

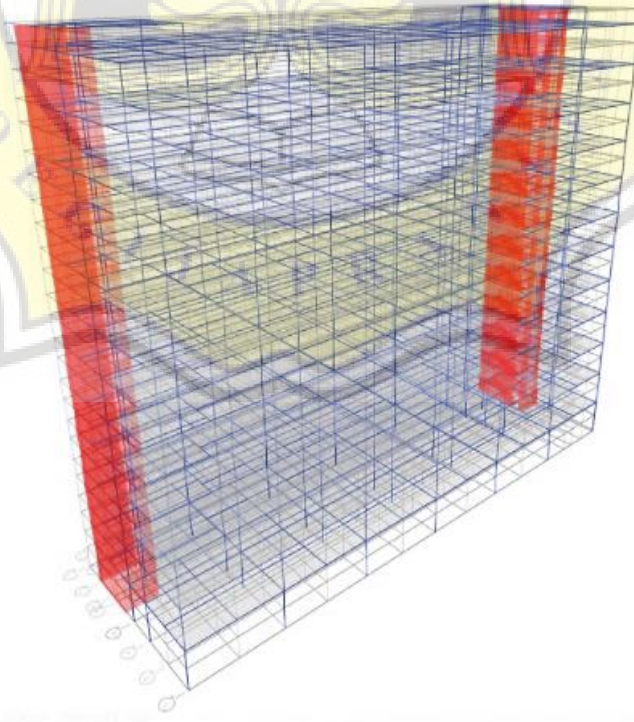


BAB 4 PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1. Permodelan Struktural

4.1.1. Permodelan aplikasi ETABS 2018 v18.1.0

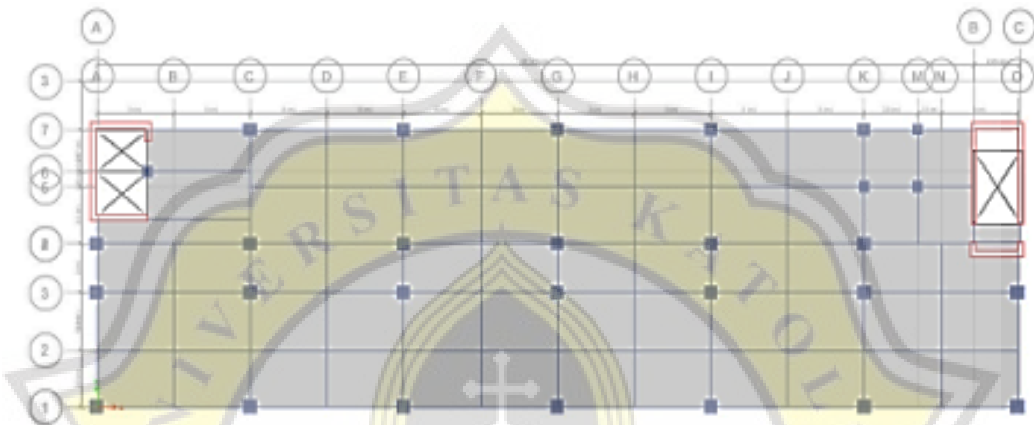
Permodelan untuk perencanaan struktur gedung rumah sakit dengan *shearwall* pada Tugas Akhir ini dibantu dengan aplikasi perangkat lunak ETABS 2018 v18.1.0. Permodelan dilakukan sesuai dengan gambar kerja yang terdapat pada lampiran L-2. Tahapan permodelan dimulai dengan memasukkan material yang digunakan, menggambar sesuai dengan rencana dan memasukkan kombinasi beban dan gaya yang terjadi pada gedung tersebut. Kombinasi beban yang dimasukkan berupa beban hidup dan mati. Untuk gaya yang dimasukkan berupa gempa. Permodelan struktur portal tiga dimensi memiliki arah x untuk adalah arah memanjang gedung, kemudian arah y untuk adalah arah melintang gedung yang dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Pemodelan Struktural 3 Dimensi ETABS 2018 v18.1.0



Permodelan pada aplikasi perangkat lunak ETABS 2018 v18.1.0 dilakukan penggambaran denah pada setiap lantainya. Untuk perencanaan struktur gedung rumah sakit dengan *shearwall* terdapat 12 tingkat lantai yang dimasukkan pada permodelan. Salah satu denah lantai 3 yang dimodelkan pada aplikasi perangkat lunak ETABS 2018 v18.1.0 akan diperlihatkan pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2 Denah Lantai 3 Pemodelan Struktural Gedung ETABS

Menurut Tavio dan Wijaya (2018), kombinasi beban yang akan dimasukkan untuk pemodelan struktural gedung pada aplikasi perangkat lunak ETABS 2018 v18.1.0. Kombinasi beban terdapat 19 komponen yaitu 18 kombinasi beban dan 1 beban gravitasi.

1. Kombinasi 1 : $1,4 DL + 1,4 SDL$
2. Kombinasi 2 : $1,2 DL + 1,2 SDL + 1,6 LL$
3. Kombinasi 3 : $1,2 DL + 1,2 SDL + 1,0 EQ_x + 0,3 EQ_y + 0,5 LL$
4. Kombinasi 4 : $1,2 DL + 1,2 SDL + 1,0 EQ_x - 0,3 EQ_y + 0,5 LL$
5. Kombinasi 5 : $1,2 DL + 1,2 SDL - 1,0 EQ_x + 0,3 EQ_y + 0,5 LL$
6. Kombinasi 6 : $1,2 DL + 1,2 SDL - 1,0 EQ_x - 0,3 EQ_y + 0,5 LL$
7. Kombinasi 7 : $1,2 DL + 1,2 SDL + 1,0 EQ_y + 0,3 EQ_x + 0,5 LL$
8. Kombinasi 8 : $1,2 DL + 1,2 SDL + 1,0 EQ_y - 0,3 EQ_x + 0,5 LL$
9. Kombinasi 9 : $1,2 DL + 1,2 SDL - 1,0 EQ_y + 0,3 EQ_x + 0,5 LL$
10. Kombinasi 10 : $1,2 DL + 1,2 SDL - 1,0 EQ_y - 0,3 EQ_x + 0,5 LL$
11. Kombinasi 11 : $0,9 DL + 0,9 SDL + 1,0 EQ_x + 0,3 EQ_y$



12. Kombinasi 12 : $0,9 DL + 0,9 SDL + 1,0 EQ_x - 0,3 EQ_y$
13. Kombinasi 13 : $0,9 DL + 0,9 SDL - 1,0 EQ_x + 0,3 EQ_y$
14. Kombinasi 14 : $0,9 DL + 0,9 SDL - 1,0 EQ_x - 0,3 EQ_y$
15. Kombinasi 15 : $0,9 DL + 0,9 SDL + 1,0 EQ_y + 0,3 EQ_x$
16. Kombinasi 16 : $0,9 DL + 0,9 SDL + 1,0 EQ_y - 0,3 EQ_x$
17. Kombinasi 17 : $0,9 DL + 0,9 SDL - 1,0 EQ_y + 0,3 EQ_x$
18. Kombinasi 18 : $0,9 DL + 0,9 SDL - 1,0 EQ_y - 0,3 EQ_x$
19. GRAFF : $1,2 DL + 1,0 LL$

4.1.2. Pembebanan

a. Beban mati struktur gedung

Definisi dari beban mati yaitu beban yang bersifat tetap. Beban mati struktural gedung dapat ditentukan dari komponen nonstruktural yang terdapat dalam gedung tersebut. Beban mati dinding serta beban mati lantai akan perlihatkan pada Tabel 4.1 dan Tabel 4.2.

Tabel 4.1 Beban Mati Dinding

Tingkat	Tipe Dinding	Tinggi (m)	Beban (kg/m ²)	Beban (kg/m ²)
Lantai 1 - 12	<i>Solid Concrete</i>	4,2	153	642,6
	<i>Masonry Unit</i> Acian	4,2	48	201,6
Atap	<i>Solid Concrete</i>	1,5	153	229,5
	<i>Masonry Unit</i> Acian	1,5	48	72

(Sumber: Diolah dari BSN, 2020)

Tabel 4.2 Beban Mati Lantai

Lantai	Komponen Beban	Tebal (cm)	Beban/m ²
Lantai 1 - 12	Pasir	0,5	9 kN
	<i>Ceramic or Quarry Tile (19mm) on 25 mm mortar bed</i>	-	1,1 kN
	<i>Liquid Waterproofing Membranes</i>	-	0,05 kN
	<i>Gypsum sheating, 13 mm</i>	-	0,1 kN
	<i>Suspended Metal Lath and Gypsum Plaster</i>	-	0,72 kN
Atap	<i>Mechanical Duct Allowance</i>	-	0,19 kN
	<i>Liquid Waterproofing Membranes</i>	-	0,05 kN
	<i>Gypsum sheating, 13 mm</i>	-	0,1 kN
	<i>Suspended Metal Lath and Gypsum Plaster</i>	-	0,72 kN
	<i>Mechanical Duct Allowance</i>	-	0,19 kN

(Sumber: Diolah dari BSN, 2020)



b. Beban hidup struktur gedung

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan dari pengguna gedung tersebut. Berat dari beban hidup berbeda-beda disesuaikan dengan fungsi ruangan. Beban hidup yang dimasukkan pada aplikasi perangkat lunak ETABS 2018 v18.1.0 untuk pemodelan struktural akan diperlihatkan Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Beban Hidup

Fungsi	Beban	Satuan
Atap Datar	0,96	kN/m ²
Ruang Lobi dan Koridor	4,79	kN/m ²
Gudang Penyimpanan	6,00	kN/m ²

(Sumber: Diolah dari BSN, 2020)

4.2. Analisis Gaya Gempa Struktur Gedung

Analisis gempa pada perencanaan struktur gedung rumah sakit dengan *shearwall* menggunakan metode analisis gempa dinamik respon spektrum. Lokasi dari perencanaan struktur gedung di Jalan Kedungmundu Raya, Semarang. Analisis gaya gempa ditinjau dengan dua arah yaitu arah x dan y. Data gempa untuk struktur bangunan ini menggunakan RSA Puskim 2019. Permodelan struktur bangunan dengan memasukkan beban gempa menggunakan aplikasi perangkat lunak ETABS v18.1.0.

Langkah awal untuk mendapatkan data gempa yang sesuai dengan lingkungan sekitar gedung adalah menentukan kelas situs. Untuk menentukan kelas situs, dilakukan perhitungan dari data uji SPT yang akan diperlihatkan pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Data N-SPT Kedungmundu Raya, Semarang

Tebal Lapisan D _i (m) < 30 m	Jenis Tanah	N-SPT
2	Lanau	7
6	Lempung Pasir	34
8	Pasir	47
10	Lanau Kepasiran	60

(Sumber: Data hasil uji SPT Jalan Kedungmundu Raya, Semarang, 2020)

$$\sum_{i=1}^n d_i = (2+6+8+10) = 26$$



$$\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i} = \frac{2}{7} + \frac{6}{34} + \frac{8}{47} + \frac{10}{60} = 0,79$$

Nilai $\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} = \frac{26}{0,79} = 32,5$ maka dapat ditentukan bahwa tanah termasuk dalam kelas situs SD (Tanah Sedang).

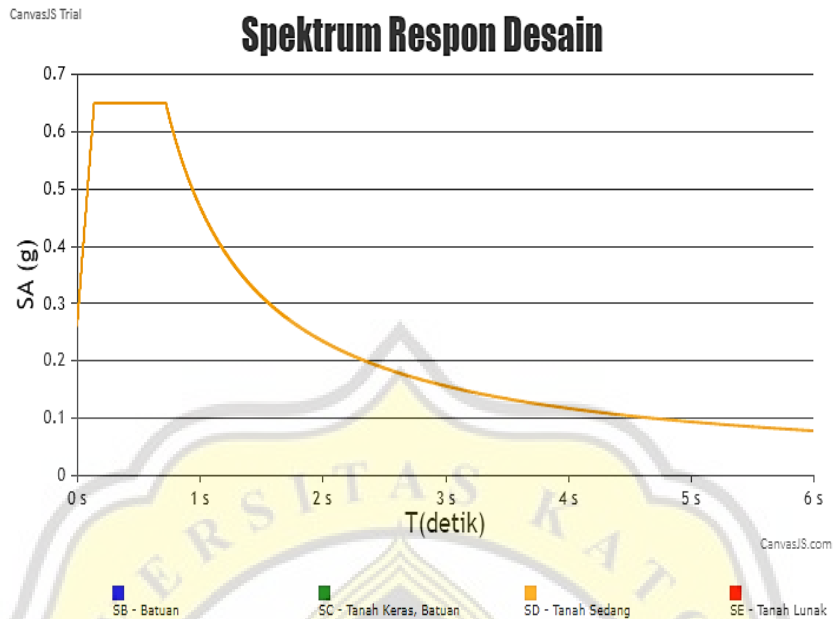
Data respons spektrum Kedungmundu Raya, Semarang 2021 (RSA 2019)

1. Lokasi : Kedungmundu Raya, Semarang
2. Koordinat : 110.4571 -7.0212 (Longitudinal-Lateral)
3. S_s : 0,8281 g
4. S_l : 0,3599 g
5. F_a : 1,1688
6. F_v : 1,9401
7. S_{MS} : 0,9679 g
8. S_{Ml} : 0,6982 g
9. S_{DS} : 0,6452 g
10. S_{DI} : 0,4655 g
11. T_L : 20 s

Data gedung rumah sakit dengan *shearwall*

1. Kategori Risiko : IV
2. I_e : 1,5
3. R : 7
4. Ω : 2,5
5. C_d : 5,5
6. Kelas Situs : SD

Data gempa diperoleh dengan menggunakan bantuan situs Puskim yaitu RSA 2019. Langkah pertama dengan memasukkan koordinat dari lokasi gedung, kemudian muncul grafik respon spektrum sesuai dengan data terlampir. Setelah itu, data dari respon spektrum dimasukkan pada perhitungan gempa untuk dilakukan analisis gempa. Grafik respons spektrum wilayah Kota Semarang tahun 2019 dengan Kelas Situs Tanah SD akan diperlihatkan pada Gambar 4.3.



Gambar 4.3 Grafik Respon Spektrum Daerah Semarang (Sumber: Diambil dari situs Puskim RSA, 2019)

a. Penentuan periode fundamental pendekatan struktur

Berdasarkan dari sistem struktur pada arah X dan Y, nilai C_t , C_u , h_n , x sebagai berikut:

1. $C_t = 0,0466$
2. $h_n = 52,37$ m
3. $x = 0,9$
4. $C_u = 1,4$

Periode fundamental (T_a)

$$T_{min}(T_a) = (0,0466)(52,37)^{0.9} = 1,64 \text{ detik}$$

Periode fundamental maximal (T_{max})

$$T_{max} = (1,4)(1,64) = 2,2997 \text{ detik}$$

Nilai periode (T) dari masing-masing arah tinjauan yaitu arah X dan arah Y dianalisis menggunakan aplikasi perangkat lunak ETABS 2018 v18.1.0. Hasil dari analisis tersebut akan diperlihatkan pada Tabel 4.5.



Tabel 4.5 Modal Partisipasi Massa Kombinasi

Case	Mode	Period (detik)	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	2,576	0,7321	0,0003	0,7321	0,0003
Modal	2	2,008	0,0004	0,715	0,7324	0,7153
Modal	3	1,481	0,0108	0,0003	0,7433	0,7156
Modal	4	0,733	0,121	0,0001	0,8643	0,7156
Modal	5	0,532	0,0001	0,1522	0,8644	0,8678
Modal	6	0,369	0,0037	0,0002	0,8681	0,8679
Modal	7	0,357	0,0498	4,93E-05	0,9179	0,868
Modal	8	0,253	3,2E-05	0,0547	0,9179	0,9227
Modal	9	0,216	0,0281	2,49E-05	0,9461	0,9228
Modal	10	0,17	0,0005	0,0008	0,9466	0,9235

(Sumber: Diolah dari data ETABS 2018 v18.1.0 *Output Analisis Gempa*)

Cek modal 7 X, maksimal *SUM UX* (0,9179) > 0,9**OK!**

Cek modal 8 Y, maksimal *SUM UY* (0,9227) > 0,9**OK!**

Berdasarkan pada Tabel 4.5, periode fundamental struktur telah memenuhi syarat. Menurut BSN (2019), massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa aktual untuk masing-masing arah yang ditinjau saat pemodelan pada aplikasi perangkat lunak ETABS 2018 v18.1.0.

b. Modifikasi pada faktor skala (*scale factor*)

$$SF = 9,80665 \left(\frac{1,5}{7} \right) = 2101,425 \text{ mm/s}^2$$

Tahapan selanjutnya setelah menghitung nilai skala faktor, diubah berdasarkan nilai gaya geser yang dianalisis oleh ETABS 2018 v18.1.0. Syarat nilai dari gaya geser (V_i) sama dengan gaya geser desain (V_e).

Menghitung nilai $C_{s \max}$

Nilai $C_{s \max}$ pada arah X ($T_x = 2,576 \text{ detik} < T_L = 20 \text{ detik}$)

$$C_{s \max (x)} = \frac{0,4655}{0,2576 \left(\frac{7}{1,5} \right)} = 0,0437$$

Nilai $C_{s \max}$ pada arah Y ($T_y = 2,008 \text{ detik} < T_L = 20 \text{ detik}$)

$$C_{s \max (y)} = \frac{0,4655}{0,2008 \left(\frac{7}{1,5} \right)} = 0,0496$$



Nilai $C_{s\ min}$

$$C_{s\ min} = 0,044 (0,6425) (1,5) \geq 0,01$$

$$C_{s\ min} = 0,01 \geq 0,01$$

Nilai C_s

$C_{s\ min\ (x)} (= 0,01) < C_{s\ (x)} (= 0,1382) > C_{s\ max\ (x)} (= 0,0437)$, maka $C_{s\ min\ (x)}$ diambil sebesar 0,0437.

$C_{s\ min\ (y)} (= 0,01) < C_{s\ (y)} (= 0,1382) > C_{s\ max\ (y)} (= 0,0496)$, maka $C_{s\ min\ (x)}$ diambil sebesar 0,0496.

Untuk nilai dari berat keseluruhan struktural gedung yang dibantu dengan analisis aplikasi perangkat lunak ETABS akan diperlihatkan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Massa Bangunan Per Tingkat

<i>Story</i>	<i>UX, UY (kg)</i>
Atap	179386,05
Lantai 12	829319,06
Lantai 11	1978326,38
Lantai 10	1555553,57
Lantai 9	1555553,57
Lantai 8	1555553,57
Lantai 7	15556186,3
Lantai 6	1555553,57
Lantai 5	1555553,57
Lantai 4	1555553,57
Lantai 3	1555553,57
Lantai 2	1555553,57
Lantai 1	1514444,37
Base	70427,11

(Sumber: Diolah dari *Output Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0*)

Berat keseluruhan bangunan (W) untuk arah tinjauan X dan Y

$$\sum W = 20.495.231,65 \text{ kg} = 200.989,56 \text{ kN}$$

Nilai dari gaya geser desain awal

$$V_x = 0,0437 (200.989,56) = 8.717,62 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,496 (200.989,56) = 9.984,42 \text{ kN}$$



Nilai dari gaya geser yang merupakan hasil perhitungan ETABS akan diperlihatkan pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Gaya Geser Dasar

<i>Output Case</i>	<i>FX (kN)</i>	<i>FY (kN)</i>
RSx	6844,1578	220,9797
RSy	220,9798	8439,9302

(Sumber: Diolah dari *Output Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0*)

Melakukan cek nilai rasio gaya geser dasar

$$\frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{6.844,1578}{8.717,62} = 0,7850 = 79\%$$

$$\frac{V_{ty}}{V_y} = \frac{8.439,9302}{9.984,42} = 0,8453 = 85\%$$

Faktor Skala (*SF*) untuk arah x dan y harus dilakan pergantian untuk mendapatkan $V_t = V_e$.

$$SF_{x\ mod} = 2101,425 \left(\frac{8.717,62}{6.844,1578} \right) = 2.676,65$$

$$SF_{y\ mod} = 2101,425 \left(\frac{9.984,42}{8.439,9302} \right) = 2.485,98$$

Setelah nilai *SF* dimodifikasi dengan yang baru, nilai hasil gaya geser dari ETABS akan diperlihatkan pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Gaya Geser Modifikasi SF

<i>Output Case</i>	<i>FX (kN)</i>	<i>FY (kN)</i>
RSx	8717,6242	281,469
RSy	261,4185	9984,4168

(Sumber: Diolah dari *Output Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0*)

Melakukan cek kembali rasionilai gaya geser dasar

$$\frac{V_{tx\ mod}}{V_x} = \frac{8.717,62}{8.717,62} = 1 \text{ maka } V_{tx} = V_x$$

$$\frac{V_{ty\ mod}}{V_y} = \frac{9.984,42}{9.984,42} = 1 \text{ maka } V_{ty} = V_y$$



c. Analisis hitungan simpangan antar lantai

Komponen kekakuan struktur dapat diukur melalui besarnya simpangan antar lantai bangunan. Tingkat pembatasan kekakuan struktur harus tepat supaya dapat melakukan pembatasan pergerakan bangunan. Hasil simpangan diafragma yang dibuat kaku (*rigid*) tinjauan arah X akan diperlihatkan pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9 Simpangan Tiap Lantai Arah X

Story	Diaphragm	Output Case	UX (mm)
Atap	Diap1	RSx	109,754
Lantai 12	Diap1	RSx	106,476
Lantai 11	Diap1	RSx	104,195
Lantai 10	Diap1	RSx	98,103
Lantai 9	Diap1	RSx	90,022
Lantai 8	Diap1	RSx	80,844
Lantai 7	Diap1	RSx	70,657
Lantai 6	Diap1	RSx	59,586
Lantai 5	Diap1	RSx	47,819
Lantai 4	Diap1	RSx	35,668
Lantai 3	Diap1	RSx	23,661
Lantai 2	Diap1	RSx	12,661
Lantai 1	Diap1	RSx	4,023

(Sumber: Diolah dari *Output Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0*)

Nilai *displacement* tinjauan arah X lantai 11

$$\delta_{11(x)} = \frac{5,5 (104,195 - 98,103)}{1,25} = 22,3733 \text{ mm}$$

Nilai *displacement* izin tinjauan arah X lantai 11

$$\delta_{izin(11,x)} = \frac{0,015 (4210)}{1,3} = 48,5769 \text{ mm}$$

Melakukan cek syarat untuk simpangan

$$\delta_{11(x)} (= 22,3733 \text{ mm}) < \delta_{izin(11,x)} (= 48,5769 \text{ mm}) \dots \text{OK!}$$

Berdasarkan hasil perhitungan nilai *displacement* tinjauan arah X dengan nilai *displacement* izin tinjauan arah X pada lantai 11, menunjukkan bahwa lebih besar nilai delta izin sehingga simpangan memenuhi syarat kekakuan. Untuk hasil simpangan tinjauan arah X dari analisis yang dibantu aplikasi perangkat lunak ETABS 2018 v18.1.0 akan diperlihatkan pada Tabel 4.10.

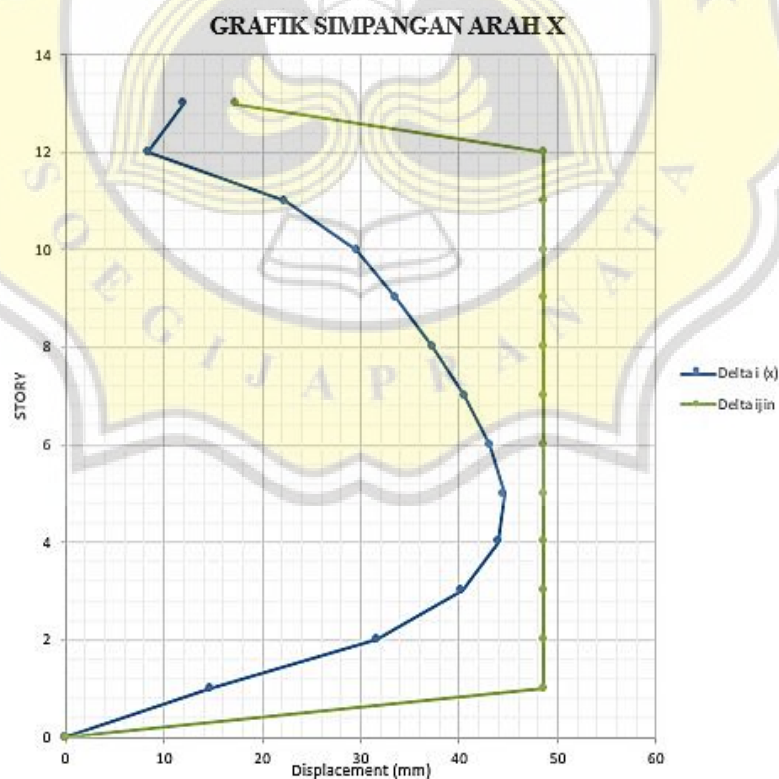


Tabel 4.10 Simpangan Hasil Perhitungan Tiap Lantai Arah X

No. of Story	Story	Output Case	UX (mm)	h_{sx} (mm)	δi (mm)	δ izin (mm)	Status
13	Atap	RSX	109,754	1500	12,01933333	17,30769231	OK
12	Lantai 12	RSX	106,476	4210	8,363666667	48,57692308	OK
11	Lantai 11	RSX	104,195	4210	22,33733333	48,57692308	OK
10	Lantai 10	RSX	98,103	4210	29,63033333	48,57692308	OK
9	Lantai 9	RSX	90,022	4210	33,65266667	48,57692308	OK
8	Lantai 8	RSX	80,844	4210	37,35233333	48,57692308	OK
7	Lantai 7	RSX	70,657	4210	40,59366667	48,57692308	OK
6	Lantai 6	RSX	59,586	4210	43,14566667	48,57692308	OK
5	Lantai 5	RSX	47,819	4210	44,55366667	48,57692308	OK
4	Lantai 4	RSX	35,668	4210	44,02566667	48,57692308	OK
3	Lantai 3	RSX	23,661	4210	40,33333333	48,57692308	OK
2	Lantai 2	RSX	12,661	4210	31,67266667	48,57692308	OK
1	Lantai 1	RSX	4,023	4210	14,751	48,57692308	OK

(Sumber: Diolah dari *Output Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0*)

Untuk grafik simpangan gedung tiap lantai tinjauan arah X akan diperlihatkan pada Gambar 4.4.

Gambar 4.4 Grafik Simpangan Arah X (Diolah dari *Output Analisis Hasil ETABS*)



Hasil simpangan diafragma yang dibuat kaku (*rigid*) tinjauan arah Y akan diperlihatkan pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Simpangan Tiap Lantai Arah Y

<i>Story</i>	<i>Diaphragm</i>	<i>Output Case</i>	<i>UY (mm)</i>
Atap	Diap1	RSy	86,231
Lantai 12	Diap1	RSy	84,28
Lantai 11	Diap1	RSy	77,924
Lantai 10	Diap1	RSy	71,014
Lantai 9	Diap1	RSy	63,643
Lantai 8	Diap1	RSy	55,824
Lantai 7	Diap1	RSy	47,644
Lantai 6	Diap1	RSy	39,234
Lantai 5	Diap1	RSy	30,762
Lantai 4	Diap1	RSy	22,457
Lantai 3	Diap1	RSy	14,647
Lantai 2	Diap1	RSy	7,795
Lantai 1	Diap1	RSy	2,548

(Sumber: Diolah dari *Output Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0*)

Nilai *displacement* tinjauan arah Y lantai 11

$$\delta_{11(y)} = \frac{5,5 (77,924 - 71,014)}{1,25} = 25,3366 \text{ mm}$$

Nilai *displacement* izin tinjauan arah Y lantai 11

$$\delta_{izin(11,y)} = \frac{0,015 (4210)}{1,3} = 48,5769 \text{ mm}$$

Melakukan cek syarat untuk simpangan

$$\delta_{11(y)} (= 25,336 \text{ mm}) < \delta_{izin(11,y)} (= 48,5769 \text{ mm}) \dots \text{OK!}$$

Berdasarkan hasil perhitungan nilai *displacement* tinjauan arah Y dengan nilai *displacement* izin tinjauan arah Y pada lantai 11, menunjukkan bahwa lebih besar nilai delta izin sehingga simpangan memenuhi syarat kekakuan. Untuk hasil simpangan tinjauan arah Y dari analisis yang dibantu aplikasi perangkat lunak ETABS akan diperlihatkan pada Tabel 4.12.

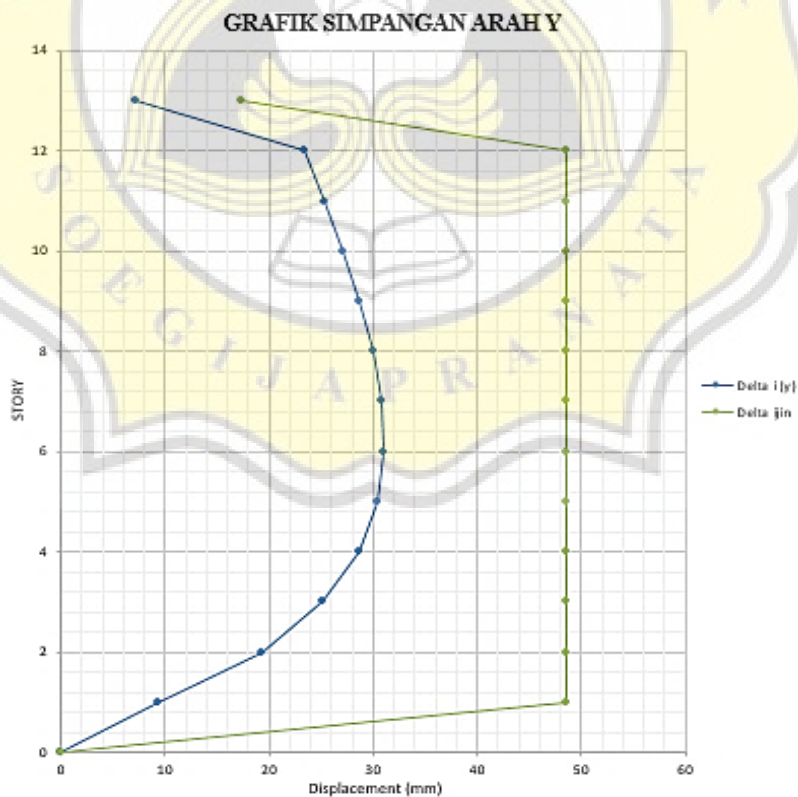


Tabel 4.12 Simpangan Hasil Perhitungan Tiap Lantai Arah Y

No. of Story	Story	Output Case	UY (mm)	h_{sy} (mm)	δi (mm)	$\delta izin$ (mm)	Status
13	Atap	RSX	86,231	1500	7,153666667	17,30769231	OK
12	Lantai 12	RSX	84,28	4210	23,30533333	48,57692308	OK
11	Lantai 11	RSX	77,924	4210	25,33666667	48,57692308	OK
10	Lantai 10	RSX	71,014	4210	27,027	48,57692308	OK
9	Lantai 9	RSX	63,643	4210	28,66966667	48,57692308	OK
8	Lantai 8	RSX	55,824	4210	29,99333333	48,57692308	OK
7	Lantai 7	RSX	47,644	4210	30,83666667	48,57692308	OK
6	Lantai 6	RSX	39,234	4210	31,064	48,57692308	OK
5	Lantai 5	RSX	30,762	4210	30,45166667	48,57692308	OK
4	Lantai 4	RSX	22,457	4210	28,63666667	48,57692308	OK
3	Lantai 3	RSX	14,647	4210	25,124	48,57692308	OK
2	Lantai 2	RSX	7,795	4210	19,239	48,57692308	OK
1	Lantai 1	RSX	2,548	4210	9,342666667	48,57692308	OK

(Sumber: Diolah dari *Output* Analisis Gempa ETABS)

Untuk grafik simpangan gedung tiap lantai tinjauan arah Y akan diperlihatkan pada Gambar 4.5.

Gambar 4.5 Grafik Simpangan Arah Y (Diolah dari *Output* Analisis Hasil ETABS)

**d. Pengaruh P-Delta**

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{1,5 (5,5)} = 0,0909 < 0,25 \dots \text{OK!}$$

Melakukan cek terhadap P- Δ tinjauan arah X. Beban vertikal (P_x) yang diperoleh dari *output* analisis gempa pada ETABS 2018 v18.1.0 yang dinyatakan dalam beban kombinasi layan (*SERVICE*) akan diperlihatkan pada Tabel 4.13. Untuk nilai gaya geser seismik tinjauan arah X akan diperlihatkan pada Tabel 4.14.

Tabel 4.13 Nilai Beban Desain Vertikal

<i>Story</i>	<i>Output Case</i>	P_x (kN)
Atap	<i>SERVICE</i>	1373,2565
Lantai 12	<i>SERVICE</i>	9687,7716
Lantai 11	<i>SERVICE</i>	30343,6368
Lantai 10	<i>SERVICE</i>	51205,9301
Lantai 9	<i>SERVICE</i>	72068,2234
Lantai 8	<i>SERVICE</i>	92930,5168
Lantai 7	<i>SERVICE</i>	113792,8101
Lantai 6	<i>SERVICE</i>	134667,5133
Lantai 5	<i>SERVICE</i>	155529,8067
Lantai 4	<i>SERVICE</i>	176392,1
Lantai 3	<i>SERVICE</i>	197254,3934
Lantai 2	<i>SERVICE</i>	218116,6867
Lantai 1	<i>SERVICE</i>	244635,647

(Sumber: Diolah dari *Output* Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0)

Tabel 4.14 Nilai Gaya Seismik Tinjauan Arah X

<i>Story</i>	<i>Output Case</i>	V_x (kN)
Atap	RSx	238,3877
Lantai 12	RSx	1396,5634
Lantai 11	RSx	3419,6795
Lantai 10	RSx	4428,5211
Lantai 9	RSx	5060,6549
Lantai 8	RSx	5491,5797
Lantai 7	RSx	5826,3593
Lantai 6	RSx	6213,6088
Lantai 5	RSx	6721,8419
Lantai 4	RSx	7310,5257
Lantai 3	RSx	7934,3107
Lantai 2	RSx	8466,0313
Lantai 1	RSx	8707,7298

(Sumber: Diolah dari *Output* Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0)



Nilai dari gaya geser seismik pada ETABS 2018 v18.1.0 dengan tinjauan arah Y akan diperlihatkan pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15 Nilai Gaya Seismik Tinjauan Arah Y

<i>Story</i>	<i>Output Case</i>	<i>V_y (kN)</i>
Atap	RSy	245,5683
Lantai 12	RSy	1446,3467
Lantai 11	RSy	3688,8414
Lantai 10	RSy	4881,4235
Lantai 9	RSy	5629,4124
Lantai 8	RSy	6180,5449
Lantai 7	RSy	6701,8968
Lantai 6	RSy	7255,9253
Lantai 5	RSy	7873,8169
Lantai 4	RSy	8565,1833
Lantai 3	RSy	9248,456
Lantai 2	RSy	9759,387
Lantai 1	RSy	9975,1607

(Sumber: Diolah dari *Output Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0*)

Menghitung θ untuk lantai 11

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$
$$\theta_{11(x)} = \frac{(30343,6368)(22,3373)(1,5)}{(3419,6795)(4210)(5,5)} = 0,0128$$

Hasil dari $\theta_{11(x)} = 0,0128 < 0,1$, maka tidak perlu perhitungan P-Delta.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_y h_{sy} C_d}$$
$$\theta_{11(y)} = \frac{(30343,6368)(25,3366)(1,5)}{(3688,8414)(4210)(5,5)} = 0,0135$$

Hasil dari $\theta_{11(y)} = 0,0135 < 0,1$, maka tidak perlu perhitungan P-Delta.

Berdasarkan perhitungan koefisien stabilitas (θ) kurang dari 0,10, pengaruh P-Delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen pada elemen struktur yang dihasilkan, dan akibat simpangan antar tingkat tidak perlu diperhitungkan.

Rekapan untuk cek keperluan hitung P-Delta tinjauan arah X akan diperlihatkan pada Tabel 4.16.



Tabel 4.16 Rekapitan Cek Keperluan Hitung P-Delta Tinjauan Arah X

No. of Story	Story	P_x (kN)	h_{sx} (mm)	θ_i (mm)	V_x (mm)	θ izin	Hitung P-Delta
13	Atap	1373,2565	1500	12,01933333	238,3877	0,012588834	TP
12	Lantai 12	9687,7716	4210	8,363666667	1396,5634	0,00375843	TP
11	Lantai 11	30343,6368	4210	22,33733333	3419,6795	0,012839852	TP
10	Lantai 10	51205,9301	4210	29,63033333	4428,5211	0,022194458	TP
9	Lantai 9	72068,2234	4210	33,65266667	5060,6549	0,031045814	TP
8	Lantai 8	92930,5168	4210	37,35233333	5491,5797	0,0409473	TP
7	Lantai 7	113792,8101	4210	40,59366667	5826,3593	0,051359681	TP
6	Lantai 6	134667,5133	4210	43,14566667	6213,6088	0,060576279	TP
5	Lantai 5	155529,8067	4210	44,55366667	6721,8419	0,066781361	TP
4	Lantai 4	176392,1	4210	44,02566667	7310,5257	0,068814972	TP
3	Lantai 3	197254,3934	4210	40,33333333	7934,3107	0,064957316	TP
2	Lantai 2	218116,6867	4210	31,67266667	8466,0313	0,052861578	TP
1	Lantai 1	244635,6473	4210	14,751	8707,7298	0,026846195	TP

(Sumber: Diolah dari *Output Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0*)

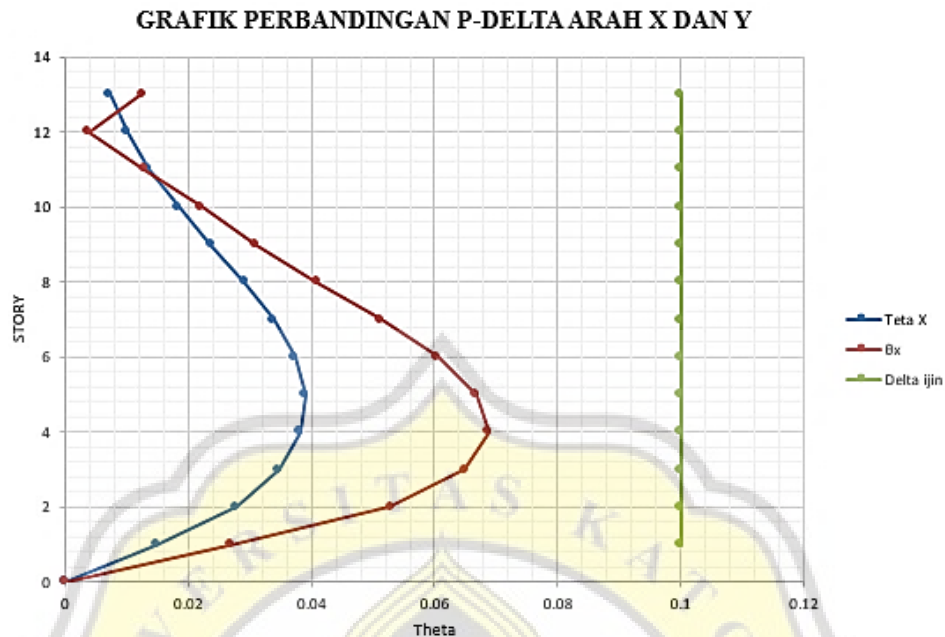
Rekapitan untuk cek keperluan hitung P-Delta tinjauan arah Y akan diperlihatkan pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17 Rekapitan Cek Keperluan Hitung P-Delta Tinjauan Arah Y

No. of Story	Story	P_y (kN)	h_{sy} (mm)	θ_i (mm)	V_y (kN)	θ izin	Hitung P-Delta
13	Atap	1373,2565	1500	7,153666667	245,5683	0,007273532	TP
12	Lantai 12	9687,7716	4210	23,30533333	1446,3467	0,010112378	TP
11	Lantai 11	30343,6368	4210	25,33666667	3688,8414	0,013501238	TP
10	Lantai 10	51205,9301	4210	27,027	4881,4235	0,018366148	TP
9	Lantai 9	72068,2234	4210	28,66966667	5629,4124	0,023776606	TP
8	Lantai 8	92930,5168	4210	29,99333333	6180,5449	0,029214792	TP
7	Lantai 7	113792,8101	4210	30,83666667	6701,8968	0,033918059	TP
6	Lantai 6	134667,5133	4210	31,064	7255,9253	0,037348562	TP
5	Lantai 5	155529,8067	4210	30,45166667	7873,8169	0,038966003	TP
4	Lantai 4	176392,1	4210	28,63666667	8565,1833	0,038204226	TP
3	Lantai 3	197254,3934	4210	25,124	9248,456	0,034713045	TP
2	Lantai 2	218116,6867	4210	19,239	9759,387	0,027854497	TP
1	Lantai 1	244635,6473	4210	9,342666667	9975,1607	0,014842846	TP

(Sumber: Diolah dari *Output Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0*)

Terdapat perhitungan mengenai P-Delta tinjauan arah X dan P-Delta tinjauan arah Y. Untuk grafik perbandingan antara P-Delta tinjauan arah X dan P-Delta tinjauan arah Y akan diperlihatkan pada Gambar 4.6.



Gambar 4.6 Grafik Perbandingan P-Delta Arah X dan Y (Diolah dari *Output* Analisis Hasil ETABS 2018 v18.1.0)

e. Rasio untuk menahan gempa

Rasio untuk ketahanan gempa ditinjau dengan perbandingan antara kolom dan dinding geser terhadap gaya gempa. Reaksi pada *joint output* merupakan hasil yang ditinjau. Hasil perhitungan dari rasio ketahanan gempa akan diperlihatkan pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18 Rasio Ketahanan Gempa

<i>Arah Gempa</i>	<i>Struktur Pemikul Rangka Momen Khusus</i>	<i>F (kN)</i>	<i>Rasio (%)</i>
<i>X</i>	<i>SW</i>	2917,81	33,26
	<i>FRAME</i>	5854,45	66,74
	<i>ALL</i>	8772,26	100,00
<i>Y</i>	<i>SW</i>	2875,11	28,27
	<i>FRAME</i>	7294,37	71,73
	<i>ALL</i>	10169,47	100,00

(Sumber: Diolah dari *Output* Analisis Gempa ETABS 2018 v18.1.0)



4.3. Perhitungan Pelat

Data tinjauan pelat lantai:

Panjang arah y (l_y) = 5 m

Panjang arah x (l_x) = 3,5 m

Tebal pelat (h) = 150 mm

Mutu beton (f_c') = 24,90 MPa

Mutu tulangan (f_y) = 420 Mpa

Perhitungan untuk struktur pelat lantai akan diuraikan dibawah ini:

a. Menghitung pembebanan

Dalam menghitung pembebanan, terdiri dari beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Komponen beban tersebut digunakan untuk mendapatkan hasil perhitungan beban ultimit (q_u).

$$q_{DL} = 4,88 \text{ kN/m}^2 = 488 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{LL} = 4,79 \text{ kN/m}^2 = 479 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{Ultimate} &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\ &= 1,2 (488) + 1,6 (479) \\ &= 1352 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$



b. Menghitung momen pelat

Langkah awal dari perhitungan momen pelat adalah melakukan cek terhadap rasio bentang panjang (l_y) dan (l_x) untuk mengetahui nilai koefisiennya.

Perhitungan rasio sebagai berikut:

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{5}{3} = 1,67$$

Berdasarkan dengan nilai rasio, menurut tabel koefisien momen pada pelat dari PBI 1971 untuk $\frac{l_y}{l_x} = 1,67$ akan diperlihatkan pada Gambar 4.7.

	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	
	(M _{bx}) = 0,001 q _{lx} ² x	44	52	59	66	73	78
	(M _{by}) = 0,001 q _{lx} ² x	44	45	45	44	44	43
	(M _{bx}) = - (M _{bx}) = 0,001 q _{lx} ² x	36	42	46	50	53	56
	(M _{by}) = 0,001 q _{lx} ² x	36	37	38	38	38	37
	- (M _{by}) = 0,001 q _{lx} ² x	36	37	38	38	38	37

Catatan: — = Tereletak bebas
— = Menerus atau terjepit elastis

Gambar 4.7 Nilai Koefisien Momen Pelat Dua Arah



Koefisien untuk $M_{lx} = -M_{tx}$ yaitu

$$C_x = \frac{(1,42-1,4)(56-53)}{(1,5-1,4)} + 53 = 53,6$$

Koefisien untuk $M_{ly} = -M_{ny}$ yaitu

$$C_y = \frac{(1,42-1,4)(37-38)}{(1,5-1,4)} + 38 = 37,8$$

Koefisien momen ultimit menggunakan rumus interpolasi karena nilai rasio berada diantara 1,4 dan 1,5. Setelah mendapatkan koefisien momen, dengan asumsi diameter tulangan 13 mm, kemudian melakukan perhitungan jarak tulangan bawah kedua arah (x dan y) dari tepi atas pelat seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned}d_x &= h - d_s - [0,5 \cdot \left(\frac{D}{1000}\right)] \\ &= 0,15 - 0,02 - [0,5 \cdot \left(\frac{13}{1000}\right)] \\ &= 0,1185 \text{ m} \\ &= 118,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_y &= h - d_s - \left(\frac{D}{1000}\right) - [0,5 \cdot \left(\frac{D}{1000}\right)] \\ &= 0,15 - 0,02 - \left(\frac{13}{1000}\right) - [0,5 \cdot \left(\frac{13}{1000}\right)] \\ &= 0,1055 \text{ m} \\ &= 105,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Setelah mengetahui jarak tulangan bawah kedua arah (x dan y), dilakukan perhitungan momen ultimit.

$$\begin{aligned}M_{ulx} &= 0,001 q_u C_x l_x^2 \\ &= 0,001 (1352) (53,6) (3,5)^2 \\ &= 887,7232 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{uly} &= 0,001 q_u C_y l_y^2 \\ &= 0,001 (1352) (37,8) (5)^2 \\ &= 1277,64 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

c. Pehitungan untuk tahanan momen nominal kedua arah (x dan y)

$$M_{nlx} = \frac{M_{ulx}}{\phi}$$

$$M_{nlx} = \frac{887,7232}{0,8}$$

$$= 11096540 \text{ N mm}$$



$$\begin{aligned}M_{nly} &= \frac{M_{uly}}{\emptyset} \\M_{nly} &= \frac{1277,64}{0,8} \\&= 15970500 \text{ N mm}\end{aligned}$$

d. Perhitungan tulangan pelat lantai arah x

Untuk mendapatkan nilai a_x , perhitungan menggunakan persamaan seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned}0,5 (0,85 f_c' 1000) a_x^2 - (0,85 f_c' 1000 d_x) a_x + M_{nlx} &= 0 \\0,5 (0,85 (24,90) 1000) a_x^2 - (0,85 (24,90) 1000 (118,5)) a_x + 11096540 &= 0 \\10582,5 a_x^2 - 2508052,5 a_x + 11096540 &= 0 \\a_x &= 4,5102 \text{ mm}\end{aligned}$$

Selanjutnya menghitung luas tulangan pakai tinjauan arah x ($A_{s \text{ pakai}}$) seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned}A_{sx} &= \frac{0,85 f_c' 1000 a_x}{f_y} = \frac{0,85 (24,9) 1000 (4,5102)}{420} = 227,28 \text{ mm}^2 \\A_{sx \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f_c' 1000} d_x}{4 f_y} = \frac{\sqrt{24,90} 1000 (118,5)}{4 (420)} = 351,97 \text{ mm}^2 \\A_{sx \text{ min}} &= \frac{1,4 1000 d_x}{f_y} = \frac{1,4 1000 (118,5)}{420} = 395 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Nilai untuk $A_{s \text{ pakai}}$ diambil dari nilai terbesar antara ketiga perhitungan A_{sx} , maka nilai $A_{sx} = 395 \text{ mm}^2$. Setelah menghitung nilai luas tulangan arah x (A_{sx}), dilakukan perhitungan jarak antar tulangan x seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned}S_{\text{arah x}} &= \frac{0,25 \pi \text{ diameter}^2 1000}{A_{s \text{ pakai}}} \\&= \frac{0,25 \pi 13^2 1000}{395} \\&= 258,5 \text{ mm} \\&= 250 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan pada pelat lantai arah x menggunakan D13 – 250 mm

e. Perhitungan tulangan pelat lantai arah y

Untuk mendapatkan nilai a_y , perhitungan menggunakan persamaan seperti dibawah ini:

$$0,5 (0,85 f_c' 1000) a_y^2 - (0,85 f_c' 1000 d_y) a_y + M_{nly} = 0$$



$$0,5 (0,85 (24,90) 1000) a_y^2 - (0,85 (24,90) 1000 (105,5)) a_y + 15970500 = 0$$

$$10582,5 a_y^2 - 2232907,5 a_y + 15970500 = 0$$

$$a_y = 7,4128 \text{ mm}$$

Selanjutnya menghitung luas tulangan pakai tinjauan arah y ($A_{s \text{ pakai}}$) seperti dibawah ini:

$$A_{sy} = \frac{0,85 f_c' 1000 a_y}{f_y} = \frac{0,85 (24,9) 1000 (7,4128)}{420} = 373,55 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'} 1000 d_y}{4 f_y} = \frac{\sqrt{24,90} 1000 (105,5)}{4 (420)} = 313,36 \text{ mm}^2$$

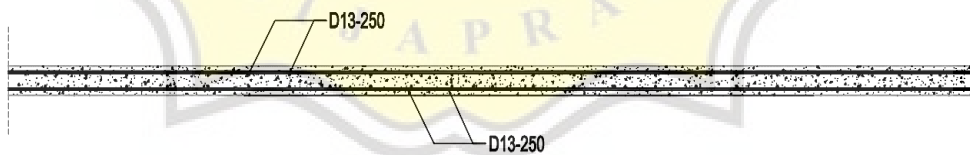
$$A_{sy \text{ min}} = \frac{1,4 1000 d_y}{f_y} = \frac{1,4 1000 (105,5)}{420} = 351,6 \text{ mm}^2$$

Nilai untuk $A_{s \text{ pakai}}$ diambil dari nilai terbesar antara ketiga perhitungan A_{sy} , maka nilai $A_{sy} = 373,55 \text{ mm}^2$. Setelah menghitung nilai luas tulangan arah y (A_{sy}), dilakukan perhitungan jarak antar tulangan y seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned} S_{\text{ arah y}} &= \frac{0,25 \pi \text{ diameter}^2 1000}{A_{s \text{ pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \pi 13^2 1000}{373,55} \\ &= 273,328 \text{ mm} \\ &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan pada pelat lantai arah y menggunakan D13 – 250 mm.

Selanjutnya, gambar detail potongan dari penulangan pelat lantai akan diperlihatkan pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8 Detail Potongan Penulangan Pelat Lantai

Untuk rekapitulasi dari tulangan pelat akan diperlihatkan pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19 Rekapitulasi Tulangan Pelat

Jenis	Tebal (mm)	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
Pelat lantai	150	D13 - 250	D13 – 250
Pelat atap	120	D13 – 200	D13 – 200



4.4. Perhitungan Balok

Perhitungan balok memerlukan data untuk mendapatkan kebutuhan tulangan. Balok yang digunakan untuk perhitungan ini adalah BA1, dengan data sebagai berikut:

Mutu beton (f_c')	= 24,90 MPa
Mutu tulangan (f_y)	= 420 MPa
Diameter tulangan lentur	= D25
Diameter tulangan geser	= D10
Diameter tulangan torsi	= D25
Selimit beton (d_s)	= 50 mm
Lebar balok (b)	= 400 mm = 15,76 in
Tinggi balok (h)	= 700 mm = 27,58 in
d	= 625,5 mm = 24,64 in
M_u tumpuan (-)	= 779,1384 kN.m
M_u tumpuan (+)	= 430,2196 kN.m
M_u lapangan (-)	= 298,3114 kN.m
M_u lapangan (+)	= 350,2120 kN.m
T_u	= 213 kN.m

Langkah awal perhitungan struktur balok dilakukan perhitungan persentase maksimal (ρ_{max}) dan persentase minimum (ρ_{min}) tulangan baja sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left(\frac{87.000}{87.000 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 3611,45}{60915,96} \left(\frac{87.000}{87.000 + 60915,96} \right) \\ &= 0,0258\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0258 \\ &= 0,0193\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min1} &= \frac{3 \sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{3 \sqrt{3611,45}}{60915,96} \\ &= 0,00296\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\rho_{min2} &= \frac{200}{60915,96} \\ &= 0,00328\end{aligned}$$

Gunakan nilai ρ_{min} yang sesuai = 0,00328.

Setelah mendapatkan nilai persentase tulangan baja, dilakukan perhitungan tulangan balok. Perhitungan tersebut akan dijelaskan sebagai berikut:

a. Perhitungan luas tulangan longitudinal tumpuan

Tulangan tumpuan atas

$$M_u = -779,1384 \text{ kN.m} = 574,6613 \text{ lb.ft-k}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 779,1384 \times 1000)}{0,9 \times 15,76 \times 27,58^2} \\ &= 800,743 \text{ psi}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{\beta f'_c}} \\ &= \frac{0,85 \times 3611,45}{60915,96} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (800,743)}{0,85 \times 3611,45}} \\ &= 0,0155\end{aligned}$$

Perhitungan diatas menunjukkan bahwa nilai $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ maka nilai $\rho = 0,0155$.

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0155 \times 15,76 \times 27,58 \\ &= 6,0339 \text{ in}^2 \\ &= 3892,8332 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Perhitungan balok tinjauan BA1 (400/700) mendapatkan nilai $A_s = 3892,8332 \text{ mm}^2$, maka menggunakan tulangan 8D25 dengan A_s tulangan = 3928,57 mm^2 .

Tulangan tumpuan bawah

$$M_u = 430,2196 \text{ kN.m} = 317,3128 \text{ lb.ft-k}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 430,2196 \times 1000)}{0,9 \times 15,76 \times 27,58^2} \\ &= 442,0007 \text{ psi}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{\beta f'_c}} \\ &= \frac{0,85 \times 3611,45}{60915,96} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (442,007)}{0,85 \times 3611,45}} \\ &= 0,0079\end{aligned}$$

Perhitungan diatas menunjukkan bahwa nilai $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ maka nilai $\rho = 0,0079$.

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0079 \times 15,76 \times 27,58 \\ &= 3,0569 \text{ in}^2 \\ &= 1972,2020 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Perhitungan balok tinjauan BA1 (400/700) mendapatkan nilai $A_s = 1972,2020 \text{ mm}^2$, maka menggunakan tulangan 5D25 dengan A_s tulangan = 2455,36 mm^2 .

b. Perhitungan luas tulangan longitudinal lapangan

Tulangan lapangan atas

$$M_u = 298,3114 \text{ kN.m} = 220,0226 \text{ lb.ft-k}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 220,0226 \times 1000)}{0,9 \times 15,76 \times 27,58^2} \\ &= 306,480 \text{ psi}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{\beta f'_c}} \\ &= \frac{0,85 \times 3611,45}{60915,96} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (306,480)}{0,85 \times 3611,45}} \\ &= 0,0053\end{aligned}$$

Perhitungan diatas menunjukkan bahwa nilai $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ maka nilai $\rho = 0,0053$.

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0053 \times 15,76 \times 27,58 \\ &= 2,0628 \text{ in}^2 \\ &= 1330,8518 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Perhitungan balok tinjauan BA1 (400/700) mendapatkan nilai $A_s = 1330,8518$



mm², maka menggunakan tulangan 3D25 dengan A_s tulangan = 1473,21 mm².

Tulangan lapangan bawah

$$M_u = 350,2120 \text{ kN.m} = 258,3024 \text{ lb.ft-k}$$

$$R_n = \frac{(12 \times M_u \times 1000)}{\phi b d^2}$$
$$= \frac{(12 \times 258,3024 \times 1000)}{0,9 \times 15,76 \times 27,58^2}$$
$$= 359,8022 \text{ psi}$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{\beta f'_c}}$$
$$= \frac{0,85 \times 3611,45}{60915,96} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (359,8022)}{0,85 \times 3611,45}}$$
$$= 0,0063$$

Perhitungan diatas menunjukkan bahwa nilai $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ maka nilai $\rho = 0,0063$.

$$A_s = \rho \times b \times d$$
$$= 0,0063 \times 15,76 \times 27,58$$
$$= 2,4471 \text{ in}^2$$
$$= 1578,7543 \text{ mm}^2$$

Perhitungan balok tinjauan BA1 (400/700) mendapatkan nilai $A_s = 1578,7543$ mm², maka menggunakan tulangan 4D25 dengan A_s tulangan = 1964,29 mm².

c. Perhitungan tulangan geser tumpuan

Tulangan geser untuk struktur gedung SRPMK direncanakan memikul gaya rencana yang terjadi dari kuat lentur maksimum (M_{pr}) yang letaknya di ujung kiri dan kanan komponen lentur disebabkan oleh penulangan longitudinal pada balok (BSN, 2019). Perhitungan gaya geser akan dijelaskan sebagai berikut:

$$l_n = 10,00 \text{ m}$$

$$q_u = 64,06 \text{ kN/m}$$

Tulangan longitudinal tumpuan sisi atas 8D25 ($A_s = 3928,57$):

$$a = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$
$$= \frac{3928,57 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 24,90 \times 400}$$
$$= 243,6215 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned}M_{pr}^- &= A_s \times (1,25 f_y) \times (d - \frac{a}{2}) \\&= 3928,57 \times 1,25 \times 420 \times (625,5 - \frac{243,6215}{2}) \\&= 1038858700 \text{ Nmm} \\&= 1038,858700 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Tulangan longitudinal tumpuan sisi bawah 5D25 ($A_s = 2455,36$):

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\&= \frac{2455,36 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 24,90 \times 400} \\&= 152,2636 \text{ mm} \\M_{pr}^+ &= A_s \times (1,25 f_y) \times (d - \frac{a}{2}) \\&= 2455,36 \times 1,25 \times 420 \times (625,5 - \frac{152,2636}{2}) \\&= 708170769 \text{ Nmm} \\&= 708,170769 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Perhitungan nilai dari gaya geser (V):

$$\begin{aligned}V_{ki} &= \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{q_u \times l_n}{2} \\&= \frac{1038,8587 + 708,17}{10} + \frac{64,06 \times 10}{2} \\&= 495,0029 \text{ kN} \\V_{ka} &= \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} - \frac{q_u \times l_n}{2} \\&= \frac{1038,8587 + 708,17}{10} - \frac{64,06 \times 10}{2} \\&= -14,55 \text{ kN}\end{aligned}$$

Setelah menghitung gaya geser dari kanan dan kiri, kemudian dilakukan perhitungan gaya geser maksimum yang disebabkan oleh beban gempa sebagai berikut:

$$\begin{aligned}V_{gempa} &= \frac{1038,8587 + 708,17}{10} \\&= 174,7028 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{ki} (247,5015 \text{ kN})\end{aligned}$$

Menurut perhitungan diatas yaitu $V_{gempa} < \frac{1}{2} V_{ki}$ sehingga untuk nilai dari kuat geser beton (V_c) dapat dilakukan perhitungan.

$$V_{ki} = 495,0029 \text{ kN}$$



$$V_u \text{ Etabs} = 541,6182 \text{ kN}$$

Dari kedua nilai gaya geser diatas (V) diambil yang terbesar yaitu 541,6182 kN yang didapatkan dari hasil *output* ETABS. Selanjutnya adalah menghitung kebutuhan dari tulangan geser pada tumpuan seperti dibawah ini:

$$V_u \text{ tumpuan} = 541,6182 \text{ kN} = 121761,1875 \text{ lb}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,85 \times 2 \times \sqrt{3611,45} \times 15,76 \times 24,64 \\ &= 39672,233 \text{ lb} \end{aligned}$$

Nilai dari $\frac{1}{2} \phi V_c = 19836,116 \text{ lb} < V_u = 121761,1875 \text{ lb}$, balok memerlukan tulangan geser. Perhitungan untuk tulangan geser pada balok seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{(V_u - \phi V_c)}{0,85} \\ &= \frac{(121761,1875 - 39672,233)}{0,85} \\ &= 96575,24 \text{ lb} \end{aligned}$$

Gunakan tulangan dengan diameter 10 mm atau 0,394 in. Coba gunakan jumlah kaki sebanyak 3 kaki sengkang.

$$\begin{aligned} A &= 0,25 \times 3,14 \times 0,394^2 \\ &= 0,12197 \text{ in}^2 \\ S_1 &= \frac{(S \times A \times f_y \times d)}{V_s} \\ &= \frac{(3 \times 0,12197 \times 60915,96 \times 24,64)}{96575,24} \\ &= 5,687 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_2 &= \frac{(S \times A \times f_y)}{50 \times b} \\ &= \frac{(3 \times 0,12197 \times 60915,96)}{50 \times 15,76} \\ &= 28,286 \text{ in} \end{aligned}$$

Nilai $V_s = 96575,24 \text{ lb} > 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 93346,42 \text{ lb}$, sehingga ditentukan jarak sengkang maksimal sebesar $d/4$ atau kurang dari 12 in.

$$\begin{aligned} S_{max} &= d/4 \\ &= 24,64/4 \\ &= 6,16 \text{ in} \end{aligned}$$



Untuk jarak tulangan sengkang menggunakan $S = 5,587$ in atau $144,449$ mm.

Menurut BSN (2019), untuk struktur SRPMK dilakukan pemeriksaan syarat jarak maksimum tulangan transversal seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned} S_{max 1} &= d/4 \\ &= 625,5/4 \\ &= 156,375 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{max 2} &= 6 \times d_b \text{ longitudinal} \\ &= 6 \times 25 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{max 3} = 150 \text{ mm}$$

Maka jarak tulangan transversal sebesar 150 mm, menggunakan sengkang tumpuan 3 kaki D10 – 150 mm.

d. Perhitungan tulangan geser lapangan

$$V_u \text{ lapangan} = 468,4533 \text{ kN} = 105312,9864 \text{ lb}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,85 \times 2 \times \sqrt{3611,45} \times 15,76 \times 24,64 \\ &= 39672,233 \text{ lb} \end{aligned}$$

Nilai dari $\frac{1}{2} \phi V_c = 19836,116 \text{ lb} < V_u = 105312,9864 \text{ lb}$, balok memerlukan tulangan geser. Perhitungan untuk tulangan geser pada balok seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{(V_u - \phi V_c)}{0,85} \\ &= \frac{(105312,9864 - 39672,233)}{0,85} \\ &= 77224,4158 \text{ lb} \end{aligned}$$

Gunakan tulangan dengan diameter 10 mm atau $0,394$ in. Coba gunakan jumlah kaki sebanyak 3 kaki sengkang.

$$\begin{aligned} A &= 0,25 \times 3,14 \times 0,394^2 \\ &= 0,12197 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_l &= \frac{(S \times A \times f_y \times d)}{V_s} \\ &= \frac{(3 \times 0,12197 \times 60915,96 \times 24,64)}{77224,4158} \\ &= 9,112 \text{ in} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} S_2 &= \frac{(S \times A \times f_y)}{50 \times b} \\ &= \frac{(3 \times 0,12197 \times 60915,96)}{50 \times 15,76} \\ &= 28,286 \text{ in} \end{aligned}$$

Nilai $V_s = 77224,4158 \text{ lb} < 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 93346,42 \text{ lb}$, sehingga ditentukan jarak sengkang maksimal yaitu $d/2$ atau kurang dari 24 in.

$$\begin{aligned} S_{max} &= d/2 \\ &= 24,64/2 \\ &= 12,332 \text{ in} \end{aligned}$$

Untuk jarak tulangan sengkang menggunakan $S = 7,112 \text{ in}$ atau 231,44 mm. Menurut BSN (2019), untuk sistem struktur SRPMK dilakukan pemeriksaan syarat jarak maksimum tulangan transversal seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned} S_{max 1} &= d/2 \\ &= 625,5/2 \\ &= 312,75 \text{ mm} \\ S_{max 2} &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sesuai dengan perhitungan diatas, jarak tulangan transversal sebesar 231,44 mm, gunakan sengkang tumpuan 3 kaki D10 – 200 mm.

e. Tulangan sengkang torsi

Penempatan tulangan torsi adalah di tepi paling luar dari struktur bangunan. Komponen tulangan yang menahan torsi adalah tulangan sengkang dan tulangan torsi. Perhitungan untuk tulangan sengkang torsi seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned} V_u &= 121761,1875 \text{ lb} \\ T_u &= 213 \text{ kN.m} \\ &= 156,6176 \text{ lb.ft-k} \\ A_{cp} &= b \times h \\ &= 15,26 \times 27,58 \\ &= 420,87 \text{ in}^2 \\ P_{cp} &= 2 (b + h) \\ &= 2 \times (15,26 + 27,58) \\ &= 85,68 \text{ in}^2 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}T_u &= \phi \times \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}}{P_{cp}} \\&= 0,85 \times \sqrt{3611,45} \times \frac{420,87}{85,68} \\&= 95553,806 \text{ in-lb} \\&= 95,553 \text{ in-k}\end{aligned}$$

Nilai $T_u = 95,553 \text{ in-k} < 360 \text{ in-k}$, sehingga diperlukan tulangan torsi pada balok tinjauan BA1.

$$\begin{aligned}T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\&= \frac{156,6176}{0,85} \\&= 184,256 \text{ ft.k} \quad = 2211072 \text{ in.lb}\end{aligned}$$

Untuk perhitungan properti penampang dilakukan seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned}x_1 &= b - [2 \times (ds + 0,25)] \\&= 15,76 - [2 \times (1,97 + 0,25)] \\&= 11,32 \text{ in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}y_1 &= h - [2 \times (ds + 0,25)] \\&= 27,58 - [2 \times (1,97 + 0,25)] \\&= 23,14 \text{ in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{oh} &= x_1 \times y_1 \\&= 11,32 \times 23,14 \\&= 261,945 \text{ in}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\&= 0,85 \times 261,945 \\&= 222,653 \text{ in}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_h &= 2 \times (x_1 + y_1) \\&= 2 \times (11,32 + 23,14) \\&= 68,92 \text{ in}\end{aligned}$$

Perhitungan cek kekuatan penampang beton (V_c)

$$\begin{aligned}V_c &= 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\&= 2 \times \sqrt{3611,45} \times 15,76 \times 24,64 \\&= 46673,21 \text{ lb}\end{aligned}$$



Perhitungan cek syarat kecukupan penampang gaya torsi seperti dibawah ini:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_h}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b \times d} + 8 \sqrt{f'_c}\right) \times 0,85$$

$$314,4893 \leq 459,7293 \text{OK!}$$

Tahap selanjutnya adalah menghitung tulangan torsi transversal (A_t). Asumsi $\theta = 45^\circ$ untuk beton bertulang biasa.

$$\text{Cot}(45^\circ) = 1$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_y \times \text{cot}(\theta)} \\ &= \frac{2211072}{2 \times 222,653 \times 60915,96 \times \text{cot}(45)} \\ &= 0,0815 \frac{\text{in}^2}{\text{in}} / 1 \text{ kaki dari sengkang} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u - (0,85 \times V_c)}{0,85} \\ &= \frac{121761,1875 - (0,85 \times 46673,21)}{0,85} \\ &= 96575,25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y \times d} \\ &= \frac{96575,25}{60915,96 \times 24,64} \\ &= 0,0643 \text{ in}^2/\text{in} \text{ untuk 2 kaki dari sengkang} \end{aligned}$$

Pemilihan sengkang tulangan torsi

$$2\left(\frac{A_t}{s}\right) + \left(\frac{A_v}{s}\right) = 0,2273 \frac{\text{in}^2}{\text{in}} / 2 \text{ kaki.}$$

Untuk sengkang pada torsi mencoba menggunakan 4 kaki D13 = 0,512 in.

$$\begin{aligned} A &= 0,25 \times 3,14 \times D13 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 0,512 \\ &= 0,206 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{4 \times A}{\left(\frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s}\right)} \\ &= \frac{4 \times 0,206}{0,2273} \\ &= 3,6252 \text{ in} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} s_{max} &= \frac{P_h}{8} \\ &= \frac{68,92}{8} \\ &= 8,615 \text{ in} \end{aligned}$$

Nilai $s_{max} > s$, maka $s_{pakai} = 3,6252 \text{ in}$ atau $92,0808 \text{ mm}$. Melakukan cek $A_s \text{ min}$ seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{50 \times b \times s}{f_y} \\ &= \frac{50 \times 15,76 \times 3,6252}{60915,96} \\ &= 0,0468 \text{ in} < 4 A_{tul} = 0,8245 \text{ in} \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

Tulangan sengkang torsi menggunakan 4 kaki D13 – 90 mm.

f. Tulangan longitudinal torsi

Perhitungan tulangan longitudinal torsi sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{A_t}{s} \times P_h \times \frac{f_{yt}}{f_y} \times \cot(45)^2 \\ &= 0,0815 \times 68,92 \times \frac{60915,96}{60915,96} \times 1^2 \\ &= 5,6169 \text{ in}^2 \\ A_{l \text{ min}} &= \left| \left(\frac{5 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cp}}{f_y} \right) - \left(\frac{A_t}{s} \times P_h \times \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \right| \\ &= \left| \left(\frac{5 \times \sqrt{3611,45} \times 420,87}{60915,96} \right) - \left(0,0815 \times 68,92 \times \frac{60915,96}{60915,96} \right) \right| \\ &= 3,541 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Nilai $A_l > A_{l \text{ min}}$, maka $A_{l \text{ pakai}} = 5,6169 \text{ in}^2$. Mencoba menggunakan tulangan diameter $25 \text{ mm} = 0,984 \text{ in}$.

$$\begin{aligned} A_{tul} &= 0,25 \times 3,14 \times D25^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 0,984^2 \\ &= 0,7724 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{l \text{ pakai}}}{A} \\ &= \frac{5,6169}{0,7724} \\ &= 8 \text{ batang} \end{aligned}$$

Tulangan longitudinal untuk menahan torsi menggunakan 8D25 ($A_s = 6,0986$).



g. Panjang penyaluran tulangan kait

Panjang penyaluran tulangan tarik yang terdapat kait standar, perhitungannya seperti dibawah ini:

$$l_{dh} = \frac{f_y \times d_b}{5,4 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}} = \frac{420 \times 25}{5,4 \times 1 \times \sqrt{24,90}} = 389,669 \text{ mm}$$

Gunakan panjang tarik tulangan minimum sebesar 389,669 mm. Panjang minimal dari tekukan kait menggunakan rumus $12d_b = 300 \text{ mm}$.

h. Panjang penyaluran tulangan lurus

Panjang untuk tulangan batang ulir saat kondisi tarik, perhitungannya seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned} l_d &= \left[\frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right] \times d_b \\ &= \left[\frac{420}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{24,90}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{\left(\frac{50+0}{25}\right)} \right] \times 25 \\ &= 956,46 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka gunakan panjang penyaluran tulangan lurus (l_d) sebesar 1000 mm.

i. Rekap tulangan balok

Rekap hasil perhitungan tulangan balok akan diperlihatkan pada Tabel 4.20. Balok dengan dimensi yang berbeda, dihitung dengan cara yang sama.

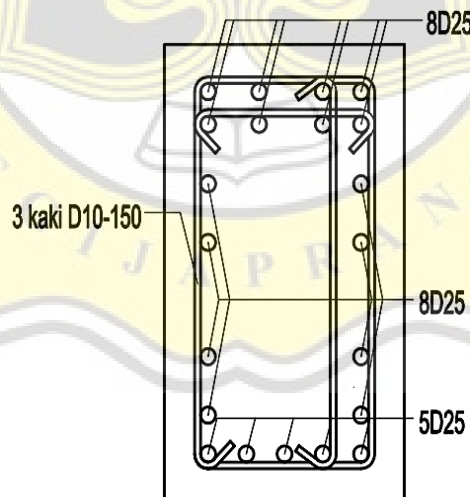
Tabel 4.20 Rekap Hasil Perhitungan Tulangan Balok

No.	Tipe Balok	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
1	BA1			
	Tul. Longitudinal Atas	8D25	3D25	8D25
	Tul. Longitudinal Bawah	5D25	4D25	5D25
	Tul. Transversal	3 kaki D10-150	3 kaki D10-200	3 kaki D10-150
	Tul. Longitudinal Torsi	8D25	8D25	8D25
2	BA2			
	Tul. Longitudinal Atas	6D25	4D25	6D25
	Tul. Longitudinal Bawah	4D25	4D25	4D25
	Tul. Transversal	3 kaki D10-150	3 kaki D10-200	3 kaki D10-150
	Tul. Longitudinal Torsi	4D25	4D25	4D25
3	BA3			
	Tul. Longitudinal Atas	6D25	4D25	6D25
	Tul. Longitudinal Bawah	4D25	4D25	4D25
	Tul. Transversal	3 kaki D10-150	3 kaki D10-200	3 kaki D10-150
	Tul. Longitudinal Torsi	4D22	4D22	4D22



No.	Tipe Balok	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
4	BI1			
	Tul. Longitudinal Atas	8D25	3D25	8D25
	Tul. Longitudinal Bawah	5D25	4D25	5D25
	Tul. Transversal	3 kaki D10-150	3 kaki D10-200	3 kaki D10-150
	Tul. Longitudinal Torsi	8D25	8D25	8D25
5	BI2			
	Tul. Longitudinal Atas	8D25	4D25	8D25
	Tul. Longitudinal Bawah	5D25	4D25	5D25
	Tul. Transversal	3 kaki D10-200	3 kaki D10-250	3 kaki D10-200
	Tul. Longitudinal Torsi	8D25	8D25	8D25
6	BI3			
	Tul. Longitudinal Atas	8D25	4D25	8D25
	Tul. Longitudinal Bawah	5D25	4D25	5D25
	Tul. Transversal	3 kaki D10-200	3 kaki D10-250	3 kaki D10-200
	Tul. Longitudinal Torsi	8D25	8D25	8D25
7	BI4			
	Tul. Longitudinal Atas	8D25	4D25	8D25
	Tul. Longitudinal Bawah	5D25	4D25	5D25
	Tul. Transversal	3 kaki D10-150	3 kaki D10-200	3 kaki D10-150
	Tul. Longitudinal Torsi	6D25	6D25	6D25

Gambar detail penulangan balok tumpuan pada tinjauan balok BA1 akan diperlihatkan pada Gambar 4.9.

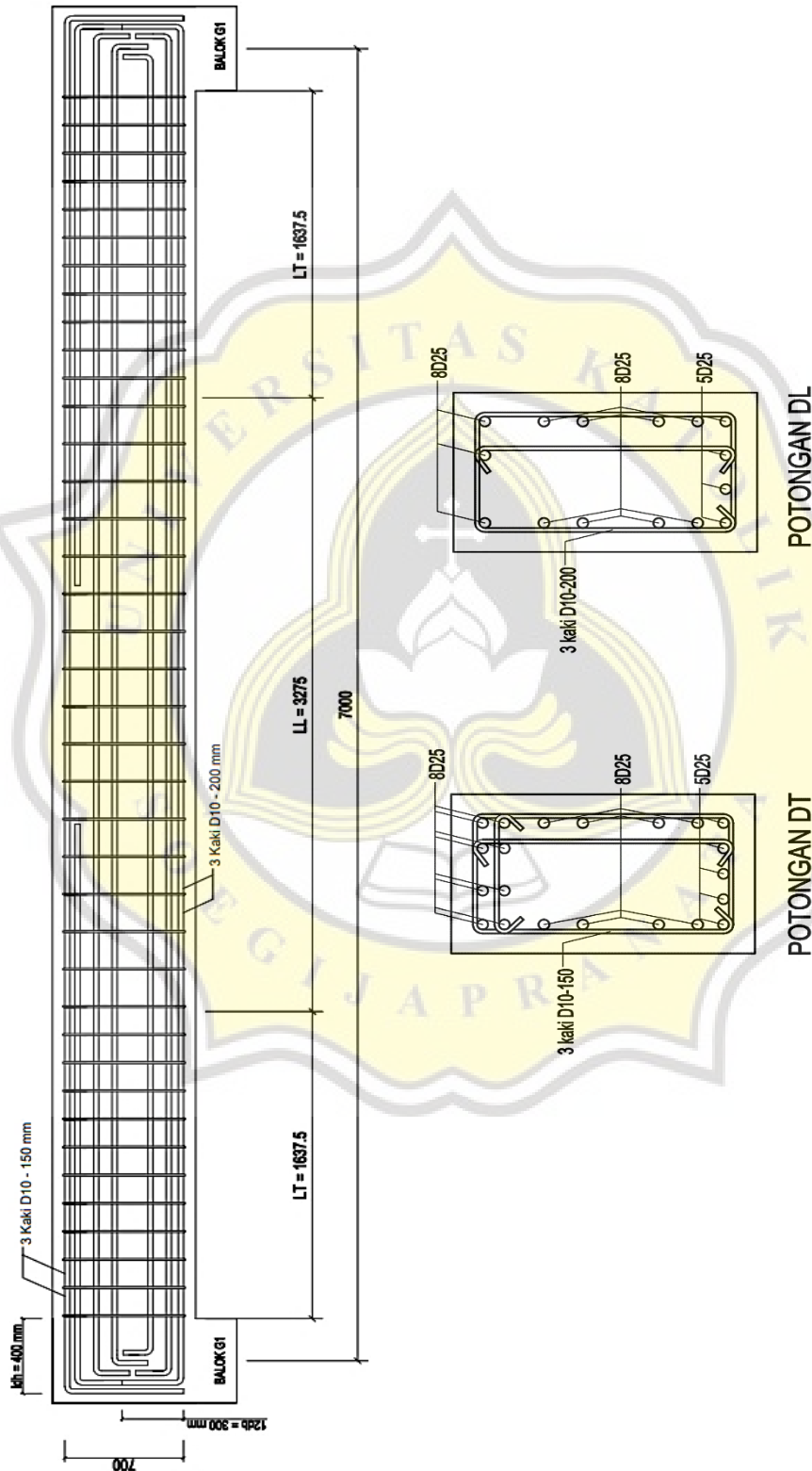


POTONGAN DT

Gambar 4.9 Detail Penulangan Balok Tumpuan BA1



Keseluruhan dari detail penulangan balok tinjauan BA 1 akan diperlihatkan pada Gambar 4.10.



Gambar 4.10 Detail Penulangan Balok BA 1



4.5. Perhitungan Kolom

4.5.1. Perhitungan struktur kolom

Tinjauan yang digunakan untuk contoh perhitungan adalah kolom K1, data sebagai berikut:

$$L_{kolom} = 4200 \text{ mm}$$

$$b_{kolom} = 800 \text{ mm}$$

$$h_{kolom} = 900 \text{ mm}$$

$$d_b = 25 \text{ mm}$$

$$d_s = 13 \text{ mm}$$

$$f_c' = 24,9 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$c_v = 50 \text{ mm}$$

$$h_{balok} = 850 \text{ mm}$$

$$L_n = L - h_b = 4200 - 850 = 3.350 \text{ mm}$$

$$P_u = 10.987,626 \text{ kN}$$

$$V_2 = 483,8622 \text{ kN}$$

$$V_3 = 393,2324 \text{ kN}$$

$$M_u = 338,3954 \text{ kN}$$

a. Perhitungan syarat gaya dan geometri

$$\begin{aligned} d' &= c_v + d_s + 0,5(d_b) \\ &= 50 + 13 + 0,5(25) = 75,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 900 - 75,5 = 824,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_g = 900 \times 800 = 720.000 \text{ mm}^2 = 0,72 \text{ m}^2$$

Cek syarat gaya aksial

$$P_u > 0,1 A_g f_c' = 10.987,626 \text{ kN} > 0,1 \times 0,72 \times 24,9 = 1,7928 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

Cek syarat sisi terpendek

$$b \geq 300 \text{ mm} = 800 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \dots \text{OK!}$$

Cek rasio dimensi penampang

$$\frac{b}{h} \geq 0,4 = \frac{800}{900} = 0,89 \geq 0,4 \dots \text{OK!}$$



b. Perhitungan tulangan longitudinal

Luas tulangan longitudinal

Menggunakan 36 D25 yang terdiri dari 10 D25 (bagian atas serta bawah) serta 10 D25 (bagian kanan serta kiri). Perhitungan kapasitas struktur kolom menggunakan diagram kuat rencana pada tinjauan arah X (atas – bawah) diperlihatkan seperti dibawah ini:

Mencari luas tulangan tinjauan

$$\begin{aligned} A_1 &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 10 \times \frac{3,14}{4} \times 25^2 = 4.906,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_2 &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 10 \times \frac{3,14}{4} \times 25^2 = 4.906,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{st} &= A_1 + A_2 \\ &= 4.906,25 + 4.906,25 = 9.812,50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio maksimum pada tulangan

$$\begin{aligned} A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 36 \times \frac{3,14}{4} \times 25^2 = 17.662,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{1}{100} \times A_g \\ &= \frac{1}{100} \times 720.000 = 7.200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \max} &= \frac{6}{100} \times A_g \\ &= \frac{6}{100} \times 720.000 = 43.200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_{s \min} < A_s < A_{s \max}$, oleh karena itu rasio tulangan telah memenuhi syarat, nilai rasio tulangan (ρ) seperti dibawah ini:

$$1\% \leq \rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{17.662,5}{720.000} = 0,0245 = 2,45 \% \geq 6\% \dots \text{OK!}$$

Kondisi saat keadaan gaya aksial sentris

$$P_{o, n} = [0,85f'_c(A_g - A_{s \text{ total}})] + (f_y A_{s \text{ total}})$$

$$P_{o, n} = \{0,85 (24,9) [720.000 - 17.662,5]\} + [(420) (17.662,5)]$$

$$P_{o, n} = 22.283.223,19 \text{ kN}$$



$$\begin{aligned}\phi P_{o,n} &= 0,65 \times P_{o,n} \\ &= 0,65 \times (22.283.223,19) = 14.484,0951 \text{ kN} \\ P_{o,r} &= 0,80 \times \phi P_{o,n} \\ &= 0,8 \times (14.484,0951) = 11.587,2761 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kondisi saat keadaan seimbang

Melakukan perhitungan jarak antara garis netral dan tepi tekan beton

$$\begin{aligned}c_b &= \frac{0,003}{0,003 + \left(\frac{f_y}{c_s}\right)} \\ &= \frac{0,003}{0,003 + \left(\frac{(420)}{200.000}\right)} \times 75,5 = 485 \text{ mm}\end{aligned}$$

Perhitungan tebal lapisan untuk beton tekan

$$\begin{aligned}a_b &= 0,85 \times c_b \\ &= 0,85 \times 485 = 412,25 \text{ mm}\end{aligned}$$

Perhitungan gaya tekan beton

$$\begin{aligned}c_1 &= a_b \times b \times 0,85 \times f_c' \\ &= 412,25 \times 800 \times 0,85 \times 24,9 = 6.980.217 \text{ N}\end{aligned}$$

Perhitungan gaya tarik untuk tulangan baja tarik

$$\begin{aligned}c_2 &= A_1 \times f_y \\ &= 4.906,25 \times 420 = 2.062.625 \text{ N}\end{aligned}$$

Perhitungan gaya tekan untuk tulangan tekan

$$\begin{aligned}f_s' &= 600 \left[\frac{(c_b - d')}{c_b} \right] \leq 420 \text{ MPa} \\ f_s' &= 600 \left[\frac{(485 - 75,5)}{485} \right] = 506,5979 \text{ MPa} > 420 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas bahwa nilai $f_s' > f_y$, maka gunakan nilai $f_s' = f_y = 420$ MPa.

$$\begin{aligned}c_3 &= A_2 \times f_s' \\ &= 4.906,25 \times 420 = 2.060.625 \text{ N}\end{aligned}$$

Perhitungan untuk kuat tekan nominal kolom

$$\begin{aligned}P_{n,b} &= c_1 - c_2 + c_3 \\ &= 6.980.217 - 2.060.625 + 2.060.625\end{aligned}$$



$$P_{n,b} = 6.980.217 \text{ N} = 6.980,217 \text{ kN}$$

Perhitungan momen pada nominal kolom

$$\begin{aligned} M_{n,b,1} &= c_1 \left[\left(\frac{h}{2} \right) - \left(\frac{a_b}{2} \right) \right] \\ &= 6.980.217 \left[\left(\frac{900}{2} \right) - \left(\frac{412,25}{2} \right) \right] \\ &= 1.702.300.421 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n,b,2} &= c_2 \left[\left(\frac{h}{2} \right) - d' \right] \\ &= 2.062.500 \left[\left(\frac{900}{2} \right) - 75,5 \right] \\ &= 771.704.062,5 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n,b,3} &= c_3 \left[\left(\frac{h}{2} \right) - d' \right] \\ &= 2.062.500 \left[\left(\frac{900}{2} \right) - 75,5 \right] \\ &= 771.704.062,5 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n,b} &= M_{n,b,1} + M_{n,b,2} + M_{n,b,3} \\ &= 1.702.300.421 + 771.704.062,5 + 771.704.062,5 \\ &= 3.245.708.546 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$M_{n,b} = 3.245,7085 \text{ kN.mm}$$

Perhitungan kuat rencana

$$\begin{aligned} P_{r,b} &= 0,65 \times P_{n,b} \\ &= 0,65 \times 6.980,217 = 4.537,1411 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{r,b} &= 0,65 \times P_{r,b} \\ &= 0,65 \times 3.245,7085 = 2.109,7106 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Perhitungan kondisi saat $P = 0$

Menghitung C_o dihitung dengan rumus abc

$$\begin{aligned} A &= 0,7225 \times b \times f_c' \\ &= 0,7225 \times 800 \times 24,9 = 14.392,2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= (600 \times A_2) - (f_y \times A_1) \\ &= (600 \times 4.906,25) - (420 \times 4.906,25) = 883.125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= - (600 \times d \times A_2) \\ &= - (600 \times 75,5 \times 4.906,25) = -222.253.125 \end{aligned}$$



$$c_{o1} = \frac{(-883.125) + \sqrt{883.125^2 - [4 \cdot 14.392,2 \cdot (-222.253.125)]}}{2 \cdot 14.392,2}$$

$$= 97,3190 \text{ mm}$$

$$c_{o2} = \frac{(-883.125) - \sqrt{883.125^2 - [4 \cdot 14.392,2 \cdot (-222.253.125)]}}{2 \cdot 14.392,2}$$

$$= -158,6803 \text{ mm}$$

Melalui perhitungan rumus abc, didapatkan nilai $C_o = 97,3190 \text{ mm}$.

Perhitungan untuk gaya tekan beton

$$c_1 = 0,85 \times C_o \times b \times 0,85 \times f_c'$$

$$= 0,85 \times 97,3526 \times 800 \times 0,85 \times 24,9 = 1.400.634,25 \text{ N}$$

Perhitungan untuk gaya tarik baja di daerah tarik

$$c_2 = A_1 \times f_s'$$

$$= 4.906,25 \times 420 = 2.060.625 \text{ N}$$

Perhitungan untuk gaya tekan baja di daerah tekan

$$f_s' = 600 \left[\frac{(C_o - d')}{C_o} \right] \leq 420 \text{ MPa}$$

$$f_s' = 600 \left[\frac{(97,3190 - 75,5)}{97,3190} \right] = 134,5204 \text{ MPa}$$

Dari perhitungan diatas bahwa nilai $f_s' < f_y$, maka $f_s' = 134,5204 \text{ MPa}$

$$c_3 = A_2 \times f_s'$$

$$= 4.906,25 \times 134,5204 = 659.990,7496 \text{ N}$$

Cek dan control hasil perhitungan

$$P = c_1 - c_2 + c_3$$

$$P = 1.400.634,25 - 2.060.625 + 659.990,7496 = 0 \dots \text{OK!}$$

Perhitungan untuk momen nominal

$$M_{n,1} = c_1 \times 0,5 [h_{kolom} - (0,85 \times C_o)]$$

$$= 1.400.634,25 \times 0,5 [900 - (0,85 \times 97,3190)]$$

$$= 572.354.385,5 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,2} = c_2 \left[\left(\frac{h}{2} \right) - d' \right]$$

$$= 2.060.625 \left(\frac{900}{2} \right) - 75,5$$

$$= 771.704.062,5 \text{ N.mm}$$



$$M_{n,3} = c_3 \left[\left(\frac{h}{2} \right) - d' \right]$$
$$= 659.990,7496 \left(\frac{900}{2} \right) - 75,5 = 247.166.535,7 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,P=0} = M_{n,1} + M_{n,2} + M_{n,3}$$
$$= 572.354.385,5 + 771.704.062,5 + 247.166.535,7$$
$$= 1.591.224.984 \text{ N.mm}$$

$$M_{n,P=0} = 1.591,2250 \text{ kN.m}$$

Perhitungan kuat rencana

$$M_{r,P=0} = 0,65 \times M_{n,P=0}$$
$$= 0,65 \times 1.591,2250 = 1.034,2962 \text{ kN.m}$$

Diagram interaksi kolom

Gambar diagram interaksi kolom untuk contoh perhitungan kolom tipe K1 (800/900) akan diperlihatkan pada Gambar 4.11. Proses untuk dapat menyusun diagram interaksi kolom, data yang diperlukan sebagai berikut:

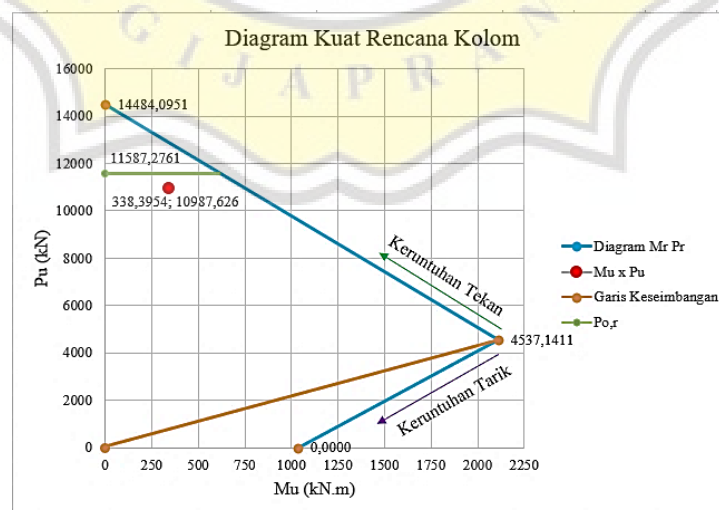
$$\phi P_{o,n} = 14.484,0951 \text{ kN}$$

$$P_{o,r} = 11.587,2761 \text{ kN}$$

$$P_{r,b} = 4.537,1411 \text{ kN}$$

$$M_{r,b} = 2.109,7106 \text{ kN.m}$$

$$M_{r,P=0} = 1.034,2962 \text{ kN.m}$$



Gambar 4.11 Diagram Interaksi Kolom K1



Perhitungan tersebut akan menunjukkan beban dapat dipikul oleh kolom. Diambil kesimpulan dengan hasil diagram interaksi pada Gambar 4.15 bahwa gaya aksial ultimit dan momen ultimit berada di daerah keruntuhan tekan dan sehingga masih mampu ditahan bebannya oleh kolom tipe K1.

c. Perhitungan tulangan transversal

$$N_u = P_u = 10.987,626 \text{ kN} = 2.470.128,201 \text{ lb}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_2 + V_3 \\ &= 483,8622 + 393,2324 \\ &= 877,0946 \text{ kN} = 197.179,637 \text{ lb} \end{aligned}$$

Menghitung kuat geser nominal pada struktur kolom

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left[1 + \left(\frac{P_u}{2000 \cdot A_g} \right) \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \right] \\ &= 2 \left[1 + \left(\frac{2.470.128,201}{2000 \cdot 1116} \right) \times \sqrt{3.611,45} \times 31,52 \times 32,49 \right] \\ &= 259.265,0264 \text{ lb} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times V_c \\ &= 0,85 \times 259.265,0264 \\ &= 220.375,2725 \text{ lb} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 110.187,6362 \text{ lb}$$

Dari perhitungan, nilai $\frac{1}{2} \phi V_c = 110.187,6362 \text{ lb} < V_u = 197.179,637 \text{ lb}$, sehingga struktur kolom tipe K1 memerlukan tulangan.

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u \times \phi V_c}{0,85} \\ &= \frac{197.179,637 \times 220.375,2725}{0,85} \\ &= -27.288,9829 \text{ lb} \end{aligned}$$

Menghitung kebutuhan tulangan transversal pada tumpuan

$$\text{Jumlah kaki sisi pendek, } n_1 = 5$$

$$\text{Jumlah kaki sisi panjang, } n_2 = 5$$

$$\text{Spasi, } s = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{sh1} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\ &= 5 \times \frac{3,14}{4} \times 13^2 = 663,325 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} A_{sh\ 2} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\ &= 5 \times \frac{3,14}{4} \times 13^2 = 663,325 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh\ 1}}{s_1} = \frac{663,325}{100} = 6,6333 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh\ 2}}{s_2} = \frac{663,325}{100} = 6,6333 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Confinement/ kekangan zona sendi plastis

Lebar penampang inti beton, $b_c = b - 2 \times c_v = 800 - 2 \times 50 = 700 \text{ mm}$

Panjang penampang inti beton, $h_{cn} = h - 2 \times c_v = 900 - 2 \times 50 = 800 \text{ mm}$

Luas penampang inti beton, $A_{ch} = b_c \times h_c = 700 \times 800 = 560.000 \text{ mm}^2$

Sisi pendek/ sumbu lemah

$$\begin{aligned} Ash/s\ min\ 1 &= 0,3 \times \left(b_c \times \frac{f_c'}{f_y} \right) \times \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \\ &= 0,3 \times \left(700 \times \frac{24,9}{420} \right) \times \frac{720.000}{560.000} - 1 = 3,557 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ash/s\ min\ 2 &= 0,09 \times b_c \times \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0,09 \times 700 \times \frac{24,9}{420} = 3.735 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek $Ash/s, min1 \geq Ash/s\ min = 5,3066 \geq (3,557; 3,735) \dots$ **OK!**

Sisi Panjang/ sumbu kuat

$$\begin{aligned} Ash/s\ min\ 1 &= 0,3 \times \left(h_c \times \frac{f_c'}{f_y} \right) \times \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \\ &= 0,3 \times \left(800 \times \frac{24,9}{420} \right) \times \frac{720.000}{560.000} - 1 = 4,065 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ash/s\ min\ 2 &= 0,09 \times h_c \times \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0,09 \times 800 \times \frac{24,9}{420} = 4,269 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek $Ash/s, min2 \geq Ash/s\ min = 5,3066 \geq (4,065; 4,269) \dots$ **OK!**

Nilai l_0 tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari perhitungan sebagai berikut:

$$l_{01} = h_{kolom} = 900 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} l_{02} &= \frac{Ln}{6} \\ &= \frac{3350}{6} = 558,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_{03} = 450 \text{ mm}$$

Nilai l_0 menggunakan nilai maksimal dari l_{01} , l_{02} dan l_{03} yaitu $l_{01} = 900 \text{ mm}$



Selanjutnya, tulangan transversal di sepanjang l_0 harus dipasang dengan jarak tidak boleh melebihi nilai terkecil dari perhitungan berikut:

$$S_{max 1} = \frac{b}{4} = \frac{800}{4} = 200 \text{ mm}$$

$$S_{max 2} = 6 \times d_b \\ = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$h_x = X_{i \max} = 300 \text{ mm}$$

$$S_{max 3} = S_o = 100 \leq 100 + \frac{(350-h_x)}{3} \leq 150 \\ = 100 \leq 100 + \frac{(350-300)}{3} \leq 150 = 116,67 \text{ mm}$$

Nilai S_{\max} yang digunakan yaitu nilai minimum dari $S_{max 1}$, $S_{max 2}$ dan $S_{max 3}$ yaitu $S_{max 3} = S_o = 116,67 \text{ mm}$.

Cek spasi tulangan yang digunakan Spasi, $s \leq S_{max} = 100 \leq 116,67 \dots$ **OK!**

Maka penulangan transversal pada tumpuan (di sepanjang zona sendi plastis) menggunakan 4 kaki D13 – 100.

Sendi plastis pada kolom menurut SNI 2847:2019

Menurut BSN (2019), mengenai penentuan letak daerah sendi plastis, panjang tidak boleh kurang dari persyaratan yang ada. Syarat – syarat yang digunakan untuk menentukan daerah pada sendi plastis sebagai berikut:

1. Diambil dari lebar komponen di *joint*, $h = 700 \text{ mm}$ daerah sendi plastis,
2. Daerah sendi plastis $\frac{1}{6}$ dari bentang komponen struktur $= \frac{1}{6} \times 4200 = 700 \text{ mm}$,
3. Daerah sendi plastis tidak boleh kurang dari 450 mm,
Daerah sendi plastis diambil sepanjang 700 mm dari tiap tepi kolom.

Jarak antar tulangan pada tulangan transversal pada area sendi plastis tidak boleh melebihi yang terkecil dengan syarat sebagai berikut:

1. Jarak antar tulangan geser atau transversal di daerah sendi plastis diambil $\frac{1}{4}$ dari dimensi struktur $= \frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ mm}$,
2. Jarak antar tulangan geser atau transversal di daerah sendi plastis diambil 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil $= 6 \times 25 = 150$,
3. Jarak antar tulangan geser atau transversal pada daerah sendi plastis tidak boleh lebih dari 150 mm.



Melalui persyaratan tersebut, jarak antar sengkang pada daerah sendi plastis tidak boleh kurang dari 100 mm dan tidak boleh lebih dari 150 mm. Maka gunakan jarak antar sengkang 100 mm di daerah sendi plastis kolom.

Menghitung kebutuhan tulangan transversal pada lapangan

$$\text{Jumlah kaki sisi pendek, } n_1 = 4$$

$$\text{Jumlah kaki sisi panjang, } n_2 = 4$$

$$\text{Spasi, } s = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{sh1} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\ &= 4 \times \frac{3,14}{4} \times 13^2 = 530,660 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh2} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\ &= 4 \times \frac{3,14}{4} \times 13^2 = 530,660 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Confinement/ kekangan luar zona sendi plastis

$$\begin{aligned} \text{Spasi}_{\max 1} &= 6 \times d_b \\ &= 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Spasi}_{\max 2} = 150 \text{ mm}$$

Cek spasi tulangan yang digunakan Spasi, $s \leq \text{Spasi}_{\max} = 125 \leq (150; 150)$ **OK!**

Maka penulangan transversal pada lapangan (di luar zona sendi plastis) menggunakan 3 kaki D13 – 125.

Sambungan lewatan pada kolom

Panjang sambungan lewatan untuk struktur kolom diasumsikan sebagai komponen tarik dan harus menghitung dengan persamaan:

$$\text{Beton normal} = \lambda = 1,0$$

$$K_{tr} = 0 \text{ (penyederhanaan desain)}$$

$$\text{Faktor lokasi penulangan/ posisi pengecoran} = \psi_t = 1,3$$

$$\text{Faktor epoksi tulangan tanpa pelapis} = \psi_e = 1,0$$

$$\text{Faktor ukuran tulangan} = \psi_s = 1,0$$

$$l_{st} = \left(\frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

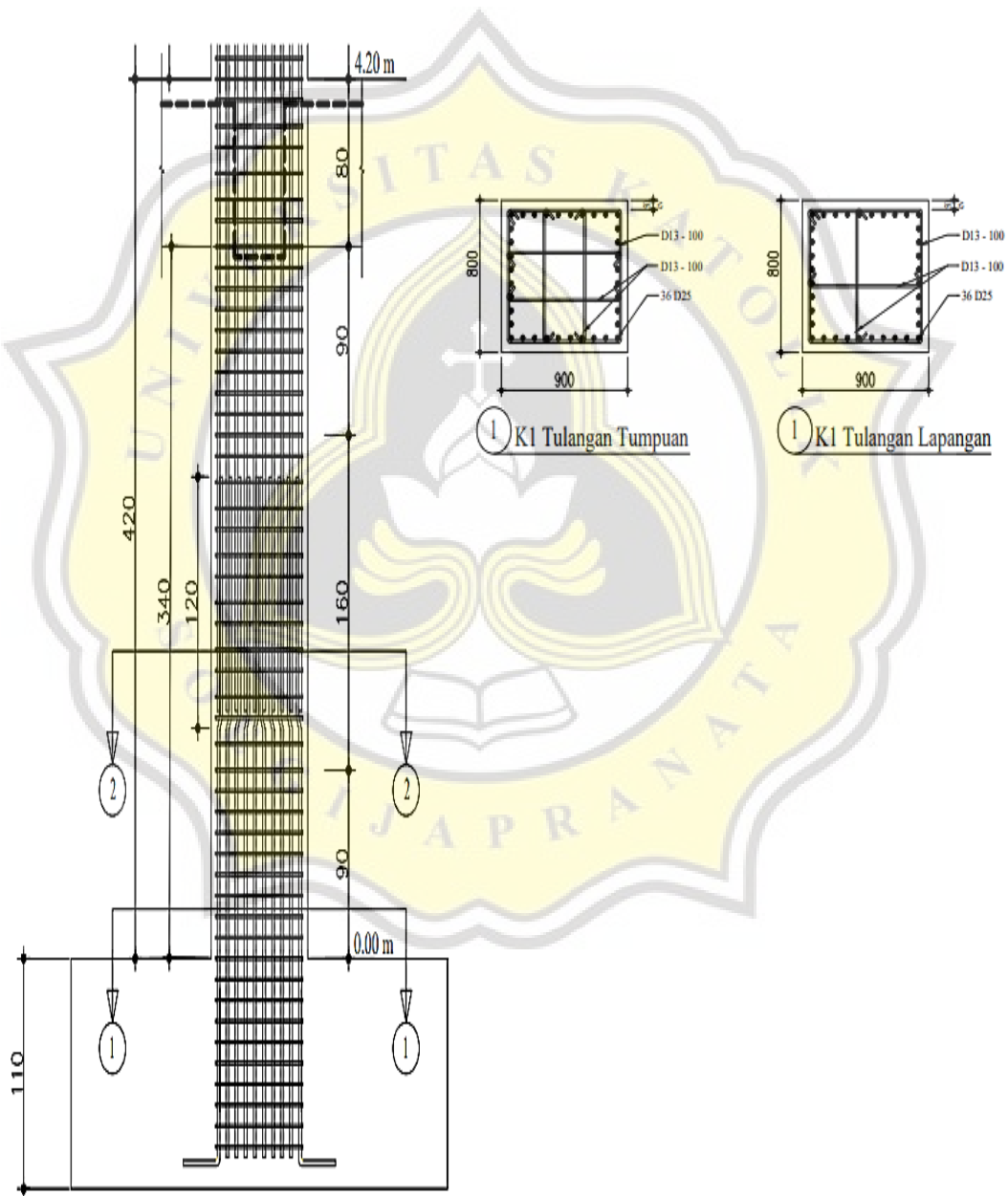


$$l_{st} = \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{29,05}} \times \frac{1,3 \times 1 \times 1}{\left(\frac{50+0}{25}\right)} \right) \times 25$$

$$l_{st} = 1151,16 \text{ mm} \approx 1200 \text{ mm}$$

Maka untuk panjang dari sambungan lewatan kolom (l_{st}) sebesar 1200 mm.

Gambar untuk detail penulangan kolom K1 menurut hasil perhitungan yang telah dilakukan, akan diperlihatkan pada Gambar 4.12.



Gambar 4.12 Detail Penulangan Kolom K1



4.5.2. Rekap tulangan kolom

Melalui cara yang sama, perhitungan diterapkan pada dimensi kolom yang berbeda. Rekap hasil penulangan kolom akan diperlihatkan pada Tabel 4.21.

Tabel 4.21 Rekap Hasil Penulangan Kolom

Tipe Kolom	b_{kolom} (mm)	h_{kolom} (mm)	P_u (kN)	M_u (kN.m)	Tul. Long.	Tul. Geser Tumpuan	Tul. Geser Lapangan
K1	800	900	10.987,6	338,4	36D25	4 kaki D13-100	3 kaki D13-125
K2	800	800	9.993,5	482,7	28D25	3 kaki D13-100	3 kaki D13-125
K3	650	650	6.926,1	347,9	24D25	2 kaki D13-100	2 kaki D13-125

4.6. Pemeriksaan *Strong Column – Weak Beam* (SCWB)

Melakukan peninjauan *strong column – weak beam* (SCWB) pada kolom K1 dengan balok B11 sebagai berikut:

a. Spesifikasi elemen

Kolom atas

Tipe = K1

Ukuran = 800 mm × 900 mm

Jumlah tulangan = 36 D25

Luas tulangan = 17.662,5 mm²

Kolom bawah

Tipe = K1

Ukuran = 800 mm × 900 mm

Jumlah tulangan = 36 D25

Luas tulangan = 17.662,5 mm²

Balok kanan

Tipe = B11

Ukuran = 500 mm × 800 mm

Jumlah tulangan = 13 D25

Luas tulangan = 6.383,93 mm²

Balok kiri

Tipe = B11

Ukuran = 500 mm × 800 mm



$$\begin{aligned}\text{Jumlah tulangan} &= 13 \text{ D25} \\ \text{Luas tulangan} &= 6.383,93 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

b. Perhitungan momen nominal kolom

Momen nominal dapat diperoleh berdasarkan pada diagram interaksi yang dapat diamati pada Gambar 4.11. dengan nilai $M_n = 2.109,7106 \text{ kNm}$. Perhitungan jumlah kuat nominal kolom sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= \frac{M_{nt} + M_{nb}}{0,65} \\ &= \frac{2.109,7106 + 2.109,7106}{0,65} = 6.491,4172 \text{ kNm}\end{aligned}$$

c. Perhitungan momen nominal balok dan pelat

$$\begin{aligned}d_{balok} &= 725,5 \text{ mm} \\ a &= \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{6.383,93 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 500} = 316,7081 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan pelat D13 – 250 mm:

$$\begin{aligned}b_{e \text{ pelat}} &= 1000 \text{ mm} \\ n_{tul. \text{ pelat}} &= 2 \times \frac{b_e}{s} = 2 \times \frac{1000}{250} = 8 \text{ batang (8 D13)} \\ A_{s \text{ pelat}} &= \left(\frac{1}{4} \pi d^2\right) \times n = \left(\frac{1}{4} \pi 13^2\right) \times 8 = 1061,8583 \text{ mm}^2 \\ M_{nr} = M_{nl} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= (6.383,93 + 1061,8583) \times 420 \times \left[725,5 - \left(\frac{316,7081}{2}\right)\right] \\ &= 1.773.596.850 \text{ Nmm} \\ &= 1.773,596 \text{ kNm} \\ \Sigma M_{nb} &= \frac{M_{nr} + M_{nl}}{0,9} \\ &= \frac{1.773,5969 + 1.773,5969}{0,9} \\ &= 3941,3263 \text{ kNm}\end{aligned}$$

d. Pemeriksaan SCWB

Pemeriksaan SCWB dapat dihitung sebagai berikut:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$6.491,4172 \text{ kNm} \geq 1,2 (3941,3263 \text{ kNm})$$

$$6.491,4172 \text{ kNm} \geq 4.729,5916 \text{ kNm} \quad \dots \mathbf{OK!}$$



Dari proses perhitungan, maka diperlihatkan bahwa persyaratan SCWB telah terpenuhi. Rekapitulasi pemeriksaan SCWB diperlihatkan pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22 Rekapitulasi Pemeriksaan SCWB

Tipe Komponen	M_{nc} (kNm)	M_{nb} (kNm)	$1,2M_{nb}$ (kNm)	Keterangan
K1 – BI1	6.491,4172	3941,3263	4.729,5916	OK
K2 – BI1	5.006,4769	3941,3263	4.729,5916	OK

4.7. Perhitungan Dinding Geser

4.7.1. Perhitungan struktur dinding geser

Untuk contoh perhitungan dinding geser diambil tipe CW1.A data seperti dibawah ini:

Tebal (h)	= 35 cm	= 13,79 in	= 1,1487 ft
Tinggi (h_w)	= 420 cm	= 165,48 in	= 13,7845 ft
Panjang (l_w)	= 605 cm	= 238,37 in	= 19,8562 ft
f_c'	= 24,9 MPa	= 3611,45 psi	= 3,6114 k
f_y	= 420 MPa	= 60915,96 psi	= 60,9160 k
V_2	= 3.317,425 kN	= 745790,31 lb	= 745,7903 k

Perhitungan cek ketebalan beton

$$d = 0,81 l_w$$
$$= 0,81 (238,37) = 193,0797 \text{ in}$$

$$V_u = \phi 10 \sqrt{f_c'} h d$$
$$= (0,85) (10) \sqrt{3611,45} (13,79) (193,0797)$$

$$V_u = 1.360.067,247 \text{ lb} > 745790,31 \text{ lb} \dots \text{OK!}$$

Nilai $V_u > V_2$, maka tebal dinding geser (h) memenuhi persyaratan.

Perhitungan nilai kuat geser nominal beton (V_c) pada dinding

$$V_{c1} = 3,3 \sqrt{f_c'} h d + \frac{N_u}{4l_w}$$
$$= 3,3 \sqrt{3611,45} (13,79) (193,0797) + 0$$
$$= 528.026,1075 \text{ lb}$$
$$= 528,0261 \text{ k}$$



$$\begin{aligned}M_u &= V_u \left(h_w - \frac{h_w}{2} \right) \\&= 745,7903 \left(165,48 - \frac{(165,48)}{2} \right) \\&= 61.706,6906 \text{ k.in} \\V_{c2} &= \left[0,6 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w (1,25 \sqrt{f_c'} + 0,2 N_u / l_w h)}{\frac{M_u}{V_2} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \\&= \left[0,6 \sqrt{3611,45} + \frac{19,8562 (1,25 \sqrt{3611,45} + 0)}{\frac{61.706,6906}{745,7903} - \frac{19,8562}{2}} \right] (13,79) (193,0797) \\&= -1.212.168,042 \text{ lb} = 1.212,168 \text{ k}\end{aligned}$$

Nilai V_c diambil yang terkecil, maka $V_c = 528,0261 \text{ k}$

Perhitungan kebutuhan tulangan geser

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{(0,85) (528,0261)}{2} = 224,4111 \text{ k} < V_2 (= 745,7903 \text{ k}) \dots \text{Perlu Tul. Geser}$$

Perhitungan untuk menentukan tulangan geser horizontal

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_u = \phi V_c + \phi \left(\frac{A_v f_y d}{s_2} \right)$$

$$\text{Maka, } \frac{A_v}{s_2} = \frac{V_2 - \phi V_c}{\phi f_y d} = \frac{745,7903 - 0,85 (528,0261)}{0,85 (60,9160) (193,0797)} = 0,0297 \text{ in}^2/\text{in}$$

Asumsi tulangan geser yang digunakan D16 dengan diameter 0,6304 in.

$$\begin{aligned}A_{tul} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\&= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,6304^2 \\&= 0,3122 \text{ in}^2\end{aligned}$$

$$A_v = 2 \left(\frac{A_{st}}{A_v s_2} \right) = 2 \left(\frac{0,3122}{0,0297} \right) = 21,0234 \text{ in}$$

Jarak vertikal maksimum sengkang horizontal:

$$s_{max1} = \frac{l_w}{5} = \frac{238,37}{5} = 47,674 \text{ in}$$

$$s_{max2} = 3h = 3 (13,79) = 41,37 \text{ in}$$

$$s_{max3} = 18 \text{ in}$$

Dari perhitungan di atas diambil jarak terkecil antara nilai A_v , s_{max1} , s_{max2} , dan s_{max3} ,

sehingga digunakan $s_{pakai} = 18 \text{ in}$ atau $457,2 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}$.

$$\rho_h = \frac{A_v}{A_g} = \frac{2A_s}{h s_2} = \frac{2 (0,3122)}{13,79 (18)} = 0,002516 > \rho_{min} (=0,0025) \dots \text{OK!}$$



Jadi untuk tulangan geser horizontal menggunakan tulangan D16 dengan jarak vertikal 450 mm.

Mendesain tulangan geser vertikal

$$\rho_{min} = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w}\right) (\rho_h - 0,0025)$$

$$\rho_{min} = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{165,48}{238,37}\right) (0,002516 - 0,0025) = 0,002514$$

Asumsi tulangan geser yang digunakan D16 dengan diameter 0,6304 in.

$$\begin{aligned} A_{tul} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,6304^2 \\ &= 0,3122 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$s_1 = \frac{2 A_s}{h \rho_{min}} = \frac{2 (0,3122)}{(13,79) (0,002514)} = 18,011 \text{ in}$$

Jarak horizontal maksimum sengkang vertikal:

$$s_{max1} = \frac{l_w}{3} = \frac{238,37}{3} = 79,4567 \text{ in}$$

$$s_{max2} = 3h = 3 (13,79) = 41,37 \text{ in}$$

$$s_{max3} = 18 \text{ in}$$

Dari perhitungan di atas diambil jarak terkecil antara nilai s_1 , s_{max1} , s_{max2} , dan s_{max3} , sehingga digunakan $s_{pakai} = 18 \text{ in}$ atau $457,2 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}$.

Jadi untuk tulangan geser vertikal menggunakan tulangan D16 dengan jarak horizontal 450 mm.

Menghitung perencanaan tulangan lentur vertikal

$$M_u = V_u h_w = (745,7903) (13,7845) = 10.280,3347 \text{ k.ft}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{10.280,3347 (12)(1000)}{0,9 (13,79) (193,0797^2)} = 266,6297 \text{ lb.in} \end{aligned}$$

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

$$\rho = 0,85 \frac{3611,45}{60915,96} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 (266,6297)}{0,85 (3611,45)}}\right) = 0,004586$$

$$A_s = \rho b d = 0,004586 (13,79) (193,0797) = 12,2096 \text{ in}^2$$

Asumsi tulangan lentur vertikal yang digunakan D25 dengan diameter 0,985 in.



$$\begin{aligned}A_{tul} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 0,985^2 \\ &= 0,7623 \text{ in}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_s}{A_{tul}} \\ &= \frac{12,2096}{0,7623} \\ &= 16,0168 \approx 17 \text{ tulangan}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= A_{tul} \times n \\ &= 0,7623 \times 17 \\ &= 12,9594 \text{ in}^2 > A_{s \text{ perlu}} (12,2096 \text{ in}^2) \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

Jarak tulangan lentur vertikal diambil dari nilai terkecil antara perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}S_1 &= \frac{1}{3} \times h \\ &= \frac{1}{3} \times 350 \\ &= 116,67 \approx 100 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S_2 = 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$S_3 = 100 \text{ mm}$$

Tulangan lentur vertikal pada dinding geser menggunakan 17 D25 yang diletakkan di ujung – ujung dinding geser berjarak 100 mm.

Sambungan lewatan pada dinding geser

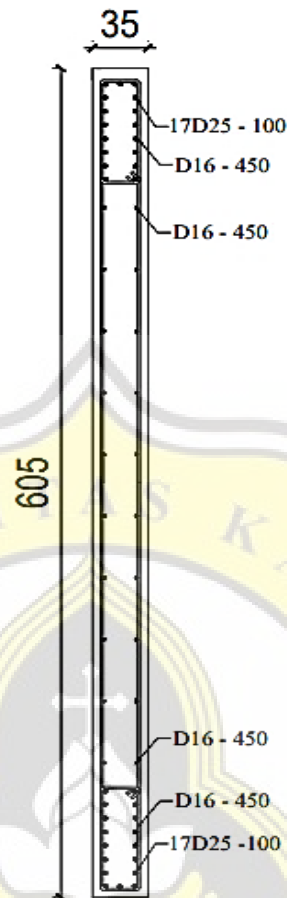
Panjang sambungan lewatan untuk struktur dinding geser sebagai berikut:

$$\begin{aligned}l_{sc1} &= 0,071 f_y d_b \\ &= 0,071 \times 420 \times 25 \\ &= 745,50 \text{ mm} \approx 800 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$l_{sc2} = 300 \text{ mm}$$

Menggunakan panjang tulangan sambungan lewatan kolom (l_{sc}) yaitu sepanjang 800 mm.

Gambar sketsa penampang dinding geser hasil dari perhitungan diatas akan diperlihatkan pada Gambar 4.13.



Gambar 4.13 Sketsa Penampang Dinding Geser

4.7.2. Rekap penulangan dinding geser

Berikut ini merupakan seluruh perhitungan untuk kebutuhan tulangan dinding geser yang digunakan diperlihatkan pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Rekap Penulangan Dinding Geser

Tipe CW	Tebal H (mm)	Hw (mm)	Lw (mm)	Vu (kN)	Tul. Lentur Vertikal	Tul. Geser Horizontal	Tul. Geser Vertikal
CW1.1	350	4200	6050	3317,425	17D25 – 100	D16 – 450	D16 – 450
CW1.2	350	4200	3850	2111,089	17D25 – 100	D16 – 450	D16 – 450
CW1.3	350	4200	1150	630,585	24D25 – 100	D16 – 200	D16 – 350
CW2a.1	300	4200	6220	4050,158	20D25 – 100	D13 – 200	D13 – 200
CW2a.2	300	4200	3400	2213,913	21D25 – 100	D13 – 200	D13 – 200
CW2b.1	350	4200	3400	1275,925	12D25 – 100	D13 – 300	D13 – 300
CW2b.2	350	4200	950	356,509	15D25 – 100	D13 – 150	D13 – 300



4.8. Perhitungan Tangga

Dimensi Tangga

Tebal pelat tangga (t) = 15 cm = 0,15 m

Lebar (b) = 150 cm = 1,5 m

Panjang area bordes = 150 cm = 1,5 m

Panjang *flight area* = 360 cm = 3,6 m

Tinggi anak tangga ($Optrade$) = 18 cm

Lebar anak tangga ($Antrade$) = 30 cm

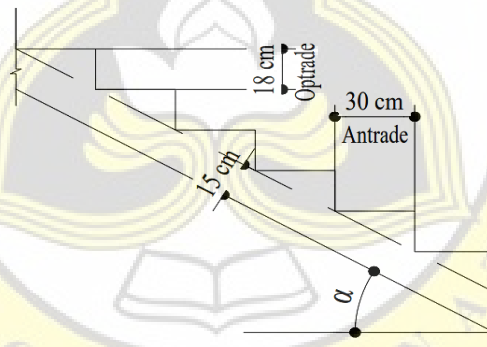
d_s = 2 cm

d = 15 - 2 - 0,6 = 12,4

α = $\tan^{-1} \left(\frac{18}{30} \right) = 30,964^\circ$

$\cos \alpha$ = 0,857

Ilustrasi perencanaan *flight area* dapat dilihat pada Gambar 4.14.



Gambar 4.14 Ilustrasi Data Perhitungan Tangga

Pembebanan *flight area*

a. Beban mati (DL) pada *flight area* dijabarkan seperti dibawah ini:

Pelat tangga (15 cm) = $\frac{0,15 \times 2400}{0,85}$ = 422,95 kg/m²

Urugan pasir (5 cm) = 1800 kg/m³ × 0,05 m = 90 kg/m²

Adukan semen (2 cm) = 21 kg/m³ × 0,02 m = 42 kg/m²

Keramik (1 cm) = 24 kg/m²/cm = 24 kg/m²

$W_{\text{anak tangga}}$ = $\frac{\frac{1}{2} \times 0,180 \times 0,3 \times 2400}{0,3}$ = 216 kg/m² +

Total DL = 794,95 kg/m²



- b. Beban hidup (*LL*) pada *flight area* telah ditentukan yaitu sebesar 300 kg/m^2 .
c. Total beban terkombinasi pada *flight area* adalah sebagai berikut:

$$W_{u1} = \text{Lebar tangga} \times (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$
$$= 1,65 \times (1,2 (794,95) + 1,6 (300)) = 2054,001 \text{ kg/m} = 20,54 \text{ kN/m}$$

Pembebanan area bordes

- a. Beban mati (*DL*) area bordes dijabarkan seperti dibawah ini:

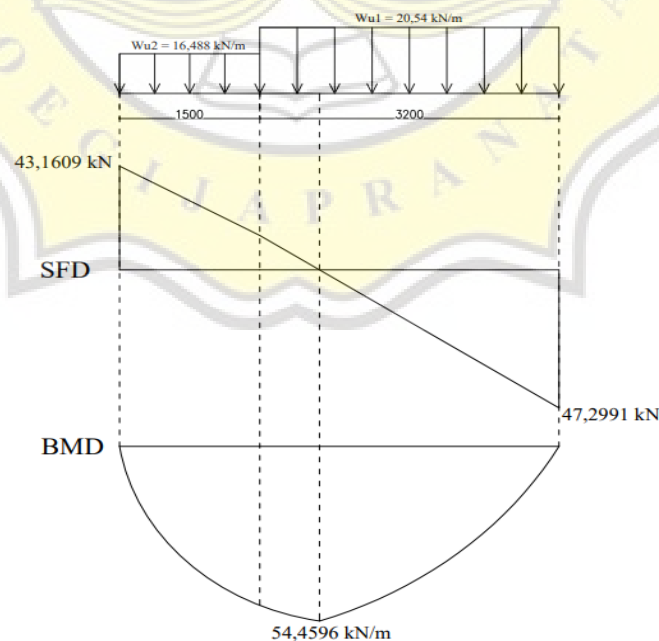
Pelat bordes (15 cm)	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,15 \text{ m}$	$= 360$	kg/m^2
Urugan pasir (5 cm)	$= 1800 \text{ kg/m}^3 \times 0,05 \text{ m}$	$= 90$	kg/m^2
Adukan semen (2 cm)	$= 21 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$	$= 42$	kg/m^2
Keramik (1 cm)	$= 24 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$	$= 24$	$\text{kg/m}^2 +$
Total <i>DL</i>			$= 516 \text{ kg/m}^2$

- b. Beban hidup (*LL*) area bordes telah ditentukan yaitu sebesar 300 kg/m^2 .
c. Total beban gabungan untuk area bordes dijabarkan seperti dibawah ini:

$$W_{u2} = \text{Lebar tangga} \times (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$
$$= 1,5 \times (1,2 (516) + 1,6 (300)) = 1648,8 \text{ kg/m} = 16,488 \text{ kN/m}$$

Diagram geser dan momen yang terjadi pada tangga

Berikut ini merupakan diagram geser maksimum dan momen maksimum tangga akan diperlihatkan pada Gambar 4.15.



Gambar 4.15. Diagram Geser dan Momen Pada Tangga.



Menghitung kapasitas geser

Dapat dilihat diatas pada Gambar 4.15. nilai $V_u = 47,2991$ kN. Kapasitas geser beton tangga dilakukan pemeriksaan seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24,9} \times 1500 \times 124 \\ &= 116.017,267 \text{ N} = 116,0173 \text{ kN} > V_u (47,29919 \text{ kN}) \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

Momen Lentur

a. Tulangan lentur pada bordes dan *flight*

Dapat dilihat diatas pada Gambar 4.15. nilai $M_u = 54,4596$ kNm. Perlu dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan lentur seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times 0,925 \times d} \\ &= \frac{54,4596 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times 0,925 \times 124} = 1256,0856 \text{ mm}^2 \\ A_{smin} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1500 \times 150 = 405 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka gunakan tulangan 10 D13 ($A_s = 1326,65 \text{ mm}^2$).

b. Tambahan tulangan lentur terletak di pertemuan bordes dan *flight*

Dalam perhitungan ini, penentuan nilai M_u adalah 20%. Perhitungan untuk tulangan ekstra seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned}M_u &= 0,2 \times M_u \\ &= 0,2 \times 54,4596 = 10,892 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times 0,925 \times d} \\ &= \frac{10,892 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times 0,925 \times 124} = 251,219 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Nilai $A_s (251,219 \text{ mm}^2) < A_{smin} (405 \text{ mm}^2)$ maka menggunakan A_{smin} .

Gunakan tulangan 4 D13 ($A_s = 530,66 \text{ mm}^2$).

c. Tulangan lentur pada arah melintang

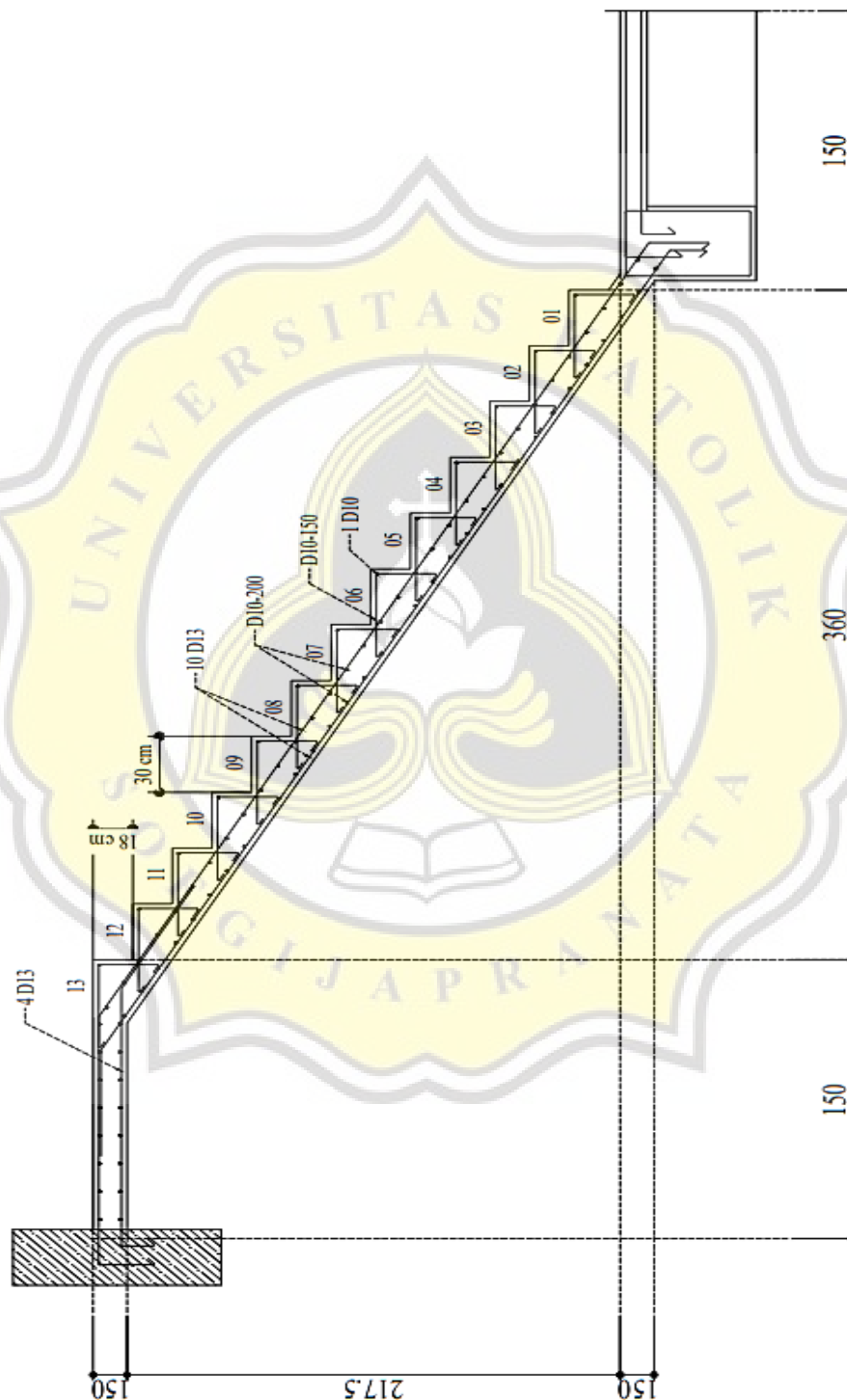
A_{smin} digunakan untuk perhitungan tulangan lentur pada arah melintang.

$$A_{smin} = 0,0018 \times b \times h = 0,0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2$$

Dengan perhitungan yang ada, digunakanlah konfigurasi tulangan 4 D10 untuk



setiap meter atau tulangan D10 – 200 mm ($A_s = 314,2857 \text{ mm}^2$) Gambar penulangan tangga akan diperlihatkan pada Gambar 4.16.



Gambar 4.16 Penulangan Tangga



4.9. Perhitungan *Tie Beam*

Data yang diperlukan untuk menghitung tulangan *tie beam* sebagai berikut:

$$b = 600 \text{ mm} = 23,46 \text{ in}$$

$$h = 900 \text{ mm} = 35,46 \text{ in}$$

$$d' = 74,5 \text{ mm} = 2,94 \text{ in}$$

$$ds = 50 \text{ mm} = 1,97 \text{ in}$$

$$d = 825 \text{ mm} = 32,51 \text{ in}$$

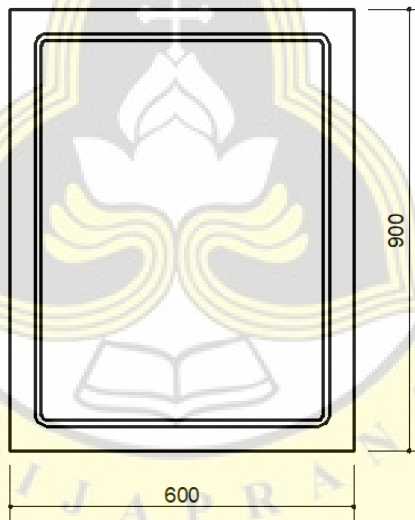
$$f_c' = 24,9 \text{ MPa} = 3.611,45 \text{ psi}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa} = 60.915,96 \text{ psi}$$

$$P_{kolom} = 1098,7626 \text{ kN}$$

$$M_{ukolom} = 153,66174 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 178,62 \text{ kN.m}$$



Gambar 4.17 Sketsa Penampang *Tie Beam*

$$\begin{aligned} \text{Momen defleksi } (M_D) &= \frac{1}{15} \times P_u \times l \\ &= \frac{1}{15} \times 1098,7626 \times 10 \\ &= 788,3701 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen total } (M_u) &= M_u \text{ kolom} + M_D \\ &= 153,66174 + 421,2228 \\ &= 886,1701 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Perhitungan untuk struktur *tie beam* akan diuraikan seperti dibawah ini:

a. Perhitungan persentase tulangan baja longitudinal

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left(\frac{87.000}{87.000 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 3611,45}{60915,96} \left(\frac{87.000}{87.000 + 60915,96} \right) \\ &= 0,0258\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0258 \\ &= 0,0193\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min1} &= \frac{3 \sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{3 \sqrt{3611,45}}{60915,96} \\ &= 0,00296\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min2} &= \frac{200}{60915,96} \\ &= 0,00328\end{aligned}$$

Gunakan nilai yang sesuai yaitu $\rho_{min} = 0,00296$.

b. Perhitungan luas tulangan longitudinal (tumpuan)

$$M_u = 886,1701 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 653,6036 \text{ lb.ft-k}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 653,6036 \times 1000)}{0,9 \times 23,46 \times 32,51^2} \\ &= 348,9036 \text{ psi}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{\beta f_c'}} \\ &= \frac{0,85 \times 3611,45}{60915,96} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (348,9036)}{0,85 \times 3611,45}} \\ &= 0,0061\end{aligned}$$

Nilai perhitungan diatas menunjukkan $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ sehingga digunakan nilai

$\rho = 0,0061$.



$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0061 \times 23,46 \times 32,51 \\ &= 4,0317 \text{ in}^2 = 3022,2981 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Balok *tie beam* (600/900) menggunakan tulangan 8D22 dengan A_s tulangan = 3042,29 mm².

c. Perhitungan luas tulangan longitudinal (lapangan)

$$\begin{aligned}M_u &= 886,1701 \text{ kN.m} \\ M_u &= 653,6036 \text{ lb.ft-k} \\ R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 653,6036 \times 1000)}{0,9 \times 23,46 \times 32,51^2} \\ &= 348,9036 \text{ psi} \\ \rho &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{\beta f_c'}} \\ &= \frac{0,85 \times 3611,45}{60915,96} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (348,9036)}{0,85 \times 3611,45}} \\ &= 0,0061\end{aligned}$$

Nilai perhitungan diatas menunjukkan $\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$ sehingga digunakan nilai $\rho = 0,0061$.

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0061 \times 23,46 \times 32,51 \\ &= 4,0317 \text{ in}^2 = 3022,2981 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Balok *tie beam* (600/900) menggunakan tulangan 8D22 dengan A_s tulangan = 3022,2981 mm².

d. Perhitungan kebutuhan tulangan geser

$$\begin{aligned}V_u &= 178,62 \text{ kN} \\ &= 40155,832 \text{ lb}\end{aligned}$$

Melakukan cek keperluan tulangan sengkang

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,85 \times 2 \times \sqrt{f_c'} \times b \times h \\ &= 0,85 \times 2 \times \sqrt{3611,45} \times 23,46 \times 35,46 \\ &= 78503,16 \text{ lb}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\frac{1}{2}\phi V_c &= \frac{1}{2} \times 78503,16 \\ &= 39251,58 \text{ lb}\end{aligned}$$

Nilai dari $\frac{1}{2}\phi V_c = 39251,58 \text{ lb} < V_u = 40155,832 \text{ lb}$, balok perlu perhitungan kebutuhan tulangan sengkang.

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{0,85} \\ &= \frac{78503,16 - 39251,58}{0,85} \\ &= 45114,5035 \text{ lb}\end{aligned}$$

Gunakan sengkang 3 kaki diameter 0,512 in (13 mm)

$$A = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,512^2 = 0,20613 \text{ in}^2$$

$$\begin{aligned}s_1 &= \frac{\text{jumlah kaki} \times \text{luas tulangan} \times d \times f_y}{V_s} \\ &= \frac{3 \times 0,20613 \times 32,51 \times 60915,96}{45114,5035} = 27,1413 \text{ in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s_2 &= \frac{\text{jumlah kaki} \times \text{luas tulangan} \times f_y}{50 \times b} \\ &= \frac{3 \times 0,20613 \times 60915,96}{50 \times 23,46} = 31,8698 \text{ in}\end{aligned}$$

Nilai $V_s = 45114,5035 \text{ lb} < 4\sqrt{f_c'} \times b \times d = 184713,3176 \text{ lb}$, sehingga jarak maksimal sesuai syarat yaitu $d/2$ atau kurang dari 24 in.

Jarak maksimal $\frac{d}{2}$ atau $< 24 \text{ in}$.

$$s_{\max} \frac{d}{2} = \frac{32,51}{2} = 16,2525 \text{ in}$$

$$\begin{aligned}s_{\text{pakai}} &= 16,2525 \text{ in} \\ &= 412,8135 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sengkang tertutup pada *tie beam* dipasang dengan jarak maksimum tidak lebih dari 300 mm (BSN, 2019). Gunakan tulangan sengkangn *tie beam* 3 kaki D13-300 mm.

e. Perhitungan kebutuhan tulangan torsi

Perhitungan tulangan longitudinal yang berfungsi sebagai penahan torsi pada *tie beam* dijabarkan seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned}A_{cp} &= b \times h \\ &= 23,64 \times 35,46\end{aligned}$$



$$\begin{aligned} &= 838,2744 \text{ in}^2 \\ P_{cp} &= 2(b + h) \\ &= 2 \times (23,64 + 35,46) \\ &= 118,2 \text{ in}^2 \\ x_l &= b - 2 \times (ds + 0,25) \\ &= 23,64 - 2 \times (1,97 + 0,25) \\ &= 19,2 \text{ in} \\ y_l &= h - 2 \times (ds + 0,25) \\ &= 35,46 - 2 \times (1,97 + 0,25) \\ &= 21,17 \text{ in} \\ A_{oh} &= x_l \times y_l \\ &= 19,2 \times 21,17 \\ &= 595,584 \text{ in}^2 \\ A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 595,584 \\ &= 506,2464 \text{ in}^2 \\ P_h &= 2 \times (x_l + y_l) \\ &= 2 \times (19,2 + 21,17) \\ &= 100,44 \text{ in} \end{aligned}$$

Tahap selanjutnya adalah melakukan cek pada kekuatan penampang beton (V_c)

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 2 \times \sqrt{4213,35} \times 23,64 \times 32,51 \\ &= 92356,6588 \text{ lb} \end{aligned}$$

Cek syarat pada kecukupan penampang untuk gaya torsi

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_h}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b \times d} + 8\sqrt{f'_c}\right) \times 0,85$$

$$52,2578 \leq 510,8101 \quad \text{OK!}$$

Perhitungan torsi transversal (A_t) berikutnya menggunakan asumsi $\theta = 45^\circ$ untuk penggunaan beton bertulang biasa, untuk nilai $\cot(45) = 1$.

$$\frac{A_t}{s} = 0,00 \frac{\text{in}^2}{\text{in}} / 1 \text{ kaki dari sengkang}$$



$$\begin{aligned} A_{l\min} &= \left| \left(\frac{5 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cp}}{f_y} \right) - \left(\frac{A_t}{s} \times P_h \times \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \right| \\ &= \left| \left(\frac{5 \times \sqrt{3611,45} \times 838,2744}{60915,96} \right) - \left(0,00 \times 100,44 \times \frac{60915,96}{60915,96} \right) \right| \\ &= 4,1349 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

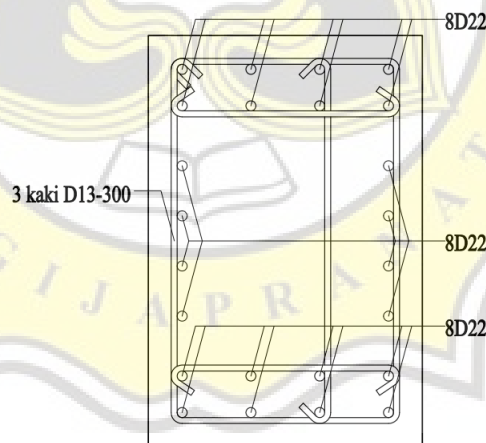
$A_t = 4,1349 \text{ in}^2$, sehingga mencoba menggunakan tulangan diameter 22 mm = 0,8668 in.

$$\begin{aligned} A_{tul} &= 0,25 \times 3,14 \times D22^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 0,8668^2 \\ &= 0,5903 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_t}{A} \\ &= \frac{4,1349}{0,5903} \\ &= 8 \text{ batang} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, tulangan longitudinal menggunakan 8 D22 untuk menahan torsi ($A_s = 4,1349 \text{ in}^2$).

Gambar detail penulangan balok *tie beam* akan diperlihatkan pada Gambar 4.18.



Gambar 4.18 Detail Penulangan *Tie Beam*

4.10. Perhitungan Pondasi *Bored Pile*

Data untuk perhitungan struktur pondasi *bored pile* menggunakan bantuan *output* ETABS 2018 V18.1.0 dengan meninjau nilai maksimal dari keseluruhan *joint reactions* sebagai berikut:

Universitas Katolik Soegijapranata	Alicia Nugraheni	17.B1.0140
Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil	Maria Carmenina	17.B1.0013



$P_u = 956,627 \text{ ton} = 965.345,3 \text{ kg}$
 $M_{ux} = 35.432 \text{ kg.m}$
 $M_{uy} = 50.988 \text{ kg.m}$
 D pondasi = 1 m = 1000 mm
 FK = 1,5
 Kedalaman pondasi = 16 m
 Massa jenis beton = 2,4 ton/m³

Perhitungan untuk struktur pondasi tiang bor sebagai berikut:

Menghitung daya dukung ujung

$q_p = q_e' = 15,75 \text{ ton/m}^2$
 $A_p = \frac{1}{4} \pi D^2$
 $A_p = \frac{1}{4} \pi (1)^2 = 0,785 \text{ m}^2$
 $Q_p = q_p A_p$
 $Q_p = (15,75) (0,785) = 12,364 \text{ ton}$

Menghitung daya dukung selimut

Perhitungan daya dukung selimut dilakukan pada setiap segmen. Diambil pada L segmen 8 m dengan jenis tanah lempung sebagai contoh perhitungan.

$N_{spt} = 7$
 $c_u = 7,14 \text{ t/m}^2$
 $\lambda = 0,6$
 $f_{si} = \alpha c_u = (0,6) (7,14) = 4,284 \text{ ton/m}^2$
 $A_{si} = \pi D h = \pi (1) (8) = 25,12 \text{ m}^2$
 $Q_s = f_{si} A_{si} = (4,284) (25,12) = 107,614 \text{ ton}$

Rekapan perhitungan daya dukung selimut pada setiap segmen akan diperlihatkan pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24 Rekapan Daya Dukung Selimut Segmen

L segmen (m)	Jenis	Nspt	c_u (t/m ²)	λ	f_{si} (t/m ²)	A_{si} (m ²)	Q_s (ton)
8	Lempung	7	7,14	0,6	4,284	25,12	107,614
4,4	Pasir	33	-	-	10,83	13,82	149,627
1	Lempung	60	15,3	0,4	6,12	3,14	19,217
3,4	Pasir	60	-	-	15,75	10,68	168,147

$\Sigma Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4}$

$\Sigma Q_s = 107,614 + 149,627 + 19,217 + 168,147 = 444,605 \text{ t/m}$



Menghitung daya dukung ultimit

$$Q_u = Q_p + \sum Q_s - W_p = 12,364 + 444,605 - 2,4 = 456,969 \text{ ton} = 456.968,9 \text{ kg}$$

Menghitung daya dukung ijin

$$Q_a = \frac{Q_u}{FK} = \frac{456,969}{1,5} = 304,646 \text{ ton} = 304.645,9 \text{ kg}$$

Menghitung jumlah tiang bor (n_p)

$$n_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{965.345,3}{304.645,9} = 3,1392 \approx 4 \text{ buah}$$

Menghitung efisiensi kelompok tiang bor (E_g)

$$\text{Jarak antartiang bor minimum} = 3,5 D_{TP}$$

$$\text{Jarak minimum bagian tepi kelompok tiang ke as tiang bor} = 1D_{TP} = 1.000 \text{ mm}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{D}{s}\right) = \arctg\left(\frac{1000}{2,5(1.000)}\right) = 21,80^\circ$$

$$m = \text{jumlah tiang dalam 1 kolom} = 2 \text{ tiang}$$

$$n = \text{jumlah tiang dalam 1 baris} = 2 \text{ tiang}$$

$$E_g = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] = 1 - 21,8 \left[\frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90(2)(2)} \right] = 0,75776$$

Menghitung daya dukung vertikal kelompok tiang

Nilai dari daya dukung vertikal kelompok tiang (P_g) dapat menahan beban aksial akibat reaksi pembebanan struktur pada kolom ($P_g > P_u$)

$$P_g = E_g n_p P_a = (0,75776) (4) (304.645,9) = 1.385.094,91 \text{ kg}$$

$$P_g (= 1.385.094,91 \text{ kg}) > P_u (= 965.345,3 \text{ kg}) \quad \dots \text{ OK!}$$

Menghitung beban maksimum tiang dalam kelompok tiang

$$x_{max} = \text{jarak tiang pada sumbu x terjauh dari as kolom (m)}$$

$$x_{max} = 0,5 \frac{2,5D}{1000} = 0,5 \frac{(2,5)(1.000)}{1.000} = 1,25 \text{ m}$$

$$y_{max} = \text{jarak tiang pada sumbu y terjauh dari as kolom (m)}$$

$$y_{max} = 0,5 \frac{2,5D}{1000} = 0,5 \frac{(2,5)(1.000)}{1.000} = 1,25 \text{ m}$$

$$n_x = \text{jumlah tiang dalam satu baris pada sumbu x} = 2 \text{ tiang}$$

$$n_y = \text{jumlah tiang dalam satu baris pada sumbu y} = 2 \text{ tiang}$$

$$\sum x^2 = (\text{jumlah baris tiang pada arah x}) (n_x) (x_{max}^2)$$

$$\sum x^2 = (2) (2)(1,25^2) = 6,25 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = (\text{jumlah baris tiang pada arah y}) (n_y) (y_{max}^2)$$



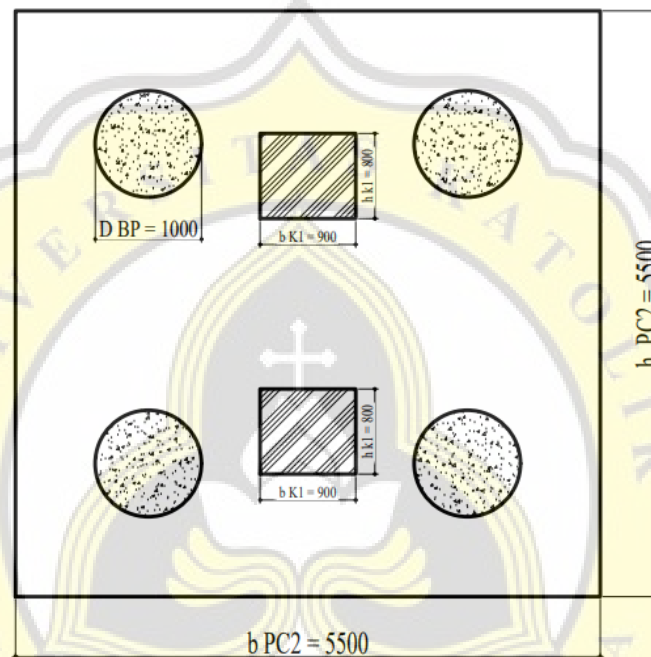
$$\Sigma y^2 = (2) (2) (1,25^2) = 6,25 \text{ m}^2$$

$$P_{max} = \frac{P_u}{n_p} + \frac{M_y x_{max}}{n_y \Sigma x^2} + \frac{M_x y_{max}}{n_x \Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{965.345,3}{4} + \frac{(50.988) (1,25)}{(2) (6,25^2)} + \frac{(35.432) (1,25)}{(2) (6,25^2)} = 239.171 \text{ kg}$$

$$P_{max} (= 239.171 \text{ kg}) < P_a (= 304.645,9 \text{ kg}) \quad \dots \text{OK!}$$

Untuk gambar konfigurasi kelompok tiang akan diperlihatkan pada Gambar 4.19.



Gambar 4.19 Konfigurasi Kelompok Tiang

Perhitungan tulangan longitudinal

Menghitung eksentrisitas penampang

$$M_u = \frac{(M_{ux} + M_{uy})}{\text{Jumlah pondasi dalam satu pile cap}}$$

$$M_u = \frac{(35.432 + 50.988)}{4} = 21,605 \text{ ton.m}$$

$$P_u = \frac{P_u}{\text{Jumlah pondasi dalam satu pile cap}}$$

$$P_u = \frac{956,627}{4} = 239,157 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{21,605}{239,157} = 0,09034 \text{ m} = 90,34 \text{ mm}$$



Menghitung gaya aksial nominal yang dibutuhkan

$$P_n \text{ perlu} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{956,345}{0,75} = 1.275,502 \text{ ton}$$

Menghitung luas penampang pondasi

$$A_g = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi (1.000)^2 = 785.398,16 \text{ mm}^2$$

$$\rho = 0,01$$

$$A_s = \rho \frac{1}{4} \pi d^2 = 0,01 \frac{1}{4} \pi (1.000)^2 = 7.853,98 \text{ mm}^2$$

Menghitung kebutuhan tulangan

$$A_{s \text{ tul}} = \frac{1}{4} \pi (d_{\text{tul}})^2 = \frac{1}{4} \pi (29)^2 = 660,185 \text{ mm}^2$$

Menghitung jumlah kebutuhan tulangan

$$n = \frac{A_s}{A_{s \text{ tul}}} = \frac{7.853,98}{660,185} = 11,89 \text{ buah} \approx 12 \text{ buah}$$

Maka, gunakan tulangan longitudinal 12D29

$$A_{st} = n \frac{1}{4} \pi (d_{\text{tul}})^2 = 12 \frac{1}{4} \pi (29)^2 = 7.922,22 \text{ mm}^2$$

Menghitung kekuatan untuk beban aksial minimum

$$\phi P_{n \text{ maks}} = 0,85 \phi [0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + (f_y A_{st})]$$

$$\phi P_{n \text{ maks}} = 0,85 (0,75) [0,85 (29,05) (785.398,16 - 7.922,22) + (420) (7.922,22)]$$

$$\phi P_{n \text{ maks}} = 14.359.787,618 \text{ N} = 14.359,788 \text{ ton}$$

$$P_{n \text{ maks}} (= 14.359,788 \text{ ton}) > P_n (= 1.275,502 \text{ ton}) \quad \dots \text{ OK!}$$

Menghitung kekuatan untuk penampang dalam keadaan seimbang

Tebal dari penampang menuju arah lenturan diambil $0,8h$

$$h_{\text{ekivalen}} = 0,8h = 0,8 (1000) = 800 \text{ mm}$$

Lebar kolom segiempat ekivalen b

$$b = \frac{A_g}{0,8h} = \frac{785.398,16}{0,8 (1000)} = 981,75 \text{ mm}$$

$$d'_{\text{kolom bulat}} = \text{selimut beton} + d \text{ sengkang} + \frac{1}{2} d \text{ tulangan longitudinal}$$

$$d'_{\text{kolom bulat}} = 75 + 13 + \frac{1}{2} (29) = 102,5 \text{ mm}$$

$$d_s = \text{diameter pondasi} - (2 d'_{\text{kolom bulat}})$$

$$d_s = 1000 - (2) (102,5) = 795 \text{ mm}$$

$$d - d' = \frac{2}{3} d_s = \frac{2}{3} (795) = 530 \text{ mm}$$

$$d'_{\text{ekivalen}} = h_{\text{ekivalen}} - \frac{d - d'}{2}$$



$$d'_{ekivalen} = 800 - \left(\frac{530}{2}\right) = 535 \text{ mm}$$

$$d_{ekivalen} = h_{ekivalen} - d'_{ekivalen}$$

$$d_{ekivalen} = 800 - 535 = 265 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = \frac{A_{st}}{2} = \frac{7.922,22}{2} = 3.961,11 \text{ mm}^2$$

$$c_b = \frac{(600 \times d_{ekivalen})}{(600 + f_y)} = \frac{(600 \times 265)}{(600 + 29,05)} = 252,76 \text{ mm}$$

$$a_b = 0,85 c_b = 0,85 (252,76) = 214,85 \text{ mm}$$

Melakukan cek terhadap tegangan tekan, untuk mengetahui dalam keadaan leleh atau belum

$$f_s' = \frac{[0,003 E_s (d' - c_b)]}{d'} = \frac{[0,003 (200.000) (535 - 252,76)]}{535} = 361,53 \text{ MPa}$$

$$f_s' (= 361,53 \text{ MPa}) < f_y (= 420 \text{ MPa}) \dots \text{Tidak Leleh!}$$

Gunakan $f_s' = 420 \text{ MPa}$.

Menghitung gaya aksial nominal pada kondisi seimbang (P_{nb})

$$P_{nb} = (0,85 f_c' a_b b) + (A_s' f_s') - (A_s' f_y)$$

$$P_{nb} = (0,85 \times 29,05 \times 214,85 \times 981,75) + (3.961,11 \times 420) - (3.961,11 \times 420)$$

$$P_{nb} = 5.208.364,024 \text{ N} = 520,836 \text{ ton}$$

Menghitung momen nominal pada kondisi seimbang (M_{nb})

$$M_{nb} = \left[(0,85 f_c' a_b b) \times \left(\frac{h_{ekivalen}}{2} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$M_{nb} = \left[(0,85 \times 29,05 \times 214,85 \times 981,25) \times \left(\frac{800}{2} - \frac{214,85}{2} \right) \right]$$

$$M_{nb} = 1.523.051.091 \text{ N.mm} = 152,305 \text{ ton.m}$$

Eksentrisitas pada kondisi seimbang

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1.523.051.091}{5.208.364,024} = 292,42 \text{ mm}$$

Menghitung kekuatan nominal maksimum pada penampang ($P_n = P_o$) yang dibebani konsentris

$$P_o = 0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + (f_y A_{st})$$

$$P_o = 0,85 \times 29,05 (785.398,16 - 7.922,22) + (420 \times 7.922,22)$$

$$P_o = 22.026.057,19 \text{ N} = 2.202,606 \text{ ton}$$

$$P_t = A_{st} f_y$$



$$P_t = 7.922,22 \times 420 = 3.327.332,4 \text{ N} = 332,733 \text{ ton}$$

Melakukan pemeriksaan kekuatan menggunakan diagram interaksi pondasi

$$\frac{M_u}{\phi} (= \frac{21,605}{0,75} = 28,807 \text{ ton.m}) < M_{nb} (= 152,305 \text{ ton.m}) \quad \dots \text{ OK!}$$

$$\frac{P_u}{\phi} (= \frac{239,157}{0,75} = 318,876 \text{ ton}) < P_{nb} (= 520,836 \text{ ton}) \quad \dots \text{ OK!}$$

Menghitung tulangan geser

$$V_u = 22.816,65 \text{ kg} = 22,82 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ perlu}} = \frac{V_u}{\phi} = \frac{22,82}{0,75} = 30,42 \text{ ton} = 29.813,76 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left[1 + \left(\frac{N_u}{14A_g} \right) \right] \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left[1 + \left(\frac{1.774.401}{14 \times 785.000} \right) \right] (1,0) \sqrt{29,05} (981,25) (697,5)$$

$$V_c = 99.266 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ perlu}} = V_{u \text{ perlu}} - V_c = 29.813,76 - 99.266 = -69.452 \text{ N, sehingga tidak diperlukan tulangan sengkang teoritis.}$$

Tulangan sengkang untuk pondasi *bored pile* menggunakan D13-200.

4.11. Perhitungan Struktur *Pile Cap*

$$P_u = 14.546,7074 \text{ kN}$$

$$b \text{ kolom struktur } (b_{kolom}) = 800 \text{ mm}$$

$$h \text{ kolom struktur } (h_{kolom}) = 900 \text{ mm}$$

$$D \text{ pondasi} = 1.000 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = D25$$

$$n_p = 4 \text{ tiang}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

$$h \text{ pile cap } (h_{pc}) = 1.200 \text{ mm}$$

$$d = h_{pc} - c_v - d_{tul} - (0,5 \times d_{tul}) \\ = 1.200 - 75 - 25 - (0,5 \times 25) = 1.087,5 \text{ mm}$$

Menghitung dimensi *pile cap*

Berdasarkan BSN (2019), tebal asumsi kelompok tiang = 1.200 mm > 300 mm

$$\text{Jarak tiang } (s) = 3D = 3 \times 1.000 = 3.000 \text{ mm}$$

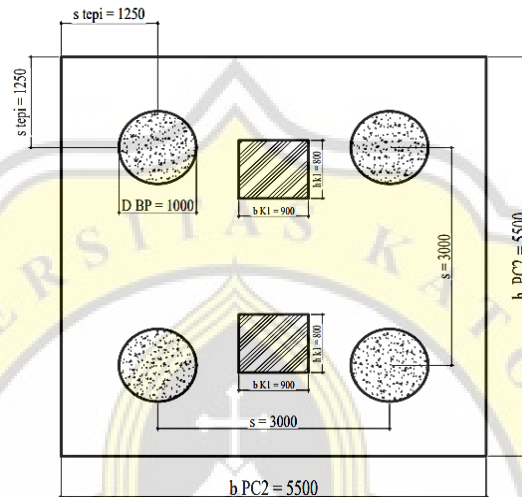


Jarak tiang – tepi = $1D = 1 \times 1.000 = 1.000 \text{ mm} \approx 1.250 \text{ mm}$

Lebar (b_{pc}) = $3.000 + (2 \times 1.250) = 5.500 \text{ mm}$

Panjang (l_{pc}) = $3.000 + (2 \times 1.250) = 5.500 \text{ mm}$

Dimensi untuk komponen pada *pile cap* tipe PC2 akan diperlihatkan pada Gambar 4.20.



Gambar 4.20 Komponen *Pile Cap* PC2

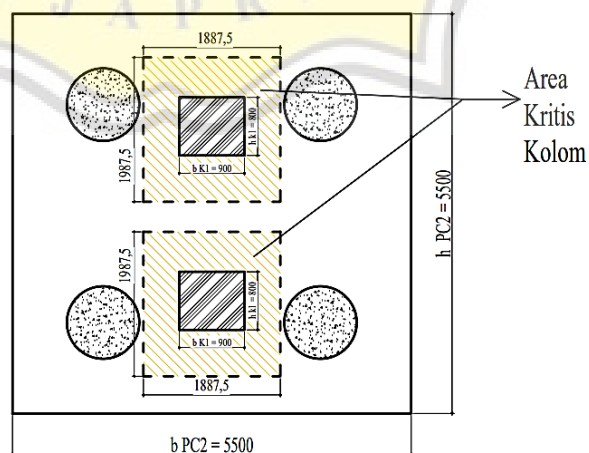
Melakukan perhitungan geser dua arah akibat kolom, sebagai berikut:

$$b_{ox} = b_{kolom} + d = 800 + 1.087,5 = 1.887,5 \text{ mm}$$

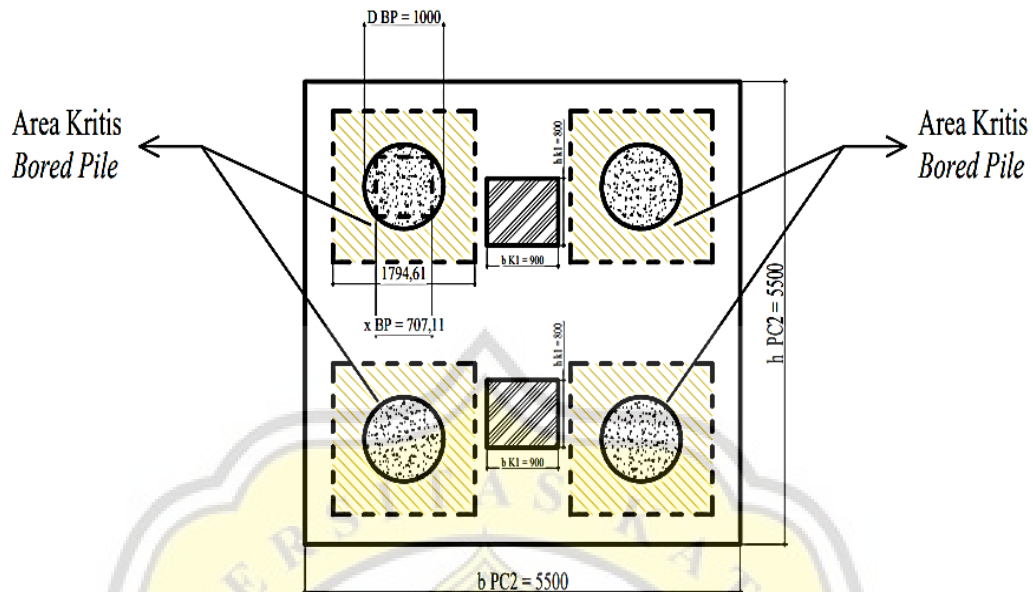
$$b_{oy} = h_{kolom} + d = 900 + 1.087,5 = 1.987,5 \text{ mm}$$

$$b_o = 2 (b_{ox} + b_{oy}) = 2 (1.887,5 + 1.987,5) = 7.750 \text{ mm}$$

Untuk gaya geser dua arah kolom akan diperlihatkan pada Gambar 4.21. Kemudian untuk ilustrasi retak akibat pons 2 arah akan diperlihatkan pada Gambar 4.22.



Gambar 4.21 Area Geser Dua Arah Akibat Kolom



Gambar 4.22 Retak Geser Pons 2 Arah Kelompok Tiang PC2

Menghitung gaya geser akibat kolom

$$V_{uk} = P_u = 14.546,7074 \text{ kN}$$

Menghitung nilai dari kekuatan geser beton seperti dibawah ini:

$$\beta_c = \frac{b_{kolom}}{h_{kolom}} = \frac{800}{900} = 0,89$$

$$\begin{aligned} \phi V_{c1} &= \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12}\right) \\ &= \left(2 + \frac{4}{0,89}\right) \times \left(\frac{\sqrt{29,05} \times 7.750 \times 1.087,5}{12}\right) \\ &= 18.454.292,95 \text{ N} \end{aligned}$$

Berdasarkan BSN (2019), untuk kolom interior menggunakan $a_s = 40$

$$\begin{aligned} \phi V_{c2} &= \left(2 + \frac{a_s d}{b_o}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12}\right) \\ &= \left(2 + \frac{40 \times 1.087,5}{7.750}\right) \times \left(\frac{\sqrt{29,05} \times 7.750 \times 1.087,5}{12}\right) \\ &= 28.818.614,63 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{c3} &= \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{3} \\ &= \frac{\sqrt{29,05} \times 7.750 \times 1.087,5}{3} \\ &= 15.141.983,96 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka kuat geser beton yang digunakan yaitu nilai terkecil yaitu 15.141,9834 kN.



Nilai ϕV_c (15.141,9834 kN) > V_{uk} (14.546,7074 kN) ... **OK!**

Menghitung gaya geser dua arah akibat tiang pondasi

$$\begin{aligned} b_x &= b_{px} + d \\ &= 707,11 + 1.087,5 \\ &= 1794,61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_o &= 4 \times b_x \\ &= 4 \times 1794,61 \\ &= 7.178,44 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung gaya geser pada masing – masing tiang pondasi sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_{ubp} &= \frac{P_u}{np} \\ &= \frac{14.546,7074}{4} = 3.636,6769 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung kekuatan geser beton adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi V_{c1} &= \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12}\right) \\ &= \left(2 + \frac{4}{0,89}\right) \times \left(\frac{\sqrt{29,05} \times 7.178,44 \times 1.087,5}{12}\right) \\ &= 17.093.294,8 \text{ N} \end{aligned}$$

Berdasarkan BSN (2019), untuk kolom interior menggunakan $a_s = 40$

$$\begin{aligned} \phi V_{c2} &= \left(2 + \frac{a_s d}{b_o}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12}\right) \\ &= \left(2 + \frac{40 \times 1.087,5}{7.178,44}\right) \times \left(\frac{\sqrt{29,05} \times 7.178,44 \times 1.087,5}{12}\right) \\ &= 28.260.256,42 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{c3} &= \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{3} \\ &= \frac{\sqrt{29,05} \times 7.178,44 \times 1.087,5}{3} \\ &= 14.025.267,53 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka kuat geser beton yang digunakan yaitu nilai terkecil yaitu 14.025,2676 kN.

ϕV_c (14.025,2676 kN) > V_{ubp} (3.636,6769 kN) ... **OK!**

Menghitung desain lentur

Arah x

$$e_x = 1.050 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned}M_{ux} &= n_x \times e_x \times V_{ubp} \\ &= 2 \times 1.050 \times (3.636,6769 \times 10^3) = 7.637.021.490 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi h_{pc} d^2}$$

$$R_{nx} = \frac{7.637.021.490}{0,9 (5.500)(1.087,5)^2} = 1,3045$$

$$\rho_{perlu} = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = 0,85 \times \frac{29,05}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 (1,3045)}{0,85 (29,05)}} \right) = 0,0032$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \times b_{pc} \times d_{pc} = (0,0032) (5.500) (1.087,5) = 19.140 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 \times b_{pc} \times d_{pc} = 0,0018 (5.500) (1.087,5) = 10.766,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx \text{ pakai}} = 19.140 \text{ mm}^2$$

Arah y

$$e_x = 1.100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}M_{ux} &= n_y \times e_y \times V_{ubp} \\ &= 2 \times 1.100 \times (3.636,6769 \times 10^3) = 8.000.689.180 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi h_{pc} d^2}$$

$$R_{nx} = \frac{5.158.281.040}{0,9 (5.500)(1.087,5)^2} = 1,3667$$

$$\rho_{perlu} = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right)$$

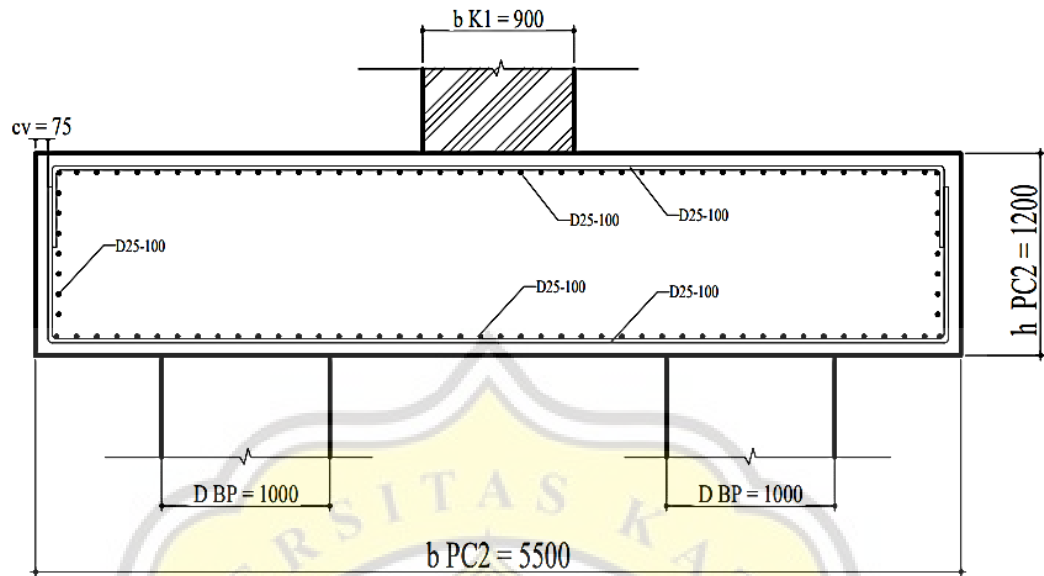
$$\rho_{perlu} = 0,85 \times \frac{29,05}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 (1,3667)}{0,85 (29,05)}} \right) = 0,0034$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \times h_{pc} \times d_{pc} = (0,0034) (5.500) (1.087,5) = 20.336,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 \times h_{pc} \times d_{pc} = 0,0018 (5.500) (1.087,5) = 10.766,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx \text{ pakai}} = 20.336,25 \text{ mm}^2$$

Dimensi *pile cap* untuk arah x dan arah y sama, maka penulangan lentur yang digunakan sama. Tulangan lentur untuk kelompok tiang PC2 menggunakan 40D25 ($A_s = 20.400 \text{ mm}^2$) atau D25–120. Penulangan kelompok tiang PC2 akan diperlihatkan pada Gambar 4.23.



Gambar 4.23 Penulangan Kelompok Tiang PC2

4.11.1. Rekapitulasi tulangan *pile cap*

Melalui cara yang sama, perhitungan diterapkan pada dimensi *pile cap* yang berbeda. Rekap hasil penulangan *pile cap* akan diperlihatkan pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25 Rekapitulasi Penulangan Struktur *Pile Cap*

Type PC	Dimensi PC (m)	Jum. PC	Tebal PC (mm)	f_c' (MPa)	Pu (kN)	Tul. Lentur Arah X	Tul. Lentur Arah Y
PC1	3,5 × 6,5	11	1200	29,05	7.035,12	D25 – 200	D25 – 200
PC2	5,5 × 5,5	4	1200	29,05	14.545,71	D25 – 120	D25 – 120
PC3	6,5 × 13,5	1	1200	29,05	40.314,64	D25 – 100	D25 – 100
PC4	13,5 × 13,5	1	1200	29,05	75.151,37	D25 – 100	D25 – 100