

BAB II PRAKTIK PERANCANGAN BANGUNAN GEDUNG

2.1. Gording

Pembebanan pada gording meliputi beban mati, beban hidup, serta beban angin dengan penguraian sebagai berikut

1. Beban mati ($D = 0,7665 \text{ kN/m}$), didapatkan dari penjumlahan beban penutup atap ($0,6867 \text{ kN/m}$), beban sendiri gording ($0,0597 \text{ kN/m}$), serta beban sagrod, baut, dll ($0,02 \text{ kN/m}$)
2. Beban hidup berasal dari 2 sumber yaitu beban seorang manusia dewasa ($L_a = 1 \text{ kN}$), dan beban air hujan ($H = 0,168 \text{ kN/m}$)
3. Beban angin yang diperoleh adalah $W = 0,1050 \text{ kN/m}$

Untuk meninjau momen lentur yang terjadi di sumbu y oleh komponen beban pada arah sumbu z (M_{uz}) & momen lentur yang terjadi di sumbu z oleh komponen beban pada arah sumbu y (M_{uy}).

1. Comb. 2 ($1,2 D + 1,3 W + 0,5 L_a$ atau H)
 $M_{uz} = 2,1893 \text{ kNm}$ $M_{uy} = 0,4071 \text{ kNm}$
2. Comb.3 ($1,2 D + 1,6 L_a$ atau $H + 0,8 W$)
 $M_{uz} = 2,9854 \text{ kNm}$ $M_{uy} = 0,7226 \text{ kNm}$

Digunakan profil baja C $150 \times 50 \times 20 \times 2,8$ (BJ 37) dengan $F_u = 370 \text{ MPa}$, $F_y = 240 \text{ MPa}$, $F_r = 40 \text{ MPa}$. Dari perhitungan λ ($17,8571$), λ_p ($10,97$), & λ_r ($28,37$) sehingga disimpulkan penampang berupa penampang tak kompak ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

1. Momen terhadap sumbu kuat (M_{nz}) adalah $8,04892811 \text{ kNm}$
2. Momen terhadap sumbu lemah (M_{ny}) adalah $2,023176847 \text{ kNm}$

Digunakan untuk memeriksa keamanan profil kanal terhadap beban yang bekerja dengan persamaan $M_{uz}/\phi M_{nz} + M_{uy}/\phi M_{ny} \leq 1$ ($\phi = 0,9$).

1. Comb. 2 = $0,5258$, aman karena ≤ 1
2. Comb. 3 = $0,8090$, aman karena ≤ 1

Setelah profil kanal dinyatakan aman dan memenuhi syarat, maka langkah selanjutnya adalah kontrol lendutan dengan prasyarat berikut:

1. $\delta = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2}$, didapatkan $7,0821 \text{ mm}$.
2. $\delta \leq L/240$, didapatkan $7,0821 \text{ mm} \leq 16,667 \text{ mm}$ sehingga dinyatakan aman.

2.2. Batang Kuda – Kuda

Terdapat 3 jenis beban yang ditinjau dalam perhitungan pembebanan yang terjadi pada kuda – kuda, dengan penjabaran sebagai berikut:

1. Beban mati (D), dibagi menjadi 2 bagian, sebelah atas dan sebelah bawah. Pembebanan sebelah atas (301,3068 kg), didapatkan dari penjumlahan berat penutup atap (274,68 kg), berat gording (23,88 kg), & beban sagrod, baut, dll (2,7468 kg). Beban sebelah (98, 8848 kg) didapatkan berdasarkan berat dari langit – langit serta penggantung yang berada dibawah kuda – kuda. Sedangkan berat sendiri dari kuda – kuda sudah otomatis masuk kedalam perhitungan melalui perhitungan *software* (SAP 2000).
2. Beban hidup ($L_a = 100$ kg), berdasarkan estimasi berat satu orang dewasa.
3. Beban angin (W), dibagi menjadi; (1) W tiup = 41,2020 kg (beban horizontal = 23, 6365 kg, vertikal = 33,7507 kg); (2) W hisap = 54,9360 kg (beban horizontal = 31,51 kg, vertikal = 45,00009 kg).

Perhitungan menggunakan bantuan aplikasi SAP 2000, didapatkan hasil; (1) Gaya tekan = - 84,761 kN; (2) Gaya tarik = 107,983 kN. Menggunakan profil *double* siku L (50×50×5), dengan mutu BJ 37, $F_y = 240$ MPa, $F_u = 370$ MPa, $A = 4,802$ cm², $A_g = 2 \times A = 9.604$ cm², $I_y = 11,1$ cm⁴, serta nilai $I_z = 2 \times I_y = 22,2$ cm⁴.

1. Batang Tekan

Dari perhitungan nilai $\lambda_c = 0,9960$ ($0,25 < \lambda_c < 1,2$), maka digunakan rumus $\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} = 1,5332$. Selanjutnya adalah menghitung N_n dengan persamaan $N_n = A_g \frac{f_y}{\omega}$, didapatkan nilai 150,337 kN. Syarat yang harus dipenuhi untuk batang tekan : $\phi N_n \geq N_u$; $\phi = 0,85$. Nilai yang didapatkan dari $\phi N_n = 127,7865$ kN, lebih besar dari nilai $N_u = 84,761$ kN, sehingga dinyatakan aman.

2. Batang Tarik

Ada dua syarat yang harus dipenuhi dalam perancangan batang tarik yaitu:

a. $\phi N_n (A_g \times F_y) \geq N_u$; $\phi = 0,9$

Nilai $N_n = 230,496$ kN, sehingga nilai $\phi N_n = 207,4464$ kN lebih besar dari nilai $N_u = 107,983$ kN, maka dinyatakan aman.

b. $\phi N_n (A_e \times F_u) \geq N_u$; $\phi = 0,75$

Nilai $N_n = 266,511$ kN, sehingga nilai $\phi N_n = 199,833$ kN lebih besar dari nilai $N_u = 107,983$ kN, maka dinyatakan aman.

2.3. Sambungan

Digunakan sambungan las sudut SMAW (*Shielded Metal Arc Welding*), dapat dihitung dengan menggunakan persamaan $t_e = 0,707t_w = 1/2\sqrt{2}t_w$. Dikarenakan t (5 mm) yang adalah adalah tebal terkecil antara pelat buhul dan profil siku < 7 mm, maka nilai t_w min = 3 mm, sehingga didapatkan $t_e = 2,121$ mm. Untuk t_w maks, diambil nilai t (5 mm), karena $t < 6,4$ mm. Kuat las sudut per satuan panjang (N/mm) diambil nilai terkecil diantara kedua persamaan berikut:

1. $\phi R_{nw} = 0,75t_e 0,6f_{uw} = 458,136$ MPa (digunakan)
2. $\phi R_{nw} = 0,75t 0,6f_u = 832,5$ MPa

Panjang las (L) tidak boleh lebih kecil dari $4t_w$ ($L \geq 4t_w$). Perhitungan L menggunakan rumus $L = \frac{F_1}{\phi R_{nw}}$, dimana nilai F_1 didapatkan sebesar 38765,9 N & nilai ϕR_{nw} yang digunakan adalah 458,136 MPa, maka didapatkan L sebesar 84,6166 mm. Nilai dari $4t_w$ adalah 12 mm lebih kecil dari $L = 84,6166$ mm memenuhi syarat $L \geq 4t_w$.

2.4. Estimasi Dimensi

2.4.1. Dimensi Balok

Terdapat 3 jenis balok yaitu: balok bentang 8 m; balok bentang 4 m; serta balok bentang 4,5 m. Balok bentang 8 m merupakan balok dengan 2 ujung menerus, balok bentang 4 m merupakan balok dengan 1 ujung menerus, serta balok bentang 4,5 m merupakan balok dengan 1 ujung menerus. Berikut di bawah ini merupakan perhitungan dimensi yang akan digunakan pada balok berdasarkan panjang dari bentangnya:

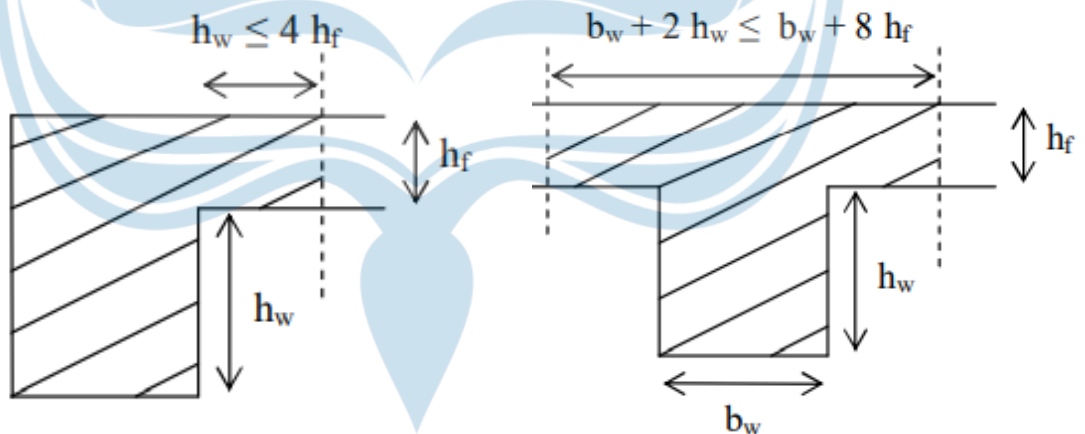
1. Balok bentang (L) 8 m, h min pada balok adalah 380,9524 mm ($L/21$). Dimensi tinggi (h) yang dapat digunakan adalah 800 mm – 533,3333 mm ($1/10 L - 1/15 L$) dipilih 650 mm. Lebar (b) balok yang dapat digunakan 325 mm – 260 mm ($1/2 h - 2/5 h$) dipilih 300 mm.
2. Balok bentang (L) 4,5 m, h min pada balok adalah 243,2432 mm ($L/18,5$). Dimensi tinggi (h) yang dapat digunakan adalah 450 mm – 300 mm ($1/10 L - 1/15 L$) dipilih 400 mm. Lebar (b) balok yang dapat digunakan 200 mm – 266,667 mm ($1/2 h - 2/3 h$) dipilih 200 mm.
3. Balok bentang (L) 4 m, h min pada balok adalah 216,2162 mm ($L/18,5$). Dimensi tinggi (h) yang dapat digunakan adalah 400 mm – 266,667 mm ($1/10 L - 1/15 L$) dipilih 400 mm. Lebar (b) balok yang dapat digunakan 200 mm – 266,667 mm ($1/2 h - 2/3 h$) dipilih 200 mm.

2.4.2. Tebal Pelat Lantai

Dimensi pelat lantai dirancang dengan ukuran 4,5 m (L_y bentang panjang) \times 4 m (L_x bentang pendek). Pelat merupakan pelat 2 arah ($L_y/L_x \leq 2$). Langkah selanjutnya adalah menentukan rasio rata – rata kekauan balok dengan pelat ($\alpha_m = \sum \alpha/n$), dimana $\alpha = E_c I_c \text{Balok} / E_c I_c \text{Pelat}$. $E_c = 4700 f'_c$ adalah modulus elastisitas beton. Penampang pelat dicor monolit dengan balok maka bentuk penampang dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 2.1 Pelat yang ditinjau



Gambar 2.2 Penampang T untuk balok 1 dan 2

Gambar 2.3 Penampang T untuk balok 3 dan 4

1. Untuk balok 1 dan 2

$$I_{b1,2} = 1570773333 \text{ mm}^4, I_{p1} = 288000000 \text{ mm}^4, \& I_{p1} = 324000000 \text{ mm}^4$$

2. Untuk balok 3 dan 4

$$I_{b3,4} = 1863146667 \text{ mm}^4, I_{p3} = 576000000 \text{ mm}^4, \& I_{p4} = 648000000 \text{ mm}^4$$

3. Perhitungan rasio kekauan pelat dengan balok rata – rata (α_m)

$$\alpha_1 = 5,4541, \alpha_2 = 4,8481, \alpha_3 = 3,2346, \& \alpha_4 = 2,8752$$

Hasil perhitungan rasio kekakuan pelat dengan balok rata – rata (α_m) didapatkan sebesar 4,1030 yang lebih besar dari 2 ($\alpha_m > 2$), dengan demikian tebal pelat ditentukan dengan persamaan $h_{min} = \frac{l_n(0,8 + fy/1400)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$. Panjang bentang bersih dari masing masing sisi pelat adalah $L_{n1} = 4300 \text{ mm}$, & $L_{n2} = 3800 \text{ mm}$. Rasio antara bentang bersih adalah 1,1316 (β). Sehingga h_{min} didapatkan sebesar 90,4449 mm ($h_{min} \geq 90 \text{ m}$). Tebal digunakan adalah 120 mm.

2.4.3. Dimensi Kolom

Tributary area kolom yaitu 6 m \times 4,5 m, kolom tengah sebagai tinjauan. Beban mati yang ada pada lantai adalah 4,4 kN/m² (Q_d). F'_c yang digunakan beton adalah 25 MPa, F_y baja = 400 MPa, $A_{st} = 0,02 A_g$, & $P_n = 23,06 A_g$.

1. Kolom tengah lantai 4 (Ukuran kolom yang digunakan 350 \times 350 mm²)

Beban mati (N_d) = 260,835 kN (total dari beban pelat lantai, berat sendiri balok, berat asumsi kolom, & berat dinding), beban hidup (N_1) = 64,8 kN (beban hidup untuk ruang kantor adalah 2,4 kN/m²). Berat aksial terfaktor didapatkan sebesar 416,682 kN ($P_u = 1,2 N_d + 1,6 N_1$). Pada saat kondisi kritis maka kuat rencana diambil sama dengan kuat perlu ($\phi P_n = P_u$, $\phi = 0,65$) maka nilai P_n didapatkan sebesar 641049,2 N. A_g didapatkan sebesar 27799,1847 mm² ($P_n/23,036$). Nilai b_{min} & h_{min} adalah $\sqrt{A_g} = \sqrt{27799,1847} = 166,7309 \text{ mm}$.

2. Kolom tengah lantai 3 (Ukuran kolom yang digunakan 350 \times 350 mm²)

Beban mati (N_d) = 521,67 kN (total dari beban mati lantai 4, beban pelat lantai, berat sendiri balok, berat asumsi kolom, & berat dinding), beban hidup (N_1) = 129,6 kN (beban hidup lantai 3 & 4). Berat aksial terfaktor (P_u) = 833,364 kN. Pada saat kondisi kritis maka kuat rencana diambil sama dengan kuat perlu maka nilai P_n didapatkan sebesar 1282098,5 N. A_g didapatkan sebesar 55598,3738 mm². Nilai b_{min} & h_{min} adalah 235,7931 mm.

3. Kolom tengah lantai 2 (Ukuran kolom yang digunakan 450 \times 450 mm²)

Beban mati (N_d) = 782,505 kN (total dari beban mati lantai 3, beban pelat lantai, berat sendiri balok, berat asumsi kolom, & berat dinding), beban hidup (N_1) = 194,4 kN (beban hidup lantai 2 & 3). Berat aksial terfaktor (P_u) = 1250,046 kN. Pada saat kondisi kritis maka kuat rencana diambil sama dengan kuat perlu maka nilai P_n didapatkan sebesar 1923147,7 N. A_g didapatkan sebesar 83397,5585 mm². Nilai b_{min} & h_{min} adalah 288,784 mm.

4. Kolom tengah lantai 1 (Ukuran kolom yang digunakan 450 \times 450 mm²)

Beban mati (N_d) = 1043,34 kN (total dari beban mati lantai 2, beban pelat lantai, berat sendiri balok, berat asumsi kolom, & berat dinding), beban hidup (N_l) = 259,2 kN (beban hidup lantai 1 & 2). Berat aksial terfaktor (P_u) = 1666,728 kN. Pada saat kondisi kritis maka kuat rencana diambil sama dengan kuat perlu maka nilai P_n didapatkan sebesar 2564196,9 N. A_g didapatkan sebesar 111196,7433 mm². Nilai b_{min} & h_{min} adalah 333,482 mm.

2.5. Beban Gempa

Gempa yang ditinjau adalah gempa di daerah Kota Makassar, dengan S_{DS} (percepatan gempa rencana pada perida pendek) sebesar 0,326 & S_{D1} (percepatan gempa rencana pada perioda 1 detik) sebesar 0,211. Bangunan akan difungsikan sebagai kantor, dengan kategori resiko II dengan faktor keutamaan (I_e) adalah 1,0. Berdasarkan nilai $S_{DS} = B$ (Tabel 6 SNI 1726 : 2012), & nilai $S_{D1} = D$ (Tabel 7 SNI 1726 : 2012), kategori desain seismik yang akan digunakan (KDS) adalah D. Dengan mengetahui KDS dari bangunan yang menggunakan rangka beton bertulang pemikul momen khusus, maka kita bisa mengetahui besaran nilai $R = 8$, $\Omega_0 = 3$, & $C_d = 5,5$. Bangunan memiliki tinggi (h_n^x) sebesar 19,5 m. Nilai C_u dari bangunan yang dirancang adalah 1,5 (Tabel 14 SNI 1726 : 2012), dengan nilai $C_t = 0,0466$, & $x = 0,9$ (Tabel 15 SNI 1726 : 2012). Nilai T_a ($C_t \times h_n^x$) didapatkan sebesar 0,9087 detik, sehingga didapatkan nilai T_{maks} ($C_u \times T_a$) = 1,3631 detik. Periode fundamental (T) yang digunakan adalah $T = 0,9087$ detik. Faktor respon gempa (C_s) adalah 0,0408 ditentukan dengan persamaan $\frac{S_{DS}}{(R/I_E)}$, namun nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi $\frac{S_{DS}}{T(R/I_E)}$ dengan nilai 0,0290. Nilai C_s tidak boleh kurang dari 0,0143 ($C_{smin} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e$).

Balok pinggir memiliki berat 140,16 kN & balok tengah memiliki berat 87,36 kN. Dari perhitungan total berat efektif bangunan (W) didapatkan sebesar 7109,5041 kN. Berikut adalah pembebanan mati pada setiap level bangunan: atap (beban total balok, kolom, dinding, kuda – kuda, gunungan) = 584,8081 kN; lantai 4 (beban total balok, kolom, dinding, beban lantai 4) = 1560,56 kN; lantai 3 (beban total balok, kolom, dinding, beban lantai 3) = 1759,92 kN; lantai 2 (beban total balok, kolom, dinding, beban lantai 2) = 1800,24 kN; & lantai 1 (beban total balok, kolom, dinding) = 633,6 kN. Selain itu dilakukan juga perhitungan beban hidup pada setiap level: atap (beban hidup pada kuda – kuda) = 21,576 kN; lantai (*typical* 1, 2, 3, & 4) = 345,6 kN.

Gaya geser gempa ($V = C_s W$), didapatkan sebesar 206,1756 kN. Dikarenakan $0,5 < T < 2,5$ s, maka nilai k ditentukan dengan persamaan $0,5 T + 0,75$ didapatkan sebesar 1,2044. Di bawah ini adalah distribusi gaya lateral (F_i) pada setiap lantai.

Tabel 2.1 Perhitungan F_i di setiap lantai

Lantai	W_i (kN)	h_i (m)	h_i^k (m)	$W_i \cdot h_i^k$ (kNm)	$F_i = \frac{W_i^k \cdot h_i^k}{\sum w_i \cdot h_i^k}$ (kN)
Atap	606,3841	19,5	35,7864	21700,3040	27,2592
4	1904,1600	16	28,1995	53752,7589	67,5228
3	2105,8400	12,5	20,9468	44103,9063	55,44018
2	8406,2145	9	14,1023	30261,2794	38,0132
1	1836,6600	5,5	7,7928	14312,7243	17,9791
TOTAL				164130,976	206,1756

Kontrol simpangan antar lantai ($\Delta_n = \frac{C_d(\delta_{e,n} - \delta_{e,n-1})}{I_e}$), dimana C_d adalah faktor pembesar defleksi didapatkan dari Tabel 9 SNI 1726 : 2012, simpangan ijin antar lantai didapatkan berdasarkan Tabel 16 SNI 1726 : 2012.

Tabel 2.2 Kontrol Simpang Arah X

Lantai	h_{sx} (mm)	δ_e (mm)	$\delta_{en} - \delta_{en-1}$ (mm)	$\Delta_n = \frac{C_d((\delta_{en} - \delta_{en-1}))}{I_e}$	Δq (mm)
Atap	4000	9,529	0,834	4,587	80
4	3500	8,695	1,695	10,274	70
3	3500	6,827	2,935	16,1425	70
2	3500	3,892	2,354	12,947	70
1	3500	1,538	1,538	8,459	70
0	3500	0	0	0	70

Tabel 2.3 Kontrol Simpangan Arah Y

Lantai	h_{sx} (mm)	δ_e (mm)	$\delta_{en} - \delta_{en-1}$ (mm)	$\Delta_n = \frac{C_d((\delta_{en} - \delta_{en-1}))}{I_e}$	Δq (mm)
Atap	4000	14,148	1,522	8,371	80
4	3500	12,626	2,736	15,048	70
3	3500	9,89	4,154	22,847	70
2	3500	5,736	3,736	19,954	70
1	3500	2,108	2,108	11,594	70
0	3500	0	0	0	70

2.6. Pelat Lantai

Luasan terbesar pelat lantai $L_y = 4500$ mm, $L_x = 4000$ mm, tebal pelat lantai adalah 120 mm, selimut beton sebesar 20 mm, $\beta_1 = 0,85$, $f_c = 25$ MPa, asumsi diameter tulangan adalah 8 mm, $f_y = 240$ MPa.

M_u (momen lentur akibat beban terfaktor) pada lantai dapat dihitung dengan persamaan $M_u = 0,001 \times W_u$ (beban per satuan luas) $\times l_x^2$ (bentang terpendek pelat) $\times x$

(koefisien momen). Untuk mengetahui W_u lantai ($1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL}$) maka diperlukan mengetahui beban mati (Q_{DL}) dan beban hidup (Q_{LL}) pada pelat lantai. $Q_{DL} = 4,4 \text{ kN/m}^2$ & $Q_{LL} = 2,4 \text{ kN/m}^2$, maka W_u lantai = $9,12 \text{ kN/m}^2$. Diketahui nilai $d_x = 96 \text{ mm}$, $d_y = 88 \text{ mm}$, & x untuk $M_{lx} = 30,625$, $M_{ly} = 23,125$, $M_{tx} = 58,5$, & $M_{ty} = 52,875$. Maka momen yenang terjadi adalah $M_{lx} = 4,4688 \text{ kNm}$, $M_{ly} = 3,3744 \text{ kNm}$, $M_{tx} = 8,5363 \text{ kNm}$, & $M_{ty} = 7,7155 \text{ kNm}$. Gaya geser akibat beban terfaktor (V_u) didapatkan dengan rumus $\frac{1,15W_u l_n}{2}$ dimana l_n adalah sebesar 4300 mm sehingga didapatkan $V_u = 22,5492 \text{ kN/m}$. Kuat geser beton (V_c) didapatkan dengan rumus $\frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$ dengan hasil 80 kN/m . Nilai $\phi V_c = 60 \text{ kN/m}$ memenuhi syarat $\phi V_c \geq V_u$; $\phi = 0,75$. Nilai ρ_{maks} dihitung menggunakan persamaan $0,429 \frac{0,85f'_c \beta_1}{f_y}$, didapatkan hasilkan $0,0323$.

Perencanaan tulangan untuk tulangan tumpuan arah x , rasio penulangan (ρ) ditentukan dengan rumus $\frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85f'_c}}\right)$, nilai k didapatkan dengan menggunakan rumus $\frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}$; nilai $\phi = 0,9$ didapatkan nilai $k = 1,0292$, maka nilai $\rho = 0,0044$. Nilai $\rho \leq \rho_{maks}$, digunakan $\rho = 0,0044$. Besaran A_s (luas tulangan diperlukan) = $422,4 \text{ mm}^2$ ($\rho \times b \times d$), $A_{smin} = 240 \text{ mm}^2$ ($0,002 \times b \times h$). Nilai A_s lebih besar dari nilai A_{smin} , maka nilai A_s dapat digunakan. Diameter & spasi tulangan ditetapkan dengan persamaan $s = \frac{1/4d^2b}{A_s}$; $s \leq 2h$, didapatkan nilai $s = 118,9997 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm}$, maka digunakan spasi 100 mm untuk memudahkan di lapangan. Tulangan yang digunakan adalah D8 – 100. Analisis dilakukan untuk memastikan tulangan aman memikul beban. d_y aktual = 88 mm , dengan A_s aktual = $251,3274 \text{ mm}^2$. Nilai $\alpha \left(\frac{A_s f_y}{0,85f'_c b}\right) = 2,8385$ digunakan untuk mencari nilai c (α/β_1) = $3,3394$. Nilai $\epsilon_t \left(\frac{d-c}{c} \times 0,003 \geq 0,005\right) = 0,0365$. Nilai $M_n (A_s \times F_y \{d - a/2\}) = 10,2736 \text{ kNm}$. Dikarenakan $\epsilon_t \geq 0,005$, maka $\phi = 0,9$. Nilai ϕM_n ($9,2462 \text{ kNm}$) $\geq M_u$ ($8,5363 \text{ kNm}$) sehingga dinyatakan aman.

Perencanaan untuk tulangan lapangan arah x , didapatkan nilai $k = 1,0292$ maka nilai $\rho = 0,0023$. Nilai $\rho \leq \rho_{maks}$, digunakan $\rho = 0,0023$. Besaran $A_s = 220,8 \text{ mm}^2$, $A_{smin} = 240 \text{ mm}^2$. Nilai A_s lebih kecil dari nilai A_{smin} , maka digunakan nilai A_{smin} . Diameter & spasi tulangan (s) didapatkan $209,4395 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm}$, digunakan spasi 200 mm untuk memudahkan di lapangan. Tulangan yang digunakan adalah D8 – 200. Analisis dilakukan untuk memastikan tulangan aman memikul beban. d_y aktual = 88 mm , dengan A_s aktual = $251,3274 \text{ mm}^2$. Nilai $\alpha = 2,8385$ digunakan untuk mencari nilai $c = 3,3394$. Nilai $\epsilon_t =$

0,0761. Nilai $M_n = 5,2224$ kNm. Dikarenakan $\epsilon_t \geq 0,005$, maka $\phi = 0,9$. Nilai ϕM_n (4,7002 kNm) $\geq M_u$ (4,4688 kNm) dinyatakan aman.

Perencanaan untuk tulangan tumpuan arah y, didapatkan nilai $k = 0,9302$, maka nilai $\rho = 0,004$. Nilai $\rho \leq \rho_{maks}$, digunakan $\rho = 0,004$. Besaran $A_s = 384$ mm², $A_{smin} = 240$ mm². Nilai A_s lebih besar dari nilai A_{smin} , maka digunakan nilai A_s . Diameter & spasi tulangan (s) didapatkan $130,8997$ mm ≤ 240 mm, digunakan spasi 100 mm untuk memudahkan di lapangan. Tulangan yang digunakan adalah D8 – 100. Analisis dilakukan untuk memastikan tulangan aman memikul beban. d_y aktual = 88 mm, dengan A_s aktual = 502,6548 mm². Nilai $\alpha = 5,677$ digunakan untuk mencari nilai $c = 6,6788$. Nilai $\epsilon_t = 0,0365$. Nilai $M_n = 10,2736$ kNm. Dikarenakan $\epsilon_t \geq 0,005$, maka $\phi = 0,9$. Nilai ϕM_n (9,2462 kNm) $\geq M_u$ (7,7155 kNm) sehingga dinyatakan aman.

Perencanaan untuk tulangan lapangan arah y, didapatkan nilai $k = 0,4068$, maka nilai $\rho = 0,0017$. Nilai $\rho \leq \rho_{maks}$, digunakan $\rho = 0,0017$. Besaran A_s (luas tulangan diperlukan) = 163,2 mm², $A_{smin} = 240$ mm². Nilai A_s lebih besar dari nilai A_{smin} , maka digunakan nilai A_s . Diameter & spasi tulangan (s) didapatkan $209,4395$ mm ≤ 240 mm, digunakan spasi 200 mm untuk memudahkan di lapangan. Tulangan yang digunakan adalah D8 – 200. Analisis dilakukan untuk memastikan tulangan aman memikul beban. d_y aktual = 88 mm, dengan A_s aktual = 251,3274 mm². Nilai $\alpha = 2,8385$ digunakan untuk mencari nilai $c = 3,3394$. Nilai $\epsilon_t = 0,0761$. Nilai $M_n = 5,2224$ kNm. Dikarenakan $\epsilon_t \geq 0,005$, maka $\phi = 0,9$. Nilai ϕM_n (4,7002 kNm) $\geq M_u$ (3,3744 kNm) dinyatakan aman.

Perencanaan untuk tulangan susut. $A_s = 240$ mm², dengan D8 sehingga $s = 209,524$ mm, digunakan 200 mm untuk mempermudah pengerjaan di lapangan, sehingga penulangan menjadi D8 – 200.

2.7. Balok

Diketahui balok memiliki $f'_c = 25$ MPa, untuk baja dengan diameter > 12 mm maka $f_y = 400$ MPa, diameter ≤ 12 mm maka $f_y = 240$ MPa. Balok yang ditinjau sendiri memiliki dimensi sebagai berikut: $b = 300$ mm; $h = 650$ mm; selimut beton = 40 mm, diameter sengkang = 10 mm; & diameter tulangan = 22 mm. Dari hasil analisis menggunakan *software* ETABS diketahui bahwa: M_u tumpuan = 180,916 kNm; M_u lapangan = 150,0486 kN; V_u tumpuan = 125,5451 kNm; & V_u lapangan = 79,8798 kNm. Tinggi efektif balok (d) dihitung dengan persamaan $h - d_s$, dimana d_s (jarak tulangan ke tepi terluar), nilai $d_s = 61$ mm maka nilai $d = 589$ mm. Perhitungan ρ_{min} dilakukan dengan dua persamaan yaitu: $1,4/f_y = 0,0035$; & $\sqrt{f'_c}/4f_y = 0,0031$. Nilai ρ_{min} yang terbesar adalah yang

digunakan, $\rho_{\min} = 0,0035$. Sedangkan untuk menghitung nilai ρ_{\max} dapat digunakan persamaan $0,429 \frac{0,85f'_c\beta_1}{f_y} = 0,0194$.

Perencanaan tulangan longitudinal tumpuan, rasio penulangan (ρ) ditentukan dengan rumus $\frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85f'_c}}\right)$, nilai k didapatkan dengan menggunakan rumus $\frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}$; nilai $\phi = 0,9$ didapatkan nilai k = 1,9314 maka nilai $\rho = 0,0051$. Dikarenakan $\rho \leq \rho_{\max}$, maka balok menggunakan penulangan tunggal. Jumlah tulangan dihitung dengan membagi A_s perlu sebesar $895,9753 \text{ mm}^2$ ($\rho \times b \times d$) dengan A_s tulangan sebesar $380,1327 \text{ mm}^2$ ($0,25 \times \pi \times d^2$) sehingga didapatkan $2,3570 \approx 3$, digunakan untuk penulangan 3-D22. Dilakukan analisis untuk memastikan tulangan aman memikul beban. Jarak bersih antar tulangan (x) = 67 mm, memenuhi syarat $x \geq 25$ mm. A_s aktual balok (3-D22) = $1140,3981 \text{ mm}^2$. Nilai $\alpha \left(\frac{A_s f_y}{0,85f'_c b}\right) = 71,5544$ mm digunakan untuk mencari nilai c (a/β_1) = 84,1816 mm dalam perhitungan nilai $\beta_1 = 0,85$ karena $f'_c < 28$ MPa. Nilai $\epsilon_t \left(\frac{d-c}{c} \times 0,003 \geq 0,005\right) = 0,0180$. Nilai $M_n (A_s \times F_y \{d - a/2\}) = 252,3577$ kNm. Dikarenakan $\epsilon_t \geq 0,005$, maka $\phi = 0,9$. Nilai ϕM_n (227,1219 kNm) $\geq M_u$ (180,9160 kNm) sehingga dinyatakan aman.

Perencanaan untuk tulangan longitudinal lapangan, didapatkan nilai k = 1,6019 maka nilai $\rho = 0,0042$. Dikarenakan $\rho \leq \rho_{\max}$, maka balok menggunakan penulangan tunggal. Jumlah tulangan dihitung dengan membagi A_s perlu sebesar $736,5380 \text{ mm}^2$ dengan A_s tulangan sebesar $380,1327 \text{ mm}^2$ sehingga didapatkan $1,9376 \approx 2$, digunakan untuk penulangan 2-D22. Dilakukan analisis untuk memastikan tulangan aman memikul beban. Jarak bersih antar tulangan (x) = 156 mm, memenuhi syarat $x \geq 25$ mm. A_s aktual balok (2-D22) = $760,2654 \text{ mm}^2$. Nilai $\alpha = 47,7029$ mm digunakan untuk mencari nilai $c = 56,1211$ mm dalam perhitungan nilai $\beta_1 = 0,85$ karena $f'_c < 28$ MPa. Nilai $\epsilon_t = 0,0285$. Nilai $M_n = 171,8652$ kNm. Dikarenakan $\epsilon_t \geq 0,005$, maka $\phi = 0,9$. Nilai ϕM_n (154,6786 kNm) $\geq M_u$ (150,0486 kNm) sehingga dinyatakan aman.

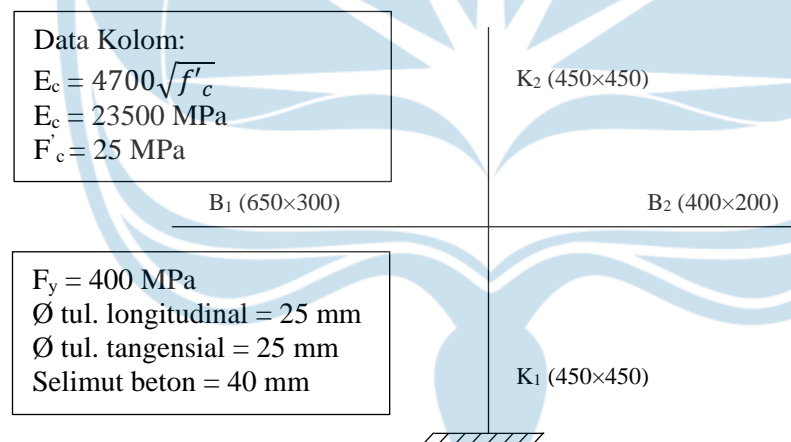
Perencanaan untuk tulangan geser tumpuan, untuk mencari kuat geser beton (V_c) digunakan persamaan $0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$, dengan $\lambda = 1,0$ untuk beton normal maka $V_c = 150,195$ kN. Kuat geser sengkang yang diperlukan (V_s) dicari menggunakan persamaan $V_u/\phi - V_c$; $\phi = 0,75$ didapatkan hasil 17,185, dimana $V_{s\max}$ yaitu $\leq 0,66\sqrt{f'_c}b_w d = 583,11$ kN. Diasumsikan bahwa digunakan penulangan 2-P8. Untuk mencari spasi antar sengkang (s) digunakan rumus $A_v f_y d/V_s$ maka terlebih dahulu dicari nilai A_v

$(2 \times 1/4 \times \pi \times d^2) = 100,5130 \text{ mm}^2$ sehingga $s = 826,2979 \text{ mm}$. $V_s \leq 0,33\sqrt{f'_c}b_wd = 291,555 \text{ kN}$ sehingga $s_{maks} (1/2 \times d) = 294,5 \text{ mm}$ karena $s > s_{maks}$ digunakan $s = 220 \text{ mm}$. Perhitungan A_{vmin} dilakukan dengan menggunakan dua persamaan yaitu: $(0,35 b s)/f_y = 96,25 \text{ mm}^2$; & $(0,062\sqrt{f'_c}b_ws)/f_y = 85,25 \text{ mm}^2$, nilai A_{vmin} yang lebih besar digunakan. Nilai $A_v (100,5130 \text{ mm}^2) > A_{vmin} (96,25 \text{ mm}^2)$, maka penulangan 2-P8 dapat digunakan.

Perencanaan untuk tulangan geser lapangan, kuat geser beton (V_c) didapatkan sebesar $150,195 \text{ kN}$. $V_u = 79,8798 \text{ kN}$ memenuhi syarat $0,5\phi V_c \leq V_u < \phi V_c$; $\phi = 0,75$ digunakan nilai $V_s(0,5\phi V_c) = 56,3231 \text{ kN}$. Diasumsikan bahwa digunakan penulangan 2-P8. Nilai $A_v = 100,5130 \text{ mm}^2$ sehingga $s = 252,3130 \text{ mm}$. $V_s < V_{smaks} = 291,555 \text{ kN}$ sehingga $s_{maks} (1/2 \times d) = 294,5 \text{ mm}$ karena $s > s_{maks}$ digunakan $s = 220 \text{ mm}$. Perhitungan A_{vmin} didapatkan sebesar $96,25 \text{ mm}^2$; & $85,25 \text{ mm}^2$, nilai A_{vmin} yang lebih besar digunakan. Nilai $A_v (100,5130 \text{ mm}^2) > A_{vmin} (96,25 \text{ mm}^2)$, penulangan 2-P8 digunakan.

2.8. Kolom

Untuk melakukan perancangan kolom perlu diketahui dulu kelangsingan kolom. Kolom yang ditinjau, ditunjukkan oleh gambar dibawah ini:



Gambar 2.4 Kolom tinjauan untuk mengetahui kelangsingan kolom

- Kolom lantai 2 (450×450)
 $I_x = I_y = 2,392 \times 10^9 \text{ mm}^4$, $E_c.I = 5,6213 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$, & $L = 3500 \text{ mm}$
- Kolom lantai 1 (450×450) Panjang bersih = 2850 mm
 $I_x = I_y = 2,392 \times 10^9 \text{ mm}^4$, $E_c.I = 5,6213 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$, & $L = 3500 \text{ mm}$
- Balok kiri bentang 8 m (650×300)
 $I_x = I_y = 2,402 \times 10^9 \text{ mm}^4$, $E_c.I = 5,647 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$, & $L = 8000 \text{ mm}$
- Balok kanan bentang 4 m (400×200)
 $I_x = I_y = 3,7333 \times 10^9 \text{ mm}^4$, $E_c.I = 8,77333 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$, & $L = 8000 \text{ mm}$

Dari perhitungan di atas maka dapat diketahui $\Psi_A = 3,4718$. Nilai k diambil dari SNI didapatkan sebesar 1,58 sehingga nilai $\Psi_B = 1$. Bangunan menggunakan sistem portal bergoyang sehingga untuk menghitung kelangsingan digunakan rumus $k l_u/r \leq 22$,

didapati bahwa $23,0925 > 22$ maka diperlukan perbesaran momen. Untuk perhitungan faktor perbesaran momen (δ_s) digunakan rumus $1/(1 - \sum P_u/0,75 \sum P_c) \geq 1$, diketahui bahwa $\sum P_u = 10825,9$ kN, $\sum P_c = 328330,939$ kN, $\delta_s = 1,05 \geq 1$. d kolom = 387,5 mm.

Bedasarkan *output* dari *software* ETABS didapatkan M_{ux} (M_3) = 85,7673 kNm karena $\delta_s = 1,05$ maka $M_{ux} = 89,7113$ kNm, M_{uy} (M_2) = 66,6478 kNm karena $\delta_s = 1,05$ maka $M_{uy} = 69,7126$ kNm, $P_u = 1538,37$ kN, dan $V_u = 52,3011$ kN. $M_{ny} = 107,2052$ kN didapatkan dengan persamaan M_{uy}/ϕ ; $\phi = 0,65$. $M_{nx} = 138,0174$ kN didapatkan dengan persamaan M_{ux}/ϕ ; $\phi = 0,65$. $P_n = 2366,7231$ kN didapatkan dengan persamaan P_u/ϕ ; $\phi = 0,65$. Dikarenakan M_{ny}/M_{nx} (0,7771) $<$ b/h (1) maka $M_{nox} = 195,7675$ kNm didapatkan dari persamaan $M_{ny} \frac{b}{h} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{nx}$; $\beta = 0,65$.

Kolom dirancang berdasarkan tinjauan kolom uniaksial, maka terlebih dulu dicari M_{od} & N_{od} . M_{od} didapatkan menggunakan persamaan $M_{nox}/f'_c b h^2 = 0,0859$. N_{od} didapatkan menggunakan persamaan $P_n/f'_c b h = 0,4675$. Dengan menggunakan diagram interaksi kolom $N_{od} - M_{od}$, maka didapatkan $P_s = 1,80\%$. Nilai P_s digunakan untuk mencari nilai dari A_{st} ($P_s b h$) = 3645 mm². Tulangan ditentukan menggunakan D25, maka n (A_s total/ A_s tulangan) = 8. Dengan begitu maka A_{st} aktual dari kolom adalah 3926,9908 mm², maka nilai P_g ($A_{st}/b h$) = 1,94%.

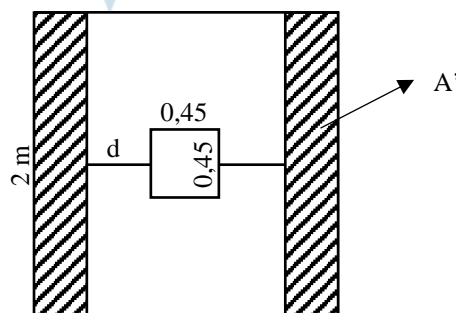
Langkah selanjutnya adalah untuk meninjau momen satu per satu. Momen pertama yang ditinjau adalah momen x, berdasarkan diagram interaksi kolom dengan mengetahui besaran $M_{od} = 0,0394$, & $P_g = 1,94\%$ maka dapat diketahui nilai dari $N_{od} = 0,6$. Nilai P_{ux} menggunakan persamaan $N_{od} f'_c b h = 3037,5$ kN. Selanjutnya ditinjau momen y, berdasarkan diagram interaksi kolom dengan mengetahui besaran $M_{od} = 0,036$, & $P_g = 1,94\%$ maka dapat diketahui nilai dari $N_{od} = 0,6$. Nilai P_{uy} menggunakan rumus $N_{od} f'_c b h = 3037,5$ kN. Setelah mengetahui nilai dari P_{ux} & P_{uy} , maka kemudian dicari nilai P_o dengan rumus $\phi(0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)$; $\phi = 0,65$, didapatkan sebesar 3763, 8073 kN. Kemudian dicari nilai P_n kolom yang akan dibandingkan dengan P_u kebutuhan. Nilai P_n kolom ($1/P_{ux} + 1/P_{uy} - 1/P_o$) didapatkan 2546,163 kN $>$ dari P_u kebutuhan = 1538,37 kN sehingga aman.

Yang harus dilakukan selanjutnya adalah meninjau tulangan geser. Nilai $\phi V_c > V_u$; $\phi = 0,75$. $V_c \left(0,17(1 + N_u/14A_g) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \right) = 228,6474$ kN, maka $\phi V_c = 171,486$ kN $>$ V_u . Kuat geser sengkang (V_s) yang diperlukan dicari dengan rumus $V_u/\phi - V_c = 158,913$ kN. Untuk S_{max} (d/2) = 193,75 maka tulangan yang akan ditentukan 2P10 – 190 sehingga d' = 62,5 mm. Dalam keadaan terdesak aksial ($M_u = 0$) maka P_u direduksi

menjadi ϕP_u ; $\phi = 0,65$ dengan nilai 1655,006 kN. Dalam keadaan seimbang ($f_c = f_y$), nilai $d = 387,5$ mm, $X_b = 232,5$ mm, $\alpha (0,85 X_b) = 197,625$ mm, $f_s' (\{X_b - d'/X_b\} \times 600) = 496,7742$ MPa $\geq f_y = 400$ MPa dipakai $f_s' = 400$ MPa, $f_s (\{d - X_b/X_b\} \times 600) = 400$ MPa $\geq f_y = 400$ MPa dipakai $f_s = 400$ MPa. Nilai $C_c (0,85 \times f'_c \times \alpha \times b/1000) = 1889,789$ kN, nilai $C_s ((A_s \{f'_s - 0,85 \times f'_c\})/1000) = 690,2719$ kN, nilai $T_s (A_s \times f_s/1000) = 729$ kN, dengan mengetahui ketiga elemen tersebut maka dapat dicari $P_u (C_c + C_s - T_s) = 1851,061$ kN. Ketiga elemen itu juga menentukan nilai $M_u (C_c \{h - \alpha/2\} + C_s \{h/2 - d'\} - T_s \{d - h/2\}) = 469,0094$ kNm. Setelah diketahui nilai dari P_n & M_n maka dapat dicari $q_b (M_u/P_u) = 0,2534$ m. Faktor reduksi (ϕ) sebesar 0,734615, sehingga nilai $\phi M_u = 344,6077$ kN & $\phi P_u = 1359,818$ kN. Dalam keadaan lentur murni $P_u = 0$ & A_s dibagi 2 menjadi 1822,5 mm², sehingga nilai $\alpha = 76,2353$, $M_u = 254,6997$ kNm. Nilai faktor reduksi (ϕ) sebesar 0,9 sehingga $\phi M_u = 229,2298$ kNm.

2.9. Fondasi Telapak

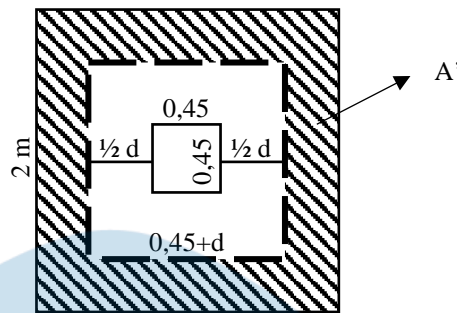
Diketahui berat daya dukung tanah sebesar 240 kN/m³, berat volume tanah (γ) adalah 18 kN/m³, tanah keras berada di kedalaman 2 m. Berat volume beton adalah 24 kN/m³, tebal pondasi diasumsikan (h) sebesar 500 mm, selimut beton 50 mm, dengan diameter (\emptyset) tulangan sebesar 16 mm, dengan pembebanan sebesar (q) = 9,12 kN/m. Berat sendiri dari pondasi didapatkan sebesar 12 kN/m², sementara berat tanah urug adalah 27 kN/m², sehingga daya dukung efektif ($\sigma_{efektif} = \sigma_{tanah} - \sigma_{beton} - \sigma_{tanah\ urug}$) adalah 191,88 kN/m². Data kemudian disimulasikan kedalam *software* ETABS sehingga didapatkan $P_u = 1538,3723$ kN, $D_L = 512,1517$ kN, & $L_L = 265,6027$ kN. Luas pondasi telapak (A_{perlu}) dihitung dengan rumus $(P_{DL} + P_{LL})/\sigma_{efektif} = 4,0585$ m². $A = b \times h$; $b = h$ sehingga b & $h = \sqrt{A} = 2,0146$ m ≈ 2 m. Tinggi efektif pondasi (d) adalah 426 mm. Beban terfaktor (Q_u) didapatkan menggunakan rumus $P_u/A_{aktual} = 384,5931$ kN/m.



Gambar 2.5 Pemeriksaan Pondasi Satu Arah

Pemeriksaan geser satu arah, besaran nilai $d = 0,426$ m sehingga x didapatkan sebesar 0,349 m. $V_u (Q_u \times A')$ didapatkan sebesar 268,44597 kN. V_c

$(0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d ; \lambda = 1)$ didapatkan sebesar 724,2 kN. Syarat yang harus dipenuhi $\phi V_c > V_u$; $\phi = 0,75$, $\phi V_c = 543,15 \text{ kN} > V_u = 268,44597 \text{ kN}$ sehingga aman.



Gambar 2.6 Pemeriksaan Pondasi Dua Arah

Pemeriksaan geser dua arah, nilai $0,45 + d = 0,876 \text{ m}$, nilai $b_o = 3504 \text{ mm}$, nilai $\beta = 1$, dan nilai α_s dari kolom interior = 40. $V_u (Q_u \times A')$ didapatkan sebesar 1243,2448 kN. Terdapat tiga cara untuk mencari V_c , yaitu dengan menggunakan rumus $V_c = 0,17 \{1 + 2/\beta\} \sqrt{f'_c} b_o d \lambda$ didapatkan sebesar 3806,3952 kN, selanjutnya rumus $V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$ didapatkan sebesar 2462,9616 kN, yang terakhir menggunakan $V_c = 0,083(\alpha_s d/b_o + 2) \sqrt{f'_c} b_o d$ didapatkan sebesar 4251,4459 kN, dari ketiga V_c diambil nilai terkecil yaitu $V_c = 2462,9616 \text{ kN}$. Syarat yang harus dipenuhi $\phi V_c > V_u$; $\phi = 0,75$, $\phi V_c = 1847,2212 \text{ kN} > V_u = 268,44597 \text{ kN}$ sehingga aman.

Pemeriksaan momen lentur, nilai dari x disini adalah 0,775 m. Nilai dari M_u didapatkan dengan rumus $1/2 Q_u x^2 = 115,4981 \text{ kNm}$. M_u digunakan untuk mencari nilai $k (M_u/\phi b d^2; \phi = 0.9) = 0,70715$. Kemudian, k dimasukkan kedalam persamaan $\rho \left(\frac{0,85 f'_c}{f_y} \left\{ 1 - \sqrt{\frac{2k}{0,85 f'_c}} \right\} \right) = 0,0017983$, sehingga didapatkan $A_s (\rho b d) = 766,08379 \text{ mm}^2$. Nilai ini kurang dari $A_{smin} (0,0018 b d) = 900 \text{ mm}^2$, sehingga nilai A_{smin} yang digunakan.

Perhitungan tulangan utama, dengan $\emptyset = 16 \text{ mm}$ didapatkan $d_s \text{ aktual} = 74 \text{ mm}$ & $s (0,25\pi d^2/A_s)$ sebesar 223,4621 mm $\approx 200 \text{ mm}$. Nilai $s_{maks} (2h) = 1000 \text{ mm}$, sehingga $s < s_{maks}$. Sehingga digunakan penulangan D16 – 200 dengan $A_s \text{ aktual} = 1005,309 \text{ mm}^2$. Untuk penulangan susut digunakan $\emptyset = 12 \text{ mm}$ dengan nilai $A_s (A_s \text{ aktual} / 2) = 502,6548 \text{ mm}^2$. Spasi (s) yang digunakan 200 mm $< s_{maks} = 1000 \text{ mm}$, maka penulangan yang digunakan D12 – 200.

Pemeriksaan pondasi berfungsi untuk mengetahui kemampuan pondasi menahan beban yang terjadi. Nilai a pondasi $(A_s f_y / \{0,85 f'_c b\}) = 18,9235 \text{ mm}$, dimasukkan kedalam persamaan $M_n (A_s f_y \{d - a/2\}) = 167,49997 \text{ kNm}$. Nilai $c (a/\beta; \beta = 0,85)$

= 22,2629, dimasukan dalam persamaan $\varepsilon_t \left(\frac{d-c}{c} 0,003 \right) = 0,054405 > 0,005$ maka $\phi = 0,9$.
 Nilai $\phi M_n (150,74998 \text{ kNm}) > M_u (115,44981 \text{ kNm})$ sehingga aman.

2.10. Tangga

Diketahui bahwa tangga dirancang dengan $L_1 = 3 \text{ m}$, & $L_2 = 1,5 \text{ m}$. D diambil sebesar 160 mm, & A diambil sebesar 300 mm maka $2D + A = 62 \text{ cm}$ memenuhi syarat kelandaian $60 \leq 2D + A \leq 65$. Jumlah anak tangga ($n = L_1/D$) sebanyak $21,875 \approx 22$, maka panjang $L_3 (\{n - 1\}/2 A) = 3 \text{ m}$ dengan $\tan \alpha (D/A) = 0,5533$ maka $\alpha = 28,072^\circ$. Untuk panjang sisi miring tangga (x) = 3,471 m. Pelat tangga memiliki total beban mati (Q_{DL1}) sebesar 7,2446 kN/m, untuk pelat bordes total beban mati (Q_{DL2}) adalah 5,02 kN/m. Sementara untuk beban hidup, masing – masing berjumlah 2,4 kN/m berdasarkan SNI untuk pembebanan hidup pada kantor.

Perencanaan tulangan tangga dengan tebal pelat (t) = 120 mm, $f'_c = 25 \text{ MPa}$, f_y sebesar 400 MPa, diameter tulangan 16 mm, selimut beton 20 mm, maka $d = 92 \text{ mm}$. Gaya yang bekerja pada batang akibat beban mati didapatkan sebesar $V_B = 15,1804 \text{ kN}$, $V_A = 17,5108 \text{ kN}$ digunakan sebagai V_{DL} , $\alpha = 2,4171 \text{ m}$, maka momen max akibat beban mati (M_{DL}) sebesar 21,1625 kNm. Akibat beban hidup $V_A = V_B = V_{LL} = 5,9677 \text{ kN}$, momen max (M_{LL}) sebesar 7,4195 kNm. Maka $M_u (1,2 M_{DL} + M_{LL}) = 37,2663 \text{ kNm}$ dimana M_u tumpuan ($0,5M_u$) = 18,6331 kNm & M_u lapangan ($0,8M_u$) = 29,8130 kNm serta $V_u (1,2 V_{DL} + 1,6V_{LL}) = 30,5613 \text{ kN}$. Untuk perencanaan tulangan lapangan langkah pertama mencari nilai $k (M_u / \{\phi b d^2\}; \phi = 0,9)$ didapatkan sebesar 3,91371 maka nilai

$$\rho_{\text{perlu}} \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \times f'_c}} \right\} \right) = 0,0109, \quad \text{nilai} \quad \rho_{\text{maks}}$$

$(0,429 \times 0,85 \times f'_c \times \beta / f_y; \beta = 0,85) = 0,0194$ karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$ maka digunakan $\rho = 0,0109$. Nilai $A_s (\rho \times b \times d) = 1002,8 \text{ mm}^2$, nilai $A_{s \text{ min}} (0,0018 \times b \times h)$ sebesar 216 mm^2 , karena $A_s > A_{s \text{ min}}$ maka digunakan $A_s = 1002,8 \text{ mm}^2$. Spasi antar tulangan (s) didapatkan sebesar $200,5005 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$ maka digunakan penulangan D16 – 200. Selanjutnya perencanaan tulangan tumpuan, nilai $k = 2,4461$, untuk nilai ρ_{perlu} didapatkan sebesar 0,0065. Nilai $A_s = 598 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 216 \text{ mm}^2$ sehingga dapat digunakan. Spasi antar tulangan (s) digunakan sebesar 200 mm maka digunakan penulangan D16 – 200. Untuk tulangan susut digunakan diameter tulangan 8 mm, nilai $\rho_{\text{susut}} = 0,00212$, maka nilai $A_{s \text{ min}} = 254,4 \text{ mm}^2$, spasi antar tulangan (s) yang digunakan sebesar 150 mm maka nilai $A_{s \text{ aktual}} = 335,1032 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}}$, sehingga dapat digunakan penulangan P8 -150. Agar tulangan – tulangan yang telah dirancang aman memikul beban dilakukan pemeriksaan

geser tulangan, nilai $V_c \left(0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d ; \lambda = 1 \right) = 78,2 \text{ kN}$. Digunakan $\phi = 0,75$ maka $\phi V_c = 58,65 \text{ kN} > V_u = 30,5613 \text{ kN}$ sehingga aman.

Untuk perencanaan tulangan balok bordes, diketahui $f'_c = 25 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$. Pembebanan yang terjadi pada bordes $Q_{DL} = 19,9952 \text{ kN/m}$, $Q_{LL} = 5,4619 \text{ kN/m}$. Nilai $Q_u \left(1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} \right) = 32,7333 \text{ kN/m}$ maka besaran nilai $M_u \left(1/8 Q L_1^2 \right) = 36,8250 \text{ kNm}$, dimana nilai M_u tumpuan $(0,5 M_u) = 18,4125 \text{ kNm}$ & M_u lapangan $(0,8 M_u) = 29,46 \text{ kNm}$. Dimensi balok bordes diasumsikan $b = 200 \text{ mm}$, $h = 400 \text{ mm}$, \emptyset sengkang = 8 mm , selimut beton sebesar 20 mm , \emptyset tulangan = 13 mm , maka $d = 365,5 \text{ mm}$.

Perencanaan tulangan tumpuan, nilai $k = 0,7657$ karena nilai $\rho = 0,002 < \rho_{\min} = 0,0035 < \rho_{\max} = 0,0194$ maka ρ_{\min} digunakan dengan penulangan tunggal. $A_{s \text{ perlu}} = 255,85 \text{ mm}^2$, $A_{s \text{ tulangan}} = 132,786 \text{ mm}^2$ maka jumlah tulangan yang diperlukan $(n) = 1,9276 \approx 2$ digunakan penulangan 2D – 13. Nilai $A_{s \text{ aktual}} = 265,4646 \text{ mm}^2$, $d_{s \text{ aktual}} = 34,5 \text{ mm}$, & $d_{\text{aktual}} = 365,5 \text{ mm}$ dengan $x = 118 \text{ mm}$ maka nilai $a = 24,9849 \text{ mm}$, nilai $c = 29,3940 \text{ mm}$, & nilai $\epsilon_t = 0,005$ maka $\phi = 0,9$. Nilai $M_n \left(A_s f_y \{d - a/2\} \right)$ sebesar $37,4844 \text{ kNm}$, dikarenakan nilai $\phi M_n \left(33,7360 \text{ kNm} \right) \geq M_u \left(18,4125 \text{ kNm} \right)$ sehingga penulangan aman digunakan. Tulangan geser tumpuan, memiliki nilai $V_c = 62,135 \text{ kN}$ & nilai $V_u = 49,1 \text{ kN}$ maka nilai dari $V_s \left(V_u / \phi - V_c ; \phi = 0,75 \right) = 3,3317 \text{ kN}$ & $V_{\max} \left(0,66 \sqrt{f'_c} b d \right) = 241,23 \text{ kN}$. Memenuhi syarat karena $V_s \left(3,3317 \text{ kN} \right) < V_{\max} \left(241,23 \text{ kN} \right)$. Tulangan geser digunakan 2P8, $A_v = 100,5310 \text{ mm}^2$, jarak antar tulangan $(s) = 2646,8708 \text{ mm} > s_{\max} = 182,75 \text{ mm}$, maka digunakan $s = 150 \text{ mm}$, penulangan yang digunakan 2P8 – 150.

Perencanaan tulangan lapangan, $k = 1,2251$ karena nilai $\rho = 0,0032 < \rho_{\min} = 0,0035 < \rho_{\max} = 0,0194$ maka ρ_{\min} digunakan dengan penulangan tunggal. $A_{s \text{ perlu}} = 255,85 \text{ mm}^2$, $A_{s \text{ tulangan}} = 132,786 \text{ mm}^2$ maka jumlah tulangan yang diperlukan $(n) = 1,9276 \approx 2$ digunakan penulangan 2D – 13. Nilai $A_{s \text{ aktual}} = 265,4646 \text{ mm}^2$, $d_{s \text{ aktual}} = 34,5 \text{ mm}$, & $d_{\text{aktual}} = 365,5 \text{ mm}$ dengan $x = 118 \text{ mm}$ maka nilai $a = 24,9849 \text{ mm}$, nilai $c = 29,3940 \text{ mm}$, & nilai $\epsilon_t = 0,005$ maka $\phi = 0,9$. Nilai $M_n \left(A_s f_y \{d - a/2\} \right)$ sebesar $37,4844 \text{ kNm}$, dikarenakan nilai $\phi M_n \left(33,7360 \text{ kNm} \right) \geq M_u \left(29,4600 \text{ kNm} \right)$ sehingga penulangan aman digunakan. Tulangan geser lapangan, memiliki nilai V_c sebesar $62,135 \text{ kN}$ & nilai $V_u = 24,55 \text{ kN}$ maka nilai dari $V_s \left(V_u / \phi - V_c ; \phi = 0,75 \right) = 29,4017 \text{ kN}$. Dikarenakan $V_u \left(24,55 \text{ kN} \right)$ lebih kecil dari $\phi V_s \left(31,0675 \text{ kN} \right)$ maka tidak perlu ditinjau lagi tulangan geser cukup digunakan tulangan geser praktis P8 – 150.