

BAB III

Perencanaan Pondasi Telapak Gabungan

3.1. Tinjauan Umum

Langkah pertama dalam mendesain struktur beton bertulang adalah memperoleh informasi tentang momen, gaya geser dan gaya aksial yang akan di tahan. Hal ini biasanya melibatkan perhitungan numerik yang rumit, oleh karena itu langkah terbaik adalah memprosesnya dengan program analisa struktur yang telah dibuat oleh komputer (Hulse dan Mosley, 1986, hal 16).

Dalam menganalisa struktur rangka (*framed structure*) dengan bantuan komputer dapat digunakan metode matriks, baik dengan metode gaya (*flexibility*) maupun metode kekakuan (*Stiffness*). Metode kekakuan atau lebih dikenal sebagai metode perpindahan lebih sesuai untuk diprogram dalam komputer, karena setelah model analisis struktur ditentukan, pertimbangan teknis yang lebih lanjut tidak diperlukan, disini terdapat perbedaan dengan metode gaya, walaupun kedua metode ini sama bentuk matematisnya, pada metode gaya besaran yang tidak diketahui adalah gaya kelebihan (*redundant*) yang dipilih secara sembarangan, sebaliknya metode kekakuan, yang tidak diketahui adalah perpindahan titik kumpul yang tertentu secara otomatis. Jadi, jumlah yang diketahui dalam metode kekakuan sama dengan derajat ketidaktentuan (*indeterminacy*) kinematis struktur (Weaver dan Gere, 1986, hal 107).

Beban-beban kumulatif dari super struktur diterima oleh pondasi (sub struktur) yang berhubungan langsung dengan tanah. Fungsi pondasi tersebut adalah untuk meneruskan dengan aman reaksi terpusat dari kolom dan atau dinding ataupun beban-beban lateral dari dinding penahan tanah, ke tanah, tanpa terjadi penurunan tak sama (*differential settlement*) pada sistem strukturnya, juga tanpa terjadi keruntuhan pada tanah strukturnya.

Apabila pondasi tersebut dirancang tidak dengan benar, maka akan ada bagian bangun dari struktur yang mengalami penurunan yang lebih besar dari pada bagian lainnya. Berbagai elemen struktur yang bertemu pada titik-titik kumpul kolom-balok akan mengalami tegangan lebih yang diakibatkan adanya penurunan

yang tak sama tersebut, yang pada akhirnya akan terjadi pula deformasi yang berlebihan. Momen-momen lentur maupun torsi tambahan yang melebihi kapasitas tahanan elemen struktur dapat mengakibatkan retak yang berlebihan karena lelehnya tulangan, dan pada akhirnya mengakibatkan terjadinya keruntuhan (Nawy, 1990, hal 526).

Sebuah pondasi telapak gabungan dirancang sedemikian rupa sehingga pusat berat luas bidang kontak dengan tanah terletak pada garis kerja resultante beban-beban yang bekerja pada telapak, sehingga distribusi tekanan tanahnya seragam. Disamping itu, ukuran-ukuran telapak ditentukan sedemikian rupa sehingga tegangan tanah yang diizinkan tidak terlampaui. Apabila kedua kriteria tersebut dipenuhi, maka telapak akan stabil dan tidak berotasi secara berlebihan (Peck, Hanson dan Thornburn, 1996, halaman 631).

Pondasi harus memiliki kekuatan untuk memikul beban dari kolom, berat sendiri pondasi, dan berat tambahan lainnya, dengan tidak melebihi tekanan tanah yang diizinkan.

3.2. Metode Kekakuan

Metode kekakuan Pertama dikembangkan dari super posisi gaya untuk koordinat perpindahan bebas. Metoda ini kemudian di formalisasikan diperluas dengan memakai matriks kesepadanan dan konsep kerja maya (Weaver dan Gere, 1986, hal 148).

Kunci Penyederhanaan perakitan matrik kekakuan titik S_j ialah pemakaian matriks kekakuan batang untuk aksi dan perpindahan di kedua ujung setiap batang. Jika perpindahan batang didasarkan pada koordinat struktur (global), maka ia akan berhimpit dengan perpindahan titik kumpul. Dalam hal ini semua aplikasi geometris harus ditangani secara setempat, dan transfer informasi batang ke *array* struktural bersifat langsung, yaitu matriks kekakuan dan vektor beban ekuivalen dapat dirakit dengan penjumlahan langsung sebagai ganti perkalian matriks (Weaver dan Gere, 1986, hal 148-149).

Dengan demikian, perakitan matriks kekakuan titik untuk m batang dapat dituliskan sebagai berikut :

$$S_j = \sum_{i=1} S_{msi} \quad (3.1)$$

Dalam persamaan ini, simbol S_{msi} menyatakan matriks kekakuan batang ke- i dengan gaya ujung dan perpindahan (untuk kedua ujung) yang diambil dalam arah sumbu struktur. Agar dapat dijumlahkan, semua matriks kekakuan batang harus di ekspansikan ke ukuran yang sama dengan S_j dengan menambah baris dan kolom nol. Demikian juga halnya, vektor beban ekuivalen A_E dapat dibentuk dari kontribusi batang sebagai berikut (Weaver dan Gere, 1986, hal 149):

$$A_E = - \sum_{i=1} A_{msi} \quad (3.2)$$

Dalam hal ini A_E adalah vektor beban ekuivalen dan A_{msi} adalah vektor gaya (aksi) jepit ujung dalam arah sumbu struktur di kedua ujung batang i . Penyelesaian dasar untuk perpindahan titik kumpul bebas akibat beban adalah

$$D_f = S_{ff}^{-1} \cdot A_{FC} \quad (3.3)$$

Dalam persamaan ini A_{FC} adalah vektor beban titik kumpul gabungan (sebenarnya dan ekuivalen) yang selaras (correspond) dengan D_f . Walaupun secara simbolis penyelesaian dalam persamaan (3.3) lebih mudah dituliskan sebagai hasil inversi matriks kekakuan S_{ff} , tetapi perhitungan S_{ff}^{-1} dalam program komputer hakekatnya tidak efisien. Sebagai gantinya, matriks koefisien S_{ff} difaktorisasi dan penyelesaian untuk D_f diperoleh dari sapuan ke muka dan ke belakang (Weaver dan Gere, 1986, hal 149).

Bagian lain yang hendak dicari adalah reaksi tumpuan dan gaya jepit ujung. Bila hanya pengaruh beban yang diperhitungkan, persamaan untuk reaksi menjadi

$$A_R = - A_{RC} + S_{RF} \cdot D_f \quad (3.4)$$

Selain itu, gaya ujung batang bias dituliskan kerabali sehingga hanya berkaitan dengan satu batang pada suatu saat, sebagai berikut

$$A_{mi} = A_{mli} + S_{mi} \cdot D_{mi} \quad (3.5)$$

Semua matriks dalam persamaan ini didasarkan pada sumbu batang. Vektor gaya A_{mli} terdiri dari gaya jepit ujung (dalam arah sumbu batang) akibat beban yang ada pada batang tersebut. Selain itu, matriks kekakuan batang S_{mi} memiliki suku-suku (dalam arah batang) untuk kedua ujung batang (weaver dan Gere, 1986, hal 150).

Matrik Kekakuan untuk perencanaan pondasi merupakan penjumlahan dari matrik kekakuan batang dan matrik kekakuan tumpuan elastis. Rumus matrik kekakuan batang dapat dilihat pada persamaan 3.7 dan rumus matrik kekakuan elastis dapat dilihat pada persamaan 3.8.

Matrik Kekakuan Total :

$$K_{\text{total}} = S_{\text{mi}} + K_{\text{Fi}} \quad (3.6)$$

$$S_{\text{mi}} = \left(\begin{array}{ccc|ccc} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ \hline -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{array} \right) \quad (3.7)$$

$$K_{Fi} = \frac{Bb}{L^6} \left(\begin{array}{cccc|cccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{13}{35}L^7 + 1,2L^5 & 0 & 0 & 0 & \frac{9}{70}L^7 - 1,2L^5 & 0 & -\frac{13}{420}L^8 + 0,1L^6 \\ 0 & \frac{11}{210}L^8 + 0,1L^6 & \frac{11}{210}L^8 + 0,1L^6 & 0 & 0 & \frac{13}{420}L^7 + 1,2L^5 & 0 & -\frac{11}{210}L^8 - 0,1L^6 \\ 0 & \frac{11}{210}L^8 + 0,1L^6 & \frac{L^9}{105} + \frac{2}{15}L^7 & 0 & 0 & \frac{13}{420}L^7 + 1,2L^5 & 0 & -\frac{1}{140}L^9 - \frac{1}{30}L^7 \\ 0 & \frac{11}{210}L^8 + 0,1L^6 & \frac{L^9}{105} + \frac{2}{15}L^7 & 0 & 0 & \frac{13}{420}L^7 + 1,2L^5 & 0 & -\frac{1}{140}L^9 - \frac{1}{30}L^7 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{9}{70}L^7 - 1,2L^5 & 0 & 0 & 0 & \frac{13}{35}L^7 + 1,2L^5 & 0 & -\frac{11}{210}L^8 - 0,1L^6 \\ 0 & \frac{13}{420}L^8 + 0,1L^6 & -\frac{1}{140}L^9 - \frac{1}{30}L^7 & 0 & 0 & -\frac{11}{210}L^8 - 0,1L^6 & 0 & \frac{L^9}{105} + \frac{2}{15}L^7 \\ 0 & -\frac{13}{420}L^8 + 0,1L^6 & -\frac{1}{140}L^9 - \frac{1}{30}L^7 & 0 & 0 & -\frac{11}{210}L^8 - 0,1L^6 & 0 & \frac{L^9}{105} + \frac{2}{15}L^7 \end{array} \right) \quad (3.8)$$

3.3. Formulasi Masalah

Peraturan dari struktur bangunan pada hakekatnya ditujukan untuk kesejahteraan umat manusia. SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.1 mensyaratkan bahwa setiap komponen struktur harus memiliki cukup kekuatan struktural untuk mendukung beban rencana terfaktor yang bekerja padanya, atau dengan kata lain, struktur dan segenap komponennya harus direncanakan sehingga penampangnya mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu yang dihitung berdasarkan kombinasi beban dan gaya terfaktor yang sesuai (Dipohusodo, 1994, hal 40).

Ketentuan-ketentuan dan persyaratan perhitungan yang dipakai dalam mengoptimasi pondasi telapak gabungan ini adalah tegangan ijin tanah, momen ultimit, tegangan geser, rasio penulangan dan jumlah tulangan serta lendutan.

3.3.1. Kapasitas Momen Ultimit

Momen tahanan dalam (*intern*) akan menahan atau memikul momen lentur rencana aktual yang ditimbulkan oleh beban luar (momen *ekstern*). Untuk itu dalam merencanakan pondasi pada kondisi pembebanan tertentu harus disusun komposisi dimensi pondasi dan jumlah serta luas tulangannya sedemikian rupa sehingga dapat menimbulkan momen tahanan dalam paling tidak sama dengan momen lentur maksimum yang ditimbulkan oleh beban ($M_u \geq M_{eks}$).

3.3.2. Tulangan Geser

Untuk menyederhanakan perancangan pondasi, pondasinya dianggap kaku dan tanah di bawahnya dianggap merupakan lapisan yang elastis. Dengan demikian distribusi tekanan tanah dapat dianggap merata atau berubah secara linier. Tegangan tanah neto yang digunakan untuk menghitung momen lentur dan gaya geser pada pondasi, dapat diperoleh dari tekanan tanah total dikurangi tegangan dari beban di atas tanah pondasi. Apabila pondasi di bawah kolomnya dianggap sebagai lantai yang terbalik, di mana intensitas tekanan tanah neto dianggap bekerja pada *slab* kantilever yang di tumpu kolom, maka *slab* tersebut akan mengalami momen lentur dan geser seperti *slab* aktual yang mengalami beban gravitasi (Nawy, 1990, hal 530).

Apabila bebannya terpusat dan relatif besar, ternyata bahwa yang lebih menentukan dalam perencanaan pondasi adalah geser, bukan momen lentur. Mekanisme kegagalan geser pada *slab* pondasi serupa dengan *slab* lantai. Akan tetapi kapasitas geser *slab* pondasi jauh lebih besar dari kapasitas geser pada balok (Nawy, 1990, hal 530).

Keadaan tegangan pada elemen pondasi pada umumnya merupakan kombinasi dari geser, lentur dan aksial tekan. Sebagai akibatnya, pengetahuan dasar mengenai perilaku *slab* pondasi dan mekanisme retak yang diakibatkannya sangat perlu diketahui. Dengan demikian akan dapat diperoleh hipotesis-hipotesis dasar untuk analisis dan desain pondasi (Nawy, 1990, hal 530).

Moe mendefinisikan beberapa jenis keruntuhan yang dapat terjadi dalam suatu plat yang padanya bekerja beban-beban terpusat. Mode keruntuhan ini dikaitkan dengan perbandingan bentang geser terhadap tinggi (a/d), yaitu, $M_u/V_u d$. Mekanisme keruntuhan dapat disimpulkan sebagai berikut (Wang, Salmon, 1985, hal 323):

1. Keruntuhan geser-tekan umumnya terjadi pada penampang tinggi dan bentang pendek (perbandingan a/d yang kecil), retak-retak miring yang tertentu, tidak mengakibatkan keruntuhan, tetapi menerus ke daerah tekan, dengan demikian mereduksi ukuran daerah tekan sampai akhirnya daerah tekan runtuh akibat kombinasi dari tegangan-tegangan tekan-geser.
2. Keruntuhan lentur setelah terjadinya retak miring. Juga umumnya dijumpai dalam unsur dengan a/d yang rendah, retak miring yang terbentuk pertamanya tidak mengakibatkan keruntuhan atau mencegah penyaluran dari momen lentur batas teoritis. Jika penanaman tulangan tarik mencukupi dan keruntuhan di daerah tekan tidak terjadi, maka tulangan tarik dapat mencapai kekuatan lelehnya.
3. Keruntuhan tarik-diagonal. Kadang-kadang dinamakan keruntuhan geser, jenis ini umum dijumpai dalam unsur dengan harga a/d yang sedang (pertengahan), pelat runtuh dengan terbentuknya retak miring pada keempat sisi dari beban terpusat. Hasil-hasil percobaan menunjukkan bahwa penampang kritis dapat dianggap berada pada jarak $d/2$ dari keliling kolom.

4. Keruntuhan lentur sebelum terbentuknya retak miring. Umum dijumpai dalam unsur dengan keruntuhan a/d besar, di mana retak miring tidak terjadi sebelum dicapainya kekuatan lentur.

Beban kerja luar dan momen-momen yang digunakan untuk menentukan ukuran luas pondasi dikonversikan menjadi beban batas rencana dengan menggunakan faktor-faktor beban dan faktor reduksi kekuatan untuk menentukan besarnya kekuatan nominal yang dapat dipakai dalam analisa dan desain ukuran dan distribusi tulangan pondasi.

3.3.3. Rasio Penulangan

Rasio penulangan ini diperlukan untuk menentukan bentuk keruntuhan yang mungkin terjadi. Apabila rasio penulangan memenuhi syarat batas maka akan memberikan jaminan bahwa kehancuran daktial dapat berlangsung diawali dengan luluhnya tulangan baja tarik terlebih dahulu dan tidak akan terjadi kehancuran getas (Dipohusodo, 1994, hal 35).

Rasio penulangan dinyatakan sebagai berikut:

$$\rho = A_s / b d \quad (3.9)$$

Dalam persamaan di atas, ρ menyatakan rasio penulangan, A_s menyatakan luas tulangan, b menyatakan lebar pondasi dan d menyatakan tinggi efektif pondasi.

Berdasarkan Standar SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.3 memberikan batas jumlah tulangan tarik baja tidak boleh melebihi 0,75 dari jumlah tulangan baja tarik yang diperlukan untuk mencapai keseimbangan regangan (Dipohusodo, 1994, hal 35).

$$A_{s \text{ maks}} \leq 0,75 A_{sb} \quad (3.10)$$

$$\rho_{\text{maks}} \leq 0,75 \rho \quad (3.11)$$

Standar SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.16.12 butir 2 menyatakan bahwa rasio tulangan susut dan suhu terhadap luas bruto penampang beton paling sedikit adalah :

- a. Pelat yang menggunakan batang deform mutu 300 adalah 0,002.
- b. Pelat yang menggunakan batang deform mutu 300 atau jaring kawat las (polos atau deform) adalah 0,0018

c. Pelat yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 400 Mpa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35% adalah $0,0018 \times 400 / f_y$ Tapi dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014.

Selain itu, SK-SNI T15-1991-03 Pasal 3.3.2 juga memberikan batasan nilai $\beta_1 = 0,85$ untuk $f'_c \leq 30$ Mpa dan berkurang 0,008 untuk setiap kenaikan 1 Mpa dan nilai tersebut tidak boleh kurang dari 0,65.

3.3.4. Tegangan Izin Tanah

Tegangan izin tanah yang terjadi harus lebih kecil atau sama dengan tekanan dukung tanah. Tekanan tanah yang diizinkan diperoleh berdasarkan data lapangan yang ada. Distribusi tekanan daya dukung tanah terhadap pondasi bergantung pada bagaimana beban dari kolom atau dinding diteruskan ke *slab* pondasi, dan bergantung pula pada derajat kekakuan pondasi. Tanah di bawah pondasi dianggap material elastis homogen dan pondasinya dianggap kaku seperti halnya jenis-jenis pondasi yang banyak dijumpai. Dengan demikian tekanan dukung tanah dapat dipandang terdistribusi merata apabila beban reaksinya mempunyai titik tangkap yang melalui sumbu *slab* pondasi (Nawi, 1990, hal 533).

Persoalan utama dalam menghitung tegangan izin tanah adalah memperkirakan nilai numerik modulus tekan/reaksi tanah (K_s) (Bowles, 1997, hal 395-396), salah satu kontribusi awal adalah dari Terzaghi (1955), yang mengusulkan bahwa K_s untuk pondasi telapak ukuran penuh dapat diperoleh dari pengujian-pengujian beban pelat dengan menggunakan persamaan berikut:

Untuk telapak di atas lempung :

$$K_s = K_1 \cdot B \quad (3.12)$$

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

$$K_s = K_1 \cdot ((B+1)/2B)^2 \quad (3.13)$$

Untuk Pondasi telapak empat persegi panjang di atas pasir yang berdimensi B x mB

$$K_s = K_1 \cdot ((m+0,5)/1,5m) \quad (3.14)$$

Didalam persamaan-persamaan ini K_s menyatakan nilai yang diinginkan untuk telapak berukuran penuh dan K_1 menyatakan nilai dari sebuah pengujian beban pelat persegi sama sisi 1 x 1 kaki.

Vesic (1961a, 1961b) mengusulkan bahwa modulus reaksi tanah dasar dapat dihitung menggunakan modulus tegangan regangan E_s sebagai

$$K'_s = 0,65 \cdot 12 \sqrt{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \mu^2} \quad (3.15)$$

dimana E_s, E_f = modulus tanah dan telapak, secara berturut-turut, dalam satuan yang konsisten

B, I_f = lebar telapak dan momen inersia didasarkan pada penampang lintang (tidak terencana) dalam satuan yang konsisten

Salah satunya diperoleh K_s dari K'_s seperti

$$K_s = K'_s / B \quad (3.16)$$

Karena akar duabelas dari setiap nilai $\times 0,65$ akan tertutup hingga 1, untuk memudahkan penggunaan Vesic' direduksi pada

$$K_s = E_s / (B(1 - \mu^2)) \quad (3.17)$$

Setelah mengenal ini maka Bowles (1997, hal 396) menyarankan yang berikut ini untuk menaksir K_s dari kapasitas dukung yang diizinkan yang diberikan oleh konsultan geoteknis :

$$K_s = 12 \cdot (SF) \cdot q_u \quad \text{Kcf} \quad (3.18)$$

$$K_s = 40 \cdot (SF) \cdot q_u \quad \text{KN/m}^3 \quad (3.19)$$

Jangkauan nilai-nilai dapat dilihat pada tabel 3.1.

Tabel 3.1 Jangkauan nilai-nilai modulus reaksi tanah dasar K_s

Tanah	K_s (KN/m ³)
Pasir Lepas	4800 – 16000
Pasir Padat Sedang	9600 – 80000
Pasir Padat	64000 – 128000
Pasir Padat Sedang Berlempung	32000 – 80000
Pasir Padat Sedang Berlanau	24000 – 48000
Tanah Lempung	
$q_u \leq 200$ kPa	12000 – 24000
$200 < q_u \leq 400$ kPa	24000 – 48000
$q_u > 800$ kPa	> 48000

Persamaan ini didasarkan atas $q_u = q_{ult}/SF$ dan tekanan akhir tanah berada pada penurunan $\Delta H = 1$ in (1/12 kaki) atau 0,0254m sedangkan K_s adalah $q_{ult} / \Delta H$. Untuk $\Delta H = 1/4, 1/2, 3/4, 1$ in dan sebagainya, maka faktor 12 (atau 40) dapat disesuaikan menjadi 48, 24, 26, dan sebagainya. 12 adalah konservatif wajar, tetapi asumsi pemindahan yang lebih kecil selamanya dapat dipakai.

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q \cdot s_q + 0,5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \quad (3.20)$$

Dengan mengamati bahwa

$$A_s = C \cdot (c \cdot N_c \cdot s_c + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) \text{ dan } B_s \cdot Z^1 = C \cdot (\gamma \cdot N_q \cdot s_q) \cdot Z^1 \quad (3.21)$$

maka kita dapatkan sebuah cara yang siap digunakan untuk memperkirakan K_s . Di dalam persamaan-persamaan ini, maka faktor-faktor daya dukung Terzaghi atau Hensen digunakan. Faktor C adalah 12 untuk fps dan 40 untuk satuan-satuan SI dengan menggunakan alasan yang sama bahwa q_{ult} terjadi pada penurunan 1 inci atau 0,0254 m tetap dengan tidak ada SF, karena persamaan ini langsung memberikan q_{ult} bila khawatir bahwa K_s tidak bertambah tanpa batas menurut ke dalam Z maka kita dapat menyesuaikan ketentuan-ketentuan ini sehingga $B_s Z$ digantikan oleh $B_s \tan^{-1} Z/D$ sedemikian rupa sehingga K_s mencapai suatu nilai batas pada kedalaman $Z = D$.

Tabel 3.1 boleh digunakan untuk memperkirakan sebuah nilai K_s untuk menentukan kira-kira orde besaran yang benar dari modulus tanah dasar yang didapat dengan menggunakan salah satu pendekatan yang diberikan di bawah sini. Jelaslah bahwa jika nilai yang dihitung adalah dua atau tiga kali lebih besar dari pada yang ditunjukkan oleh jangkauan nilai pada tabel, maka gunakanlah pertimbangan nilai yang mungkin dengan menyadari bahwa nilai-nilai didalam tabel dimaksudkan hanya untuk digunakan sebagai panduan representatif.

3.3.5. Tebal Pondasi

Berdasarkan SK-SNI T15-1991-03 Pasal 3.8.7 (DPU, 1991, hal 84) mensyaratkan tebal pondasi di atas tulangan-tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi di atas tanah. Pasal 3.16.7. menyatakan tebal selimut minimum untuk beton yang di cor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 70 mm.

3.3.6. Lendutan

Berdasarkan SK-SNI T15-1991-03 Pasal 3.2.5 (DPU, 1991, hal 20) mengenai kontrol terhadap lendutan, butir 2 mensyaratkan tebal minimum balok non pratekan atau pelat satu arah bila lendutan tidak di hitung adalah :

- a. $h \geq \frac{l}{16}$, untuk dua ujung tumpuan
- b. $h \geq \frac{l}{18,5}$, untuk satu ujung menerus
- c. $h \geq \frac{l}{21}$, untuk dua ujung menerus
- d. $h \geq \frac{l}{8}$, untuk kantilever

3.3.7. Formulasi Masalah Optimasi

Harga pondasi minimum merupakan fungsi sasaran dalam optimasi ini dengan ukuran pondasi dan jumlah tulangan sebagai variabel desainnya.

Formulasi optimasi pondasi telapak gabungan dapat dinyatakan sebagai berikut:

Minimumkan:

$$f(t, \text{diam}, \text{dial}, \text{bi}, \text{nmi}, \text{nli}) = \sum_{n=\text{jumlahpias}}^{i=1} \text{bi.li.t.harga_beton} + (\text{diam}^2 \cdot \text{nmi} + \text{dial}^2 \cdot \text{nli}) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (\text{berat_tulangan}) \cdot (\text{harga_tulangan}) \quad (3.22)$$

yang memenuhi kendala :

- Tegangan ijin tanah

$$K 1 = \frac{\tau}{\tau_{ijin}} - 1 < 0 \quad (3.23)$$

- Tebal minimum pondasi

$$K2 = \frac{t}{t_{ijin}} - 1 < 0 \quad (3.24)$$

- Rasio penulangan minimum

$$K3 = \frac{\rho_{min}}{\rho} - 1 < 0 \quad (3.25)$$

- Rasio penulangan maksimum

$$K4 = \frac{\rho}{\rho_{maks}} - 1 < 0 \quad (3.26)$$

- Momen memanjang

$$K5 = \frac{M_m}{M_{um}} - 1 < 0 \quad (3.27)$$

- Geser pondasi

$$K6 = \frac{v}{v_u} - 1 < 0 \quad (3.28)$$

- Lentur

$$K7 = \frac{l}{l_{ijin}} - 1 < 0 \quad (3.29)$$

- Momen melintang

$$K8 = \frac{M_l}{M_{ul}} - 1 < 0 \quad (3.30)$$

- Geser pons.

$$K9 = \frac{v_p}{v_{up}} - 1 < 0 \quad (3.31)$$