimana:

$$X_o = 0.82 \cdot \left(\frac{H_u}{\gamma' \cdot B \cdot K_p} \right)$$

$$M_{max} = H_u \cdot (e + 1,5 X_o)$$

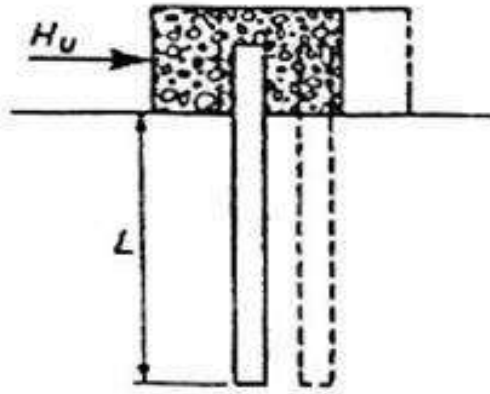
Pada tanah kohesif atau lempung ($\phi = 0$)

$$M_{max} = H_u \cdot (e + 1,5 B + 0,5 X_o) \text{ untuk } 1,5 B + X_o$$

$$M_{max} = 2,25 B \cdot c_u \cdot (L - X_o)^2 \text{ untuk } L - X_o$$

Dengan nilai X_0 ialah: $X_0 = H_u / 9 \cdot c_u \cdot B$

- Kepala tiang jepit (*fixed head*)



Gambar 2.10 Pola keruntuhan tiang pendek kepala tiang terjepit
(Buku Broms, 1964)

Pada tanah non-kohefif

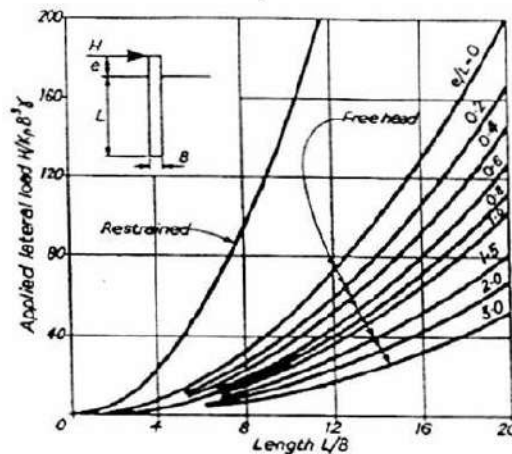
$$H_u = 1,5 \cdot \gamma' \cdot L^2 \cdot B \cdot Kp$$

$$M_{max} = \gamma' \cdot L^3 \cdot B \cdot Kp$$

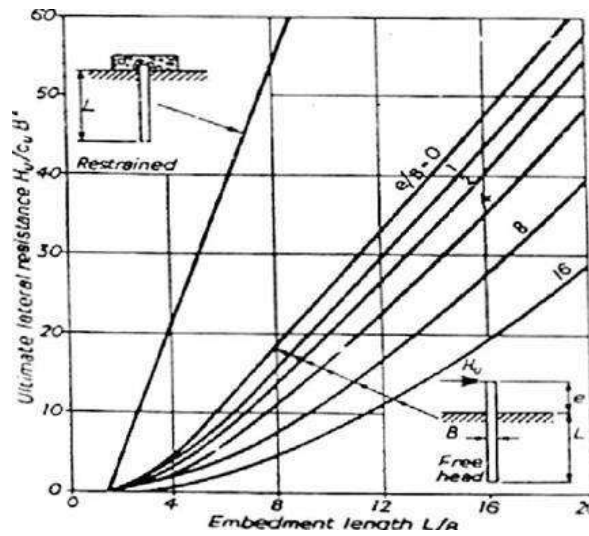
Pada tanah kohefif

$$H_u = 9 \cdot c_u \cdot B \cdot (L - 1,5 \cdot B)$$

$$M_{max} = 4,5 \cdot c_u \cdot B \cdot L^2 - 2,25 \cdot B^2$$



Gambar 2.11 Kapasitas lateral ultimit untuk tiang pendek pada tanah non-kohefif
(Buku Broms, 1964)

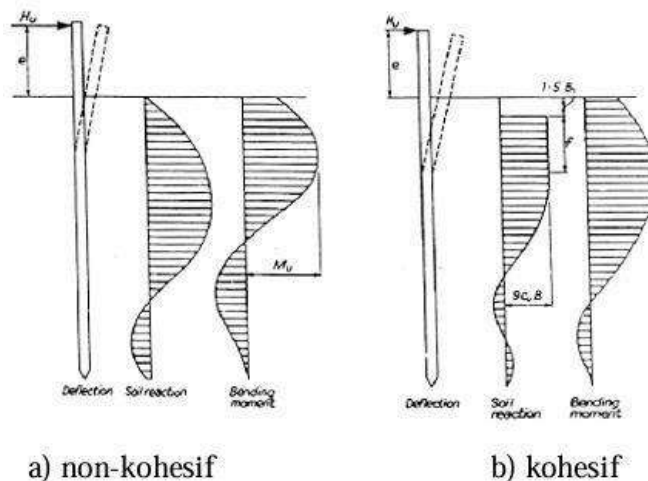


Gambar 2.12 kapasitas lateral ultimit untuk tiang pendek pada tanah kohesif
(Buku Broms, 1964)

1. Kondisi Tiang Panjang

- Kepala tiang bebas (*free head*)

Defleksi tiang yang terjadi terutama berada di daerah permukaan tanah sehingga respon tanah di bagian bawah tiang semakin mengecil, begitu pula besarnya momen dan distribusinya sepanjang tiang. Hal ini sesuai dengan kenyataan di lapangan.



Gambar 2.13 Perlawanan tanah dan momen lentur pada tiang panjang dengan kepala tiang bebas pada tanah (Buku Broms, 1964)

Pada tanah butir kasar atau pasir (c=0)

$$M_{max} = H \cdot (e + 0,67 \cdot X_0)$$

$$X_0 = 0,82 \cdot (H_u / \gamma' \cdot B \cdot K_p)^{0,5}$$

$$H_u = \frac{Mu}{e + 0,54 \left(\frac{Hu}{\gamma' \cdot B \cdot K_p} \right)^{0,5}}$$

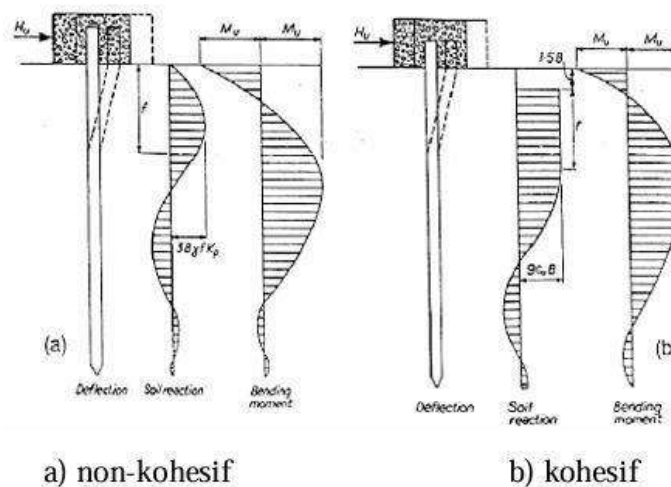
dimana:

Mu = kapasitas momen ultimit dari penampang tiang pada tanah kohesif seperti tanah lempung.

$$M_{max} = H_u \cdot (e + 1,5 B + 0,5 X_0) \text{ untuk } 1,5 B + X_0$$

$$X_0 = \frac{Hu}{9 \cdot cu \cdot B}$$

- Kepala tiang bebas (*free head*)



Gambar 2.14 Perlawanan tanah dan momen lentur
(Buku Broms, 1964)

Pada tanah butir kasar (non-kohesif)

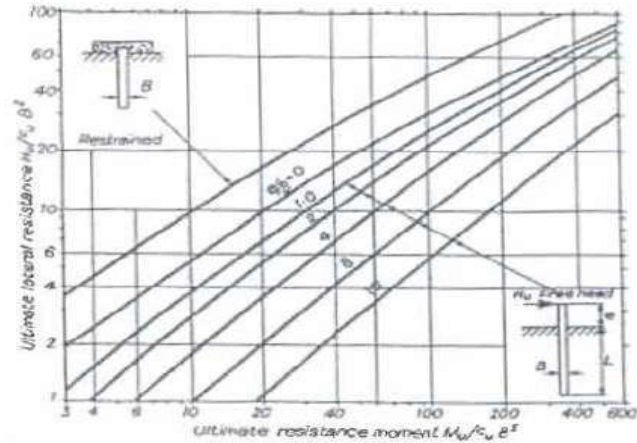
$$H_u = \frac{2 \cdot Mu}{e + 0,67 \cdot X_0}$$

$$X_0 = 0,82 \cdot (H_u / \gamma' \cdot B \cdot K_p)^{0,5}$$

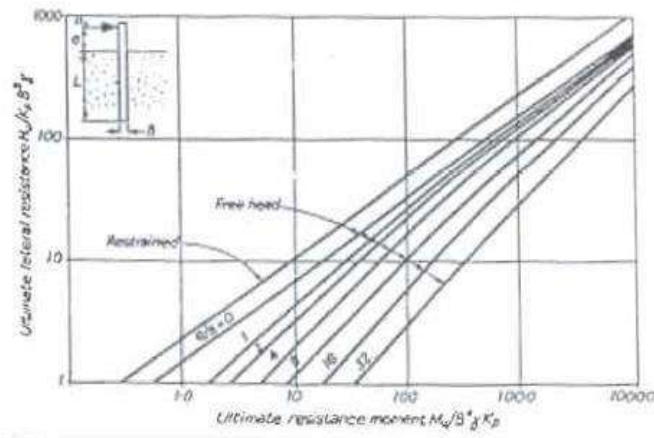
$$M_{max} = H_u \cdot (e + 0,67 \cdot X_0)$$

Pada tanah kohesif

$$H_u = \frac{2 \cdot M_u}{1,5 \cdot B + 0,5 \cdot X_o}$$



Gambar 2.15 Kapasitas lateral ultimit untuk tiang panjang pada tanah kohesif
(Buku Broms, 1964)



Gambar 2.16 Kapasitas lateral ultimit untuk tiang panjang pada tanah non-kohesif
(Buku Broms, 1964)

2.8 Penulangan Pondasi

2.8.1 Pondasi Tiang Bor

Penulangan pada pondasi tiang bor (*borepile*) sama halnya dengan penulangan pada kolom, hanya saja penampang yang digunakan adalah bentuk

penampang bulat/lingkaran, mempunyai beberapa langkah sebagai berikut:

1. Menentukan momen nominal (M_n)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots \text{Rumus 2.22}$$

Momen nominal

Sumber : Buku Broms, 1964

dimana

ϕ = Faktor reduksi kekuatan tekan dengan tulangan spiral

M_u = Momen maksimum yang bekerja pada tiang

2. Menghitung ρ_{min} , ρ , dan ρ_{max}

$$\rho_{min} = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots \text{Rumus 2.23 Rasio}$$

tulangan minimum

$$\rho_b = \frac{0,85\beta}{f_y} \left(\frac{600}{600-f_y} \right) \dots\dots\dots \text{Rumus 2.24 Rasio tulangan}$$

seimbang (balance)

$$\rho_{max} = 0,75(\rho_b) \dots\dots\dots \text{Rumus 2.25 Rasion}$$

tulangan minimum

dimana:

ρ_{min} = Rasio tulangan minimum

ρ_b = Rasio tulangan seimbang (*balance*)

ρ_{max} = Rasio tulangan minimum

Sumber : Buku Broms, 1964

- a. Menghitung ρ

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m.R_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots \text{Rumus}$$

2.26 Rasio tulangan

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'}$$

$$Rn = \frac{Mn}{Bd^2}$$

dimana:

ρ = Rasio tulangan

Sumber : Buku Broms, 1964

b. Menghitung luas tulangan

$$As = \rho \times b \times d \quad As = \rho \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots \text{Rumus 2.27 Luas}$$

tulangan yang dipakai

Sumber : Buku Broms, 1964

dimana :

As = Luas tulangan yang dipakai

B = diameter pondasi

d = Lebar efektif pondasi

$As \text{ tul.}$ = Luas tulangan

c. Menghitung jumlah tulangan

$$N = \frac{As}{As \text{ Tulangan}} \dots\dots\dots \text{Rumus}$$

2.28 Jumlah tulangan

Sumber : Buku Broms, 1964

dimana:

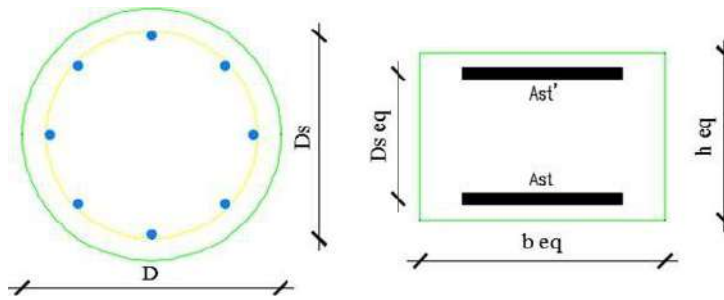
N = Jumlah tiang yang digunakan

Menurut SNI 2847:2019 luas pada tulangan harus sekurang-kurangnya 0,01 A_g , namun tidak boleh melebihi 0,08 A_g

$$A_g = 1,4 \cdot \pi \cdot D^2$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{st}^2 \cdot n$$

Penampang pondasi tiang bor (*bored pile*) yang berbentuk lingkaran selanjutnya diekuivalen menjadi penampang segi empat guna menentukan eksentrisitas dalm keadaan seimbang (*balance*).



Gambar 2.17 (a) Penampang melingkar, (b) Penampang ekuivalen persegi

(SNI 2847:2019)

- Tebal ekuivalen penampang segi empat
 $heq = 0,8 \times D$
- Lebar ekuivalen penampang segi empat
 $beq = (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) / heq$
- Luas tulangan total Ast di distribusikan pada dua lapis
 $As = As' = 1/2 \cdot Ast$
- Jarak antar lapis tulangan
 $Dseq = 2/3 \times Ds$

Sumber: SNI 2847:2019

dimana:

Ds = tinggi efektif penampang

2.8.2 Pondasi Tiang

1. Kolom beton segiempat dan bundar

- Kapasitas beban sentris

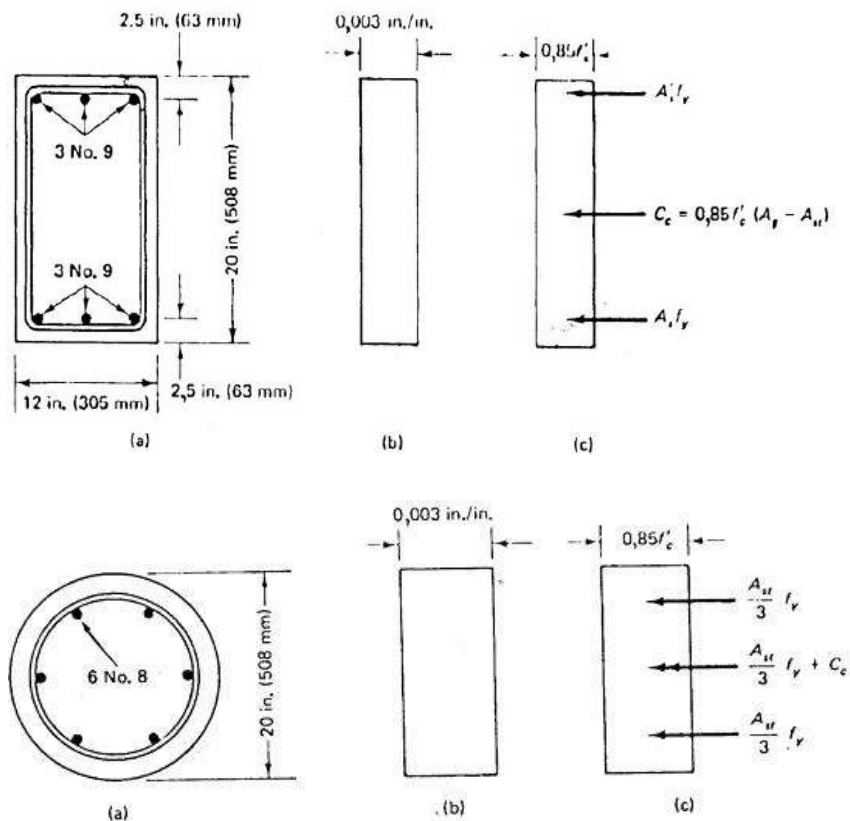
$$p_o = 0,85 f'c (Ag - Ast) + Ast fy$$

.....Rumus 2.29 Beban sentris

(SNI 2847:2019)

dimana:

- P_o = beban sentris
- $f'c$ = kuat tekan beton
- Ag = luas bruto
- Ast = luas total tulangan baja
- $Ast fy$ = kontribusi baja



Gambar 2.18 Geometri, regangan dan tegangan kolom (beban sentris); (a) penampang melintang, (b) regangan beton, (c) tegangan dan gaya-gaya

(SNI 2847:2019)

Untuk mengurangi perhitungan eksentrisitas minimum yang diperlukan dalam analisis dan desain, peraturan ACI menyatakan suatu reduksi beban aksial sebesar 20% untuk kolom bersengkang dan 15% untuk kolom berspiral.

$$P_n (\max) = 0,8 [0,85 f'c (Ag - Ast) + Ast fy] \text{ untuk kolom bersengkang}$$

$$P_n (\max) = 0,85 [0,85 f'c (Ag - Ast) + Ast fy] \text{ untuk kolom berspiral dimana;}$$

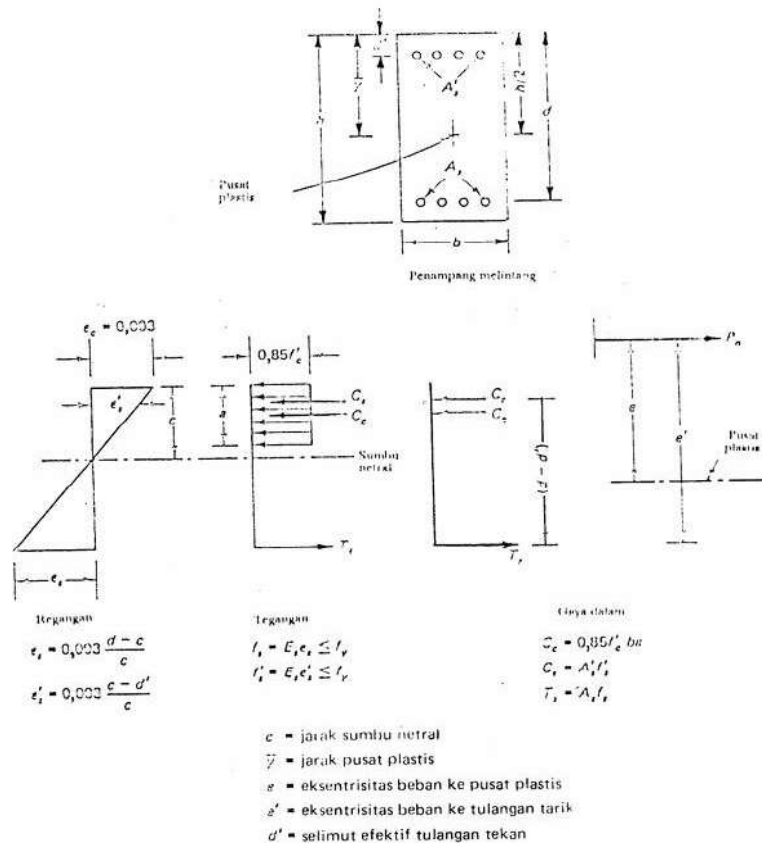
Keterangan:

- P_n = beban nominal
- $f'c$ = kuat tekan beton
- Ag = luas bruto
- Ast = luas total tulangan baja
- $Ast fy$ = kontribusi baja

- Persamaan keseimbangan gaya dan momen

$$P_n = 0,85 f' c b a + A' s f' s - A s f s$$

$$M_n = P_n e = 0,85 f' c b a \left(y - \frac{a}{2} \right) + A' s f' s (y - d') + A s f s (d - y)$$



Gambar 2.19 Tegangan dan gaya-gaya pada kolom (SNI 2847:2019)

- Keruntuhan tekan dan tarik

Apabila dimensi kolom segiempat ekuivalen telah dihitung, analisis (maupun desain) dapat dilakukan seperti kolom segiempat actual. Persamaan untuk keruntuhan tarik dan tekan dapat juga dinyatakan dalam dimensi kolom bundar sebagai berikut:

$$p_n = 0,85 f' c h^2 \left[\sqrt{\frac{0,85e}{h}} = 0,38 \right]^2 + \frac{\rho g m D s}{2,5 h} - \left(\frac{0,85e}{h} - 0,38 \right)$$

Untuk keruntuhan tekan

$$P_n = \frac{Astfy}{\left(\frac{3e}{Ds}\right) + 100} + \frac{Agf'c}{\left(\frac{9,6he}{(0,8h + 0,67Ds)^2}\right) + 1,18}$$

dimana:

h = diameter panjang

Ds = diameter lingkaran tulangan (terjauh) as ke as

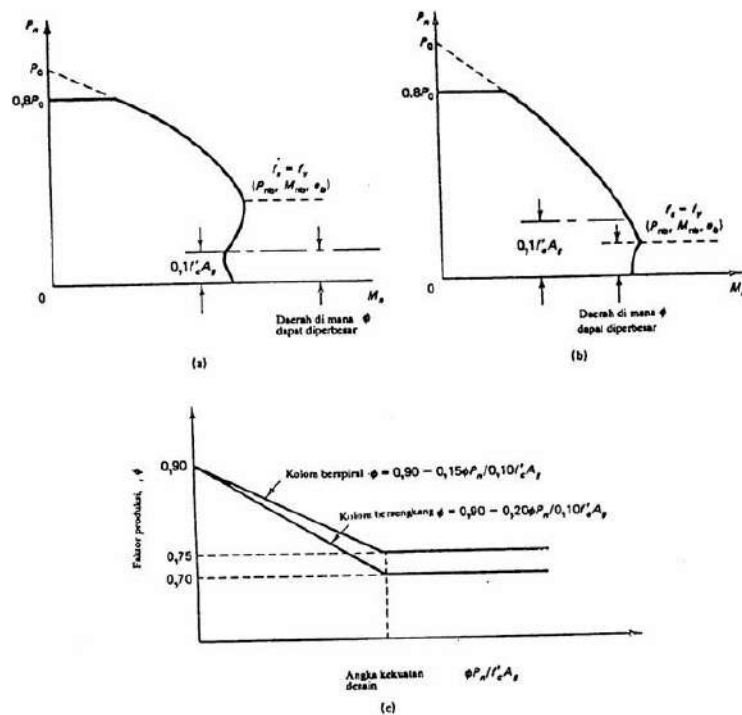
E = eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

pg = Ast/Ag = luas tulangan bruto/luas beton bruto

m = fy/0,85 f'c

- Faktor Reduksi Kekuatan

Untuk gaya aksial yang kecil, diizinkan untuk memperbesar faktor reduksi kekuatan ϕ dari yang dipakai pada batang yang hanya mengalami gaya tekan murni. Apabila tidak ada gaya aksial sama sekali dan hanya momen lentur, maka faktor reduksi kekuatannya menjadi 0,90.



Gambar 2.20 Daerah-daerah yang menentukan dalam modifikasi faktor reduksi kekuatan kolom. a) $0,1 Agf'c < \phi Pnb$; b) $0,1 Agf'c > \phi Pnb$; c) variasi ϕ untuk berbagai batang tekan bertulangan simetris (SNI 2847:2019)

$$\varphi = 0,90 - \frac{0,20 \varphi P_n}{0,1 f'c Ag} \geq 0,70$$

Untuk kolom bertulangan spiral

$$\varphi = 0,90 - \frac{0,15 \varphi P_n}{0,1 f'c Ag} \geq 0,75$$

dimana:

$$P_u = \varphi P_n$$

2. Kontrol Geser Pons Pilecap

Menurut SNI 2847:2020, kontrol geser pondasi dapat dihitung dengan mengamil nilai terkecil dari ketiga persamaan berikut:

- Persamaan kontrol geser satu arah

Gaya geser satu arah adalah kuat geser nominal secara satu arah yang di sumbangkan oleh beton (V_c)

$V_c = \sigma \cdot L \cdot G'$ Rumus 2.30 Gaya geser nominal yang disumbangkan beton

dimana:

σ = Tegangan yang terjadi (P/A)

G' = Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan

$$L - (L/2 + \text{lebar kolom}/2 + d)$$

L = Panjang pile cap

d = Tebal efektif pilecap

= Tebal – selimut beton

Perhitungan kuat geser beton

$$\phi V_c = \phi 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots \text{Rumus 2.31}$$

Kuat geser beton

dimana:

V_c = Gaya geser nominal yang disumbangkan beton

f_c' = Kuat tekan beton yang disyaratkan

b = Panjang pondasi

d = Tebal efektif pondasi

ϕ = nilai ϕ adalah 0,75

syarat V_c lebih besar sama dengan dari V_u

Sumber: (SNI 2847:2019) pasal 13.4.2.5

3. Kontrol Geser Pons Pilecap

- Perhitungan penampang kritis (B')

$$B' = \text{Lebar kolom} + 2.1/2.d \dots\dots\dots \text{Rumus 2.32}$$

Penampang kritis

- Perhitungan gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$V_u = \sigma \cdot (L \cdot G') \dots\dots\dots \text{Rumus 2.33 Gaya geser pada penampang kritis}$$

dimana:

σ = Tegangan yang terjadi

V_u = Gaya geser

L = Panjang pondasi

B = Lebar penampang kritis

G' = Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah

- Perhitungan kuat geser beton ϕV_c dengan mengambil besar V_c adalah besar nilai terkecil dari

$$1) V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta c} \right) \frac{\sqrt{f_c' \cdot b_o \cdot d}}{b}$$

$$2) V_c = \left(\frac{a_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_c' \cdot b_o \cdot d}}{b}$$

as = 40 untuk kolom dalam

as = 30 untuk kolom luar

as = 20 untuk kolom luar

$$3) V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c' \cdot b_o \cdot d}$$

dimana:

V_c = kuat geser nominal beton secara dua arah pada kolom (N)

V_u = gaya geser 2 arah yang terjadi

F_c' = mutu beton (Mpa)

b_o = keliling penampang kritis pondasi telapak (mm)

t = tebal efektif pile cap (mm)

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek

a_s = konstanta untuk perhitungan pondasi telapak

d = tinggi efektif

Sumber: (SNI 2847:2019 pasal 22.6.5.2)

2.9 Pembebanan

2.9.1 Beban Mati atau Dead Load (DL)

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai atap, plafon tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan structural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material. (SNI 1727-2020, pasal 3.1.1).

2.9.2 Beban Hidup atau Live Load (LL)

Beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. (SNI 1727-2020).

2.9.3 Beban Angin (WL)

Beban angin sendiri tercakup dalam SNI 1727:2020 pasal 26 :101. Beban angin sendiri ditetapkan oleh tekanan pada pergerakan angin yang berkerja dalam suatu struktur. Dimulai dari bangunan tingkat rendah cara menentukan besarnya tingkat beban dapat dilakukan seperti cara metode amplop. Bangunan tingkat rendah adalah bangunan yang memenuhi suatukondisi seperti kondisi tertentu sebagai berikut:

- a. Untuk rata tinggi atap h sama dengan atau kurang dari 60ft (18m)
- b. Pada dimensi horizontal terkecil tidak melebihi tinggi atap rata-rata

2.9.4 Beban Gempa

Dalam perencanaan gedung ini beban gempa dihitung dengan metode beban *response spectrum*. Prosedur perhitungan beban diatur dalam SNI 1726-2019; pasal 7.9.1; hal.77. Dalam SNI 1726-2019 menyatakan bahwa gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2%. Beban gempa yang dianalisis menggunakan analisis statistik ekivalen adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan Kategori Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan

Untuk menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2.2.

Tabel 2.21 Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

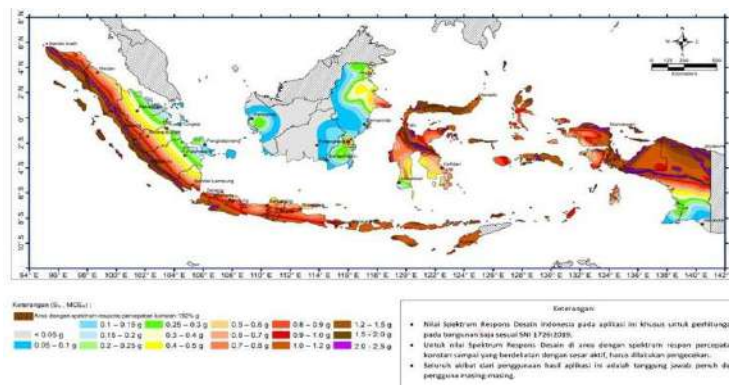
Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV
--	----

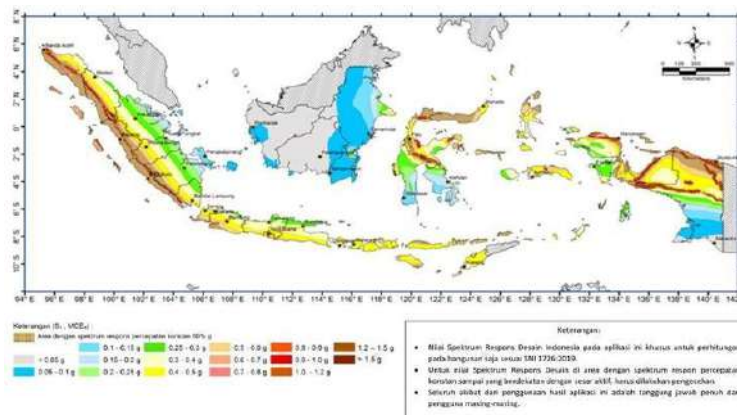
Tabel 2.22 Faktor Keamanan gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 6, wilayah gempa ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2% dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan decimal terhadap percepatan gravitasi seperti yang tertera pada gambar dibawah ini:



Gambar 2.23 Peta respon spektrum percepatan 0,2 detik (S_s)



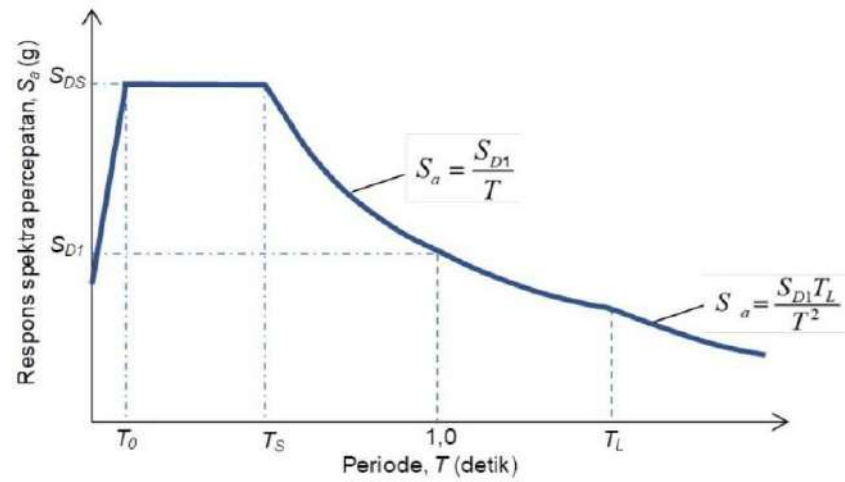
Gambar 2.24 Peta respons spektrum percepatan 1 detik (S1)

a. Menentukan Parameter Percepatan Gempa (Ss,S1)

Pada saat perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa dari puncak batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs yang dipilih harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan dalam beberapa kelas situs yakni SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras, sangat padat dan batuan linak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak) dan SF (tanah khusus).

b. Menentukan Desain Respons Spektrum

Bila desain respons spektrum diperlukan dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva desain respons spektrum harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar dibawah ini:



Gambar 2.25 Grafik Spektrum Respons Desain

c. Menentukan Kategori Desain Seismik

Struktur yang akan digunakan harus memiliki kategori desain seismic yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori resiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respons spectral percepatan terpetakan pada periode 1 detik S_1 lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismic E.