

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan salah satu negara berkembang dengan jumlah penduduk yang cukup banyak. Dalam beberapa tahun terakhir pembangunan infrastruktur di Indonesia begitu pesat, sejalan dengan bertambahnya kebutuhan hidup dan teknologi. Pembangunan akan terus dilakukan menuntut kebutuhan manusia dan dimana keterbatasan lahan yang semakin sulit untuk dicari guna untuk membangun suatu bangunan yang berfungsi.

Rumah pompa merupakan salah satu sarana pendukung ditengah – tengah permukiman masyarakat yang berfungsi sebagai pengelolaan air limbah dari setiap rumah masyarakat. Dibangunnya rumah pompa untuk mengantisipasi terjadinya pencemaran lingkungan pada makhluk hidup dan juga tumbuh tumbuhan sebelum nantinya air limbah masyarakat dibuang kesaluran drainase atau pun sungai. Dengan dibangunnya rumah pompa, ini membuktikan bahwa pemerintah masih memperdulikan masyarakat sekitar yang masih belum mengetahui dampak buruk air limbah rumah tangga tersebut. Rumah pompa yang berada di jalan sidorukun medan dibangun berada didalam tanah yang digali sedalam 10 meter yang pastinya harus memiliki kekuatan dinding penahan tanah yang kokoh untuk memahan tekanan tanah yang diterima.

Dinding penahan tanah merupakan salah satu struktur yang berfungsi untuk menjaga kestabilan dari suatu tanah timbunan yang diterima, sehingga dinding tersebut tidak roboh. Banyak tipe atau bentuk dinding penahan tanah yang diketahui, seperti dinding penahan tipe kantilever, dinding tipe gravitasi, dinding semi gravitasi dan lain sebagainya yang mempunyai kegunaan masing – masing. Pada perhitungan yang dibahas saat ini, adalah menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever, karna menggunakan beton bertulang. Untuk mengetahui faktor keamanan dinding penahan tanah menurut Hary Christady Hardiyatmo, (2011), dapat dilakukan pengecekan melauli stabilitas terhadap penggeseran yang memiliki factor aman lebih dari 1,5 (untuk tanah dasar granuler) dan 2 (untuk tanah

dasar kohesif), stabilitas terhadap penggulingan yang memiliki factor aman lebih besar dari 1,5 (untuk tanah dasar granuler) dan 2 (untuk tanah dasar kohesif) dan dilakukan pengecekan stabilitas terhadap kapasitas dukung tanah yang memiliki faktor aman lebih besar dari 3.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yang terjadi terdapat beberapa hal yang harus diperhatikan seperti:

- a. Daya dukung tanah akan diuji dengan aman apabila data data tanah yang memadai.
- b. Kondisi tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif yang menjadi pertimbangan pembangunan rumah pompa.
- c. Mengetahui keamanan geser dan guling yang diterima dari tekanan tanah.
- d. Memperhitungkan keamanan daya dukung tanah.
- e. Pembangunan dinding rumah pompa dipinggir sungai merupakan suatu beban yang diperhatikan keamanannya.

1.3 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah yang dibuat adalah:

- a. Perhitungan daya dukung tanah.
- b. Perhitungan tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif menggunakan metode teori Rankine.
- c. Faktor aman pada geser dan guling disesuaikan dengan nilai yang telah ditentukan.
- d. Hanya akan dilakukan evaluasi pada konstruksi dinding rumah pompa.
- e. Tidak dilakukan perhitungan penulangan pada bangunan.

1.4 Tujuan Masalah

Tujuan masalah dari penulisan ini adalah :

- a. Untuk mengetahui keamanan daya dukung tanah pada rumah pompa air limbah.
- b. Untuk mengetahui nilai tekanan tanah aktif dan tekanan pasif
- c. Untuk mengetahui nilai keamanan geser, dan guling pada dinding rumah pompa.

1.5 Manfaat Penulisan

Hasil yang diperoleh dari skripsi ini nantinya diharapkan memiliki manfaat praktis. Berikut ini beberapa manfaat yang didapat:

- a. Menjadi referensi atau acuan bagi mereka yang ingin merencanakan rumah pompa.
- b. Diharapkan menjadi masukan bagi para praktisi tentang penerapannya khususnya di dinding penahan tanah.

1.6 Metodologi Penulisan

Metode yang dilakukan dalam penulisan skripsi ini berupa studi kasus sebagai berikut:

- a. Mempelajari teori dasar mengenai daya dukung tanah dan menganalisa spesifikasi gambar-gambar yang ada kaitannya dengan topik.
- b. Metode keperpustakaan dengan membaca buku –buku yang berkaitan dengan topik yang di bahas.
- c. Mengambil data dan melakukan observasi.
- d. Membuat kesimpulan dan saran.

1.7 Sistematika Penulisan

Skripsi ini terdiri dari lima bab yang disusun dengan sistematika berikut:

BAB I : PENDAHULUAN

Bab ini menguraikan tentang latar belakang, rumusan masalah, batasan masalah, tujuan penulisan, manfaat penulisan, metodologi penulisan dan sistematika penulisan Skripsi.

BAB II : TINJAUAN PUSTAKA

Hal ini meliputi pengambilan teori-teori studi literatur, rumus dan gambar, serta tabel yang diperoleh dari sumber referensi yang mendukung dalam menganalisa permasalahan yang dibahas pada Skripsi ini.

BAB III : METODOLOGI PENULISAN

Bab ini berisikan skema atau alur penyusunan tugas akhir, mulai dari tahap awal pengumpulan data sampai mendapatkan hasil analisa perhitungan pembahasan.

BAB IV : HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini membahas mengenai hasil penelitian yang telah dilakukan untuk menghasilkan suatu kesimpulan dan rekomendasi atau saran yang harus diberikan untuk penelitian lebih lanjut.

BAB V : KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini memuat tentang kesimpulan dan rekomendasi yang diberikan bagi peneliti selanjutnya maupun bagi institusi.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Dinding Penahan Tanah

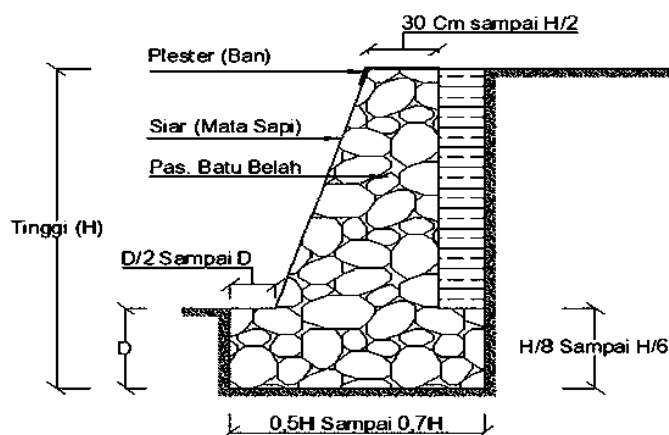
Dinding penahan tanah adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menahan tanah lepas atau alami dan mencegah keruntuhan tanah yang miring atau lereng yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Tanah yang tertahan memberikan dorongan secara aktif pada struktur dinding sehingga struktur cenderung akan terguling atau akan tergeser (Tanjung, 2016). Dinding penahan tanah berfungsi untuk menyokong tanah serta mencegahnya dari bahaya kelongsoran. Baik akibat beban air hujan, berat tanah itu sendiri maupun akibat beban yang bekerja di atasnya (Tanjung, 2016).

2.2. Tipe-Tipe Dinding Penahan Tanah

Dalam hal ini, dinding penahan tanah memiliki tipe atau juga bentuk bentuk yang berbeda dan kegunaannya juga. Tipe-tipe dinding penahan yang dimaksud adalah sebagai berikut:

a. Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi (*Gravity Wall*)

Dinding ini dibuat dari beton tidak bertulang atau pasangan batu, terkadang pada dinding jenis ini dipasang tulangan pada permukaan dinding untuk mencegah retakan permukaan akibat perubahan temperatur.

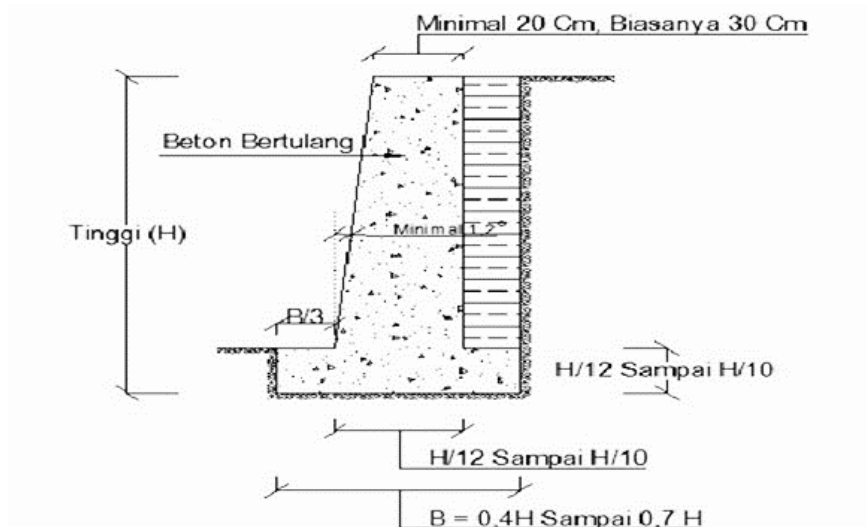


Gambar 2.1 Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi (*gravity wall*)

Sumber : Hardiyatmo, 2014

b. Dinding Penahan Tanah Tipe Kantiliver (*cantiliver retaining wall*)

Dinding ini terdiri dari kombinasi dinding dengan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Ketebalan dari kedua bagian relatif tipis dan secara penuh diberi tulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja pada dinding tersebut. Stabilitas konstruksinya diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan berat tanah diatas tumit tapak (hell). Terdapat 3 bagian struktur yang berfungsi sebagai kantiliver, yaitu bagian dinding vertical (steem), tumit tapak dan ujung kaki tapak (toe). Biasanya ketinggian dinding ini tidak lebih dari 6– 7 meter.



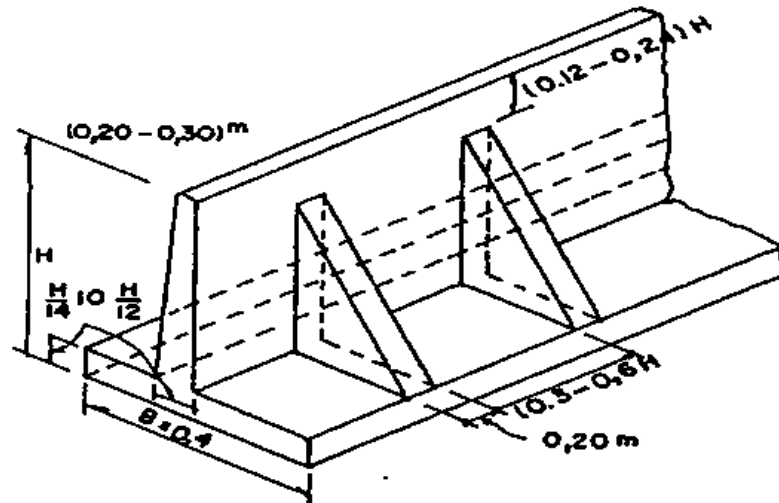
Gambar 2.2.Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

Sumber : Hardiyatmo, 2014

c. Dinding Penahan Tanah Tipe Counterfort (*Counterfort Wall*),

Dinding ini terdiri dari dinding beton bertulang tipis yang di bagian dalam dinding pada jarak tertentu didukung oleh pelat/dinding vertikal yang disebut dinding penguat (counterfort). Ruang di atas pelat pondasi diisi dengan tanah urug. Apabila tekanan tanah aktif pada dinding vertikal cukup besar, maka bagian dinding vertikal dan tumit perlu disatukan kontrafort. Kontrafort berfungsi sebagai pengikat tarik dinding vertikal dan ditempatkan pada bagian timbunan dengan interfal jarak tertentu. Dinding

penguat akan lebih ekonomis digunakan bila ketinggian dinding lebih dari 7 meter.



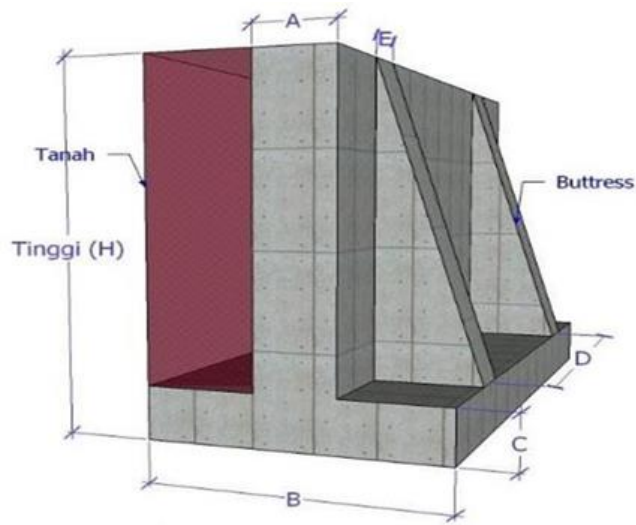
Gambar. 2.3 Dinding Penahan Tanah Tipe Konterfort (*counterfort wall*)

Sumber : Hardiyatmo, 2014

d. Dinding Penahan Tanah Tipe Butterss (*Butters Wall*)

Dinding Buttress hampir sama dengan dinding kontrafort, hanya bedanya bagian kontrafort diletakkan di depan dinding. Dalam hal ini, struktur kontrafort berfungsi memikul tegangan tekan. Pada dinding ini, bagian tumit lebih pendek dari pada bagian kaki. Stabilitas konstruksinya diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan berat tanah diatas tumit tapak. Dinding ini dibangun pada sisi dinding di bawah tertekan untuk memperkecil gaya irisan yang bekerja pada dinding memanjang dan pelat lantai. Dinding ini lebih ekonomis untuk ketinggian lebih dari 7 meter. Kelemahan dari dinding ini

adalah penahannya yang lebih sulit daripada jenis lainnya dan pemadatan dengan cara rolling pada tanah di bagian belakang adalah jauh lebih sulit.



Gambar 2.4. Dinding Penahan Tanah Tipe Buttress (*Butters Wall*)

Sumber : Hardiyatmo, 2014

2.3 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Besaran tekanan menjadi salah satu faktor utama yang harus diperhitungkan dalam merencanakan dinding penahan tanah. Tekanan lateral yang terjadi dapat menyebabkan terjadinya geser dan guling. Selain itu hal penting yang harus diperhatikan adalah bentuk struktur dan pelaksanaan konstruksi di lapangan. Oleh karena itu, kestabilan dinding penahan tanah yang harus diperhitungkan antara lain kestabilan tanah terhadap bahaya guling, bahaya geser, serta kapasitas daya dukung. Sehingga konstruksi dinding penahan menjadi aman, dan tidak terjadi keruntuhan.

2.3.1 Stabilitas Terhadap Pergeseran

Menurut Hardiyatmo H.C, (2011), Gaya- gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh:

1. Gesekan antara tanah dengan dasar fondasi.
2. Tekanan tanah pasif bila dinding penahan terdapat tanah timbunan.

Faktor aman terhadap penggeseran (F_{gs}), didefenisikan sebagai:

$$F_{gs} = \frac{\sum Rh}{\sum ph} > 2 \dots \dots \dots (2.1)$$

Untuk tanah granuler ($c = 0$):

$$\begin{aligned}\Sigma R_h &= W F \\ &= W \operatorname{tg} \delta b ; \text{ dengan } \delta b < \emptyset\end{aligned}$$

Untuk tanah kohesif ($\emptyset = 0$)

$$\Sigma R_h = C a B$$

Untuk tanah $c - \emptyset$ ($\emptyset \geq 0$ dan $c \geq 0$):

$$\Sigma R_h = caB + W \operatorname{tg} \delta b$$

Keterangan:

ΣR_h = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran.

W = berat total dinding penahan tanah dan tanah di atas pelat fondasi (kN).

Δb = sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi, biasanya diambil $1/3 - (2/3)\emptyset$

C_a = $a d \times c$ = adhesi antara tanah dan dasar dinding (kN/m²).

C = kohesi tanah dasar (kN/m²).

A_d = faktor adhesi.

B = lebar fondasi (m).

ΣP_h = jumlah gaya – gaya horizontal (kN).

F = $\operatorname{tg} \delta b$ = koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar fondasi.

Faktor keamanan minimum terhadap geser tergantung pada jenistanahnya, pembagian faktor keamanan untuk jenis berbagai jenis tanah adalah sebagai berikut:

$F_{gs} > 1,5$ untuk tanah dasar granuler

$F_{gs} > 2$ untuk tanah dasar kohesif

Tabel 2.1. koefisien gesek (f) antara dasar fondasi dan tanah dasar (AREA, 1958)

| Jenis tanah dasar fondasi | $f = \operatorname{tg} \delta$ |
|--|--------------------------------|
| Tanah granuler kasar tak mengandung lanau atau lempung | 0,55 |
| Tanah granuler kasar mengandung lanau | 0,45 |
| Tanah lanau tak berkohesi | 0,35 |
| Batu keras permukaan kasar | 0,60 |

Sumber: Hardiyatmo. Hary Christady, (2011)

2.3.2 Stabilitas Terhadap Penggulingan

Menurut Hardiyatmo (2002:399), stabilitas terhadap guling merupakan stabilitas yang ditinjau berdasarkan kondisi tanah yang terguling yang diakibatkan oleh tekanan tanah lateral dari tanah urug di belakang dinding penahan tanah. Penyebab utama bahaya guling ini adalah akibat terjadinya momen, momen ini memiliki kecenderungan menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat pondasi. Gaya yang menahan guling adalah momen gaya yang ditimbulkan karena adanya berat sendiri dinding penahan serta momen akibat berat tanah yang ada di atas pelat pondasi.

Faktor aman akibat terhadap penggulingan (F_{gl}), di defenisikan sebagai:

$$F_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}} > 2 \dots\dots\dots(2.2)$$

Keterangan:

$$\Sigma M_w = W b_1$$

$$\Sigma M_{gl} = \Sigma P_{ah} h_1 + \Sigma P_{av} B$$

ΣM_w = momen yang melawan guling (kN.m)

ΣM_{gl} = momen yang mengakibatkan guling (kN.m)

Σp_{ah} = jumlah gaya-gaya horizontal (Kn)

Σp_{av} = jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

Faktor keamanan minimum terhadap guling tergantung pada jenis tanahnya, pembagian faktor keamanan untuk jenis berbagai jenis tanah adalah sebagai berikut:

$F_{gl} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granular

$F_{gl} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

2.3.3 Stabilitas Terhadap Kapasitas Daya Dukung Tanah

Beberapa persamaan kapasitas dukung tanah telah digunakan untuk menghitung stabilitas dinding penahan tanah, seperti persamaan kapasitas dukung

Terzaghi (1943) dalam Hardiyatmo (2014). Kapasitas tersebut adalah kapasitas dukung ultimit (q_u) untuk fondasi memanjang dinyatakan pada Persamaan berikut:
 $C * N_c + D_f * \gamma * N_q + 0,5 * B * \gamma * N_\gamma$ (2.3)

Keterangan:

c = kohesi tanah (kN/m²)

D_f = kedalaman pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

B = lebar kaki dinding penahan (m)

N_c, N_q dan N_γ = faktor-faktor kapasitas dukung Terzaghi

Faktor keamanan minimum untuk keruntuhan kapasitas daya dukung didefinisikan sebagai berikut :

$$F = \frac{q_u}{q} > 3 \dots\dots\dots (2.4)$$

Keterangan:

q = tekanan akibat beban struktur

q_u = tekanan tanah ultimit

Dengan q adalah tekanan akibat beban struktur. Umumnya faktor aman (SF) terhadap keruntuhan tanah dasar minimum diambil sama dengan 3.

Tekanan struktur pada tanah dasar fondasi dapat dihitung seperti Persamaan persamaan berikut ini:

a. Bila dipakai cara lebar efektif fondasi (asumsi Mayerhof):

$$Q = \frac{v}{B'} \dots\dots\dots (2.5a)$$

Dengan V = beban vertikal total dan $B' = B - 2e$

b. Bila distribusi tekanan kontak antara tanah dasar fondasi dianggap linier (cara ini dulu dipakai bila dalam hitungan kapasitas dukung menggunakan persamaan terzaghi).

$$q = \frac{v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \text{ bila } e \leq B/6 \dots\dots\dots (2.5b)$$

$$q \text{ maks} = \frac{2v}{3(B-2e)} \text{ bila } e \geq B/6 \dots\dots\dots (2.5c)$$

2.4 Teori Daya Dukung

Menurut Hardiyatmo (1996), analisis daya dukung mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya. Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan pondasi adalah:

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya daya dukung harus dipenuhi. Dalam hitungan daya dukung, umumnya digunakan faktor aman 3.
2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tak seragam (differential settlement) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Untuk terjaminnya stabilitas jangka panjang, perhatian harus diberikan pada peletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi risiko erosi permukaan, gerusan, kembang susut tanah, dan gangguan tanah di sekitar pondasi lainnya.

Analisis-analisis daya 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 bersifat plastis. Konsep ini pertama kali diperkenalkan oleh Prandtl (1921), yang 31 kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhoff (1955), De Beer dan Vesic (1958).

2.4.1. Persamaan Terzaghi

Terzaghi (1943) menganalisis daya dukung tanah dengan beberapa anggapan, yaitu:

1. Pondasi memanjang tak terhingga.
2. Tanah didasar pondasi memanjang Berat tanah diatas dasar pondasi dapat digantikan dengan beban terbagi rata sebesar $P_0 = D_f \cdot \gamma$, dengan D_f adalah kedalaman dasar pondasi dan γ adalah berat volume tanah di atas dasar pondasi.
3. Tahanan geser tanah di atas dasar pondasi diabaikan.
4. Dasar pondasi kasar.
5. Bidang keruntuhan terdiri dari lengkung spiral logaritmis dan linier.
6. Baji tanah yang terbentuk di dasar pondasi dalam kedudukan elastic dan bergerak bersama-sama dengan dasar pondasinya.
7. Pertemuan antara sisi baji dan dasar pondasi membentuk sudut sebesar sudut gesek dalam tanah ϕ .
8. Berlaku prinsip super posisi atau prinsip penggabungan
9. Berat tanah di atas dasar pondasi digantikan dengan beban terbagi rata.

Menurut Tergazhi, daya dukung ultimit (ultimate bearing capacity) (q_u) didefenisikan sebagai beban maksimum persatuan luas dimana tanah masih dapat mendukung beban tanpa mengalami keruntuhan. Pada Analisa daya dukung Tergazhi, bentuk pondasi diamsusikan sebagai beban terbagi rata q_u . Beban total pondasi per satuan panjang P_u merupakan beban terbagi rata q_u yang dikalikan dengan lebar pondasi B . Karena adanya beban total tersebut, pada tanah yang terletak tepat dibawah pondasi akan membentuk suatu baji tanah yang menekan tanah ke bawah.

Tabel 2.2 Nilai-Nilai Faktor Daya Dukung Terzaghi

| Ø | Keruntuhan geser umum | | | Keruntuhan geser lokal | | |
|----|-----------------------|-------|--------|------------------------|------|-----|
| | Nc | Nq | Ny | Nc' | Nq' | Ny' |
| 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 | 1,1 |
| 40 | 95,7 | 81,3 | 100,4 | 34,9 | 20,5 | 1,8 |
| 45 | 172,3 | 173,3 | 297,5 | 51,2 | 35,1 | 3,7 |
| 48 | 258,3 | 287,9 | 780,1 | 66,8 | 50,5 | 6,4 |
| 50 | 357,6 | 415,1 | 1153,2 | 81,3 | 65,6 | 8,1 |

Sumber: Hardiyatmo. H.C, (2011)

2.4.2 Persamaan Daya Dukung Vesic

Berdasarkan prinsip super posisi, Vesic (1973) menyarankan faktor-faktor daya dukung yang diperoleh dari beberapa peneliti Reissner (1924) telah menunjukkan bahwa: “Persamaan daya dukung yang disarankan Vesic (1973) sama dengan persamaan Terzaghi, hanya persamaan faktor-faktor daya dukungnya yang berbeda”. Persamaan daya dukung diatas belum memperhatikan pengaruh tahanan geser tanah yang berkembang diatas dasar fondasi, karena berat tanah diatas dasar fondasi digantikan dengan $P_o = Df \cdot \gamma$, Untuk memperhitungkan faktor tahanan geser tersebut, maka harus digunakan faktor-faktor kedalaman dan faktor bentuk fondasi.

Tabel 2.3. Faktor- Faktor Daya Dukung (Vesic 1973)

| Φ° | Nc | Nq | $N\gamma$ | Φ° | Nc | Nq | $N\gamma$ |
|--------------|-------|-------|-----------|--------------|--------|--------|-----------|
| 0 | 5,14 | 1 | 0 | 26 | 22,25 | 11,85 | 12,54 |
| 1 | 5,38 | 1,09 | 0,07 | 27 | 23,94 | 13,2 | 14,47 |
| 2 | 5,63 | 1,2 | 0,15 | 28 | 25,8 | 14,72 | 16,72 |
| 3 | 5,9 | 1,31 | 0,24 | 29 | 27,86 | 16,44 | 19,34 |
| 4 | 6,19 | 1,43 | 0,34 | 30 | 30,14 | 18,4 | 22,4 |
| 5 | 6,49 | 1,57 | 0,45 | 31 | 32,67 | 20,63 | 25,99 |
| 6 | 6,81 | 1,72 | 0,57 | 32 | 35,49 | 23,18 | 30,22 |
| 7 | 7,16 | 1,88 | 0,71 | 33 | 38,64 | 26,09 | 35,19 |
| 8 | 7,53 | 2,06 | 0,86 | 34 | 42,16 | 29,44 | 41,06 |
| 9 | 7,92 | 2,25 | 1,03 | 35 | 46,12 | 33,3 | 48,03 |
| 10 | 8,35 | 2,47 | 1,22 | 36 | 50,59 | 37,75 | 56,31 |
| 11 | 8,8 | 2,71 | 1,44 | 37 | 55,63 | 42,92 | 66,19 |
| 12 | 9,28 | 2,97 | 1,69 | 38 | 61,35 | 48,93 | 78,03 |
| 13 | 9,81 | 3,26 | 1,97 | 39 | 67,87 | 55,96 | 92,25 |
| 14 | 10,37 | 3,59 | 2,29 | 40 | 75,31 | 64,2 | 109,41 |
| 15 | 10,98 | 3,94 | 2,65 | 41 | 83,86 | 73,9 | 130,22 |
| 16 | 11,63 | 4,34 | 3,06 | 42 | 93,71 | 85,38 | 155,55 |
| 17 | 12,34 | 4,77 | 3,53 | 43 | 105,11 | 99,02 | 186,54 |
| 18 | 13,1 | 5,26 | 4,07 | 44 | 118,37 | 115,31 | 224,64 |
| 19 | 13,93 | 5,8 | 4,68 | 45 | 133,88 | 134,88 | 271,76 |
| 20 | 14,83 | 6,4 | 5,39 | 46 | 152,1 | 158,51 | 330,35 |
| 21 | 15,82 | 7,07 | 6,2 | 47 | 173,64 | 187,21 | 403,67 |
| 22 | 16,88 | 7,82 | 7,13 | 48 | 199,26 | 222,31 | 496,01 |
| 23 | 18,05 | 8,66 | 8,2 | 49 | 229,93 | 265,51 | 613,16 |
| 24 | 19,32 | 9,6 | 9,44 | 50 | 266,89 | 319,07 | 762,89 |
| 25 | 20,72 | 10,66 | 10,88 | | | | |

Sumber : Hardiyatmo,1996

2.4.3 Persamaan Meyerhof

Persamaan 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 factor-faktor kapasitas dukung Meyerhof lebih rendah daripada yang disarankan oleh Terzaghi.

Namun, karena Meyerhof mempertimbangkan factor 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. Nilai-nilai faktor kapasitas dukung Meyerhof untuk dasar pondasi kasar yang berbentuk memanjang dan bujursangkar ditunjukkan dalam tabel (2.3) menunjukkan nilai-nilai faktor-faktor kapasitas dukung tanah untuk pondasi memanjang dari usulan-usulan Meyerhof (1963), dan sekaligus peneliti-peneliti yang lain, seperti: Brinch Hansen (1961), dan Vesic (1973) (Hardiyatmo, 2014).

Tabel 2.4. Faktor- Faktor Kapasitas Dukung Meyerhof (1963)

| Φ° | Nc | Nq | N γ | Φ° | Nc | Nq | N γ |
|--------------|-------|-------|------------|--------------|--------|--------|------------|
| 0 | 5,14 | 1 | 0 | 26 | 22,25 | 11,85 | 8,00 |
| 1 | 5,38 | 1,09 | 0,00 | 27 | 23,94 | 13,2 | 9,46 |
| 2 | 5,63 | 1,2 | 0,01 | 28 | 25,8 | 14,72 | 11,19 |
| 3 | 5,9 | 1,31 | 0,02 | 29 | 27,86 | 16,44 | 13,24 |
| 4 | 6,19 | 1,43 | 0,04 | 30 | 30,14 | 18,4 | 15,67 |
| 5 | 6,49 | 1,57 | 0,07 | 31 | 32,67 | 20,63 | 18,56 |
| 6 | 6,81 | 1,72 | 0,11 | 32 | 35,49 | 23,18 | 22,02 |
| 7 | 7,16 | 1,88 | 0,15 | 33 | 38,64 | 26,09 | 26,17 |
| 8 | 7,53 | 2,06 | 0,21 | 34 | 42,16 | 29,44 | 31,15 |
| 9 | 7,92 | 2,25 | 0,28 | 35 | 46,12 | 33,3 | 37,15 |
| 10 | 8,35 | 2,47 | 0,37 | 36 | 50,59 | 37,75 | 44,43 |
| 11 | 8,8 | 2,71 | 0,47 | 37 | 55,63 | 42,92 | 53,27 |
| 12 | 9,28 | 2,97 | 0,60 | 38 | 61,35 | 48,93 | 64,07 |
| 13 | 9,81 | 3,26 | 0,74 | 39 | 67,87 | 55,96 | 77,33 |
| 14 | 10,37 | 3,59 | 0,92 | 40 | 75,31 | 64,2 | 93,69 |
| 15 | 10,98 | 3,94 | 1,13 | 41 | 83,86 | 73,9 | 113,32 |
| 16 | 11,63 | 4,34 | 1,37 | 42 | 93,71 | 85,38 | 139,32 |
| 17 | 12,34 | 4,77 | 1,66 | 43 | 105,11 | 99,02 | 171,14 |
| 18 | 13,1 | 5,26 | 2,00 | 44 | 118,37 | 115,31 | 211,41 |
| 19 | 13,93 | 5,8 | 2,40 | 45 | 133,88 | 134,88 | 262,74 |
| 20 | 14,83 | 6,4 | 2,87 | 46 | 152,1 | 158,51 | 328,73 |
| 21 | 15,82 | 7,07 | 3,42 | 47 | 173,64 | 187,21 | 414,33 |
| 22 | 16,88 | 7,82 | 4,07 | 48 | 199,26 | 222,31 | 526,45 |
| 23 | 18,05 | 8,66 | 4,82 | 49 | 229,93 | 265,51 | 674,92 |
| 24 | 19,32 | 9,6 | 5,72 | 50 | 266,89 | 319,07 | 873,86 |
| 25 | 20,72 | 10,66 | 6,77 | | | | |

Sumber: Hardiyatmo,2014

2.5. Pengertian Daya Dukung Tanah

Kapasitas/daya dukung tanah (bearing capacity) adalah kekuatan tanah untuk menahan suatu beban yang bekerja padanya yang biasanya disalurkan melalui fondasi. Kapasitas/Daya Dukung tanah batas ($q_u = q_{ult} =$ ultimate bearing capacity) adalah tekanan maksimum yang dapat diterima oleh tanah akibat beban yang bekerja tanpa menimbulkan kelongsoran geser pada tanah pendukung tepat di bawah dan sekeliling pondasi.

2.6. Tanah

Tanah merupakan material yang sangat penting dalam bidang Teknik Sipil. Semua sistem pembebanan produk Teknik Sipil berhubungan langsung dengan tanah serta sifat-sifatnya, baik itu sifat fisik, mekanis, maupun kimiawi. Tanah pada kondisi alam, terdiri dari campuran butiran-butiran mineral dengan atau tanpa kandungan bahan organik. Butiran-butiran tersebut dapat dengan mudah dipisahkan satu sama lain dengan kocokan air. Material ini berasal dari hasil pelapukan batuan, baik secara fisik maupun kimia. Sifat-sifat fisik tanah, kecuali dipengaruhi oleh sifat batuan induk yang merupakan material asalnya, juga dipengaruhi oleh unsur-unsur luar yang menjadi penyebab terjadinya pelapukan batuan tersebut (Setyanto, 1999).

2.6.1 Definisi Tanah

Tanah dapat didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut (Das, 1993).

Tanah adalah kumpulan dari bagian-bagian yang padat dan tidak terikat antara satu dengan yang lain (diantaranya mungkin material organik) rongga-rongga diantara material tersebut berisi udara dan air (Verhoef, 1994).

Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap-ngendap diantara partikel-partikel.

Ruang diantara partikel-partikel dapat berisi air, udara, ataupun yang lainnya (Hardiyatmo, H.C., 1992).

Tanah dari pandangan ilmu Teknik Sipil merupakan himpunan mineral, bahan organik dan endapan-endapan yang relative lepas (loose) yang terletak di atas batu dasar (bedrock) (Hardiyatmo,H.C., 1992).

Asal– usul tanah terjadi karena pelapukan batuan menjadi partikel- partikel yang lebih kecil akibat proses mekanis dan kimia. Pelapukan mekanis disebabkan oleh memuai dan menyusutnya batuan oleh perubahan panas dan dingin yang terus-menerus (cuaca, matahari dan lain-lain) yang akhirnya menyebabkan hancurnya batuan tersebut. Bila temperatur udara menjadi sangat dingin, air menjadi membeku disekitar batu dan akan menyebabkan volumenya akan memuai yang menghasilkan tekanan yang cukup besar untuk memecahkan batuan tersebut dalam jangka waktu yang cukup lama. Selain itu air yang mengalir disungai dapat menyebabkan gerusan pada batuan tersebut. Dalam mekanis tidak terjadi perubahan susunan kimiawi dari mineral batuan tersebut. Pada proses pelapukan kimia mineral batuan induk diubah menjadi mineral- mineral baru melalui reaksi kimia. Proses pelapukan mengubah batuan padat yang besar menjadi batuan yang lebih kecil berukuran sekitar batu besar (boulder) sampai tanah lempung yang sangat kecil sekali (Das, 1993).

Tanah adalah bagian kerak bumi yang tersusun dari mineral dan bahan organik. Tanah dapat dibagi atas beberapa jenis pengelompokan yaitu berdasarkan ukuran partikel tanah, campuran butiran dan sifat lekatannya.

Tanah dapat dibagi atas tiga jenis sifat lekatan yaitu tanah kohesif, tanah non kohesif dan tanah organik yang didefenisikan sebagai berikut:

- a. Tanah kohesif adalah tanah yang mempunyai sifat lekatan antara butir-butirnya atau mengandung lempung cukup banyak.
- b. Tanah non kohesif adalah tanah yang tidak mempunyai atau sedikit sekali lekatan antara butir-butirnya atau hampir tidak mengandung lempung.
- c. Tanah organik adalah tanah yang sifatnya sangat dipengaruhi oleh bahan-bahan organik.

2.6.2. Tanah Lempung

Tanah lempung merupakan agregat partikel-partikel berukuran mikroskopik dan submikroskopik yang berasal dari pembusukan kimiawi unsur-unsur penyusun batuan, dan bersifat plastis dalam selang kadar air sedang sampai luas. Dalam keadaan kering sangat keras, dan tidak mudah terkelupas hanya dengan jari tangan. Selain itu, permeabilitas lempung sangat rendah (Terzaghidan Peck, 1987).

Sifat khas yang dimiliki oleh tanah lempung adalah dalam keadaan kering akan bersifat keras, dan jika basah akan bersifat lunak plastis, dan kohesif, mengembang dan menyusut dengan cepat, sehingga mempunyai perubahan volume yang besar dan itu terjadi karena pengaruh air. Sedangkan untuk jenis tanah lempung organik mempunyai karakteristik yang khusus diantaranya daya dukung yang rendah, kemampatan yang tinggi, indeks plastisitas yang tinggi, kadar air yang relatif tinggi dan mempunyai gaya geser yang kecil. Kondisi tanah seperti itu akan menimbulkan masalah jika dibangun konstruksi di atasnya.

Tanah lempung terdiri dari berbagai golongan tekstur yang agak susah dicirikan secara umum. Sifat fisika tanah lempung umumnya terletak di antara sifat tanah pasir dan liat. Pengolahan tanah tidak terlampau berat, sifat merembeskan airnya sedang dan tidak terlalu melekat.

Warna tanah pada tanah lempung tidak dipengaruhi oleh unsur kimia yang terkandung di dalamnya, karena tidak adanya perbedaan yang dominan dimana kesemuanya hanya dipengaruhi oleh unsur Natrium saja yang paling mendominasi. Semakin tinggi plastisitas, grafik yang dihasilkan pada masing-masing unsur kimia belum tentu sama. Hal ini disebabkan karena unsur-unsur warna tanah dipengaruhi oleh nilai Liquid Limit (LL) yang berbeda-beda (Marindo, 2005 dan Afryana, 2009).

Tanah lempung terdiri dari butir – butir yang sangat kecil (< 0.002 mm) dan menunjukkan sifat – sifat plastisitas dan kohesi. Kohesi menunjukkan kenyataan bahwa bagian – bagian itu melekat satu sama lainnya, sedangkan plastisitas adalah sifat yang memungkinkan bentuk bahan itu diubah – ubah tanpa perubahan isi atau tanpa kembali ke bentuk aslinya, dan tanpa terjadi retakan – retakan atau terpecah – pecah (L.D Wesley, 1977).

Mineral lempung merupakan senyawa aluminium silikat yang kompleks yang terdiri dari satu atau dua unit dasar, yaitu silika tetrahedral dan aluminium octahedral. Silicon dan aluminium mungkin juga diganti sebagian dengan unsur lain yang disebut dengan substitusi isomorfis. Sifat-sifat yang dimiliki tanah lempung adalah sebagai berikut:

- a. Ukuran butir halus, kurang dari 0,002 mm.
- b. Permeabilitas rendah.
- c. Kenaikan air kapiler tinggi.
- d. Bersifat sangat kohesif.
- e. Kadar kembang susut yang tinggi.
- f. Proses konsolidasi lambat.

Tanah butiran halus khususnya tanah lempung akan banyak dipengaruhi oleh air. Sifat pengembangan tanah lempung yang dipadatkan akan lebih besar pada lempung yang dipadatkan pada kering optimum daripada yang dipadatkan pada basah optimum. Lempung yang dipadatkan pada kering optimum relatif kekurangan air, oleh karena itu lempung ini mempunyai kecenderungan yang lebih besar untuk meresap air sebagai hasilnya adalah sifat mudah mengembang (Hardiyatmo, 1999). Tanah lempung adalah tanah yang mempunyai partikel mineral tertentu yang menghasilkan sifat-sifat plastis pada tanah bila dicampur dengan air (Grim, 1953).

2.7. Tekanan Tanah Lateral

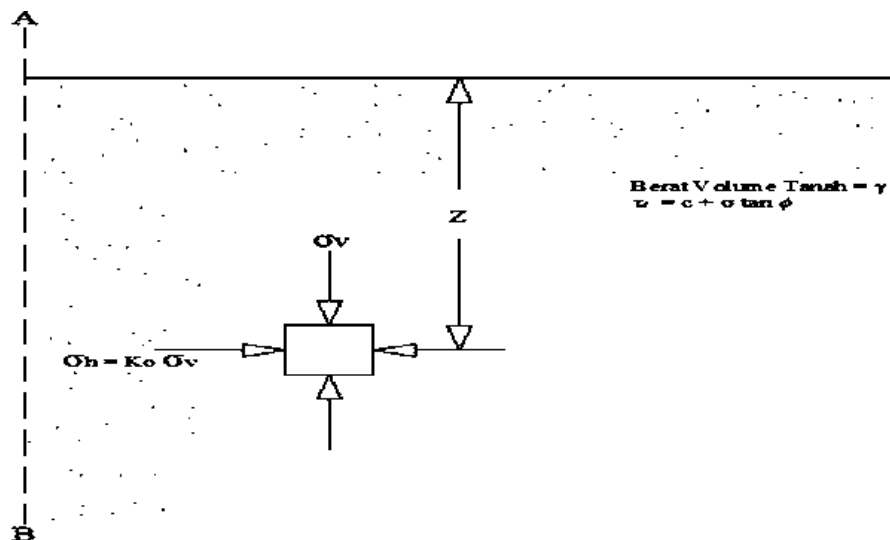
Untuk merancang dinding penahan tanah diperlukan pengetahuan mengenai tekanan tanah lateral. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah sangat bergantung pada regangan lateral tanah relative terhadap dinding. Dalam beberapa hal, hitungan tekanan tanah lateral ini didasarkan pada kondisi regangan nya. Jika analisis tidak sesuai dengan apayang sebenarnya terjadi, maka dapat mengakibatkan kesalahan perancangan. Untuk itu, pengertian tentang hubungan regangan lateral dengan tekanan tanah pada dinding sangat dibutuhkan, Hardiyatmo. C. H (Analisis dan Perancangan Fondasi I 2011).

Jika suatu dinding penahan dibangun untuk menahan batuan solid, maka tidak ada tekanan pada dinding yang ditimbulkan oleh batuan tersebut. Tetapi jika dinding dibangun untuk menahan air, maka tekanan hidrostatis akan bekerja pada dinding. Pembahasan berikut ini dibatasi untuk dinding penahan tanah, perilaku tanah pada umumnya berada diantara batuan dan air, dimana tekanan yang disebabkan oleh tanah jauh lebih tinggi dibandingkan oleh air. Tekanan pada dinding akan meningkat sesuai dengan kedalamannya. Pada prinsipnya kondisi tanah dalam kedudukannya ada 3 kemungkinan, yaitu:

- a. Dalam Keadaan Diam (K_0)
- b. Dalam Keadaan Aktif (K_a)
- c. Dalam Keadaan Pasif (K_p)

2.7.1. Tekanan Tanah Saat Diam

Suatu elemen tanah yang terletak pada kedalaman H akan mendapatkan tekanan ke arah vertikal σ_v dan horizontal σ_h , dimana σ_v dan σ_h merupakan tekanan efektif dan tekanan total tanah. Tanah akan berada dalam keadaan keseimbangan elastis (elastic equilibrium) apabila dinding dalam keadaan diam. Koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (coefficient of earth pressure at rest) K_0 yaitu tekanan arah horizontal dan vertikal, seperti pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5. Tekanan tanah saat diam

Sumber: Das, M. Braja, (1982)

Menurut Das, (1993) , menghitung koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (K_o) dihitung dengan rumus berikut:

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots\dots\dots (2.6)$$

Dimana:

K_o = koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*)

Σv = tekanan arah vertikal

σ_h = tekanan arah horizontal

γh = berat volume horizontal (kN/m^3) Karena $\sigma_v = \gamma h$,

Untuk tekanan lateral horizontal saat diam (σ_h) adalah:

$$\sigma_h = K_o \times (\gamma \cdot z) \dots\dots\dots (2.7)$$

Dimana:

K_o = koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*)

σ_h = tekanan arah horizontal

γ = berat volume

z = jarak vertikal

Sehingga koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1944)

$$K_o = 1 - \sin \phi \dots\dots\dots (2.8)$$

Dimana:

K_o = koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*)

σ_v = tekanan arah vertikal

σ_h = tekanan arah horizontal

γh = berat volume horizontal (kN/m^3)

Karena $\sigma_v = \gamma h$, maka

Untuk tekanan lateral horizontal saat diam (σ_h) adalah:

$$\sigma_h = K_o \times (\gamma \cdot z) \dots\dots\dots (2.9)$$

Sehingga koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1944)

$$K_o = 1 - \sin \phi \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana:

K_o = koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*)

σ_h = tekanan arah horizontal

γ = berat volume

z = jarak vertikal

Pada Gambar 2.6. menunjukkan distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding setinggi H . gaya total persatuan dinding, P_o , adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah yang bersangkutan. Dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \dots\dots\dots (2.11)$$

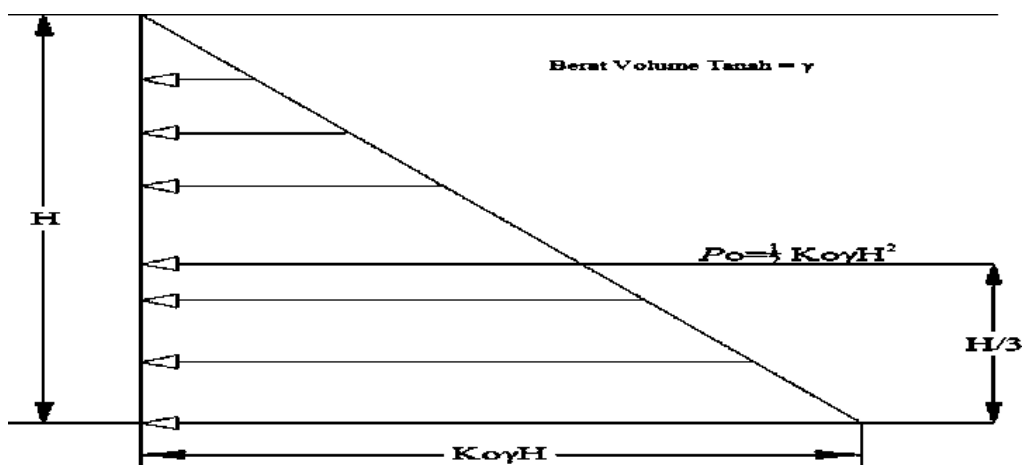
Dimana:

P_o = gaya yang disebabkan oleh tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*)

K_o = koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*)

γ = berat volume

H = tinggi dinding penahan



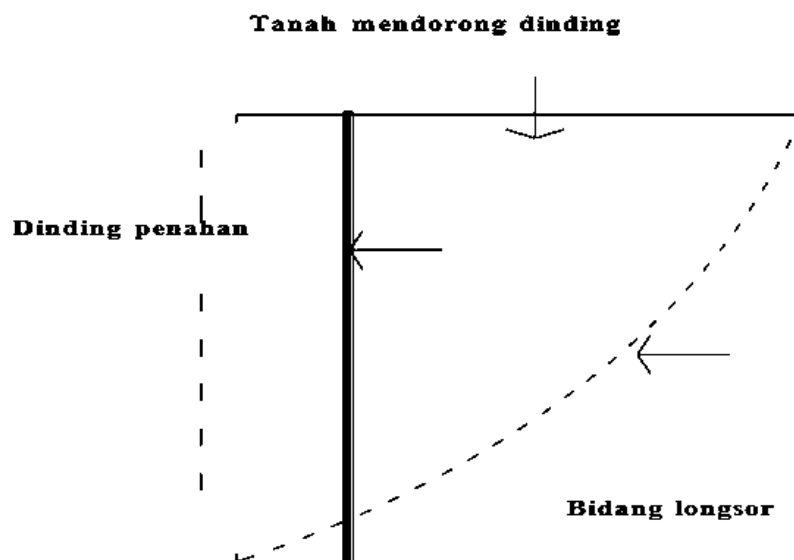
Gambar 2.6. Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*) pada dinding

Sumber: Das, M. Braja, (1983)

2.7.2. Tekanan Tanah Aktif

Tanah tersebut dibatasi oleh tembok penahan dengan permukaan licin, AB, yang dipasang sampai kedalaman tertentu. Tegangan- tegangan utama arah vertikal dan horisontal (total dan efektif) pada elemen di suatu kedalaman z adalah berturut-turut σ_v dan σ_h . Seperti dalam gambar 2.5, apabila dinding AB tidak bergerak sama sekali, maka $\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$. Akan tetapi, bila dinding AB bergerak menjauhi massa tanah secara perlahan-lahan, maka tegangan utama arah horisontal akan berkurang secara terus-menerus.

Akhirnya suatu kondisi, yaitu kondisi keseimbangan plastis, akan dicapai bila kondisi tegangan didalam elemen tanah dapat diwakili oleh lingkaran Mohr b, dan kelonggaran didalam tanah terjadi. Keadaan tersebut diatas dinamakan sebagai “kondisi aktif menurut Rankine; tekanan yang bekerja pada bidang vertikal (yang merupakan bidang utama) adalah tekanan tanah aktif menurut Rankine (Rankine’s active earth pressure).



Gambar 2.7. Tekanan Tanah aktif menurut rankine

Sumber: Hary Christady Hardiyatmo, (2011)

Menurut teori Rankine, untuk tanah berpasir tidak kohesif, besarnya gaya lateral pada satuan lebar dinding akibat tekanan tanah aktif pada dinding setinggi H dapat dinyatakan dalam persamaan berikut.

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \dots\dots\dots(2.12)$$

Dimana:

- Ka = koefisien tanah aktif
- H = tinggi dinding (m)
- γ = berat isi tanah (g/cm³)
- Pa = tekanan tanah aktif (kN/m²)

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 (45 - \phi/2) \dots\dots\dots (2.13)$$

Dimana:

- γ = berat isi tanah (g/cm³)
- H = tinggi dinding (m)
- ϕ = sudut geser tanah (°)

Adapun langkah yang dipakai untuk tanah urungan dibelakang tembok apabila berkohesi (kohesi adalah lekatan antara butiran-butiran tanah), sehingga kohesi mempunyai pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah sebesar $2c\sqrt{k/a}$ maka tegangan utama arah horizontal untuk kondisi aktif adalah :

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c H \sqrt{k/a} \dots\dots\dots (2.14)$$

Dimana:

- Pa = tekanan tanah aktif (kN/m²)
- Ka = koefisien tanah aktif
- γ = berat isi tanah (g/cm³)
- H = tinggi dinding (m)
- ϕ = sudut geser tanah (°)
- c = kohesi (kN/m²)

Untuk tanah urugan kembali berupa tanah kohesif seperti tanah lempung, besarnya tekanan tanah aktif menjadi berkurang. Berdasarkan persamaan Rankine mempertimbangkan kondisi-kondisi tegangan pada lingkaran mohr.

Dengan menggunakan lingkaran mohr, dapat diperoleh persamaan untuk tekanan arah horisontal $\sigma_h = P_a$ (tekanan aktif).

$$P_a = \gamma z \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.14)$$

Dengan melihat persamaan, terdapat kemungkinan bahwa galian tanah padatan kohesif dapat dibuat dengan tebing galian yang vertikal. Dipermukaan tanah atau $z = 0$:

$$P_a = -2c \sqrt{K_a} \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.15)$$

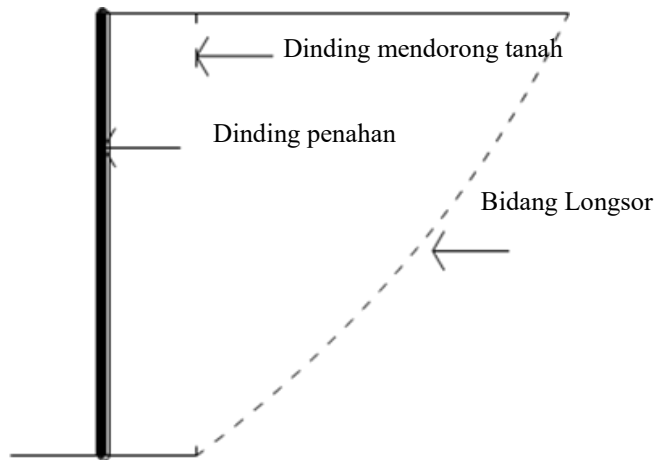
$$= -2c \sqrt{K_a}$$

Nilai negatif memberikapengertian adanya gaya tarik yang bekerja, dimulai dari kedalaman tertentu (h_c) dari permukaan. Kedalaman dimana $P_a = 0$, akan memberikan kedalaman retakan tanah urugan akibat tarik.

$$h_c = \frac{2c}{\sqrt{K}} \dots \dots \dots (2.16)$$

2.7.3. Tekanan Tanah Pasif

Disebut tekanan tanah aktif jika tekanan yang bekerja mengakibatkan dinding mendekati tanah yang ditahan. Keadaan dimana dinding ditekan sehingga bergerak kebelakang. Dalam hal ini tegangan tanah akan menjadi lebih besar dari σ_h . Tegangan terbesar akan terjadi apabila tanah telah mencapai keadaan runtuh.



Gambar 2.8. Tekanan tanah pasif menurut rankine

Sumber: Hary Christady Hardiyatmo, (2011)

Dalam kondisi ini disebut tekanan tanah pasif. Menurut teori Rankine, untuk tanah pasir tidak kohesif, besarnya gaya lateral pada dinding akibat tekanan tanah pasif setinggi H dapat dinyatakan dalam persamaan berikut :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \dots\dots\dots (2.17)$$

Dimana:

P_p = tekanan tanah pasif (kN/m^3)

K_p = koefisien tanah pasif

γ = berat isi tanah (g/cm^3)

H = tinggi dinding (m)

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (2.18)$$

Dimana :

K_p = koefisien tanah pasif

ϕ = sudut geser tanah ($^\circ$)

Adapun langkah yang dipakai untuk tanah berkohesi, maka tegangan utama arah horisontal untuk kondisi pasif adalah:

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma H^2 Kp + 2c H \sqrt{Kp} \dots\dots\dots (2.19)$$

Karena tanah mengalami tarikan sampai kedalam h_c dari permukaan, maka pada galian tanah-tanah yang kohesif, seiring terlihat adanya retakan di sepanjang galian.

Maka untuk tekanan tanah pasif menggunakan persamaan :

$$Pp = \gamma z \operatorname{tg}^2 (45 + \phi) + 2c \operatorname{tg} (45 + \phi) \dots\dots\dots (2.20)$$

Galian tanah pada tanah kohesif dapat dibuat dengan tebing galian yang vertikal. Dipermukaan tanah dimana $z = 0$, maka :

$$Pp = +2c \operatorname{tg} (45 + \frac{\phi}{2}) \dots\dots\dots (2.21)$$

$$= +2k \sqrt{Kp}$$

Dimana:

- Pp = tekanan tanah pasif total (kN/m^3)
- γ = berat isi tanah (g/cm^3)
- H = tinggi dinding (m)

2.8. Teori Rankine

Teori Rankine (1857) dalam Hardiyatmo (2011), analisis tekanan tanah lateral dilakukan dengan asumsi-asumsi sebagai berikut:

- a. Tanah dalam kedudukan keseimbangan plastis, yaitu sembarang elemen tanah dalam kondisi tepat akan runtuh.
- b. Tanah urug tidak berkohesi ($c = 0$).
- c. Gesekan antara dinding dan tanah urug diabaikan atau permukaan dinding dianggap licin sempurna ($\delta = 0$).

2.8.1. Tekanan Tanah Lateral Pada Tanah Tak Kohesif

- a. Permukaan tanah urug horizontal

Tanah tak kohesif atau tanah granuler adalah tanah-tanah yang tidak

mempunyai kohesi ($c = 0$) seperti pasir dan kerikil. Bila permukaan tanah urug horisontal, tekanan tanah aktif (P_a) pada sembarang kedalaman z dari permukaan tanah urug atau puncak dinding penahan dinyatakan oleh persamaan:

$$P_a = K_a Z \gamma \dots \dots \dots (2.22)$$

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan oleh Persamaan:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan oleh Persamaan:

$$P_a = 0,5 \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot K_a \dots \dots \dots (2.23)$$

a. Permukaan tanah urug miring

Untuk kasus tanah urug tidak berkohesi ($c = 0$) yang permukaannya miring di belakang dinding penahan tanah, dengan permukaan dinding belakang licin. Tegangan lateral bekerja pada bidang vertikal dari elemen tanah (bidang yang paralel dengan bagian permukaan dinding belakang) akan sejajar dengan permukaan tanah urug.

$$P_a = K_a \cdot z \cdot \gamma \dots \dots \dots (2.24)$$

Dengan:

$$K_a = \cos^2 \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

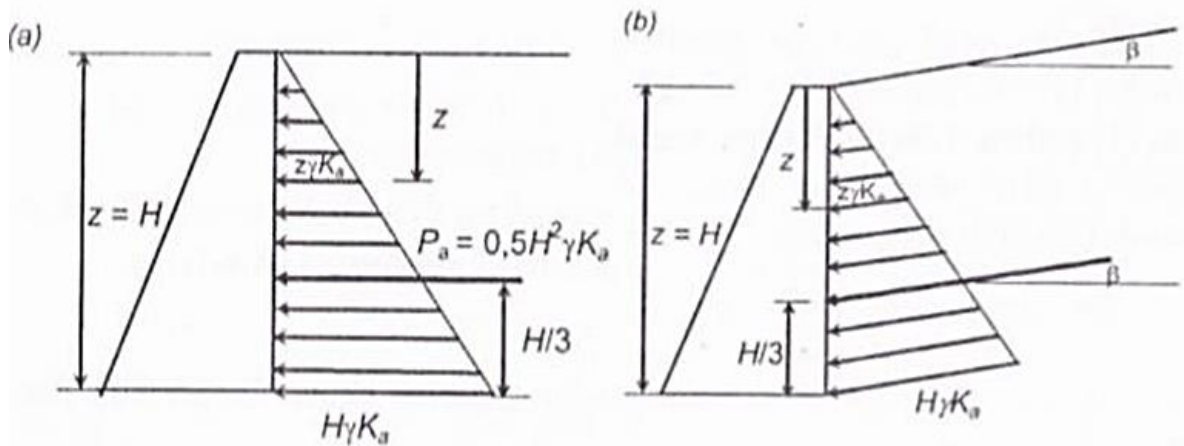
Keterangan:

- β = sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal
- ϕ = sudut gesek dalam tanah

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan oleh Persamaan:

$$P_a = 0,5 \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot K_a \dots \dots \dots (2.25)$$

Dengan arah garis kerja tekanan yang sejajar permukaan tanah urug dan bekerja pada ketinggian $H/3$ dari dasar dinding penahan tanah.



Gambar 2.9. Diagram tekanan tanah aktif Rankine

Sumber: Hary Christady Hardiyatmo, (2011).

- a. Diagram tekanan tanah untuk permukaan tanah urug horizontal
- b. Diagram tekanan untuk permukaan tanah urug miring

Tekanan tanah pasif untuk permukaan tanah miring ditentukan dengan cara yang sama. Pada kedudukan pasif, tekanan tanah pasif (P_p) pada kedalaman z dari puncak dinding penahan tanah dinyatakan pada Persamaan:

$$P_p = K_p \cdot z \cdot \gamma \dots\dots\dots (2.26)$$

Tekanan tanah pasif total (P_p) untuk dinding penahan setinggi H , dinyatakan oleh persamaan:

$$P_p = 0,5 \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot K_p \dots\dots\dots (2.27)$$

Dengan:

$$Kp = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Titik tangkap gaya tekanan tanah pasif terletak pada H/3 dari dasar dinding penahan dan arahnya sejajar dengan permukaan tanah urug.

Pada Persamaan 2.22 bila tanah urug horisontal ($\beta = 0$) seperti dibawah ini.

$$Kp = 1 + \sin \phi / 1 - \sin \phi = \tan^2 (45 + \phi) \dots\dots\dots (2.28)$$

2.8.2. Tekanan Tanah Lateral Pada Tanah Kohesif

Bila tanah urug mempunyai kohesi (c) dan sudut gesek dalam (ϕ), maka pada kedudukan Rankine, tekanan tanah aktif (Pa) dinyatakan oleh Persamaan:

$$Pa = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (2.29)$$

Atau

$$Pa = \gamma \cdot z \cdot Ka - 2c\sqrt{Ka} \dots\dots\dots (2.30)$$

Dalam persamaan tersebut, terlihat bahwa terdapat kemungkinan Pa negatif, yang berarti ada gaya tarik yang bekerja pada tanah. Pada bagian tanah yang menderita gaya tarik tersebut, tanah menjadi retak-retak. Retakan bila terisi oleh air hujan selain mengurangi kohesi juga mengakibatkan tambahan tekanan tanah lateral akibat tekanan hidrostatis. Kedalaman kritis hc yang menyatakan kedalaman tanah yang retak, terjadi saat Pa = 0 dapat dilihat pada Persamaan:

$$hc = 2c\sqrt{Ka} \dots\dots\dots (2.31)$$

Dari memperhatikan Persamaan 2.24, jika dipermukaan tanah (z = 0), maka nilai Pa dapat dilihat pada Persamaan:

$$Pa = -2c \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = -2c\sqrt{Ka} \dots\dots\dots (2.32)$$

a. Bila tanah pada kedudukan pasif (P_p),

$$P_p = \gamma \cdot z \cdot K_p + 2c\sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.32a)$$

b. Dari memperhatikan Persamaan 2.33a, jika dipermukaan tanah ($z = 0$), maka nilai P_p dapat dilihat pada Persamaan:

$$P_p = 2c\sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.32b)$$

Besarnya gaya-gaya tekanan tanah aktif dan pasif pada dinding penahan tanah dengan tanah urug yang kohesif, dinyatakan oleh Persamaan-persamaan sebagai berikut:

1. Tekanan Tanah Aktif Total

$$P_a = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2cH\sqrt{K_a} \dots\dots\dots (2.34)$$

2. Tekanan Tanah Pasif Total

$$P_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p + 2cH\sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.35)$$

Keterangan :

P_a = Tekanan tanah aktif total (kN)

P_p = Tekanan tanah Pasif total (kN)

H = Tinggi dinding penahan tanah (m)

γ = Berat volume tanah urug (kN/m^3)

c = Kohesi tanah urug (kN/m^2)

2.9 . Rumah Pompa

Salah satu program pengendalian air limbah adalah dengan pembangunan rumah pompa. Rumah pompa merupakan tempat berdirinya pompa air. Pompa air ini berfungsi menambah energi untuk memindahkan cairan dari suatu tempat ke tempat lain.

a. Pompa

Pompa adalah suatu peralatan mekanik yang digerakkan oleh tenaga mesin yang digunakan untuk memindahkan cairan (fluida) dari suatu tempat ke tempat lain, dimana cairan tersebut hanya mengalir apabila terdapat perbedaan tekanan.

Pompa juga dapat diartikan sebagai alat untuk memindahkan energi dari pemutar atau penggerak ke cairan ke bejana yang bertekanan yang lebih tinggi. Selain dapat memindahkan cairan pompa juga berfungsi untuk meningkatkan kecepatan, tekanan dan ketinggian cairan.

Adapun bentuk pompa bermacam-macam, dengan demikian maka pompa dalam pelayanannya dapat diklafikasikan menurut :

1. Pemakaiannya
2. Prinsip kerjanya
3. Cairan yang dialirkan
4. Material atau bahan konstruksinya

2.10 Pembebanan

Beban yang bekerja pada struktur dapat digolongkan dalam 3 bagian, yaitu beban mati, beban hidup, dan beban akibat pengaruh alam. Beberapa dari intensitas beban ini akan dijabarkan pada tabel-tabel dibawah.

2.10.1 Beban Mati

Beban mati merupakan beban yang intensitasnya tetap dan posisinya tidak berubah selama usia penggunaan bangunan. Biasanya beban mati merupakan berat sendiri dari suatu bangunan, sehingga besarnya dapat dihitung secara akurat berdasarkan ukuran, bentuk, dan berat jenis materialnya (untuk berat material, dapat dilihat pada (Tabel 2.5). Jadi, berat dinding, lantai, balok, kolom, langit – langit, dan sebagainya dianggap sebagai beban mati bangunan.

Tabel 2.5. Berat Jenis Material/Bahan Bangunan

| Beban Mati | Kg/m ³ |
|---|-------------------|
| Pasir (Kering udara sampai lembab) | 1600 |
| Pasir (jenuh air) | 1800 |
| Kerikil (kering udara sampai lembab, tidak layak) | 1650 |
| Pasir kerikil (Kering udara sampai lembab) | 1850 |
| Beton | 2200 |
| Beton Bertulang | 2400 |
| Beton Bertulang <i>lightweight</i> | 1900 |
| Pasangan batu bata | 1700 |
| Pasangan batu belah, batu gunung, dan batu bulat | 2200 |
| Pasangan batu karang | 1450 |
| Besi tuang | 7250 |
| Baja | 1850 |
| Timah hitam (timbel) | 11400 |
| Aluminium | 2750 |
| Kaca | 2600 |
| Kayu | 1000 |

Sumber: Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1987

2.10.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang dapat berpindah tempat, dapat bekerja penuh atau tidak ada sama sekali. Beban hidup dapat pula direduksi bila tidak semua daerah pembebanan dibebani penuh secara bersamaan, atau untuk elemen yang mempunyai daerah pembebanan yang luas. Nilai beban hidup dapat dilihat pada tabel 2.6.

Tabel 2.6. Beban Hidup Pada Lantai Gedung

| No | Beban Hidup | Kg/m ³ |
|----|---|-------------------|
| 1 | Lantai dan tangga rumah tinggal | 200 |
| 2 | Lantai dan tangga rumah sederhana Gedung – gedung selain untuk took, pabrik, bengkel | 125 |
| 3 | Sekolah, ruang kuliah, Kantor, Toko, Toserba, Restoran, Hotel, Asrama, Rumah sakit | 250 |
| 4 | Ruang Olahraga | 400 |
| 5 | Ruang Dansa | 500 |
| 6 | Lantai dan Balkon dalam dari Ruang Pertemuan | 400 |
| 7 | Panggung Penonton | 500 |
| 8 | Tangga, Bordes Tangga, | 300 |
| 9 | Tangga, Bordes Tangga, | 500 |
| 10 | Ruang Pelengjap | 250 |
| 11 | Pabrik, Bengkel, Gudang Perpustakaan, Ruang arsip, Toko Buku, Ruang alat dan mesin. | 400 |
| 12 | Gedung Parkir Bertingkat - Lantai Bawah - Lantai Tingkat Lainnya | 800 400 |
| 13 | Balkon yang menjorok beban keluar | 300 |

Sumber: *Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1987*