

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Umum

Pondasi adalah komponen struktur jembatan yang berfungsi untuk meneruskan beban yang disalurkan dari struktur atas ke tanah dasar pondasi yang cukup kuat untuk menahan beban tersebut tanpa membuat struktur jembatan berubah bentuk. Kondisi tanah pada dasar pondasi memiliki berbagai karakteristik, dan parameter yang dimiliki bervariasi tergantung pada jenis tanah. Tanah dengan karakteristik fisik dan mekanis tertentu memberikan daya dukung yang berbeda. Oleh karena itu, jenis pondasi yang dipilih harus disesuaikan dengan elemen yang ada di lokasi struktur yang akan dibangun.

2.2 Bagian – Bagian Jembatan

Struktur atas dan bawah jembatan terdiri dari dua struktur utama:

2.2.1. Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan merupakan struktur yang menerima beban langsung. Beban langsung ini termasuk berat sendiri, beban mati, beban mati tambahan, berat lalu lintas kendaraan, beban pejalan kaki, gaya rem, dan faktor lainnya.

2.2.2. Struktur bawah Jembatan

Struktur bawah jembatan berfungsi sebagai penerima dan menahan beban yang berasal dari struktur atas, yang kemudian disalurkan ke tanah oleh pondasi. Berikut adalah struktur di bawah jembatan:

a. Abutment

Kepala jembatan, juga disebut abutment, adalah struktur yang menghubungkan jalan dengan jembatan dan berfungsi untuk menahan struktur atas dan menahan tanah di belakangnya.

b. Pilar Jembatan

Pilar jembatan adalah struktur beton bertulang yang biasanya menumpu pada pondasi tiang di tengah sungai atau jalan. Pilihan Jembatan ini membagi panjang jembatan agar tidak terlalu panjang, yang membantu mencegah penurunan yang signifikan pada struktur atas.

c. Pondasi

Pondasi memberikan beban langsung ke tanah, batuan, atau lapisan tanah keras.

2.3 Pembebanan Jembatan

SNI 1725:2016 digunakan sebagai dasar untuk menghitung beban jembatan. Ini digunakan sebagai acuan untuk menghitung beban dan gaya untuk setiap bagian jembatan. Tujuannya adalah agar Perencanaan dapat menjadi lebih ekonomis dan efisien.

2.3.1 Berat sendiri (M_s)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen struktural lainnya yang dipikulnya. Ini termasuk berat bahan dan bagian jembatan sebagai elemen struktural, serta berat elemen non-struktural yang dianggap tetap. Faktor-faktor yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri

| Tipe Beban | Faktor Beban (γ_{MS}) | | | |
|------------|---|------|---|------------|
| | Keadaan Batas Layan (γ^S_{MS}) | | Keadaam Batas Ultimit (γ^U_{MS}) | |
| | Bahan | | Biasa | Terkurangi |
| Tetap | Baja | 1,00 | 1,10 | 0,90 |
| | Alumunium | 1,00 | 1,10 | 0,90 |
| | Beton Pracetak | 1,00 | 1,20 | 0,85 |
| | Beton cor di tempat | 1,00 | 1,30 | 0,75 |
| | Kayu | 1,00 | 1,40 | 0,70 |

Sumber : sni 1725- 2016 Pembebanan untuk jembatan Hal – 14

2.3.2 Beban Mati Tambahan / utilitas (MA)

Beban mati tambahan adalah berat total bahan yang membentuk beban pada jembatan, yang merupakan elemen non-struktural dan dapat berubah seiring bertambahnya usia jembatan. Nilai faktor beban mati tambahan dapat berbeda dengan nilai yang ditunjukkan dalam tabel 2.2. Perizinan instansi yang berwenang diperlukan untuk memungkinkan penggunaan ini. Perizinan ini diperoleh saat instansi tersebut mengawasi beban mati tambahan pada jembatan untuk memastikan bahwa mereka tidak melewati umurnya.

Tabel 2. 2 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan

| Tipe Beban | Faktor Beban (γ_{MA}) | | | |
|------------|---|---------------------|---|------------|
| | Keadaan Batas Layan (γ^S_{MA}) | | Keadaan Batas Ultimit (γ^U_{MA}) | |
| | keadaan | | Biasa | Terkurangi |
| Tetap | Umum | 1,00 ⁽¹⁾ | 2,00 | 0,70 |
| | Khusus (Terawasi) | 1,00 | 1,40 | 0,80 |

Catatan : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

Sumber : sni 1725- 2016 Pembebanan untuk jembatan Hal – 14

2.3.3 Beban Akibat Tekanan Tanah (TA)

Koefisien tekanan tanah dapat dihitung dengan mempertimbangkan berbagai sifat tanah, seperti kepadatan, kadar kelembaban, dan kohesi sudut geser dalam. Tekanan tanah lateral memiliki korelasi. yang tidak sebanding dengan sifat-sifat bahan tanah seperti yang tercantum di tabel 2.3.

Tabel 2. 3 Beban Akibat Tekanan Tanah

| Tipe Beban | Faktor Beban (γ_{TA}) | | | |
|---|---|------|---|------------|
| | Kondisi Batas Layan (γ^s_{TA}) | | Kondisi Batas Layan (γ^u_{TA}) | |
| | Tekanan Tanah | | Biasa | Terkurangi |
| Tetap | Tekanan Tanah Vertikal | 1,00 | 1,25 | 0,80 |
| | Tekanan Tanah Lateral | | | |
| | - Aktif | 1,00 | 1,25 | 0,80 |
| | - Pasif | 1,00 | 1,40 | 10,70 |
| | - Diam | 1,00 | | |
| Catatan ⁽¹⁾ : Tekanan tanah lateral dalam Keadaan Diam biasanya tidak di perhitungkan Pada keadaan batas ultimit | | | | |

Sumber : *sni 1725- 2016 Pembebanan untuk jembatan Hal – 15*

2.3.4 Beban Lalu Lintas

Dalam perencanaan jembatan, beban lalu lintas terdiri dari beban lajur "d" dan beban truk "T". Beban lajur "D" berfungsi pada seluruh lebar jalur kendaraan dan akan memiliki dampak pada jembatan yang sama dengan suatu lingkaran mobil yang sebenarnya. Beban "D" biasanya akan menjadi faktor utama dalam perhitungan perencanaan jembatan, memiliki bentang sedang sampai panjang, dengan beban "T" untuk bentang pendek dan rantai kendaraan.

a. Lajur Lintas rencana

Metode umum untuk menghitung jumlah lajur lalu lintas rencana terlampir pada Tabel 2.4. Metode ini didasarkan pada hasil pembagian lebar bersih jembatan (w) dalam satuan milimeter dengan lebar lajur rencana 2750 mm.

Tabel 2. 4 jumlah lajur lalu lintas rencana

| Tipe Jembatan (1) | Lebar Bersih Jembatan (2) (mm) | Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (n) |
|--|---|--|
| Satu Lajur | $3000 \leq w < 5250$ | 1 |
| Dua Arah, tanpa Median | $5250 \leq w < 7500$ | 2 |
| | $7500 \leq w < 10,000$ | 3 |
| | $10,000 \leq w < 12,500$ | 4 |
| | $12,500 \leq w < 15,250$ | 5 |
| | $W \geq 15,250$ | 6 |
| Dua Arah, dengan Median | $5500 \leq w \leq 8000$ | 2 |
| | $8250 \leq w \leq 10,750$ | 3 |
| | $11,000 \leq w \leq 13,500$ | 4 |
| | $13,750 \leq w \leq 16,250$ | 5 |
| | $W \geq 16,500$ | 6 |
| Catatan (1) : ditentukan oleh instansi | Untuk jembatan tipe lain, yang berwenang. | jumlah lajur lalu lintas |
| Catatan (2) : antara kerb atau rintangan median dan median untuk | Lebar jalur kendaraan untuk satu arah atau jarak banyak arah. | adalah jarak minimum antara kerb/rintangan/ banyak arah. |

Sumber : sni 1725- 2016 Pembebanan untuk jembatan Hal – 3

b. Beban Lajur “D”

Untuk menghitung kekuatan gelagar pada perencanaan jembatan, beban "D" harus digunakan, seperti yang terlampir pada Tabel 2. 5.

Tabel 2. 5 Faktor Beban Untuk Beban Jalur “ D”

| Tipe beban | Jembatan | Faktor beban ($\gamma^{s_{TD}}$) | |
|------------|-------------|---|---|
| | | Keadaan Batas Layan ($\gamma^{s_{TD}}$) | Keadaan Batas Ultimit ($\gamma^{u_{TD}}$) |
| Transien | Beton | 1,00 | 1,80 |
| | Boks Girder | 1,00 | 2,00 |
| | Baja | | |

Sumber : sni 1725- 2016 Pembebanan untuk jembatan Hal – 39

Gambar 2. 1 menunjukkan beban terbagi rata (BTR) terlampir, dengan intensitas q kPa dan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L:

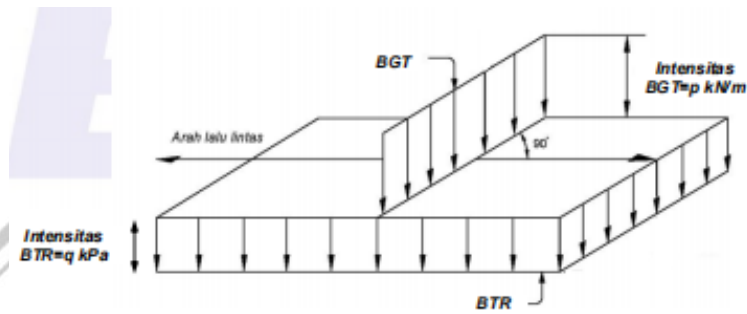
$$\text{Jika } L \leq 30 : q = 9,0 \text{ kPa} \dots\dots\dots (2. 1)$$

$$\text{Jika } L > 30 : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \dots\dots\dots (2. 2)$$

Dengan keterangan :

q : intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

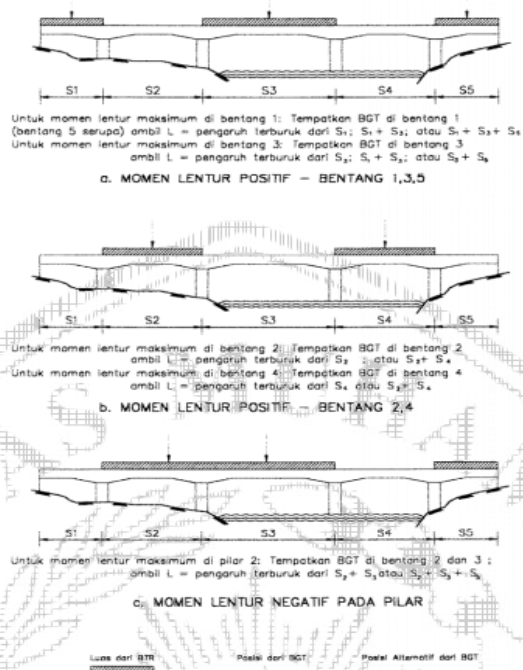
L : panjang total jembatan yang dibebani dalam satuan meter



Gambar 2. 1 Beban Lajur "D"

Sumber: SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, Hal.39

Panjang yang dibebani jembatan (L) adalah panjang total beban terbagi rata yang bekerja pada jembatan. BTR dapat memberikan pengaruh terbesar pada jembatan menerus atau sepuluh bangunan tertentu jika dipisahkan menjadi panjang tertentu. Oleh karena itu, L adalah jumlah panjang beban yang dipisah. Selain itu, untuk mencapai momen lentur negatif maksimum sepuluh kali lipat pada jembatan menerus, BGT kedua harus ditempatkan pada posisi melintang jembatan pada bentang yang berbeda. Untuk mencapai momen lentur maksimum, beban "D" harus disusun pada arah melintang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2. 2.



Gambar 2. 2 Alternatif Penempatan Beban "D" dalam Arah Memanjang
Sumber: SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, Hal.40

c. Beban Truck

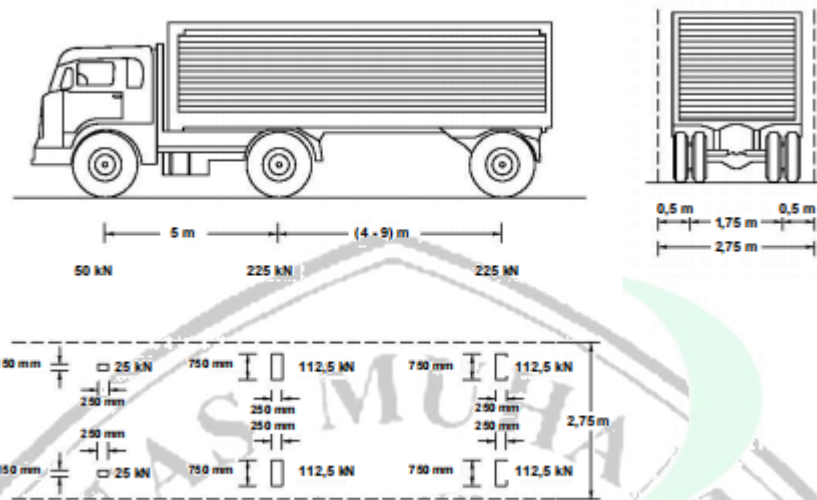
Karena beban truk digunakan untuk perhitungan struktur lantai jembatan yang tercantum pada Tabel 2, beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D".

Tabel 2. 6 Faktor Beban untuk Beban "T"

| Tipe beban | Jembatan | Faktor beban | |
|------------|------------------|--|--|
| | | Keadaan Batas Layan (γ_{π}^s) | Keadaan Batas Ultimit (γ_{π}^u) |
| Transien | Beton | 1,00 | 1,80 |
| | Boks Girder Baja | 1,00 | 2,00 |

Sumber: SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, Hal.41

Sesuai dengan SNI 1725- 2016, Gambar 2.3 menunjukkan bahwa truk dengan beban roda ganda atau dua roda harus menggunakan beban "T" untuk menghitung kekuatan lantai kendaraan di jembatan.



Gambar 26 - Pembebanan truk "T" (500 kN)

Gambar 2. 3 Pembebanan Truk 500 Ton

Sumber: SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, Hal.41

d. Gaya Rem (TB)

Dalam kondisi berikut, nilai terbaik untuk gaya rem harus diambil:

- 25% dari berat gandar truk desain atau,
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata atau BTR

2.3.5 Aksi Lingkungan

Aksi lingkungan termasuk faktor alam seperti suhu, angin, gempa, dan lainnya. Seberapa besar beban rencana yang akan diberikan oleh standar aksi lingkungan ini dapat dihitung dengan menggunakan analisis kejadian statik—analisis kejadian umum yang dicatat tanpa mempertimbangkan faktor khusus yang mungkin meningkatkan pengaruh lokal.

1. Beban Angin

Pada permukaan yang tersentuh angin, beban angin harus di distribusikan secara merata.

a. Beban Angin dari struktur atas

Tabel 30 (SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan) menunjukkan tekanan angin dasar (PB) untuk berbagai sudut serang apabila angin yang bekerja tidak tegak lurus terhadap struktur. Tekanan angin melintang dan memanjang harus diterapkan secara bersamaan dalam perencanaan, seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 2. 7.

Tabel 2. 7 Tekanan Angin Dasar (Pb) untuk Berbagai Sudut Serang

| Sudut serang | Rangka, Kolom, dan Pelengkung | | Gelagar | |
|--------------|-------------------------------|--------------------|---------------|--------------------|
| | Beban lateral | Beban longitudinal | Beban lateral | Beban longitudinal |
| Derajat | MPa | MPa | MPa | MPa |
| 0 | 0,0036 | 0,0000 | 0,0024 | 0,0000 |
| 15 | 0,0034 | 0,0006 | 0,0021 | 0,0003 |
| 30 | 0,0031 | 0,0013 | 0,0020 | 0,0006 |
| 45 | 0,0023 | 0,0020 | 0,0016 | 0,0008 |
| 60 | 0,0011 | 0,0024 | 0,0008 | 0,0009 |

Sumber: SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, Hal.57

b. Beban Angin pada struktur bawah

Gaya melintang dan longitudinal harus dihitung secara langsung pada bangunan bawah berdasarkan tekanan angin dasar 0,0019 Mpa. Angin dengan sudut serang tidak tegak lurus terhadap bangunan bawah harus dibagi menjadi komponen yang bekerja tegak lurus terhadap bidang tepi dan bidang muka bangunan bawah. Karena komponen-komponen ini bekerja tegak lurus terhadap semua permukaan yang mengalami tekanan, gaya-gaya harus diterapkan bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

c. Gaya Angin pada kendaraan

Dengan tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus, dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan, jembatan harus direncanakan untuk memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, seperti yang tercantum dalam Tabel 2. 8.

Tabel 2. 8 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan

| Sudut derajat | Komponen tegak lurus N/mm | Komponen sejajar N/mm |
|------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| 0 | 1,46 | 0,00 |
| 15 | 1,28 | 0,18 |
| 30 | 1,20 | 0,35 |
| 45 | 0,96 | 0,47 |
| 60 | 0,50 | 0,55 |

Sumber: SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, Hal.57

2. Beban gempa

Beban gempa bumi ialah beban yang disebabkan oleh pergerakan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi, baik gempa bumi tektonik maupun gempa bumi vulkanik, yang berdampak signifikan pada suatu struktur. Perencanaan jembatan harus dilakukan dengan cara yang meminimalkan kemungkinan jembatan runtuh, meskipun gempa dapat menyebabkan kerusakan besar dan gangguan pelayanan.

Berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastis (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen, beban gempa dihitung sebagai gaya horizontal yang bekerja. Kemudian faktor modifikasi respons (R_d) diubah, dan rumusnya adalah sebagai berikut:

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \dots\dots\dots (2. 3)$$

Keterangan:

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R_d = factor modifikasi respons

W_t = berat total struktur dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Kombinasi Pembebanan Sesuai dengan SNI 1725:2016, faktor beban untuk setiap pembebanan dan kombinasi pembebanan harus sesuai dengan Tabel 2. 9.



2.4 Penyelidikan Tanah

Pada tahapan awal perencanaan, penyelidikan tanah dilakukan untuk mengetahui seberapa besar daya dukung dan karakteristik serta kondisi geologi tanah di wilayah yang akan dibangun. Penyelidikan tanah juga berfungsi untuk menentukan jenis pondasi yang akan digunakan untuk pekerjaan konstruksi bangunan, dan dari hasil penyelidikan tanah juga dapat diputuskan bagaimana perlakuan terhadap tanah agar daya dukung pada tanah daerah yang dimaksud dapat dipertahankan.

Pengujian penetrasi cone (CPT), pengeboran tanah, pengujian penetrasi standar (SPT), dan menggali lubang-cobaan (trial-pit) adalah beberapa cara yang dapat digunakan untuk melakukan pemeriksaan tanah di lapangan. Data tersebut dapat digunakan untuk mempelajari sifat teknis tanah sebelum menilai daya dukung pondasi dan penurunan. (HARDIYATMO , 1996 : 35)

2.4.1 Standart Penetration Test (SPT)

Pengujian tanah yang paling umum digunakan untuk mengukur daya dukung tanah secara langsung di lokasi proyek adalah Standard Penetration Test (SPT). Karena sulit untuk mendapatkan contoh tanah tak terganggu pada tanah granular, pengujian ini dilakukan (Hardiyatmo, 1996:17). Pengujian yang dilakukan menggunakan metode SPT ini memerlukan pengeboran inti yang kedalamannya mencapai lapisan tanah yang akan diuji. Setelah mata bor dilepas, alat tabung belah standar digunakan untuk menggantikan mata bor. Alat ini kemudian diturunkan sampai ujungnya mencapai lapisan tanah dasar dan kemudian dipukul dari atas menggunakan massa pendorong (palu) seberat 63,5 kg, atau 140 pon, yang dijatuhkan dari ketinggian 760 mm, atau 30 inchi. Banyak pukulan palu ini digunakan untuk penetrasi tabung belah standar sedalam 304,8 mm, yang memiliki nilai N yang ditunjukkan dalam Tabel 2. 10 Nilai N untuk kondisi tanah lempung hanya dapat dihitung dengan pendekatan kasar.

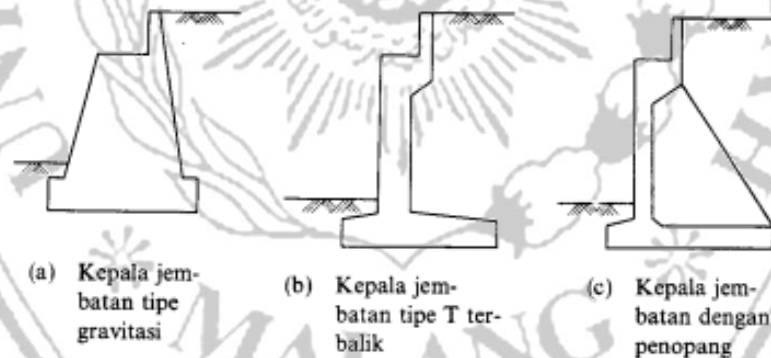
Tabel 2. 10 Hubungan Nilai N, Konsistensi dan Kuat Geser Tekan-Beban (q_u) untuk Tanah Lempung Jenuh (terzaghi dan Peck, 1948)

| Nilai N | Konsistensi | Kuat geser tekan-bebas (q_u) (kg/cm ²) |
|---------|--------------|---|
| < 2 | Sangat lunak | < 0,25 |
| 2-4 | Lunak | 0,25-0,50 |
| 4-8 | Sedang | 0,50-1,00 |
| 8-15 | Kaku | 1,00-2,00 |
| 15-30 | Sangat Kaku | 2,00-4,00 |
| >30 | Keras | > 4,00 |

Sumber: Hardiyatmo, 1996 "Teknik Fondasi 1", Hal.47

2.4.2 Abutment

Abutment dan pilar jembatan dapat dibuat dalam berbagai bentuk dan jenis, dan keduanya berfungsi untuk menyalurkan beban, termasuk beban statis dan beban hidup, serta tekanan tanah dari bangunan atas ke tanah pondasi. Namun, ketinggian bangunan, jenis bangunan atas, kondisi tanah, dan kondisi bangunan lainnya harus dipertimbangkan saat memilih abutment dan pilar.



Gambar 2. 4 Bentuk Umum Kepala Jembatan

Sumber: Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000, "Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi", Hal. 303

2.4.3 Perencanaan Abutment

Dalam merencanakan abutment jembatan, gaya apa pun yang terjadi pada struktur abutment harus dipertimbangkan. Abutment dapat direncanakan seperti dinding penahan tanah mengingat beban kerja bangunan atas. Yang dianggap sebagai standar untuk dinding penahan adalah gravitasi atau jenis balok terjepit sebelah. Tekanan yang ditimbulkan pada tanah dasar pondasi tidak boleh melebihi daya dukung tanah yang diizinkan untuk mengevaluasi stabilitas dinding penahan tanah. Selain itu, persyaratan stabilitas lereng harus dipenuhi, seperti yang dijelaskan dalam Gambar 2.5 tentang gaya-gaya yang bekerja.

Gambar 2.5 Gaya – gaya yang bekerja



Sumber: Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000, "Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi", Hal. 308

a. Tekanan Tanah Aktif

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \dots \dots \dots (2.4)$$

$$P_a = K_a \cdot q \cdot h_1 \cdot L \dots \dots \dots (2.5)$$

$$P_a = 0,5 \cdot \gamma \cdot H_2 \cdot K_a \cdot L \dots \dots \dots (2.6)$$

Dengan:

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

ϕ = Sudut geser dalam

P_a = Tekanan tanah aktif (ton)

γ = Berat jenis tanah (ton/m³)

L = Panjang (m)

H = Tinggi (m)

b. Tekanan tanah pasif

$$K_p = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \dots \dots \dots (2.7)$$

$$P_p = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \cdot L \dots \dots \dots (2.8)$$

Dengan:

K_p = Koefisien tanah pasif

P_p = Tekanan tanah pasif (ton)

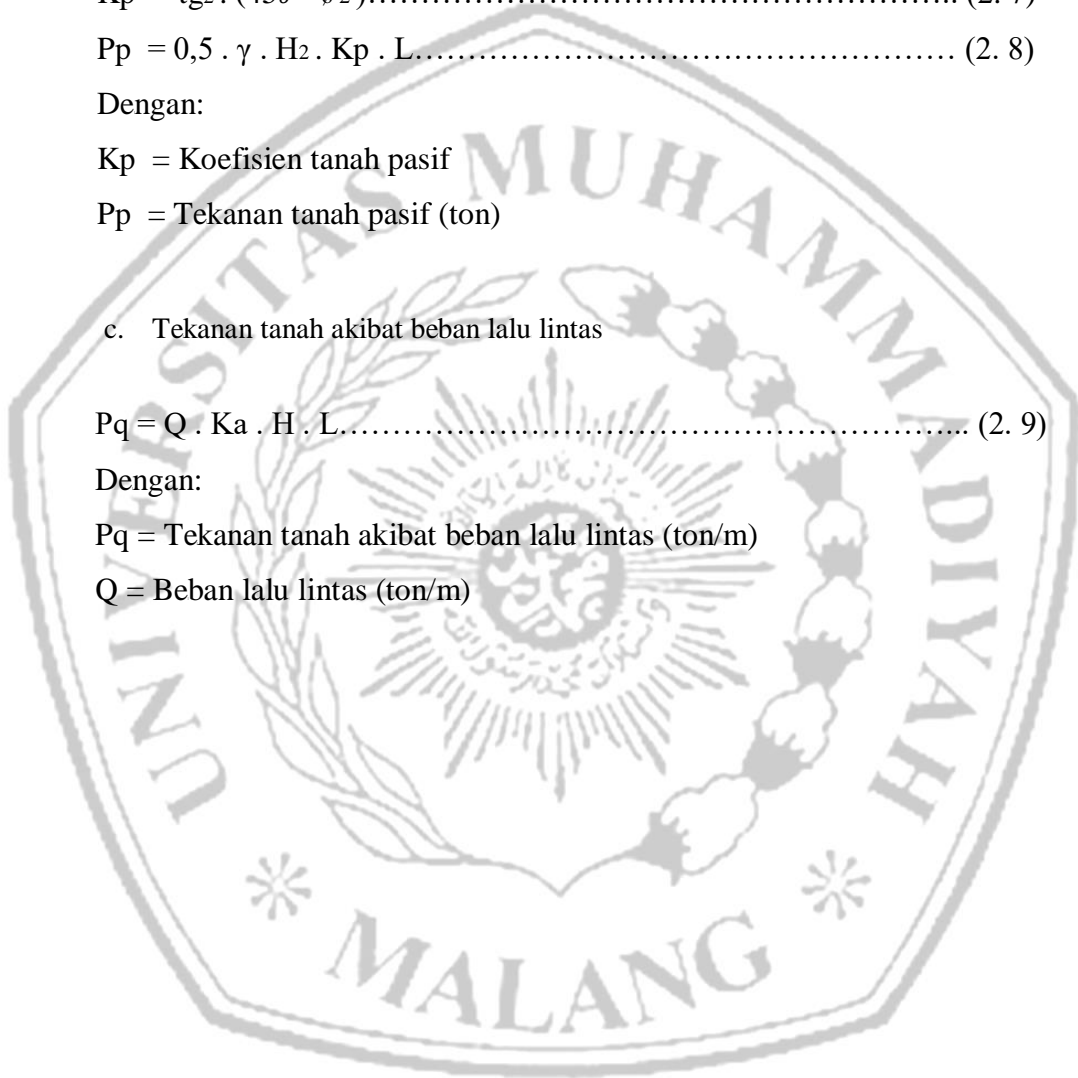
c. Tekanan tanah akibat beban lalu lintas

$$P_q = Q \cdot K_a \cdot H \cdot L \dots \dots \dots (2.9)$$

Dengan:

P_q = Tekanan tanah akibat beban lalu lintas (ton/m)

Q = Beban lalu lintas (ton/m)



2.4.4 Stabilitas Abutment

Syarat aman terhadap geser

$$SF = \frac{\sum V \cdot \tan \frac{2}{3} \Phi + c \cdot B}{\sum H} \dots \dots \dots (2.10)$$

Syarat aman terhadap guling

$$SF = \frac{\sum M_x}{\sum M_y} \dots \dots \dots (2.11)$$

Syarat aman terhadap eksentrisitas

$$e = \frac{\sum M_x - \sum M_y}{\sum V} < \frac{B}{6} \dots \dots \dots (2.12)$$

Kontrol Terhadap tegangan

$$\sigma = \frac{\sum V}{B \cdot L} - \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \dots \dots \dots (2.13)$$

Apabila $\sigma_{maks} = Q_{all} \text{ (OK)}$
 $\sigma_{min} \leq Q_{all} \text{ (OK)}$

2.5 Kapasitas Dukung Pondasi

Pondasi kaisson bor dibuat dengan cara mengebor lebih dahulu untuk membuat lubang di dalam tanah, lalu lubang tersebut diisi dengan beton. Untuk memperoleh kapasitas dukung yang tinggi, dasar kaisson dapat diperbesar menyerupai lonceng (Hardiyatmo, 2008). Berdasarkan material pembentuknya kaisson bor dibedakan menjadi tiga, yaitu : 1. Kaisson beton 2. Kaisson beton terselubung pipa baja atau pipa beton 3. Kaisson beton di lengkapi dengan inti baja atau inti beton Pondasi kaisson yang berbentuk silinder atau kotak beton dibuat dengan membenamkan silinder beton di tempatnya, bersamaan dengan penggalian tanah. (Hardiyatmo H. C., 2008 : 310). Berdasarkan cara pembuatannya, pondasi kaisson dapat di bagi menjadi tiga, yaitu kaisson terbuka, kaisson pneumatik, dan kaisson apung.

Pondasi kaisson dapat mendukung beban vertikal dengan mengandalkan :

1. Tahanan gesek dinding
2. Tahanan dukung ujung bila tanah berupa pasir padat, pasir kerikil atau batu
3. Kombinasi keduanya Kapasitas ultimit tiang tunggal (Q_a), adalah jumlah dari tahanan bawah ultimit (Q_u) dan tahanan gesek ultimit (Q_s) antara dinding tiang dan tanah disekitarnya. Namun oleh pertimbangan keamanan, banyak perancang telah mengabaikan pengaruh tahanan gesek dinding dalam hitungan kapasitas dukung (Hardiyatmo H. C., 2008 : 310). Bila dinyatakan dalam persamaan, maka:

$$Q_a = \frac{Q_u + Q_s}{SF}$$

Dengan

Q_a = kapasitas ultimit

Q_u = tahanan dukung ujung

Q_s = tahanan adhesi dinding

2.5.1 Daya Dukung Ijin Tiang

Daya dukung ijin ujung tiang dihitung dari kekuatan ijin tekan dan tarik, yang dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material tiang.

a. Daya Dukung Ijin Tekan

Dengan menggunakan metode Mayerhof analisa daya dukung ijin tekan pondasi tiang digunakan rumus sebagai berikut

$$P_a = \frac{q_c X A_p}{F K_1} + \frac{\sum l_{fix} A_{st}}{F K_2} \dots\dots\dots (2.14)$$

Keterangan:

P_a = daya dukung ijin tekan tiang

q_c = 20 N, untuk *silt/clay* dan 40 N, untuk *sand*

N = Nilai N-SPT

A_p = luas penampang tiang

A_{st} = keliling penampang tiang

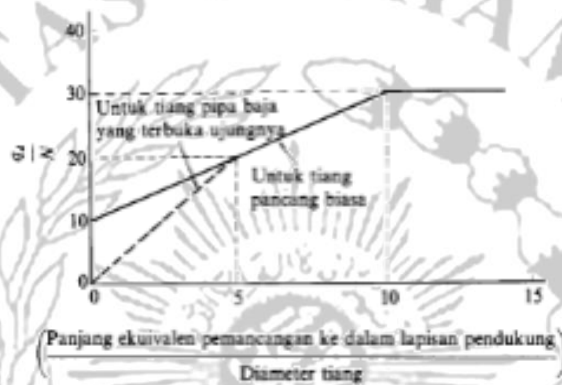
l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang

N maksimum 12 ton/m², untuk *silt/clay* N maksimum 10 ton/m², untuk *sand*

FK_1, FK_2 = faktor keamanan 3 dan 5

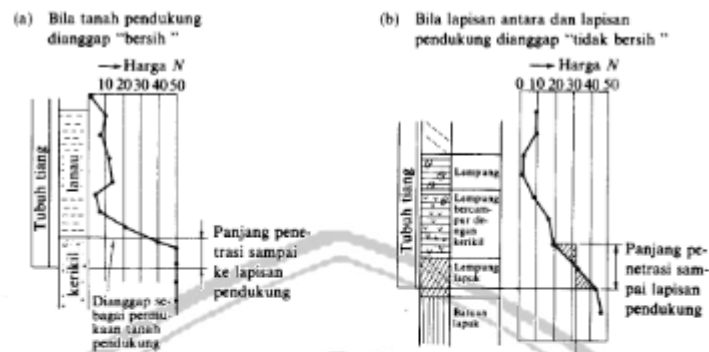
Untuk mengetahui nilai q_c , diagram intensitas daya dukung tanah ujung tiang dapat digunakan, seperti yang ditunjukkan dalam hubungan L/D dan q_c/N pada Gambar 2.6.



Gambar 2. 6 Diagram Intensitas Daya Dukung Tanah Ujung Tiang

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000:101)

Dalam Gambar 2.7, mengenai L adalah panjang ekuivalen penetrasi yang terjadi pada lapisan tanah pendukung, dan diameter tiang pondasi adalah D . Nilai rata-rata ujung tiang \bar{N} dapat ditemukan dengan menggunakan rumus berikut:



(1) Harga N rencana dari tanah pondasi pada ujung tiang diperoleh dengan :

$$\bar{N} = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad (N \leq 40)$$

N_1 : Harga N pada ujung tiang

N_2 : Harga rata-rata pada jarak $4D$ dari ujung tiang

(2) Jarak dari titik di mana sebagian daerahnya sesuai dengan diagram distribusi harga N dari tanah pondasi dan garis N (bagian yang diarsir pada gambar) adalah sama untuk ujung tiang dan dianggap sebagai panjang penetrasi

(Catatan) Harga N rencana diperoleh dengan cara yang sama seperti (b)

(Keterangan) Dalam menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung, tidak hanya distribusi harga N , tetapi tekstur tanah pada log bor juga harus benar-benar dipelajari untuk memilih antara diagram (a) dan (b) di atas

Gambar 2. 7 Menentukan Panjang Ekuivalen Penetrasi sampai ke Lapisan Pendukung

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000:101)

$$\bar{N} = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad \dots \dots \dots (2.15)$$

Dengan,

N_1 = Nilai N ujung tiang

N_2 = Nilai rata-rata N pada $4D$ dari ujung tiang

b. Daya Dukung Ijin Tarik

Daya dukung ijin tarik ditinjau dari kekuatan tanah berdasarkan data N-SPT menggunakan metode Mayerhof:

$$P_{ta} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n A_{st} x_{0,70}}{FK_2} \right) + w_p \dots \dots \dots (2.16)$$

$$A_{st} = \pi D \dots \dots \dots (2.17)$$

$$W_p = 24 \text{ kN/m}^3 \times \pi r^2 \times \text{kedalaman pondasi} \quad (2.18)$$

Keterangan:

P_{ta} = daya dukung ijin tarik tiang

W_p = berat pondasi

2.5.2 Daya Dukung Horizontal

Model ikatan penutup tiang, atau pile cap, yang terlampir pada Gambar 2 (9) menunjukkan bahwa pondasi tiang dibedakan menjadi dua jenis.

- a. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
- b. Tiang ujung bebas (*free end pile*)

- Tiang Pendek dan Tanah Kohesif

Daya dukung horizontal bisa dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$H_u = 9 C_u D \left(L_p - \frac{3D}{2} \right) \dots \dots \dots (2.19)$$

$$M_{mx} = H_u \left(\frac{L_p}{2} - \frac{3D}{2} \right) \dots \dots \dots (2.20)$$

Dengan:

H_u = daya dukung tiang horizontal

C_u = *undrained strenght* (kN/m²)

D = diameter pondasi tiang (m)

L_p = kedalaman pondasi (m)

- Tiang Sedang

Daya dukung horizontal tiang sedang bisa dihitung dengan rumus sebagai berikut

$$M_y = \frac{9}{4} C_u D g^2 - 9 C_u D f \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \dots\dots\dots (2.21)$$

Nilai H_u dapat dihitung dengan

$$L_p = \frac{3D}{2} + f + g \dots\dots\dots (2.22)$$

- Tiang Panjang dengan tanah Kohesif

Daya dukung horizontal tiang panjang dengan tanah kohesif jika $M_{max} > M_y$ bisa dihitung dengan rumus sebagai berikut seperti pada Gambar 2.8:

$$H_u = \frac{2M_y}{\frac{3d}{2} + \frac{f}{2}} \dots\dots\dots (2.23)$$

$$f = \frac{H_u}{9 C_u D} \dots\dots\dots (2.24)$$

$$C_u = K \times N \dots\dots\dots (2.25)$$

Dengan

H_u = daya dukung tiang horizontal

C_u = *undrained strenght* (kN/m²)

D = diameter pondasi tiang (m)

L_p = kedalaman pondasi (m)

k = 3,5 – 6,5 (kN/m²)

N = nilai N-SPT



Gambar 2. 8 Tiang Ujung Jepit dalam Tanah Kohesif (a) Tiang Pendek (b) Tiang Sedang (Sumber: Pamungkas & Harianti,2013:61)

2.5.3 Jumlah Tiang yang di butuhkan

Jumlah tiang yang dibutuhkan dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$N_p = \frac{p}{P_{all}} \dots\dots\dots (2.26)$$

Keterangan:

np = jumlah tiang yang diperlukan

P = gaya aksial yang terjadi

P_{all} = daya dukung ijin tiang

2.5.4 Daya Dukung Ijin Kelompok Tiang

- a. Efisiensi tiang kelompok dapat dihitung dengan beberapa metode, yaitu sebagai berikut:

1. Metode Concers-Labarre

$$\eta = 1 - \frac{\theta}{90} \cdot \left\{ \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{m \cdot n} \right\} \dots \dots \dots (2.27)$$

Dimana

$$\theta = \text{arc tg } \frac{d}{s}$$

- 2 Metode Los Angeles

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot [m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \sqrt{2} \cdot (m-1) \cdot (n-1)] \dots \dots \dots (2.28)$$

- 3 Metode Seiler-Keeney

$$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11 \cdot d}{7(d^2 - 1)} \cdot \left[\frac{m+n-2}{m+n-1} \right] \right\} + \frac{0,3}{m+n} \dots \dots \dots (2.29)$$

Keterangan *

η = efisiensi

m = jumlah barisan tiang

n = jumlah tiang dalam satu baris

d = diameter tiang

s = jarak antar tiang

Dengan

$$S \leq \frac{1,57 \times D \times m \times x \times n}{M+n-2} \dots\dots\dots (2.30)$$

b. Daya dukung ijin vertikaln kelompok tiang

$$Q_u = n \times n \text{ pile} \times \text{daya dukung tiang} \quad (2.31)$$

2.6 Beban Maksimum tiang kelompok

Gambar 2. 9 menunjukkan tekan atau tarik pile cap karena beban beban struktur atas dan susunan tiang dalam kelompok tiang. Oleh karena itu, kontrol harus dilakukan untuk memastikan bahwa tiang tersebut masih dapat menahan beban dari struktur atas.

$$p = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y \times X_{mas}}{n_y \times \sum x^2} \pm \frac{M_x \times y_{mas}}{n_x \times \sum x^2} \dots\dots\dots (2.32)$$

Keterangan:

P = beban maksimum/minimum tiang

P_u = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

M_y = momen yang bekerja arah y

M_x = momen yang bekerja arah x

Y_{max} = jarak tiang arah sumbu y terjauh

X_{max} = jarak tiang arah sumbu x terjauh

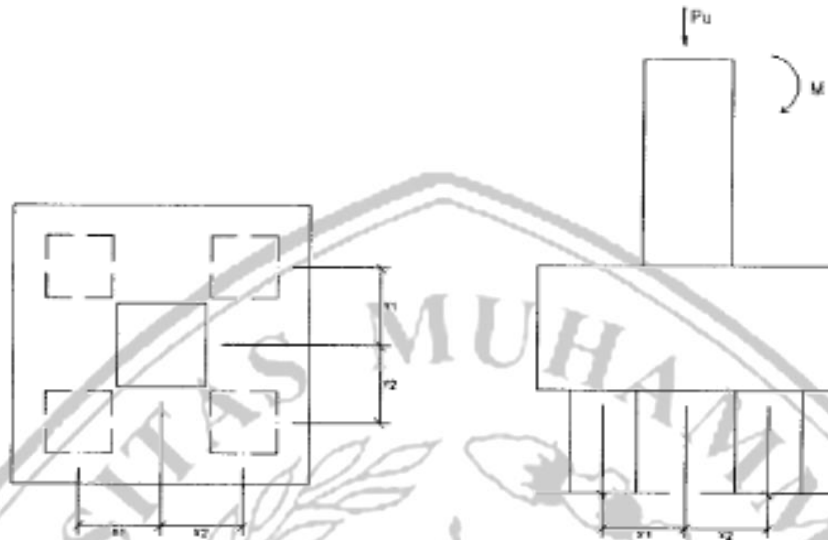
∑X² = jumlah kuadrat X

∑Y² = jumlah kuadrat Y

n_x = banya tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y = banyak tiang dalam satu kolom arah sumbu y

n_p = jumlah tiang



Gambar 2. 9 Beban yang Bekerja pada Pile Cap (Pamungkas. A, 2013;58)

2.7 Penurunan

Dalam merencanakan pondasi, kontrol penurunan digunakan untuk menghitung berapa besar penurunan akhir struktur dengan selang waktu yang terjadi. Ini dilakukan dengan menggunakan grafik yang ditunjukkan pada Gambar 2. 10 dan Gambar 2. 11.

$$St = Si + Sc$$

Keterangan

St = Penurunan total

Si = Penurunan segera

Sc = Penurunan konsolidasi

- a. Immediate Settlement

$$Si = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot q \cdot B \quad Est = \frac{\mu_1 \cdot \mu_2 \cdot q \cdot B}{E} \dots\dots\dots (2.33)$$

- b. Consolidation Settlement

$$Sc = \frac{\Delta e}{1+e_0} Hc \dots\dots\dots (2.34)$$

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} S_c = H_c \cdot M_v \cdot \Delta p \dots \dots \dots (2.35)$$

$$S_c = \frac{H_c}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \dots \dots \dots (2.36)$$

$$S_c = \frac{H_c}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \quad C_c = 0,156 e_0 + 0,0107 \dots \dots \dots (2.37)$$

Keterangan:

H_c = tebal lapisan tanah lempung (*cohesive*) di bawah dasar pondasi

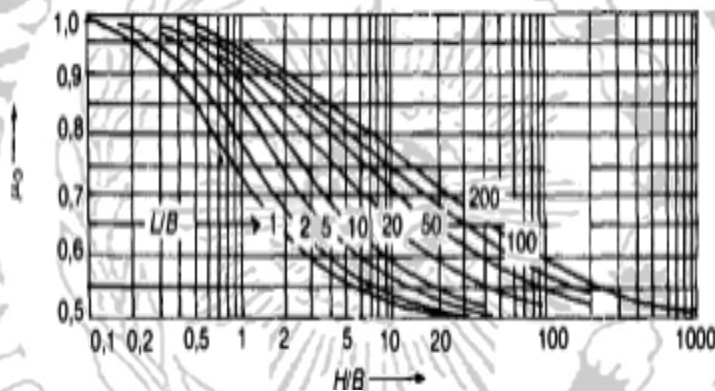
e_0 = angka pori (awal)

C_c = index pemampatan

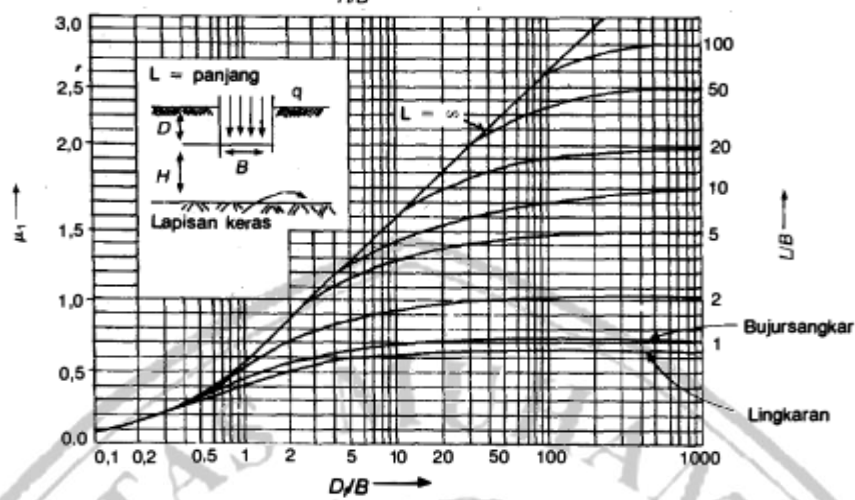
P_o = tegangan efektif ditengah tanah *cohesive*

Δp = tambahan tegangan akibat struktur pondasi

m_v = koefisien perubahan volume



Gambar 2. 10 Grafik μ_0 , hubungan antara nilai (D_f/B) dan (L/B)
(Sumber: Hardiyatmo, 1996:166)



Gambar 2. 11 Grafik μ_1 , hubungan antara nilai (D/B) dan (L/B)
(Sumber: Hardiyatmo, 1996:166)

Karakteristik tanah pada daerah Banjarmasin khususnya pada proyek jembatan ini termasuk tanah lempung terlampir dalam Tabel 2. 11.

Tabel 2. 11 Karakteristik Tanah Lempung terhadap Nilai Angka Pori, Kadar Air, dan Berat Volume Kering (Mitchell,1976)

| Tipe Tanah | Angka Pori, e | Kadar air dalam keadaan jenuh | Berat volume kering (kN/m) |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|--------------------------------|
| Lempung kaku | 0,6 | 21 | 17 |
| Lempung lunak | 0,9-1,4 | 30-50 | 11,5-14,5 |
| Lempung organik lembek | 2,5-3,2 | 30-120 | 6-8 |

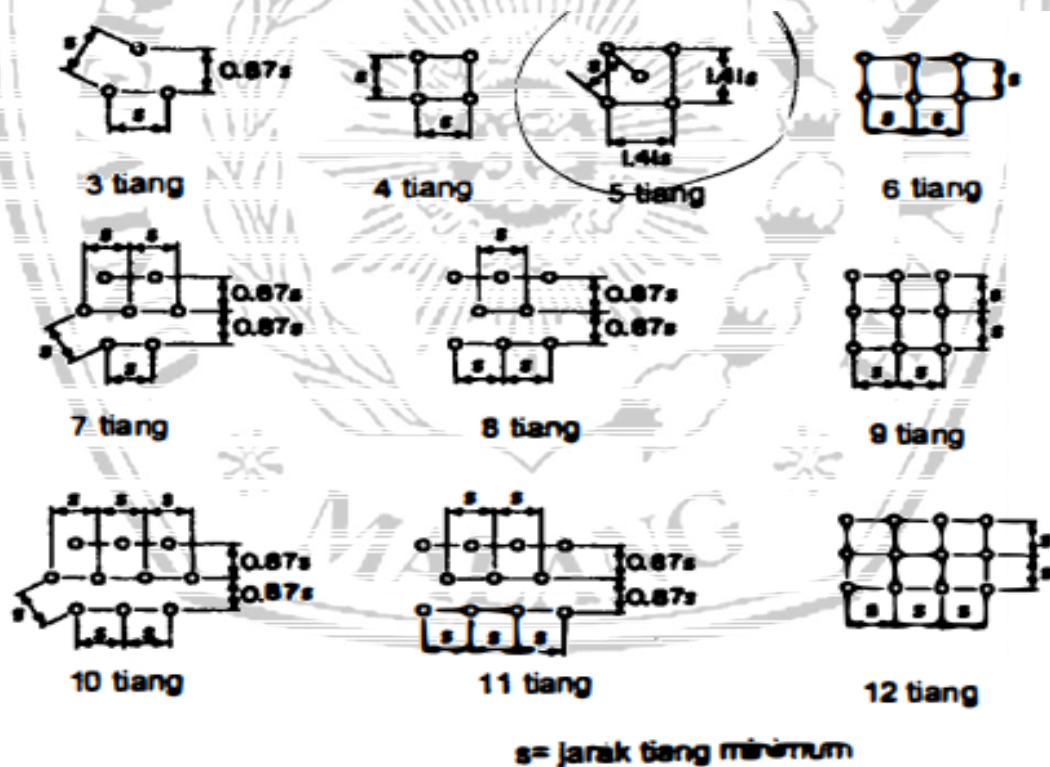
Sumber: Modul 4, "Permasalahan Daya Dukung Dan penurunan Timbunan Jalan pada Tanah Problematik":13

2.8 Pile Cap

Sebagian besar, pile cap terbuat dari beton bertulang dan berfungsi untuk mengikat tiang menjadi satu dan memindahkan beban kolom ke tiang. (Anugerah & Erny, 2010 : 87) Perencanaan pile cap dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

- Pile cap sangat kaku
- Ujung atas tiang menggantung pada pile cap. Oleh sebab itu, momen lentur yang diakibatkan oleh pile cap ke tiang tidak ada.
- Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Maka dari itu bidang rata terbentuk oleh distribusi tegangan dan deformasi

Berikut konfigurasi susunan *pile cap* bisa dilihat pada Gambar 2. 12



Gambar 2.12 Susunan Pile Cap
(Sumber: Hardiyatmo, "Teknik Fondasi II" 2008:194)

2.9 Penulangan

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.38)$$

Dengan:

M_u = Momen yang terjadi (kNm)

b = lebar (m)

d = tinggi efektif (m)

$$\rho = 0,85 f_c' f_y \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f_c'}} \right) \dots\dots\dots (2.39)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (2.40)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b \dots\dots\dots (2.41)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.42)$$

Luas tulangan:

$$A_s = \rho b d_{rencana} \dots\dots\dots (2.43)$$

$$A_s \text{ bagi} = 50\% A_s \text{ pakai} \dots\dots\dots (2.44)$$

Tulangan geser

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.45)$$

$$A_v = \frac{1}{4} \pi D^2 \frac{b}{s} \dots\dots\dots (2.46)$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_u} \dots\dots\dots (2.47)$$