

BAB II PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Perhitungan Data Tanah

Perancangan infrastruktur struktur-geotek ada 2 topik besar, yaitu perancangan struktur atas dan struktur bawah (geotek). Pada perhitungan struktur atas khususnya pada proyek pembangunan hotel enam lantai kawasan daerah kulon progo, dapat dimulai dengan melaksanakan penempatan bore hole pada lokasi pembangunan, yang dapat dilihat pada denah penyelidikan tanah di Lampiran 68 kemudian dilanjutkan perhitungan atau pengolahan data lab tanah yang ada dilokasi pembangunan untuk kesiapan bangunan nantinya, baik pada struktur atas atau struktur bawah. Rekapitulasi hasil pengujian tanah pada bore hole 1 serta 2 dapat dilihat pada Tabel 2.1 dan 2.4. Dan untuk hasil perhitungan analisa butiran pada masing-masing *bore hole* baik di kedalaman 5 atau 10 m, dapat dilihat pada Tabel 2.2; 2.3; 2.5; dan 2.6.

Tabel 2. 1 Rekap Hasil Pengujian Tanah (BH1)

Titik	Kedalaman (m)	Kadar air (%)	Berat Jenis (G)	γ_b (gr/cm ³)	γ_k (gr/cm ³)	Pengujian Geser Langsung	
						T (kg/cm ²)	Θ°
BH1	5,00	25,46	2,75	1,62	1,30	0,01	17,22
	10,00	17,75	2,70	1,59	1,35	0,00	23,89

Tabel 2. 2 Analisa Butiran (BH1) Kedalaman 5m

No.Sieve	Ukuran Butiran (mm)	Berat Tertahan	Berat Lolos	Persen Lolos
4	4,750	0,45	99,55	99,55
10	2,000	0,43	99,12	99,12
20	0,850	24,49	74,63	74,63
40	0,425	49,84	24,79	24,79
60	0,250	16,71	8,08	8,08
140	0,106	4,36	3,72	3,72
200	0,075	0,36	3,36	3,36
Pan		3,36		

Perhitungan:

Persen lolos saringan No.4 = 99,55 %

Persen lolos saringan No.200 = 3,36 %

Karena butir pasir halus (lolos saringan No.200) kurang dari 5% yaitu 3,36 % maka dapat dikategorikan SW/SP.

$$D_{60} = 0,7$$

$$D_{10} = 0,285$$

$$D_{30} = 0,485$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,7}{0,285} = 2,4561 < 6$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0,485)^2}{0,285 \times 0,7} = 1,1791 \text{ (di antara 1 dan 3).}$$

Berdasarkan hasil C_u dan C_c dapat disimpulkan bahwa klasifikasi tanah BH1(5 m) adalah pasir gradasi buruk (SP).

Tabel 2. 3 Analisa Butiran (BH1): Kedalaman 10 m

No.Sieve	Ukuran Butiran (mm)	Berat Tertahan	Berat Lolos	Persen Lolos
4	4,750	1,29	98,71	98,71
10	2,000	25,90	72,81	72,81
20	0,850	34,94	37,87	37,87
40	0,425	17,26	20,61	20,61
60	0,250	8,60	12,01	12,01
140	0,106	6,29	5,72	5,72
200	0,075	1,13	4,59	4,59
Pan		4,59		

Perhitungan:

Persen lolos saringan No.4 = 98,71 %

Persen lolos saringan No.200 = 4,59 %

Karena butir pasir halus (lolos saringan No.200) kurang dari 5% yaitu 4,59 %, maka dapat dikategorikan SW/SP.

$$D_{60} = 0,7$$

$$D_{10} = 0,2$$

$$D_{30} = 0,650$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1,5}{0,2} = 7,5 > 6$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0,650)^2}{0,2 \times 1,5} = 1,4083 \text{ (diantara 1 dan 3)}$$

Berdasarkan hasil C_u dan C_c dapat disimpulkan bahwa klasifikasi tanah BH1 (10 m) adalah pasir gradasi baik (SW).

Tabel 2. 4 Rekap Hasil Pengujian Tanah (BH 2)

Titik	Kedalaman (m)	Kadar air (%)	Berat Jenis (G)	γ_b (gr/cm ³)	γ_k (gr/cm ³)	Pengujian Geser Langsung	
						T (kg/cm ²)	Θ°
BH1	5,00	25,70	2,81	1,61	1,28	0,00	24,40
	10,00	13,81	2,72	1,62	1,43	0,01	25,91

Tabel 2. 5 Analisa Butiran (BH2): Kedalaman 5m

No.Sieve	Ukuran Butiran (mm)	Berat Tertahan	Berat Lolos	Persen Lolos
4	4,750	0,11	00,89	99,89
10	2,000	0,73	99,16	99,16
20	0,850	24,34	74,82	74,82
40	0,425	49,31	25,51	25,51
60	0,250	16,84	8,67	8,67
140	0,106	4,43	4,24	4,24
200	0,075	0,39	3,85	3,85
Pan		3,85		

Perhitungan:

Persen lolos saringan No.4 = 99,89 %

Persen lolos saringan No.200 = 3,85 %

Karena butir pasir halus (lolos saringan No.200) kurang dari 5% yaitu 3,85 % maka dapat dikategorikan SW/SP.

$$D_{60} = 0,7$$

$$D_{10} = 0,285$$

$$D_{30} = 0,485$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,7}{0,285} = 2,4561 < 6$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0,485)^2}{0,285 \times 0,7} = 1,1791 \text{ (di antara 1 dan 3).}$$

Berdasarkan hasil C_u dan C_c dapat disimpulkan bahwa klasifikasi tanah BH2 (5 m) adalah pasir gradasi buruk (SP).

Tabel 2. 6 Analisa Butiran (BH2): Kedalaman 10 m

No.Sieve	Ukuran Butiran (mm)	Berat Tertahan	Berat Lolos	Persen Lolos
4	4,750	0,31	99,69	99,69
10	2,000	22,15	77,54	77,54
20	0,850	35,75	41,79	41,79
40	0,425	19,71	22,08	22,08
60	0,250	9,57	12,41	12,51
140	0,106	6,54	5,97	5,97
200	0,075	0,92	5,05	5,05
Pan		5,05		

Perhitungan:

$$\text{Persen lolos saringan No.4} = 99,69 \%$$

$$\text{Persen lolos saringan No.200} = 5,05 \%$$

Karena butir pasir halus (lolos saringan No.200) kurang dari 5% yaitu 4,59 % maka dapat dikategorikan SW/SP.

$$D_{60} = 1,5$$

$$D_{10} = 0,195$$

$$D_{30} = 0,580$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1,5}{0,195} = 7,6923 > 6$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0,580)^2}{0,195 \times 1,5} = 1,1501 \text{ (di antara 1 dan 3).}$$

Berdasarkan hasil C_u dan C_c dapat disimpulkan bahwa klasifikasi tanah BH2 (10m) adalah pasir gradasi baik (SW).

Berdasarkan perhitungan analisis butiran pada *bore hole* (BH) 1 dan 2, sehingga dapat di rekapitulasi perhitungan jenis tanah tersebut yang dapat dilihat pada Tabel 2.7 dan 2.11. Dan referensi untuk perhtiuangan jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 2.8 dan 2.10. Serta rekapitulasi kelas situs tanah pada titik BH 1 dan BH 2, dapat dilihat pada Tabel 2.9 dan 2.12.

Tabel 2. 7 Rekapitulasi Perhitungan Jenis Tanah pada BH 1

kedalaman(m)	N	Cb	Cs	Cr	Em(cathead)	N60	kedalaman	G	e	γ_b (kn/m3)	γ_w	ysat	γ'	σ'_v	or	CN	N'60	Jenis tanah
2	6	1	1	1	0,5	5	0 sampai 2	2,75	0,66	16,2	9,8	20,11	10,31	32,40	100	1,51	8	Lepas
4	21	1	1	1	0,5	18	2 sampai 4	2,75	0,66	16,2	9,8	20,11	10,31	64,80	100	1,21	21	Sedang
6	27	1	1	1	0,5	23	4 sampai 6	2,75	0,66	16,2	9,8	20,11	10,31	97,20	100	1,01	23	sedang
8	41	1	1	1	0,5	34	6 sampai 8	2,7	0,66	15,9	9,8	19,81	10,01	129,00	100	0,87	30	sedang
10	43	1	1	1	0,5	36	8 sampai 10	2,7	0,66	15,9	9,8	19,81	10,01	160,80	100	0,77	27	sedang
12	43	1	1	1	0,5	36	10 sampai 12	2,7	0,66	15,9	9,8	19,81	10,01	180,82	100	0,71	26	sedang
14	45	1	1	1	0,5	38	12 sampai 14	2,7	0,66	15,9	9,8	19,81	10,01	212,62	100	0,64	24	Sedang
16	17	1	1	1	0,5	14	14 sampai 16	2,7	0,66	15,9	9,8	19,81	10,01	232,64	100	0,60	10	Lepas
18	16	1	1	1	0,5	13	16 sampai 18	2,7	0,66	15,9	9,8	19,81	10,01	252,67	100	0,57	10	Lepas
20	26	1	1	1	0,5	22	18 sampai 20	2,7	0,66	15,9	9,8	19,81	10,01	272,69	100	0,54	12	Sedang
22	30	1	1	1	0,5	25	20 sampai 22	2,75	0,66	16,2	9,8	20,11	10,31	293,31	100	0,51	13	Sedang
24	24	1	1	1	0,5	20	22 sampai 24	2,75	0,66	16,2	9,8	20,11	10,31	313,93	100	0,48	10	Lepas
26	52	1	1	1	0,5	43	24 sampai 26	2,7	0,66	15,9	9,8	19,81	10,01	333,95	100	0,46	20	Sedang
28	55	1	1	1	0,5	46	26 sampai 28	2,7	0,66	15,9	9,8	19,81	10,01	353,97	100	0,44	20	Sedang
30	55	1	1	1	0,5	46	28 sampai 30	2,7	0,66	15,9	9,8	19,81	10,01	373,99	100	0,42	19	Sedang

Keterangan: Cb = koreksi diam *borehole*

Cs = koreksi *rod length*

Cr = koreksi *sampling method*

Em = *hammer efficiency*

N60 = koreksi alat

CN = overburden pressure

N'60 = koreksi alat terhadap tekanan overburden

Contoh Perhitungan (kedalaman 0 sampai 2)

$$N_{60} = \left(\frac{Em \times Cr \times Cs \times Cb}{0,6} \right) \times N = \left(\frac{0,5 \times 1 \times 1 \times 1}{0,6} \right) \times 6 = 5$$

$$e = \left(\frac{G \times \gamma_w}{\gamma_b} \right) - 1 = \left(\frac{2,75 \times 9,81}{16,2} \right) - 1 = 0,66$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \left(\frac{e+G}{1+e} \right) \times \gamma_w = \left(\frac{0,66+2,75}{1+0,66} \right) \times 9,8 = 20,11$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 20,11 - 9,8 = 10,31$$

$$\sigma'_v = d \times \gamma_b = 2 \times 16,2 = 32,4 \text{ kN/m}^3$$

$$C_N = \left(\frac{2}{1 + \frac{\sigma'_v}{\sigma_r}} \right) = \left(\frac{2}{1 + \frac{32,4}{100}} \right) = 1,51$$

$$N_{60} = C_N \times N_{60} = 1,51 \times 5 = 8$$

Tabel 2. 8 Jenis-Jenis Kepadatan Relatif

Relative density	SPT N-values	Friction angle ϕ (degree)
Very loose	< 4	25-30
Loose	4-10	27-32
Medium dense	10-30	30-35
Dense	30-50	35-40
Very dense	> 50	38-43

(Sumber: *Mayerhof, 1956*)

Berdasarkan pada Tabel tersebut dan nilai N'_{60} telah dihitung maka dapat di klasifikasikan pada kedalaman 0 – 2 m adalah jenis tanah lepas.

Tabel 2. 9 Rekapitulasi Perhitungan Kelas Situs pada Titik BH1

Kedalaman(m)	N	Cb	Cs	Cr	Em (cathead)	N60	Tebal (d)	N'	Vs (dikmen)	Vs'
0 sampai 2	8	1	1	1	0,5	6	2	0,2648	142	0,0141
2 sampai 4	21	1	1	1	0,5	18	2	0,0942	200	0,0100
4 sampai 6	23	1	1	1	0,5	19	2	0,0876	205	0,0098
6 sampai 8	30	1	1	1	0,5	25	2	0,0670	224	0,0089
8 sampai 10	27	1	1	1	0,5	23	2	0,0728	218	0,0092
10 sampai 12	26	1	1	1	0,5	21	2	0,0784	213	0,0094
12 sampai 14	24	1	1	1	0,5	20	2	0,0834	208	0,0096
14 sampai 16	10	1	1	1	0,5	8	2	0,2000	156	0,0128
16 sampai 18	10	1	1	1	0,5	8	2	0,2000	156	0,0128
18 sampai 20	12	1	1	1	0,5	10	2	0,1720	164	0,0122
20 sampai 22	13	1	1	1	0,5	11	2	0,1573	169	0,0118
22 sampai 24	10	1	1	1	0,5	8	2	0,2070	154	0,0130
24 sampai 26	20	1	1	1	0,5	17	2	0,1001	196	0,0102
26 sampai 28	20	1	1	1	0,5	17	2	0,0990	197	0,0102
28 sampai 30	19	1	1	1	0,5	16	2	0,1034	194	0,0103
						SUM	30	1,9871		0,1642

Contoh perhitungan kedalaman 0-2 m:

$$N_{60} = \left(\frac{EmxCrxCsxCb}{0,6} \right) \times N = \left(\frac{0,5 \times 1 \times 1 \times 1}{0,6} \right) \times 8 = 6$$

$$N' = \left(\frac{d}{N} \right) = \left(\frac{2}{7,553} \right) = 0,2648$$

$$V_s = 73 \times N^{0,33} = 73 \times (7,553)^{0,33} = 142$$

$$V_s' = \left(\frac{d}{V_s} \right) = \left(\frac{2}{142} \right) = 0,0141$$

Selanjutnya setelah menghitung dengan cara yang sama sampai kedalaman 30 m, maka dilanjutkan dengan menghitung ΣN dan V_s rata-rata.

$$\Sigma N = \left(\frac{30}{1,9871} \right) = 15,09$$

$$\bar{V}_s = \frac{30}{0,1642} = 183 \text{ m/s}$$

Tabel 2. 10 Klasifikasi Kelas Situs

Klasifikasi Site	\bar{V}_s (m/dt)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :			
<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa 			

Berdasarkan Tabel 2.10 maka kelas situs pada BH1 adalah SD atau Tanah Sedang.

Tabel 2. 11 Rekapitulasi Perhitungan Jenis tanah pada BH2

kedalaman(m)	N	Cb	Cs	Cr	Em(cathead)	N60	kedalaman	G	e	γb(kn/m3)	γw	γsat	γ'	σ'v	σr	CN	N'60	Jenis tanah
2	11	1	1	1	0,5	9	0 sampai 2	2,81	0,71	16,1	9,8	20,17	10,37	32,2	100	1,51	14	Lepas
4	25	1	1	1	0,5	21	2 sampai 4	2,81	0,71	16,1	9,8	20,17	10,37	64,4	100	1,22	25	Sedang
6	44	1	1	1	0,5	37	4 sampai 6	2,72	0,66	16,1	9,8	19,98	10,18	96,6	100	1,02	37	sedang
8	48	1	1	1	0,5	40	6 sampai 8	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	129	100	0,87	35	sedang
10	49	1	1	1	0,5	41	8 sampai 10	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	161,4	100	0,77	31	sedang
12	45	1	1	1	0,5	38	10 sampai 12	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	193,8	100	0,68	26	sedang
14	24	1	1	1	0,5	20	12 sampai 14	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	214,2882	100	0,64	13	Sedang
16	24	1	1	1	0,5	20	14 sampai 16	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	234,7765	100	0,60	12	Lepas
18	26	1	1	1	0,5	22	16 sampai 18	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	255,2647	100	0,56	12	Lepas
20	37	1	1	1	0,5	31	18 sampai 20	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	275,7529	100	0,53	16	Sedang
22	18	1	1	1	0,5	15	20 sampai 22	2,81	0,71	16,1	9,8	20,17	10,37	296,4939	100	0,50	8	Sedang
24	40	1	1	1	0,5	33	22 sampai 24	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	316,9821	100	0,48	16	Lepas
26	52	1	1	1	0,5	43	24 sampai 26	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	337,4703	100	0,46	20	Sedang
28	55	1	1	1	0,5	46	26 sampai 28	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	357,9586	100	0,44	20	Sedang
30	55	1	1	1	0,5	46	28 sampai 30	2,72	0,65	16,2	9,8	20,04	10,24	378,4468	100	0,42	19	Sedang

Keterangan: Cb = koreksi diam borehole

Cs = koreksi rod length

Cr = koreksi sampling method

Em = hammer efficiency

N60 = koreksi alat

CN = overburden pressure

N'60 = koreksi alat terhadap tekanan overburden

Contoh Perhitungan (kedalaman 0 sampai 2)

$$N_{60} = \left(\frac{Em \times Cr \times Cs \times Cb}{0,6} \right) \times N = \left(\frac{0,5 \times 1 \times 1 \times 1}{0,6} \right) \times 11 = 9$$

$$e = \left(\frac{G \times \gamma_w}{\gamma_b} \right) - 1 = \left(\frac{2,81 \times 9,81}{16,1} \right) - 1 = 0,71$$

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{e+G}{1+e} \right) \times \gamma_w = \left(\frac{0,71+2,81}{1+0,71} \right) \times 9,8 = 20,17$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 20,17 - 9,8 = 10,37$$

$$\sigma'v = d \times \gamma_b = 2 \times 16,1 = 32,2 \text{ kN/m}^3$$

$$CN = \left(\frac{2}{1 + \frac{\sigma'v}{\sigma_r}} \right) = \left(\frac{2}{1 + \frac{32,2}{100}} \right) = 1,51$$

$$N'_{60} = CN \times N60 = 1,51 \times 9 = 14$$

Berdasarkan pada Tabel yang dapat dilihat pada Tabel 2.1.9 dan nilai N'_{60} telah dihitung, maka pada BH2 dapat di klasifikasikan pada kedalaman 0 – 2 m adalah jenis tanah sedang.

Tabel 2. 12 Rekapitulasi Perhitungan Kelas Situs pada Titik BH2

Kedalaman(m)	N	Cb	Cs	Cr	Em(cathead)	N60	tebal	N'	Vs(dikmen)	Vs'
0 sampai 2	14	1	1	1	0,5	12	2	0,1442	174	0,0115
2 sampai 4	25	1	1	1	0,5	21	2	0,0789	212	0,0094
4 sampai 6	37	1	1	1	0,5	31	2	0,0536	241	0,0083
6 sampai 8	35	1	1	1	0,5	29	2	0,0573	236	0,0085
8 sampai 10	31	1	1	1	0,5	26	2	0,0640	227	0,0088
10 sampai 12	26	1	1	1	0,5	21	2	0,0783	213	0,0094
12 sampai 14	13	1	1	1	0,5	11	2	0,1571	169	0,0118
14 sampai 16	12	1	1	1	0,5	10	2	0,1674	166	0,0121
16 sampai 18	12	1	1	1	0,5	10	2	0,1640	167	0,0120
18 sampai 20	16	1	1	1	0,5	14	2	0,1219	184	0,0109
20 sampai 22	8	1	1	1	0,5	6	2	0,2643	142	0,0140
22 sampai 24	16	1	1	1	0,5	13	2	0,1251	182	0,0110
24 sampai 26	20	1	1	1	0,5	17	2	0,1010	196	0,0102
26 sampai 28	20	1	1	1	0,5	17	2	0,0999	196	0,0102
28 sampai 30	19	1	1	1	0,5	16	2	0,1044	193	0,0103
						SUM	30	1,7814		0,1585

Contoh perhitungan kedalaman 0-2 m:

$$N_{60} = \left(\frac{Em \times Cr \times Cs \times Cb}{0,6} \right) \times N = \left(\frac{0,5 \times 1 \times 1 \times 1}{0,6} \right) \times 13,867 = 12$$

$$N' = \left(\frac{d}{N} \right) = \left(\frac{2}{13,867} \right) = 0,1442$$

$$V_s = 73 \times N^{0,33} = 73 \times (13,867)^{0,33} = 174$$

$$V_s' = \left(\frac{d}{V_s} \right) = \left(\frac{2}{174} \right) = 0,0115$$

Selanjutnya setelah menghitung dengan cara yang sama sampai kedalaman 30 m, maka dilanjutkan dengan menghitung ΣN dan V_s rata-rata.

$$\Sigma N = \left(\frac{30}{1,7814} \right) = 16,84$$

$$\overline{V_s} = \frac{30}{0,1585} = 189 \text{ m/s}$$

Berdasarkan Tabel 1.11 maka kelas situs pada BH2 adalah SD atau Tanah Sedang.

2.2 Perhitungan Gording

Dalam perencanaan struktur atas bangunan, khususnya pada bagian atap, perhitungan gording memiliki peran penting dalam menentukan kekuatan dan kestabilan struktur secara keseluruhan. Gording berfungsi sebagai elemen penyangga yang menopang beban dari rangka atap dan menyalurkannya ke struktur utama bangunan. Oleh karena itu, perhitungan yang tepat sangat diperlukan untuk memastikan bahwa gording dapat menahan berbagai beban, seperti beban mati, beban hidup, serta beban angin, demi menjaga keamanan dan daya tahan bangunan dalam jangka panjang.

Diketahui:

Jarak antar gording	= 1850 mm	Profil C 150 x 50 x 25	
Sudut (Θ)	= 30°	I_x	= 2260000 mm ⁴
Jarak antar kuda-kuda	= 4000 mm	I_y	= 230000 mm ⁴
Massa atap (galvalum)	= 12 kg/m ²	Z_x	= 30200 mm ³
Massa plafond	= 20 kg/m ²	Z_y	= 6800 mm ³
Berat gording	= 7 kg/m ²		
Mutu baja (f_y)	= 240 Mpa		
Tiupan angin	= 0,14 kN/ m ²		

Beban Gording

$$\text{Berat sendiri} = \frac{\text{Berat gording}}{100} = 0,07 \text{ kN /m}^2$$

$$\text{Berat atap} = \frac{\text{Jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap} = 0,26 \text{ kN /m}^2$$

$$\text{Berat plafon} = \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond} = 0,37 \text{ kN /m}^2$$

$$\text{Beban mati (dead load)} = 0,70 \text{ kN /m}^2$$

Beban hidup (*live load*) = 1 kN /m²

Rencana Momen Gording

Arah Momen 2 (Y)

$$M. \textit{dead} = \frac{1}{8} q \cos \alpha L^2 = 1,21 \text{ kNm}$$

$$M. \textit{live} = \frac{1}{4} P \cos \alpha L = 0,22 \text{ kNm}$$

Arah Momen 3 (X)

$$M. \textit{dead} = \frac{1}{8} q \sin \alpha \left(\frac{L}{3}\right)^2 = 0,17 \text{ kNm}$$

$$M. \textit{live} = \frac{1}{4} P \sin \alpha \frac{L}{3} = 0,25 \text{ kNm}$$

Kombinasi pembebanan

Kombinasi 1 = 1,4D

Kombinasi 2 = 1,2D + 1,6L

Arah sumbu 2 (Y)

$$\text{Komb 1} = 1,4 \times 1,21 = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\text{Komb 2} = 1,2 \times 1,21 + 1,6 \times 0,22 = 1,79 \text{ kNm}$$

$$\text{Komb Max} = 1,79 \text{ kNm atau } 1793733 \text{ Nmm}$$

Arah sumbu 3 (X)

$$\text{Komb 1} = 1,4 \times 0,17 = 0,24 \text{ kNm}$$

$$\text{Komb 2} = 1,2 \times 0,17 + 1,6 \times 0,25 = 0,61 \text{ kNm}$$

$$\text{Komb Max} = 0,61 \text{ kNm atau } 608903,1 \text{ Nmm}$$

Cek tegangan pada profil C

$$f_b = \frac{M_3 U}{\phi W_3} + \frac{M_2 U}{\phi W_2} \leq f_y, \phi = 0,9$$

$$f_b = 165,48 < 240 \dots \text{ Aman}$$

Cek Defleksi pada gording

$$\Delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI} = 11,46 \text{ mm}$$

$$\Delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{qs \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{ps \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 = 0,80 \text{ mm}$$

$$\Delta = \sqrt{11,46^2 + 0,80^2} < \frac{1}{240} \times 4000 \text{ mm}$$

$$\Delta = 11,49 \text{ mm} < 16,7 \dots \text{Aman}$$

2.3 Perhitungan SAG-ROD

Gaya pada SAG-ROD

$$\begin{aligned} Ft,d &= n \left(\frac{L}{3} \times q \times s \sin \alpha \right) \\ &= 4 \left(\frac{4}{3} \times 0,70 \times s \sin 30^\circ \right) \\ &= 1,8569 \text{ kN} \end{aligned} \quad \begin{aligned} Ft,l &= \frac{n}{2} \times P \times s \sin \alpha \\ &= \frac{4}{2} \times 1 \times s \sin 30^\circ \\ &= 1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} Ft,u &= 1,4 Ft,d \\ &= 1,4 \times 1,8569 \text{ kN} \\ &= 2,5996 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ft,u &= 1,4 Ft,d + 1,6 Ft,l \\ &= 1,4 \times 1,8569 \text{ kN} + 1,6 \times 1 \\ &= 3,8282 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipilih kombinasi pembebanan terbesar yaitu 3,8282 kN.

Luas batang SAG-ROD yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} Asr &= \frac{Ft \times 10^3}{\phi Fy} \\ &= \frac{3,8282 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\ &= 17,724 \text{ kN} \end{aligned}$$

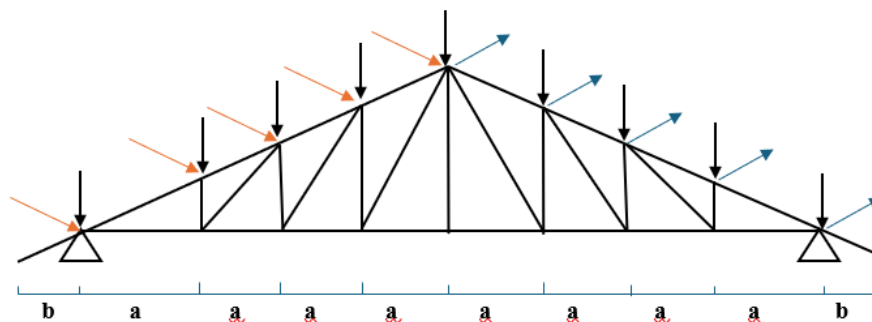
Pengecekan diam yang dibutuhkan SAG-ROD

$$\begin{aligned}
 d &= \sqrt{\frac{Ab}{0,25 \times \pi}} \\
 &= \sqrt{\frac{17,724}{0,25 \times 3,14}} \\
 &= 5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kebutuhan diam SAG-ROD adalah 5 mm, namun karena pada umumnya diam terkecil yang tersedia di pasaran adalah 10 mm, maka digunakan diam 10 mm.

2.4 Perancangan Elemen Kuda-Kuda

Perancangan struktur atap bangunan, elemen kuda-kuda memiliki peran yang sangat vital sebagai penopang utama atap. Kuda-kuda berfungsi menyalurkan beban dari penutup atap ke struktur pendukung bangunan, sehingga kestabilan dan kekuatan elemen ini sangat memengaruhi keseluruhan ketahanan struktur atap. Oleh karena itu, perancangan kuda-kuda yang tepat menjadi hal yang krusial untuk memastikan bahwa elemen tersebut mampu menahan beban-beban seperti beban mati, beban hidup, dan beban angin yang dapat dilihat pada Gambar 2.1. Demi menjaga keamanan dan kenyamanan penghuni serta keawetan bangunan dalam jangka panjang. Sehingga hasil perhitungan perancangan elemen kuda-kuda diproyek pembangunan hotel enam lantai kawasan daerah kulon progo, dapat dilihat pada Tabel 2.13.



Gambar 2. 1 Sketsa Kuda-Kuda

Diketahui:

$$a = 1,6 \text{ m}$$

$$l = 4 \text{ m}$$

$$C_{ti} \text{ (angin datang)} = 0,2$$

$$C_{is} \text{ (angin pergi)} = -0,6$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$Q_w = 0,12 \text{ kN/m}^2$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h/l = 1,155$$

$$\theta = 30^\circ$$

Ditentukan Perhitungan Beban Angin:

- Beban Angin (Angin datang)

- Beban W1:

$$= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w$$

$$= \frac{\left(\frac{1,6}{2} + 1\right)}{\cos 30} \times 0,2 \times 4 \times 0,14 = 1,31 \text{ kN}$$

- Beban W2:

$$= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w$$

$$= \frac{1,6}{\cos 30} \times 0,2 \times 4 \times 0,14 = 1,16 \text{ kN}$$

- Beban W3:

$$= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w$$

$$= \frac{1}{2} \frac{1,6}{\cos 30} \times 0,2 \times 4 \times 0,14 = 0,58 \text{ kN}$$

- Beban Angin (Angin pergi)

- Beban W4:

$$= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w$$

$$= \frac{1}{2} \frac{1,6}{\cos 30} x (-0,6) x 4 x 0,14 = -1,74 \text{ kN}$$

- Beban W5:

$$= \frac{a}{\cos \alpha} x Cis x L x Qw$$

$$= \frac{1,6}{\cos 30} x (-0,6) x 4 x 0,14 = -3,49 \text{ kN}$$

- Beban W6:

$$= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} x Cis x L x Qw$$

$$= \frac{\left(\frac{1,6}{2}+1\right)}{\cos 30} x (-0,6) x 4 x 0,14 = -3,92 \text{ kN}$$

Perhitungan Kuda-Kuda

• Beban P1

Berat sendiri kuda-kuda $= \frac{a}{2} x \text{ berat kuda-kuda}$

$$= \frac{1,6}{2} x 0,6 \text{ kg}$$

$$= 0,48 \text{ kN}$$

Berat gording $= L x \text{ berat gording}/m^2$

$$= 4 \text{ m} x 0,07 \text{ kN}/m^2$$

$$= 0,28 \text{ kN}$$

Berat atap $= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} x L x \text{ berat atap}$

$$= \frac{\left(\frac{1,6}{2}+1\right)}{\cos \alpha} x 4 \text{ m} x 0,26 \text{ kN}/m^2$$

$$= 12,14 \text{ kN}$$

Berat *plafond* $= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} x L x \text{ berat plafond}$

$$= \frac{\left(\frac{1,6}{2}+1\right)}{\cos \alpha} x 4 \text{ m} x 0,37 \text{ kN}/m^2$$

$$= 2,66 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{TOTAL BEBAN P1} &= 0,48 \text{ kN} + 0,28 \text{ kN} + 12,14 \text{ kN} + 2,66 \text{ kN} \\ &= 15,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Beban P2**

Berat sendiri kuda-kuda $= a \times \text{berat kuda-kuda}$
 $= 1,6 \times 0,6 \text{ kg}$
 $= 0,96 \text{ kN}$

Berat gording $= L \times \text{berat gording}/m^2$
 $= 4 \text{ m} \times 0,07 \text{ kN}/m^2$
 $= 0,28 \text{ kN}$

Berat atap $= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
 $= \frac{1,6}{\cos \alpha} \times 4 \text{ m} \times 0,26 \text{ kN}/m^2$
 $= 10,79 \text{ kN}$

Berat *plafond* $= a \times L \times \text{berat plafond}$
 $= 1,6 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 0,37 \text{ kN}/m^2$
 $= 2,37 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \text{TOTAL BEBAN P2} &= 0,96 \text{ kN} + 0,28 \text{ kN} + 10,79 \text{ kN} + 2,37 \text{ kN} \\ &= 14,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Beban P3**

Berat sendiri kuda-kuda $= a \times \text{berat kuda-kuda}$
 $= 1,6 \times 0,6 \text{ kg}$
 $= 0,96 \text{ kN}$

Berat gording $= 2 \times L \times \text{berat gording}/m^2$

$$= 2 \times 4 \text{ m} \times 0,07 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0,56 \text{ kN}$$

Berat atap

$$= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$$

$$= \frac{1,6}{\cos \alpha} \times 4 \text{ m} \times 0,26 \text{ kN/m}^2$$

$$= 10,79 \text{ kN}$$

Berat *plafond*

$$= a \times L \times \text{berat plafond}$$

$$= 1,6 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 0,37 \text{ kN/m}^2$$

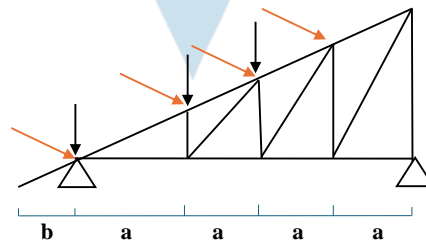
$$= 2,37 \text{ kN}$$

$$\text{TOTAL BEBAN P3} = 0,96 \text{ kN} + 0,56 \text{ kN} + 10,79 \text{ kN} + 2,37 \text{ kN}$$

$$= 14,68 \text{ kN}$$

Perhitungan Setengah Kuda-Kuda Utama

Pada elemen setengah kuda-kuda utama sering digunakan pada bangunan dengan kebutuhan khusus, seperti area yang memiliki pembatas di salah satu sisi atau ruang terbuka di bagian lainnya. Setengah kuda-kuda seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.2, berfungsi untuk menyalurkan beban dari penutup atap ke struktur pendukung dengan distribusi beban yang berbeda dibandingkan kuda-kuda penuh.



Gambar 2. 2 Sketsa Setengah Kuda-Kuda Utama

Diketahui:

$$a = 1,6 \text{ m}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$\text{berat kuda-kuda} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ kN}$$

$$\text{berat gording} = 0,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{berat atap} = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{berat plafond} = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

Ditentukan Perhitungan:

- Beban P1

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri kuda-kuda} &= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda-kuda} \\ &= \frac{1,6}{2} \times 0,3 \text{ kg} \\ &= 0,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat gording} &= L \times \text{berat gording/m}^2 \\ &= 8 \text{ m} \times 0,07 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat atap} &= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\ &= \frac{\left(\frac{1,6}{2} + 1\right)}{\cos 30^\circ} \times 8 \text{ m} \times 0,26 \text{ kN/m}^2 \\ &= 24,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plafond} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos\alpha} \times L \times \text{berat plafond} \\
 &= \frac{\left(\frac{1,6}{2}+1\right)}{\cos\alpha} \times 8\text{m} \times 0,37 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 5,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TOTAL P1} &= 0,24 \text{ kN} + 0,56 \text{ kN} + 24,3 \text{ kN} + 5,3 \text{ kN} \\
 &= 30,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- **Beban P2**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri kuda-kuda} &= a \times \text{berat kuda-kuda} \\
 &= 1,6 \times 0,3 \text{ kg} \\
 &= 0,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gording} &= L \times \text{berat gording/m}^2 \\
 &= 8 \text{ m} \times 0,07 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 0,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat atap} &= \frac{a}{\cos\alpha} \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{1,6}{\cos\alpha} \times 8\text{m} \times 0,26 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 21,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plafond} &= a \times L \times \text{berat plafond} \\
 &= 1,6 \text{ m} \times 8 \text{ m} \times 0,37 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 27,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TOTAL P2} &= 0,48 \text{ kN} + 0,56 \text{ kN} + 21,6 \text{ kN} + 27,4 \text{ kN} \\
 &= 27,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- **Beban P3**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri kuda-kuda} &= a \times \text{berat kuda-kuda} \\
 &= 1,6 \times 0,3 \text{ kg} \\
 &= 0,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gording} &= 2 \times L \times \text{berat gording/m}^2 \\
 &= 2 \times 8 \text{ m} \times 0,07 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 1,12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat atap} &= \frac{a}{\cos\alpha} \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{1,6}{\cos\alpha} \times 8\text{m} \times 0,26 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 21,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plafond} &= a \times L \times \text{berat plafond} \\
 &= 1,6 \text{ m} \times 8 \text{ m} \times 0,37 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 27,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TOTAL P3} &= 0,48 \text{ kN} + 1,12 \text{ kN} + 21,6 \text{ kN} + 27,9 \text{ kN} \\
 &= 27,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- **Beban Angin**

Diketahui:

$$a = 1,6 \text{ m}$$

$$l = 8 \text{ m}$$

$$C_{ti} (\text{angin datang}) = 0,2$$

$$C_{is} (\text{angin pergi}) = -0,6$$

$$Q_w = 0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h/l = 0,5775 \text{ m}$$

$$\theta = 30^\circ$$

- **Beban W1:**

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos\alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{\left(\frac{1,6}{2} + 1\right)}{\cos 30} \times 0,2 \times 8 \times 0,14 &= 2,61 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- **Beban W2:**

$$\begin{aligned}
 &= \frac{a}{\cos\alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{1,6}{\cos 30} \times 0,2 \times 8 \times 0,14 &= 2,32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban W3:

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times Cti \times L \times Qw \\
 &= \frac{1}{2} \frac{1,6}{\cos 30} \times 0,2 \times 8 \times 0,14 = 1,16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Elemen Kuda-Kuda

Diketahui:

Profil 2L x 90 x 90 x 7 (eksterior dan interior)

Tebal plat buhul = 10 mm

$$A_g = 1222 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y = 4610000 \text{ mm}^4$$

$$i_x = i_y = 23 \text{ mm}$$

$$C_x = C_y = 20,6 \text{ mm}$$

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$K = 1$$

$$K_i = 0,5$$

$$J = \frac{\left(\frac{90-7}{2}\right) + \left(\frac{90-7}{2}\right) \times 7^3}{3} = 19779,67 \text{ mm}^3$$

$$G = 77200$$

- Perhitungan Profil Gabungan (2L)

$$A_g = 2 \times 1222 = 2444 \text{ mm}^2$$

$$I_{xg} = 2 \times 4610000 = 9220000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = (I_y + A_g \left(y + \frac{tp}{2}\right)^2) = 2062699,841 \text{ mm}^4$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_{g \text{ profil}}}} = 29,051 \text{ mm}$$

$$r_{xg} = 23 \text{ mm}$$

$$x_o = 0 \text{ mm}$$

$$y_o = c_y - \frac{t}{2} = 17,1 \text{ mm}$$

$$r_o = \frac{I_x + I_y}{2} + x_o^2 + y_o^2 = 1513,646 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o} = 0,81$$

- Perhitungan Batang Tekan

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{90}{7} = 12,86$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12,99$$

$$\lambda < \lambda_r \dots\dots\dots 12,86 < 12,99$$

Dikarenakan $\lambda < \lambda_r$, maka diketahui Penampang Non Langsing (Aman).

a. Pemeriksaan Tekuk Lentur

$$\frac{KL}{r_x} = 80,43 \text{ mm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{(80,43)^2} = 304,79 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,97 \text{ mm}$$

$$\text{Dikarenakan } \frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}},$$

maka digunakan rumus: $F_{cr} = [0,658 \frac{F_e}{f_y}] \cdot f_y$

$$F_{cr} = [0,658 \frac{F_e}{f_y}] \cdot f_y = 172,61 \text{ MPa}$$

b. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

$$a = 1850 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{rxg} = \frac{1850}{23} = 80,43$$

$$80,43 > 40$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{ki.a}{r_1}\right)^2} = 89,93 \text{ mm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2.E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2.200000}{(80,43)^2} = 243,83 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{G.J}{A.ro} = 412,77 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{\frac{4.F_{cry}.F_{crz}.H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] = 184,87 \text{ MPa}$$

Kekuatan Desain Batang Tekan

$F_{cr} = 172,61 \text{ MPa}$ (tekuk lentur) → dipilih F_{cr} terkecil

$F_{cr} = 184,47 \text{ MPa}$ (tekuk lentur torsi)

$$\phi c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 172,61 \times 2444 = 379,7 \text{ kN}$$

$$379,7 \text{ kN} > 181,8 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Aman}$$

c. Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{1600}{23} = 69,57 \text{ mm}$$

$$69,57 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Aman}$$

d. Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = F_y \times A_g = 240 \times 2444 = 586,56 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 586,56 \text{ kN} > 157,43 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Aman}$$

Tabel 2. 13 Rekapitulasi Perhitungan Perancangan Elemen Kuda-Kuda

No batang	Panjang (m)	Jenis batang	$\lambda < \lambda_r$	$Kl/r < 200$	$(Kl/r)_m < 200$	$Kl/r < 300$	Pu (kN)	ϕP_n (kN) (Tekan)	ϕP_n (kN) (Tarik)	Kesimpulan
1	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	181,80	406,64	-	Aman
2	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	161,64	406,64	-	Aman
3	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	141,48	406,64	-	Aman
4	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	121,33	406,64	-	Aman
5	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	101,17	406,64	-	Aman
6	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	101,17	406,64	-	Aman
7	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	121,33	406,64	-	Aman
8	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	141,48	406,64	-	Aman
9	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	161,64	406,64	-	Aman
10	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	181,80	406,64	-	Aman
11	1,6	Tarik	OK	-	-	69,57	157,43	-	586,56	Aman
12	1,6	Tarik	OK	-	-	69,57	157,43	-	586,56	Aman
13	1,6	Tarik	OK	-	-	69,57	147,41	-	586,56	Aman
14	1,6	Tarik	OK	-	-	69,57	114,72	-	586,56	Aman
15	1,6	Tarik	OK	-	-	69,57	105,07	-	586,56	Aman
16	1,6	Tarik	OK	-	-	69,57	105,07	-	586,56	Aman
17	1,6	Tarik	OK	-	-	69,57	122,52	-	586,56	Aman
18	1,6	Tarik	OK	-	-	69,57	131,06	-	586,56	Aman
19	1,6	Tarik	OK	-	-	69,57	157,43	-	586,56	Aman
20	1,6	Tarik	OK	-	-	69,57	157,43	-	586,56	Aman
21	0,92	-	OK	-	-	-	0,00	-	-	Aman
22	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	18,88	406,6	-	Aman
23	1,85	Tarik	OK	-	-	80,43478261	9,44	-	586,56	Aman
24	2,44	Tekan	OK	106,0869565	118,6088232	-	24,97	251,7383447	-	Aman
25	2,77	Tarik	OK	-	-	120,4347826	18,88	-	586,56	Aman
26	3,7	Tarik	OK	-	-	160,8695652	30,24	-	586,56	Aman
27	4,62	Tarik	OK	-	-	200,8695652	80,64	-	586,56	Aman
28	3,7	Tarik	OK	-	-	160,8695652	30,24	-	586,56	Aman
29	2,77	Tarik	OK	-	-	120,4347826	18,88	-	586,56	Aman
30	2,44	Tekan	OK	106,09	-	-	24,97	251,7	-	Aman
31	1,85	Tarik	OK	-	-	80,43	9,44	-	586,56	Aman
32	1,85	Tekan	OK	80,43	89,93	-	18,88	379,7	-	Aman
33	0,92	-	OK	-	-	-	-	-	-	Aman
34	3,2	Tekan	OK	139,13	155,55	-	32,70	151,4	-	Aman
35	4,03	Tekan	OK	175,22	195,9	-	41,15	96,9	-	Aman
36	4,03	Tekan	OK	175,22	195,9	-	41,15	96,9	-	Aman
37	3,2	Tekan	OK	139,13	155,55	-	32,70	151,4	-	Aman

2.5 Perhitungan Sambungan Baut

Pada perancangan struktur atas bangunan, sambungan baut memegang peran penting dalam menyatukan berbagai elemen struktur, seperti balok, kuda-kuda, dan gording, agar dapat bekerja sebagai satu kesatuan yang kokoh. Penggunaan sambungan baut memberikan keunggulan karena sifatnya yang kuat, mudah dipasang, dan memungkinkan fleksibilitas dalam konstruksi maupun perawatan. Perancangan sambungan baut harus dilakukan dengan cermat untuk memastikan kekuatan sambungan dalam menahan berbagai jenis beban, baik beban tarik, tekan, maupun geser, sehingga struktur atas dapat berfungsi dengan aman dan stabil sesuai perencanaan

• Data Material Profil

Mutu Baja	= BJ-37
Fy	= 240 MPa
Fu	= 370 MPa

• Data Material Baut

Jenis Baut	= A325
F _{nv}	= 457 MPa (ulir diluar bidang geser)
F _{nt}	= 620 MPa

• Data Profil

2L 90 x 90 x 7

A _g	= 1222 mm ²
----------------	------------------------

• Data Desain

Diam baut	= M20
Tebal plat gusset	= 10 mm
S design	= 3 x 20 = 60 mm

$$\text{ley design} = \frac{60}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{lex design} = \frac{60}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$P_u = 181,8 \text{ kN}$$

A. Perhitungan Kondisi Leleh

$$\phi P_n = 0,9 \times F_y \times A_g = 263,952 \text{ kN} > 181,8 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

B. Perhitungan Kondisi Fraktur

$$\begin{aligned} A_n &= A_g \times n(dt) \\ &= 1222 - 1((20+2) \times 7) \\ &= 2136 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$U = 0,85$$

$$\begin{aligned} A_e &= A_n \times U \\ &= 2136 \text{ mm}^2 \times 0,85 \\ &= 1815,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 0,75 \times F_y \times A_e = 503,829 \text{ kN} > 181,8 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

C. Perhitungan Blok Geser pada Profil

$$\begin{aligned} \text{Panjang} &= [(3.S + \text{lex})] = 210 \text{ mm} \\ &= [(3 \times 60) + 30] = 210 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{gt} &= \text{Ley} \times t \\ &= 210 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= A_{gt} - nDt \\ &= 210 = 0,5((20+2) \times 7) \\ &= 133 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{gv} &= 210 \times 7 \times 2 \text{ (dikarenakan adanya 2 bidang geser)} \\ &= 2940 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - nDt$$

$$= 2940 - 3,5 \times 22 \times 7$$

$$= 1862 \text{ mm}^2$$

Kekuatan Blok Geser

$$R_n = 0,60 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0,60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$= 462,574 \text{ kN} \leq 472,574 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Sehingga dipakai yang upperlimit = 472,572 kN.

$$\phi R_n = 0,75 \times 472,574$$

$$= 354,43 \text{ kN} > 263,95 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

D. Kuat Geser Balok

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2$$

$$= 314 \text{ mm}^2$$

$$R_n = F_{nv} \cdot A_b \cdot 2 \text{ (dikarenakan 2 bidang geser)}$$

$$= 286,996$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 286,996$$

$$= 215,247 \text{ kN}$$

E. Kapasitas Bearing Profil

$$R_n = 2,4 \times D \times t \times F_u$$

$$= 124,42 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 93,24 \text{ kN}$$

F. Kapasitas Bearing Baut

Kapasitas Baut Terluar

$$L_c = L_e - \frac{1}{2}(D+2)$$

$$= 18 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2l_c \times t \times F_u$$

$$= 41,958 \text{ kN} < 93,24 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Kapasitas Diantara Baut

$$\begin{aligned}
 l_c &= S-(d+2) \\
 &= 18 \text{ mm} \\
 \phi R_n &= 0,75 \times 1,2l_c \times t \times F_u \\
 &= 88,578 \text{ kN} < 93,24 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{OK} \\
 R_n \text{ Total} &= (2 \times 41,958 + 88,578) \\
 &= 261,072 \text{ kN} > 105,1 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{OK}
 \end{aligned}$$

G. Jumlah Baut yang Dibutuhkan

$$\text{Kontrol} = 93,24 \text{ kN}$$

$$P_u = 105,1 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah Baut} = \frac{105,1}{93,24} = 1,27 = 4 \text{ baut}$$

Dibutuhkan 4 baut, karena untuk kebutuhan shear block dan profil,

2.6 Preliminary Design

Tahap *preliminary design* atau perancangan awal merupakan langkah krusial yang berfungsi sebagai dasar dari seluruh proses perancangan. *Preliminary design* bertujuan untuk menentukan konfigurasi awal, dimensi dasar, dan bahan yang akan digunakan dalam struktur atas, seperti balok anak, balok induk dan kolom. Tahap ini mempertimbangkan berbagai aspek, seperti beban yang akan ditanggung, efisiensi material, dan metode konstruksi yang sesuai, sehingga dapat memberikan Gambaran awal mengenai kelayakan dan efektivitas desain. Sehingga didapatkan rekapitulasi *preliminary design* pada proyek pembangunan hotel enam lantai kawasan daerah kulon progo, yang dapat dilihat pada Tabel 2.14.

A. Dimensi Balok Induk

$$\text{Panjang bentang} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Jenis perletakan} = \text{Perlekatan sederhana}$$

$$\text{Tinggi balok} = \frac{1}{16} \times \text{bentang}$$

$$= \frac{1}{16} \times \text{bentang}$$

$$\begin{aligned}
 &= 250 \text{ mm digunakan } 400 \text{ mm} \\
 \text{Lebar balok} &= \frac{2}{3} \times \text{tinggi balok} \\
 &= \frac{2}{3} \times 250 \text{ mm} \\
 &= 166,7 \text{ mm digunakan } 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol syarat geometri

$$\begin{aligned}
 \text{Selimut beton} &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Diam 33engkang} &= 10 \text{ mm} \\
 \text{Diam tulangan utama} &= 20 \text{ mm} \\
 \text{Dimensi kolom} &= 600 \times 600 \text{ mm} \\
 d &= 400 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 340 \text{ mm} \\
 L_n &= 4000 - \frac{450}{2} - \frac{450}{2} = 3550 \text{ mm} > 4d \text{ (OK)} \\
 bw \geq 0,3 h &= 250 \geq 120 \text{ mm (OK)} \\
 \text{Lebar kolom} &= 600 \text{ mm} > 250 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

B. Dimensi Balok Anak

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang} &= 4000 \text{ mm} \\
 \\
 \text{Jenis perletakan} &= \text{Perlekatan sederhana} \\
 \text{Tinggi balok} &= \frac{1}{16} \times \text{bentang} \\
 &= \frac{1}{16} \times \text{bentang} \\
 &= 250 \text{ mm digunakan } 250 \text{ mm} \\
 \text{Lebar balok} &= \frac{2}{3} \times \text{tinggi balok} \\
 &= \frac{2}{3} \times 250 \text{ mm} \\
 &= 166,7 \text{ mm digunakan } 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol syarat geometri

$$\begin{aligned}
 \text{Selimut beton} &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Diam 34 sengkang} &= 10 \text{ mm} \\
 \text{Diam tulangan utama} &= 20 \text{ mm} \\
 \text{Dimensi kolom} &= 600 \times 600 \text{ mm} \\
 d &= 250 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 190 \text{ mm} . \\
 L_n &= 4000 - \frac{450}{2} - \frac{450}{2} = 3550 \text{ mm} > 4d \text{ (OK)} \\
 bw \geq 0,3 h &= 250 \geq 75 \text{ mm (OK)} \\
 \text{Lebar kolom} &= 600 \text{ mm} > 250 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

C. Dimensi Kolom

Diketahui kolom = 600 x 600 mm

$$\begin{aligned}
 1. B &\leq h \\
 B &= 600 \text{ mm} \leq H = 600 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. B &\geq 300 \text{ mm} \\
 B &= 600 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

$$3. \text{Perbandingan } \frac{b}{h} > 0,4$$

D. Menentukan Dimensi Pelat

$$L_y = 8 \text{ m}$$

$$L_x = 3 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{8}{3} = 2,67 > 2, \text{ maka digunakan plat 1 arah.}$$

$$\frac{L}{24} = \frac{3000}{24} = 125 \text{ mm} , \text{ digunakan dimensi / tebal pelat } 125 \text{ mm.}$$

$$L_y = 8 \text{ m}$$

$$L_x = 2 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{8}{2} = 4 > 2, \text{ maka digunakan pelat 1 arah.}$$

$$\frac{L}{24} = \frac{2000}{24} = 83,3333 \text{ mm} , \text{ digunakan dimensi/tebal pelat } 125 \text{ mm.}$$

Tabel 2. 14 Rekapitulasi Preliminary Design

REKAPITULASI (mm)					
Bentang	Balok induk	Balok anak	Kolom	Pelat (8x3)	Pelat (8x2)
4000	400x250	400x250	600x600	125 mm	125 mm
6000	500x300	400x250			
8000	550x350	450x300			

2.7 Perhitungan Tangga

Pada proyek pembangunan hotel enam lantai kawasan daerah kulon progo, perancangan tangga tidak hanya memperhatikan aspek fungsional, tetapi juga keselamatan dan kenyamanan pengguna. Tangga berfungsi sebagai elemen penghubung antar lantai yang harus dirancang dengan perhitungan cermat, terutama dalam struktur atas, agar mampu menahan beban yang diterima serta memberikan akses yang aman. Perancangan dan perhitungan tangga melibatkan berbagai aspek, seperti dimensi anak tangga, kemiringan, dan kekuatan material, guna memastikan tangga memenuhi standar keselamatan, stabilitas, dan estetika yang diinginkan.

Diketahui:

$$\text{Lebar lantai (L1)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar bordes} = \frac{4000}{2} = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Optrede (O)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Aptrede (A)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat tangga (t)} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi antar lantai (Het)} = 3600 \text{ mm}$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^2$$

$$t' = \frac{0,5 \times 200 \times 300}{\sqrt{200^2 + 300^2}} = 83,20503 \text{ mm}$$

Perhitungan:

$$\text{Jumlah anak tangga (n)} = \frac{Het}{o} = \frac{3600}{200} = 18 \text{ buah}$$

$$L_{tg} = \left(\frac{1}{2} \times \frac{Het}{o} - 1 \right) A = \left(\frac{1}{2} \times \frac{3600}{200} - 1 \right) 300 = 2400 \text{ mm}$$

$$\alpha = \arcsin \left(\frac{o}{A} \right) = \arcsin \left(\frac{200}{300} \right) = 33,69^\circ$$

Beban qtg:

$$\text{Berat sendiri tangga} = \frac{0,213}{\cos 33,69} \times 24 = 6,4197 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat anak tangga} = \frac{1}{2} \times \frac{200}{1000} \times 24 = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat ubin dan spesi} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat railing (perkiraan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total Beban qtg} = 10,6 \text{ kN/m}^2$$

Beban gbd:

$$\text{Berat sendiri tangga} = 0,213 \times 24 = 5,1169 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat ubin dan spesi} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat railing} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total Beban qbd} = 7,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban Hidup} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

(SNI 1727:2020)

Perhitungan Tulangan

Pembebanan (dari Etabs):

$$\text{MDL} = 6,9 \text{ kN}$$

$$\text{VDL} = 15 \text{ kN}$$

$$\text{MLL} = 3,41 \text{ kN}$$

$$\text{VLL} = 6,8 \text{ kN}$$

Kombinasi:

$$\begin{aligned} \text{Mu1} &= 1,4 \times 6,9 \text{ kN} = 9,66 \text{ kNm} \\ \text{Mu2} &= 1,2 \times 6,9 \text{ kN} + 1,6 \times 3,41 \text{ kN} = 13,736 \text{ kNm} \\ \text{Vu1} &= 1,4 \times 15 \text{ kN} = 21 \text{ kNm} \\ \text{Vu2} &= 1,2 \times 15 \text{ kN} + 1,6 \times 6,8 \text{ kN} = 29,008 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rencana Penulangan Tangga Tumpuan

Direncanakan:

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Pokok (D16)} & ; A_s = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2 \\ \text{Tulangan Susut (D10)} & ; A_s = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2 \\ \text{Fy Tulangan Pokok} & = 420 \text{ MPa} \\ \text{Fy Tulangan Susut} & = 280 \text{ MPa} \\ \text{F}'_c & = 30 \text{ MPa} \\ \text{B} & = 1000 \text{ mm} \\ \text{Selimut Beton} & = 20 \text{ mm} \\ \text{Htg} & = 130 \text{ mm} \\ \beta_1 & = 0,835 \end{aligned}$$

Perhitungan:

Tulangan Pokok:

$$\begin{aligned} d_s &= 130 - 20 - \left(\frac{16}{2}\right) = 102 \text{ mm} \\ P &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] = 0,00359 \\ \text{As min} &= 0,002 \times 1000 \times 102 = 204 \text{ mm}^2 \\ \text{As perlu} &= 0,003978342 \times 1000 \times 102 = 367 \text{ mm}^2 \\ &\text{Dikarenakan } 367 \text{ mm}^2 < 574,1714 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \\ S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = 495 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan D16-250.

Cek Gaya Geser:

$$V_c = 0,17\sqrt{f'c \cdot b \cdot d} = 94,9751 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c = 71,23132 \text{ kN}$$

Dikarenakan $71,23132 \text{ kN} > V_{ur} = 29,008 \text{ (OK)}$

Tulangan Susut:

$$A_s \text{ min} = 260 \text{ mm}^2 > 523,3333 \text{ mm (OK)}$$

$$S = \frac{78,5 \times 1000}{260} = 301,92308 \text{ mm}$$

Maka digunakan D10-150.

Rencana Penulangan Tangga Lapangan

Direncanakan:

$$\text{Tulangan Pokok (D10)} ; A_s = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Susut (P8)} ; A_s = 0,25 \times \pi \times 8^2 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$f_y \text{ Tulangan Pokok} = 380 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ Tulangan Susut} = 280 \text{ MPa}$$

$$f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$B = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut Beton} = 20 \text{ mm}$$

$$H_{tg} = 130 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Perhitungan:

Tulangan Pokok:

ds

$$= 130 - 20 - \left(\frac{10}{2}\right) = 105 \text{ mm}$$

P

$$= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'c b d^2}} \right] = 0,00167$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 0,002 \cdot b \cdot h = 260 \text{ mm}^2 \\ A_s \text{ perlu} &= p \cdot b \cdot d = 176,28 \text{ mm}^2 \\ &\text{Dikarenakan } 176,28 \text{ mm}^2 < 314 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \\ S &= \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = 445,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan D10-150.

Cek Gaya Geser:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 97,7684 \text{ kN} \\ \phi V_c &= 0,75 \times V_c = 73,3263 \text{ kN} \\ &\text{Dikarenakan } 73,3263 \text{ kN} > V_{ur} = 29,008 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Perencanaan Pondasi Tangga:

Diketahui:

Beban qtg:

$$\text{Beban Mati Tangga} = 39,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Hidup Tangga} = 20,1 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Dinding} = 9,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total Beban qtg} = 68,9 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tulangan Pokok (D16)} ; F_y = 380 \text{ MPa}$$

$$\text{Tulangan Susut (P10)} ; F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$F'c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut Beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 147,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tebal fondasi} = 200 \text{ mm}$$

$$d = 2000 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{netto}} = 108,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 B \text{ (asumsi)} &= 1600 \text{ mm} \\
 e &= \frac{\text{Momen Tumpuan}}{qtg} = \frac{6,868}{68,9} = 0,1 \\
 \text{Cek tegangan} &= \frac{qtg}{B} = \frac{68,9}{1,6} = 43,06 \text{ kN/m}^2 < 108,3 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Menghitung Tegangan Terfaktor

Diketahui:

Beban qtg:

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Mati Tangga} &= 1,2 \times 39,2 = 47,04 \text{ kN/m} \\
 \text{Beban Hidup Tangga} &= 1,6 \times 20,1 = 32,2 \text{ kN/m} \\
 \text{Beban Dinding} &= 1,2 \times 9,6 = 11,52 \text{ kN/m} \\
 \text{Total Beban Qtg} &= 90,72 \text{ kN/m} \\
 \text{Cek tegangan} &= \frac{qtg}{B} = \frac{6,868 \text{ kNm}}{1,6 \text{ m}} = 0,1 \text{ m} \\
 \text{Mu} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \right) \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} btg \right)^2 = 9,072 \text{ kNm} \\
 \text{Vur} &= \left(\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \right) \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} btg \right) = 22,68 \text{ kNm} \\
 ds &= 200 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 16 \right) = 153,5 \text{ mm} \\
 P &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7f'cbd^2}} \right] = 0,00114 \\
 \text{As min} &= 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \times 1000 \times 200 = 400 \text{ mm}^2 \\
 \text{As perlu} &= P \cdot b \cdot d = 0,00116 \times 1000 \times 15^2 = 176 \text{ mm}^2 \\
 &= \left(\frac{1000}{250} \right) \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 530,66 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dikarenakan $176 \text{ mm}^2 < 530,66 \text{ mm}^2$ (OK)

$$S = \frac{0,25\pi db^2}{As} = 332 \text{ mm}$$

Digunakan D13-300

Cek Gaya Geser:

$$V_c = 0,17\sqrt{f'c \cdot b \cdot d} = 141,532 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c = 106,149 \text{ kN}$$

Dikarenakan $106,149 \text{ kN} > V_{ur} = 22,68 \text{ (OK)}$

Tulangan Susut:

$$A_s \text{ min} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \times 1000 \times 200 = 400 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1000}{150} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 = 334,93 \text{ mm}^2$$

Dikarenakan $400 \text{ mm}^2 > 334,93 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$

$$S = \frac{0,25\pi db^2}{A_s} = 196,25 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Susut = P8-150.

2.8 Perancangan Pelat

Pelat lantai pada struktur atas memiliki peran penting sebagai elemen yang menahan beban vertikal dari aktivitas di atasnya dan menyalurkannya ke elemen pendukung seperti balok dan kolom. Pelat harus dirancang secara cermat untuk memastikan kemampuan dalam menahan beban mati, beban hidup, dan beban lain yang mungkin terjadi, serta menjaga keamanan dan kenyamanan pengguna. Perancangan pelat melibatkan perhitungan dimensi, ketebalan, dan pemilihan material yang sesuai agar struktur mampu memenuhi standar kekuatan, stabilitas, dan efisiensi material dalam mendukung keseluruhan bangunan. Sehingga pada proyek pembangunan hotel enam lantai kawasan daerah kulon progo, didapatkan rekapitulasi untuk hasil perhitungan pelat yang diperlukan, yang dapat dilihat pada Tabel 2.15; 2.16; 2.17; 2.18; 2.19; 2.20; 2.21; dan 2.22.

• Pelat Tipe D (6 x 3) m:

Diketahui:

$$F'c = 30 \text{ MPa}$$

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

$$DL = 2,63 \text{ kN/m}^2$$

LL	= 4,79 kN/m ²
Ly	= 6 m
Lx	= 3 m
β	= 0,83
Berat jenis beton	= 24 kN/m ²
B	= 1000 mm
Dikarenakan: $\frac{Ly}{Lx} = 2 \geq 2$	= pelat 1 arah

Perhitungan:

Tebal = 125 mm

$$ds = 125 - 20 - \left(\frac{10}{2}\right) = 100 \text{ mm}$$

• Pembebanan pelat:

$$qD = \frac{0,125}{24} + 2,63 \text{ kN/m}^2 = 5,63 \text{ kN/m}^2$$

$$qL = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

$$qU = 1,2 qD + 1,6 qL = 14,42 \text{ kN/m}^2$$

• Menghitung momen pelat

Asumsi lebar = 1000 mm

Diketahui: $A = -\frac{1}{24} = 0,04167$

$$B = -\frac{1}{14} = 0,071429$$

$$C = -\frac{1}{9} = 0,11111$$

Digunakan D8.

• Perhitungan A

$$Mu = 0,04167 \times qu \times (Lx)^2 = 0,04167 \text{ kNm}$$

$$P = \frac{0,85 \times f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'c b d^2}} \right] = 0,001097006$$

$$Ar = P \times b \times ds = 108,0559 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = 250 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{250} = 314 \text{ mm}$$

Maka digunakan D10-250.

Dilaksanakan perhitungan yang sama pada titik B dan C (dengan koefisien masing-masing titik).

Tabel 2. 15 Rekapitulasi Pelat Tipe D (6 x 3) m

Titik	A	B	C
Koefisien	0,04167	0,071429	0,111111
Mu	4,0578	6,9557	10,82
P	0,00109	0,00189	0,00297
As min	250	250	250
As (mm^2)	108,055	186,478	292,76
S	314	314	314
Pasang	D10-250	D10-250	D10-250

- Perhitungan Pelat Tipe A1 (6 x 4) m

Diketahui:

$$Ly = 6 \text{ m}; Lx = 4 \text{ m} \quad \rightarrow \frac{Ly}{Lx} = 1,5 < 2 \text{ (pelat 2 arah).}$$

$$\text{Berat jenis beton} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

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

$$DL = 2,63 \text{ kN/m}^2$$

$$F'c = 30 \text{ MPa}$$

$$Fy = 280 \text{ MPa}$$

$$B = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat} = 125 \text{ mm}$$

Perhitungan:

Beban Terfaktor:

$$\bullet qd = DL + \frac{125}{1000} \times 24 = 5,63 \text{ kN/m}^2$$

$$\bullet qu = 1,2qD + 1,6qL = 14,42 \text{ kN/m}^2$$

Momen Statik Total Terfaktor

- Arah panjang

$$M_{ol} = \frac{quL^2Lni^2}{8} = 101,290625 \text{ kNm}$$

- Arah pendek

$$M_{os} = \frac{quL^2Lni^2}{8} = 152,0859375 \text{ kNm}$$

$$L_2/L_1 = 1,5$$

$$\text{Koef negatif} = 0,6$$

$$\text{Koef positif} = 0,4$$

- Arah Memanjang

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom :} & \quad (-) 0,65M_{ol}0,6 = 39,54 \text{ kNm} \\ & \quad (+) 0,35M_{ol}0,6 = 21,29 \text{ kNm} \\ & \quad (-) 0,65M_{ol}0,6 = 39,54 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sisa dari lajur kolom:} & \quad (-) 0,65M_{ol}0,4 = 26,36 \text{ kNm} \\ & \quad (+) 0,35M_{ol}0,4 = 14,19 \text{ kNm} \\ & \quad (-) 0,65M_{ol}0,4 = 26,36 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{ol} = 101,39 \text{ kNm}$$

$$M_+ = 0,35M_{ol} = 35,49 \text{ kNm}$$

$$M_- = 0,65M_{ol} = 65,90 \text{ kNm}$$

Momen Balok

$$\text{Negatif} = 0,85 \times 39,54 = 33,61 \text{ kNm}$$

$$\text{Positif} = 0,85 \times 21,29 = 18,10 \text{ kNm}$$

Momen Pelat

$$\text{Negatif} = 39,54 - 33,61 = 5,93 \text{ kNm}$$

$$\text{Positif} = 21,29 - 18,10 = 3,19 \text{ kNm}$$

Jumlah Balok + Pelat

$$\text{Negatif} = 39,54 \text{ kNm}$$

$$\text{Positif} = 21,29 \text{ kNm}$$

Momen Lajur Tengah

$$\text{Negatif} = 26,36 \text{ kNm}$$

$$\text{Positif} = 14,19 \text{ kNm}$$

• Arah Memendek

$$\text{Lajur Kolom: } (-) 0,65 \text{Mos} 0,6 = 59,31 \text{ kNm}$$

$$(+) 0,35 \text{Mos} 0,6 = 31,94 \text{ kNm}$$

$$(-) 0,65 \text{Mos} 0,6 = 59,31 \text{ kNm}$$

$$(-) 0,65 \text{Mos} 0,4 = 31,94 \text{ kNm}$$

$$\text{Sisa dari lajur kolom: } (+) 0,35 \text{Mos} 0,4 = 21,29 \text{ kNm}$$

$$(-) 0,65 \text{Mos} 0,4 = 31,94 \text{ kNm}$$

$$\text{Mos} = 152,09 \text{ kNm}$$

$$\text{M}^+ = 0,35 \cdot \text{Mos} = 53,23 \text{ kNm}$$

$$\text{M}^- = 0,65 \cdot \text{Mos} = 98,86 \text{ kNm}$$

Momen Balok

$$\text{Negatif} = 0,85 \times 59,31 = 50,42 \text{ kNm}$$

$$\text{Positif} = 0,85 \times 31,94 = 27,15 \text{ kNm}$$

Momen Pelat

$$\text{Negatif} = 59,31 - 50,42 = 8,90 \text{ kNm}$$

$$\text{Positif} = 31,94 - 27,15 = 4,79 \text{ kNm}$$

Jumlah Balok + Pelat

$$\text{Negatif} = 59,31 \text{ kNm}$$

$$\text{Positif} = 31,94 \text{ kNm}$$

Momen Lajur Tengah

$$\text{Negatif} = 31,94 \text{ kNm}$$

$$\text{Positif} = 21,29 \text{ kNm}$$

Perhitungan Tulangan Pelat

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Mu} = 21,29 \text{ kNm}$$

P

$$\text{As} = P \times b \times d$$

$$\text{Asmin} = 0,002 \times 1000 \times 125$$

S

Digunakan Tulangan D16-400.

$$d_s = 125 - 20 - \left(\frac{16}{2}\right) = 97 \text{ mm}$$

→ Momen lajur tengah

$$= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4\text{Mu}}{1,70 f'c b d^2}} \right] = 0,0093$$

$$= 902,5 \text{ mm}^2$$

$$= 250 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{0,25 \times 3,14 \times 16^2 \times 1000}{902,5} = 222,7 \text{ mm}$$

$$= 3 \times h = 375 \text{ mm}$$

Karena $227 \text{ mm} < 375 \text{ mm}$ (OK)

Tabel 2. 16 Rekapitulasi Pelat Tipe A1 (6 x 4) m

	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)
Mu	5,9	3,2	26,4	14,2	8,9	4,8	31,9	21,3
β	0,002	0,001	0,011	0,006	0,004	0,002	0,014	0,009
As	234,2	125,4	1113,6	580,7	353,8	188,7	1395,8	887,2
As min	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0
S	335,1	626,1	119,1	228,5	221,9	416,0	144,0	149,5
digunakan	D10-250	D10-250	D13-100	D13-200	D10-250	D10-250	D13-100	D16-200

Tabel 2. 17 Rekapitulasi Pelat Tipe A2 (6 x 4) m

	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)
Mu	4,1	2,2	18,4	9,9	6,2	3,3	22,2	14,8
β	0,002	0,001	0,008	0,004	0,002	0,001	0,009	0,006
As	162,4	87,0	758,9	400,1	244,6	131,2	928,7	607,5
As min	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0
S	314,0	314,0	174,8	331,6	314,0	314,0	142,8	218,4

Tabel 2. 18 Rekapitulasi Pelat Tipe A3 (6 x 4) m

	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)
Mu	8,46	4,56	37,60	20,25	5,30	2,85	19,01	12,67
β	0,003	0,002	0,011	0,006	0,002	0,001	0,008	0,005
As	336,1	179,6	1093,9	561,1	209,0	111,8	774,6	508,3
As min	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0
S	233,6	314,0	121,3	236,5	314,0	314,0	101,3	154,4
digunakan	D10-250	D10-250	D13-100	D13-200	D10-250	D10-250	D10-100	D10-150

Tabel 2. 19 Rekapitulasi Pelat Tipe B1 (4 x 4)m

	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)
Mu	7,02	3,78	15,61	8,40	7,02	3,78	25,21	8,40
β	0,003	0,002	0,008	0,004	0,003	0,002	0,007	0,004
As	324,3	173,4	748,0	389,3	324,3	173,4	707,8	389,3
As min	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	238,8	250,0
S	242,1	314,0	177,4	201,7	242,1	314,0	187,4	201,7

S	247,9	280,8	115,5	224,3	205,3	233,3	103,2	184,8
digunakan	D13-200	D10-250	D13-100	D13-200	D13-200	D10-200	D16-100	D16-250

2.9 Penentuan KDS dan Pembebanan Pada Gedung

Penentuan Koefisien Dasar Struktur (KDS) merupakan tahap penting untuk memastikan keamanan dan kestabilan bangunan terhadap berbagai beban, terutama beban gempa. KDS adalah faktor penentu dalam perhitungan gaya lateral yang harus diperhitungkan agar struktur mampu bertahan terhadap guncangan tanpa mengalami kerusakan signifikan. Sedangkan pembebanan pada gedung, mencakup penghitungan berbagai jenis beban, seperti beban mati, beban hidup, dan beban lain yang dapat memengaruhi kinerja gedung. Hasil analisis data tanah, tanah termasuk jenis tanah sedang, perhitungan tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.23 Dan hasil rekapitulasi pembebanan pada gedung diproyek pembangunan hotel enam lantai kawasan daerah kulon progo, dapat dilihat pada Tabel 2.24.

- Penentuan KDS (Koefisien Dasar Struktur)

Penentuan kategori resiko Gedung

Fungsi Bangunan: Gedung Apartemen (Hotel) – Kategori resiko 2

Penentuan faktor keutamaan gempa

Kategori resiko hotel kapsul Kawasan Kulon progo: II

Faktor keutamaan gempa; $I_e = 1,0$

Penentuan klasifikasi situs tanah

Tabel 2. 23 Analisis Data Tanah: Tanah Sedang

di	Ni	di/Ni
7	21	0,333
5	43	0,116
3,5	17	0,205
2,5	26	0,096
4	30	0,133

8	57	0,140
---	----	-------

Kedalaman 30 m

Total: $d_i/N_i = 1,025$

Sehingga $= 30: 1,025 = 29,3$

$N = 15 < 29,3 < 30 \rightarrow$ Termasuk Tanah Sedang.

- Penentuan Param Sprektral Respons

Didapat: $T_0 = 0,16$ detik

$T_s = 0,79$ detik

$S_{ds} = 0,779$

$S_{d1} = 0,619$

Untuk rangka beton pemikul momen memiliki nilai $C_t = 0,0466$; $X = 0,9$.

$T = C_t \cdot h_n^x = 0,8017$ detik

$S_{ds} = 0,779$, sehingga masuk kategori D

$S_{d1} = 0,61$, sehingga masuk kategori D

Berdasarkan S_{ds} dan S_{d1} disimpulkan bahwa kategori desan struktur adalah D.

Untuk koefisien modifikasi Respons (R):

Rangka beton pemikul momen khusus: $R = 8$

- Pembebanan Pada Gedung

Data- Data:

Diketahui: Hotel enam lantai dibangun dikabupaten kulon progo.

Kelas Situs = D

Tebal pelat lantai = 125 mm

Balok: a. Balok Induk = 400 x 250

500 x 300

550 x 350

b. Balok Anak = 350 x 250

400 x 250

450 x 300

Kolom: 600 x 600

Tinggi Tingkat: Lantai 1 = 5,6 m

Lantai 2-6 = 3,6 m

Mutu Beton $F'c = 30$ Mpa

Mutu Baja (F_y) = 420 Mpa

Kategori resiko Gedung: II

Faktor Keutamaan Gempa (I_e): 1

Param Spektral Respons

$T_o = 0,16$ detik $R = 8$

$T_s = 0,79$ detik $T = 0,8017$ detik

$S_{ds} = 0,779$

$S_{d1} = 0,619$

KDS = D

$$C_s = \frac{S_{ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0,0963$$

Nilai C_s tidak perlu lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{d1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0,0953$$

Nilai C_s tidak harus kurang dari:

$$\begin{aligned} C_s \text{ min} &= 0,044S_{ds}I_e \geq 0,01 \\ &= 0,0339 \geq 0,01 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Digunakan nilai $C_s = 0,0963$

- Perhitungan Berat Seismik Efektif Bangunan

Berat satuan lantai tipikal 1-6

Berat Sendiri Pelat	$= 0,125 \times 24$	$= 3 \text{ kN/m}^2$
Pasir 4 cm	$= 0,04 \times 17$	$= 0,68 \text{ kN/m}^2$
Spesi 2 cm	$= 0,02 \times 20$	$= 0,4 \text{ kN/m}^2$
Penutup lantai	$= 0,01 \times 24$	$= 0,24 \text{ kN/m}^2$
Partisi		$= 1,2 \text{ kN/m}^2$
Plafon		$= 0,37 \text{ kN/m}^2$
TOTAL		$= 5,89 \text{ kN/m}^2$

• Jika tanpa b.s plat $= 2,89 \text{ kN/m}^2$

Balok 400 x 250	$= 0,25 \times (0,4 - 0,125) \times 24$	$= 1,65 \text{ kN/m}^2$
Balok 300 x 250	$= 0,25 \times (0,35 - 0,125) \times 24$	$= 1,35 \text{ kN/m}^2$
Balok 500 x 300	$= 0,3 \times (0,5 - 0,125) \times 24$	$= 2,7 \text{ kN/m}^2$
Balok 550 x 350	$= 0,35 \times (0,55 - 0,125) \times 24$	$= 3,57 \text{ kN/m}^2$
Balok 450 x 300	$= 0,3 \times (0,45 - 0,3) \times 24$	$= 2,34 \text{ kN/m}^2$
Kolom 600 x 600	$= 0,6 \times 0,6 \times 24$	$= 8,64 \text{ kN/m}^2$

Lantai 1

Pelat lantai	$= (10 \times 32 + 6 \times 40) \times 5,89$	$= 3298,4 \text{ kN}$
Balok 350 x 250	$= (4 \times 4) \times 1,35$	$= 21,6 \text{ kN}$
Balok 400 x 250	$= (4 \times 5 + 9 \times 6) \times 1,65$	$= 122,1 \text{ kN}$
Balok 500 x 300	$= (11 \times 6) \times 2,7$	$= 178,2 \text{ kN}$
Balok 550 x 350	$= (17 \times 8) \times 3,57$	$= 485,52 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (12 \times 8 \times 4,48) + (9 \times 6 \times 4,48)$	$= 672 \text{ kN}$
Kolom 600 x 600	$= (22(2,8 + 1,8)) \times 8,64$	$= 874,638 \text{ kN}$
TOTAL W1		$= 5652,188 \text{ kN}$

Lantai 2

Pelat lantai	$= (10 \times 32 + 6 \times 40) \times 5,89$	$= 3298,4 \text{ kN}$
Balok 350 x 250	$= (4 \times 4) \times 1,35$	$= 21,6 \text{ kN}$

Balok 400 x 250	$= (4 \times 5 + 9 \times 6) \times 1,65$	$= 122,1 \text{ kN}$
Balok 500 x 300	$= (11 \times 6) \times 2,7$	$= 178,2 \text{ kN}$
Balok 550 x 350	$= (17 \times 8) \times 3,57$	$= 485,52 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (8 \times 12 \times 2,88) + (6 \times 7 \times 2,88)$	$= 397,44 \text{ kN}$
Kolom 600 x 600	$= (22(1,8 + 1,8)) \times 8,64$	$= 684,288 \text{ kN}$
	TOTAL W2	$= 5187,548 \text{ kN}$

Lantai 3

Pelat lantai	$= ((32 \times 16) - (4 \times 6)) \times 5,89$	$= 2874,32 \text{ kN}$
Balok 350 x 250	$= (4 \times 4) \times 1,35$	$= 21,6 \text{ kN}$
Balok 400 x 250	$= (4 \times 5 + 9 \times 6) \times 1,65$	$= 122,1 \text{ kN}$
Balok 500 x 300	$= 10 \times 8 \times 2,7$	$= 162 \text{ kN}$
Balok 550 x 350	$= 16 \times 8 \times 3,57$	$= 456,96 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (8 \times 12 \times 2,88) + (6 \times 12 \times 2,88)$	$= 483,84 \text{ kN}$
Kolom 600 x 600	$= (20 (1,8 + 1,8)) \times 8,64$	$= 622,08 \text{ kN}$
	TOTAL W3	$= 4742,9 \text{ kN}$

Lantai 4

Pelat lantai	$= ((32 \times 16) - (4 \times 6)) \times 5,89$	$= 2874,32 \text{ kN}$
Balok 350 x 250	$= (4 \times 4) \times 1,35$	$= 21,6 \text{ kN}$
Balok 400 x 250	$= (4 \times 5 + 9 \times 6) \times 1,65$	$= 122,1 \text{ kN}$
Balok 500 x 300	$= (10 \times 8) \times 2,7$	$= 178,2 \text{ kN}$
Balok 550 x 350	$= (16 \times 8) \times 3,57$	$= 485,52 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (8 \times 10 \times 2,88) + (6 \times 9 \times 2,88)$	$= 385,92 \text{ kN}$
Kolom 600 x 600	$= (20 (1,8 + 1,8)) \times 8,64$	$= 622,08 \text{ kN}$
	TOTAL W4	$= 4644,98 \text{ kN}$

Lantai 5

Pelat lantai	$= ((32 \times 16) - (4 \times 6)) \times 5,89$	$= 2874,32 \text{ kN}$
Balok 350 x 250	$= (4 \times 4) \times 1,35$	$= 21,6 \text{ kN}$

Balok 400 x 250	$= (4 \times 5 + 9 \times 6) \times 1,65$	$= 122,1 \text{ kN}$
Balok 500 x 300	$= (10 \times 8) \times 2,7$	$= 178,2 \text{ kN}$
Balok 550 x 350	$= (16 \times 8) \times 3,57$	$= 485,52 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (8 \times 10 \times 2,88) + (6 \times 7 \times 2,88)$	$= 351,36 \text{ kN}$
Kolom 600 x 600	$= (20 (1,8 + 1,8)) \times 8,64$	$= 622,08 \text{ kN}$
	TOTAL W5	$= 4610,42 \text{ kN}$

Lantai 6

Pelat lantai	$= ((32 \times 16) - (4 \times 6)) \times 5,89$	$= 2874,32 \text{ kN}$
Balok 350 x 250	$= (4 \times 4) \times 1,35$	$= 21,6 \text{ kN}$
Balok 400 x 250	$= (4 \times 5 + 9 \times 6) \times 1,65$	$= 122,1 \text{ kN}$
Balok 500 x 300	$= (10 \times 8) \times 2,7$	$= 178,2 \text{ kN}$
Balok 550 x 350	$= (16 \times 8) \times 3,57$	$= 485,52 \text{ kN}$
Berat dinding	$= (8 \times 10 \times 2,88) + (6 \times 7 \times 2,88)$	$= 351,36 \text{ kN}$
Kolom 600 x 600	$= (20 (1,8 + 1,8)) \times 8,64$	$= 622,08 \text{ kN}$
Beban Kuda-Kuda	$= 8 \times 15,03$	$= 120,24 \text{ kN}$
Beban Gording	$= 0,07 \times 175,2$	$= 12,264 \text{ kN}$
Beban Penutup Atap	$= \left(\frac{32+16}{2}\right) \times 8 \times 2 + 0,5 \times 8 \times 16^2 \times 0,26$	$= 417,28 \text{ kN}$
Beban Wind Bracing	$= 11,31 \times 8 \times 0,62$	$= 56,0976 \text{ kN}$
Beban Plafon	$= 32 \times 16 \times 0,25$	$= 128 \text{ kN}$
	TOTAL W6	$= 4934,2616 \text{ kN}$

W Total = 29772,2976 kN

Beban gempa $\rightarrow V = W \text{ Total} \times 0,0963$

$$= 2865,5836 \text{ kN}$$

$$K = 0,5 \times T + 0,75$$

$$= 1,15$$

Tabel 2. 24 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Pembebanan Pada Gedung

Lantai	W_x (kN)	H_x (m)	$W_x.H_x^k$	C_{vx} (kN)	F_x (kN)
6	4200,38	27,20	220280,68	0,33	932,06
5	4610,42	20	132152,18	0,22	634,25
4	4644,98	16,40	106604,92	0,18	511,64
3	4742,90	12,80	82465,54	0,14	395,79
2	5187,55	9,20	62307,17	0,10	299,04
1	5652,19	5,60	38930,58	0,07	186,84
TOTAL			597069,68	1,00	2865,58

2.10 Ketidakberaturan Struktur

Ketidakberaturan struktur menjadi salah satu faktor yang perlu diperhatikan untuk memastikan keamanan dan stabilitas bangunan. Ketidakberaturan ini dapat muncul dalam berbagai bentuk, seperti ketidakseragaman dalam dimensi elemen struktur, distribusi beban yang tidak merata, atau perubahan dalam geometri bangunan. Ketidakberaturan dapat memengaruhi cara struktur merespons terhadap beban dinamis, seperti beban angin atau gempa, yang berpotensi mengakibatkan kerusakan atau kegagalan struktural. Ketidakberaturan struktur dibagi menjadi dua, yaitu ketidakberaturan struktur horizontal dan ketidakberaturan struktur vertikal. Sehingga pada proyek pembangunan hotel enam lantai kawasan daerah kulon progo, didapatkan rekapitulasi ketidakberaturan struktur yang dapat dilihat pada Tabel 2.32 dan 2.33.

- Ketidakberaturan Struktur Horizontal

1. Ketidakberaturan 1A dan 1B

Untuk arah gempa arah X

Diketahui:

$$\delta_{AL1} = 3,359 \text{ mm}$$

$$\delta_{AL2} = 8,756 \text{ mm}$$

$$\delta_{BL1} = 3,237 \text{ mm}$$

$$\delta_{BL2} = 8,443 \text{ mm}$$

Pada SNI 1726: 2019 Pasal 7.3.2.1 Ketidakberaturan Horizontal 1A terjadi Ketika Story Drift maksimum lebih besar dari 1,20 kali Story Drift rata-rata

dan Ketidakberaturan Horizontal 1B terjadi ketika *Story Drift* maksimum lebih besar dari 1,40 kali *Story Drift* rata-rata. Maka dapat dirumuskan:

$$\Delta \max > 1,20 \frac{\Delta ALi + \Delta Bi}{2} \dots\dots\dots 1a$$

$$\Delta \max > 1,40 \frac{\Delta ALi + \Delta Bi}{2} \dots\dots\dots 1b$$

$$\Delta Ai = \delta AL2 - \delta AL1 = 8,756 - 3,359 = 5,397 \text{ mm}$$

$$\Delta Bi = \delta BL2 - \delta BL1 = 8,443 - 3,237 = 5,206 \text{ mm}$$

Diantara ΔAi dan ΔBi , nilai max adalah 5,397 mm

$$\Delta_{average} = \frac{\Delta Ai + \Delta Bi}{2} = \frac{5,397 + 5,206}{2} = 5,3015 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{Average}} = \frac{5,397}{5,3015} = 1,018 < 1,2$$

(Maka tidak terjadi ketidakberaturan horizontal 1A)

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{Average}} = \frac{5,397}{5,3015} = 1,018 < 1,4$$

(Maka tidak terjadi ketidakberaturan horizontal 1B)

Perhitungan diatas, dapat dilakukan pada story lainnya dan direkapitulasi pada gempa arah X dan Y yang dapat dilihat pada Tabel 2.25 dan Tabel 2.26.

Tabel 2. 25 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Untuk Gempa Arah X

Lantai	δA (mm)	δAi (mm)	δB (mm)	$\delta B i$ (mm)	δMax (mm)	$\delta Average$ (mm)	$\frac{\delta Max}{\delta Average}$	Keterangan
6	26,873	3,028	25,549	2,75	3,028	2,889	1,048	Tidak ada 1A dan 1B
5	23,845	4,247	22,799	3,965	4,247	4,106	1,034	Tidak ada 1A dan 1B
4	19,598	5,2	18,834	4,956	5,2	5,078	1,024	Tidak ada 1A dan 1B
3	14,398	5,642	13,878	5,435	5,642	5,5385	1,019	Tidak ada 1A dan 1B
2	8,756	5,397	8,443	5,206	5,397	5,3015	1,018	Tidak ada 1A dan 1B
1	3,359	3,359	3,237	3,237	3,359	3,298	1,018	Tidak ada 1A dan 1B

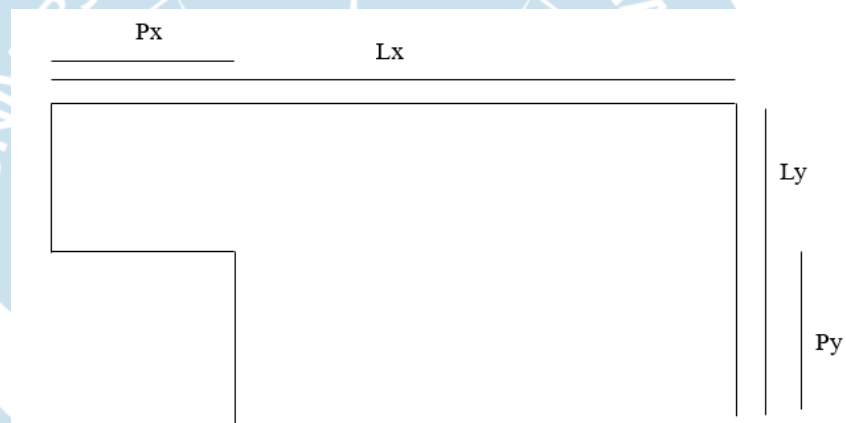
Tabel 2. 26 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Untuk Gempa Arah Y

Lantai	δA (mm)	δAi (mm)	δB (mm)	$\delta B i$ (mm)	δMax (mm)	$\delta Average$ (mm)	$\frac{\delta Max}{\delta Average}$	Keterangan
6	30,186	3,322	18,964	2,322	3,322	2,822	1,177	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

5	26,86 4	4,63 8	16,64 2	3,19 8	4,63 8	3,918	1,184	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
4	22,22 6	5,83 9	13,44 4	5,64 3	5,83 9	5,741	1,017	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
3	16,38 7	6,53	7,801	3,12 3	6,53	4,8265	1,353	Ketidakberturan Torsi 1A
2	9,857	6,16 8	4,678	2,95 4	6,16 8	4,561	1,352	Ketidakberturan Torsi 1A
1	3,689	3,68 9	1,724	1,72 4	3,68 9	2,7065	1,363	Ketidakberturan Torsi 1A

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam (Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2)

Untuk perhitungan ketidakberaturan horizontal tipe 2, diperlukan beberapa data yang dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2. 3 Sketsa Data Perhitungan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2

Diketahui:

$$Lx = 40 \text{ m} ; Px = 8 \text{ m}$$

$$Ly = 16 \text{ m}; Py = 10 \text{ m}$$

$Px > 15\% lx$ atau $Py > 15\% ly$ (Terdapat Ketidakberaturan Tipe 2)

$$0,15 \times lx = 0,15 \times 40 = 6 \text{ m}$$

$$0,15 \times ly = 0,15 \times 16 = 2,4 \text{ m}$$

Didapat $8 \text{ m} > 6 \text{ m}$ dan $10 \text{ m} > 2,4 \text{ m}$.

Maka pada struktur ini terdapat Ketidakberaturan Tipe 2.

3. Ketidakberaturan Diskontunitas Diafragma (Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3)

$$A_{\text{total}} = 560 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{bukaan}} = 24 \text{ m}^2$$

Ketidakberaturan ini terjadi jika: $\text{Avoid} > 50\%$ Adiafragma

Cek: $24 < 0,150 \times 500 = 24 < 280 \text{ m}^2$

Maka tidak terdapat Krtidakberaturan Tipe 3.

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran tegak Lurus Terhadap Bidang
Pada struktur ini tidak terdapat Ketidakberaturan Tipe 4.

5. Ketidakberaturan Sistem Non Pararel

Pada struktur ini tidak terdapat Ketidakberaturan Tipe 5.

• Ketidakberaturan Struktur Vertikal

1. Ketidakberaturan Struktur Vertikal 1A dan 1B

- **Ketidakberaturan Struktur Vertikal 1A**

Syarat: 1A Kekakuan Tingkat lunak

$K_i < 70\% k_{i+1}$

$K_i < 80\%$ rata-rata 3 tingkat

- Contoh Perhitungan Pada Lantai 1:

Diketahui:

$$h_{sx} = 400 \text{ mm} + 0 \text{ mm} = 4000 \text{ mm}$$

$$h_{sm} = 4000 \text{ mm}$$

$$\sigma_e = 3,36 \text{ mm}$$

$$\text{Story Drift} = \frac{3,36-0}{4000} = 0,0008 \text{ mm}$$

$$70\% = 0,7 \times 0,0008 = 0,00059$$

$$80\% = 0,8 \times 0,0008 = 0,00067$$

$$\text{Rata-rata 3 tingkat} = \frac{SD2 + SD3 + SD4}{3} = \frac{0,0015+0,0016+0,0017}{3} = 0,0150$$

(Berlaku untuk L1, L2, L3 → 3 tingkat atas. Total bangunan 6 lantai).

Karena $SD > 70\%$ dan Rata-rata 3 tingkat $> 80\%$,

Maka tidak terdapat ketidakberaturan tipe 1a pada lantai 1.

Berlaku untuk Ketidakberaturan Torsional Arah X dan Y. Sehingga didapatkan rekapitulasi data ketidakberaturan struktur vertikal 1a yang dapat dilihat pada Tabel 2.27 dan 2.28.

(Simpangan yang terjadi pada ujung-ujung bangunan)

Tabel 2. 27 Ketidakberaturan Struktur Vertikal 1A Arah X

Lantai	hsx	hsm	δe	Story Drift	70%	80%	Rata-rata 3 tingkat keatas	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				
6	22000	3600	26,87	0,0008	0,00059	0,00067	-	No
5	18400	3600	23,85	0,0012	0,00083	0,00094	-	No
4	14800	3600	19,60	0,0014	0,00101	0,00116	-	No
3	11200	3600	14,40	0,0016	0,00110	0,00125	0,00116	No
2	7600	3600	8,76	0,0015	0,00105	0,00120	0,00140	No
1	4000	4000	3,36	0,0008	0,00059	0,00067	0,00150	No

Tabel 2. 28 Ketidakberaturan Struktur Vertikal 1A Arah Y

Lantai	hsx	hsm	δe	Story Drift	70%	80%	Rata-rata 3 tingkat keatas	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				
6	22000	3600	30,19	0,0009	0,00065	0,00074	-	No
5	18400	3600	26,86	0,0013	0,00090	0,00103	-	No
4	14800	3600	22,23	0,0016	0,00114	0,00130	-	No
3	11200	3600	16,39	0,0018	0,00127	0,00145	0,00128	No
2	7600	3600	9,86	0,0017	0,00120	0,00137	0,00157	No
1	4000	4000	3,69	0,0009	0,00065	0,00074	0,00172	No

- **Ketidakteraturan Struktur Vertikal 1B**

Syarat: 1B Kekakuan Tingkat lunak berlebihan

$$K_i < 60\% k_{i+1}$$

$$K_i < 70\% \text{ rata-rata 3 tingkat}$$

- Contoh Perhitungan Pada Lantai 1:

Diketahui:

$$hsx = 400 \text{ mm} + 0 \text{ mm} = 4000 \text{ mm}$$

$$hsm = 4000 \text{ mm}$$

$$\sigma e = 3,36 \text{ mm}$$

$$\text{Story Drift} = \frac{3,36-0}{4000} = 0,0008 \text{ mm}$$

$$60\% = 0,6 \times 0,0008 = 0,00050$$

$$70\% = 0,7 \times 0,0008 = 0,00059$$

$$\text{Rata-rata 3 tingkat} = \frac{SD2 + SD3 + SD4}{3} = \frac{0,0015+0,0016+0,0017}{3} = 0,0150$$

(Berlaku untuk L1,L2,L3 → 3 tingkat atas. Total bangunan 6 lantai).

Karena $SD > 60\%$ dan Rata-rata 3 tingkat $> 70\%$,

Maka tidak terdapat ketidakberaturan tipe 1b pada lantai 1.

Berlaku untuk Ketidakberaturan Torsional Arah X dan Y. Sehingga didapatkan rekapitulasi data ketidakberaturan struktur vertikal 1b yang dapat dilihat pada Tabel 2.29 dan 2.30.

(Simpangan yang terjadi pada ujung-ujung bangunan.)

Tabel 2. 29 Ketidakberaturan Struktur Vertikal 1B Arah X

Lantai	hsx	hsm	δe	Story Drift	70%	80%	Rata-rata 3 tingkat keatas	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				
6	22000	3600	26,87	0,0008	0,00050	0,00059	-	No
5	18400	3600	23,85	0,0012	0,00071	0,00083	-	No
4	14800	3600	19,60	0,0014	0,00087	0,00101	-	No
3	11200	3600	14,40	0,0016	0,00094	0,00110	0,00116	No
2	7600	3600	8,76	0,0015	0,00090	0,00105	0,00140	No
1	4000	4000	3,36	0,0008	0,00050	0,00059	0,00150	No

Tabel 2. 30 Ketidakberaturan Struktur Vertikal 1B Arah Y

Lantai	hsx	hsm	δe	Story Drift	70%	80%	Rata-rata 3 tingkat keatas	Keterangan
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				
6	22000	3600	30,19	0,0009	0,00055	0,00065	-	No
5	18400	3600	26,86	0,0013	0,00077	0,00090	-	No
4	14800	3600	22,23	0,0016	0,00097	0,00114	-	No
3	11200	3600	16,39	0,0018	0,00109	0,00127	0,00128	No
2	7600	3600	9,86	0,0017	0,00103	0,00120	0,00157	No
1	4000	4000	3,69	0,0009	0,00055	0,00065	0,00172	No

Maka, tidak terdapat Ketidakberaturan Struktur Vertikal 1A dan 1B.

2. Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

Ketidakteraturan berat (massa) → Syarat: $W_i > 150\% W_{i+1}$ atau

$$W_i > 150\% W_{i-1}$$

Contoh perhitungan lantai 1:

$$\text{Massa (ton)} = \frac{573175}{1000} = 573,175$$

$$\text{Cek lantai 2 (W2)} = 1,5(526,711 \text{ ton}) = 790,0665$$

$W1 < 150\% W2 \rightarrow \text{OK.}$

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Syarat: $d_i > 130\% d_{i+1}$ atau $d_i > 130\% d_{i-1}$

Perhitungan: Lebar lantai 1 = 40 m

Lebar lantai 6 = 32 m

$$\text{Cek} = \frac{\text{Lantai 6}}{\text{Lantai 1}} = \frac{40 \text{ m}}{32 \text{ m}} < 1,3 \text{ m} = 1,25 < 1,3 \rightarrow \text{OK.}$$

Maka, tidak terdapat Ketidakberaturan Geometri Vertikal.

4. Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal

Tidak ada (dalam proyek pembangunan Hotel Kapsul 6 Lantai Kawasan Kulon progo).

5. Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Tipe 5A dan 5B

- Syarat: Tipe 5A kekuatan tingkat lemah ($V_{ni} < 80\% V_{ni+1}$).

Tipe 5B kekuatan tingkat lemah ($V_{ni} < 60\% V_{ni+1}$).

- Contoh perhitungan pada lantai 1:

$$\text{Arah X} = 725,968; \text{Arah Y} = 552,5558$$

(berlaku untuk arah Y)

5B (perhitungan arah X)

$$\begin{aligned} L_i < 0,6 L_2 &= 725,968 \dots 0,6 (552,5558) \\ &= 725,968 > 409,1445 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

5A (perhitungan arah Y)

$$\begin{aligned} L_i < 0,8 L_2 &= 725,968 \dots 0,8 (552,5558) \\ &= 725,968 > 545,260 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan rekapitulasi data ketidakberaturan kuat lateral tingkat 5a dan 5b, yang dapat dilihat pada Tabel 2.31.

Tabel 2. 31 Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Tipe 5A dan 5B

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan (kN)	Keterangan	Kekuatan (kN)	Keterangan
6	233,5191		186,8153	
5	389,3672	OK	311,4937	OK
4	514,3286	OK	411,4629	OK
3	610,2479	OK	475,4091	OK
2	681,9075	OK	523,1821	OK
1	725,968	OK	552,5558	OK

Tabel 2. 32 Rekapitulasi Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakteraturan Horizontal	Yes	No
1. Ketidakberaturan Torsi 1A	✓	-
1. Ketidakberaturan Torsi 1B	-	✓
2. Ketidakberaturan Sudut Dalam	✓	-
3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma	-	✓
4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang	-	✓
5. Ketidakberaturan Struktur Non Pararel	-	✓

Tabel 2. 33 Rekapitulasi Ketidakberaturan Struktur Vertikal

Ketidakteraturan Vertikal	Yes	No
1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak	-	✓
2. Ketidakberaturan Berat (Massa)	-	✓
3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal	-	✓
4. Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal	-	✓
5. Diskontinuitas dan Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat	-	✓

Karena pada sistem struktur terdapat Ketidakberaturan Horizontal 1A dan Tipe 2, maka ada beberapa konsekuensi ketidakberaturan yang harus dipenuhi.

- Jika terdapat Ketidakberaturan Horizontal 1A:

Pada KDS DEF:

1. Struktur tidak boleh dianalisis dengan Metode Static Ekuivalen.

2. Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari rumus (51).
 3. Struktur dimodelkan dengan menyertakan P-Delta.
 4. Properties penampang retak harus disertakan.
 5. Pada portal baja deformasi zona parel harus disertakan.
 6. Wajib menyertakan rumus torsi tak terduga (5%) dan harus diperbesar dengan faktor Ax menggunakan rumus (43).
 7. Simpangan antar lantai harus memenuhi $\frac{\Delta}{p}$.
 - o Jika terdapat Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2 (Sudut Dalam):
Pada KDS DEF:
 1. Struktur tidak boleh dianalisis dengan Metode Static Ekuivalen.
 2. Khusus gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari rumus (51).'
1. Pada Aplikasi Analisis Struktur (ETABS) dimodelkan Analisis gempa dinamik berupa Response Spectrum Analysis,
 2. Perhitungan Gaya desain diafragma yang ditingkatkan sebesar 25% dari rumus (51). Pada SNI 1726:2019, rumus (51): $F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px}$
- Contoh Perhitungan:
- Diketahui:
- | | |
|-------------------|--------------|
| W_{px} lantai 6 | = 3636,98 kN |
| V_x lantai 6 | = 261,42 kN |
| V_y lantai 6 | = 230,54 kN |
| W_i lantai 6 | = 4934 kN |
| W_{px} lantai 5 | = 3636,98 kN |
| V_x lantai 5 | = 457,98 kN |
| V_y lantai 5 | = 384,97 kN |

$$\begin{aligned}
 W_i \text{ lantai 5} &= 4689,9 \text{ kN} \\
 A_{px} \text{ lantai 5} &= 488 \text{ m}^2 \\
 \\
 F(x) \text{ lantai 5} &= V_x \text{ lt 5} - V_x \text{ lt 6} \\
 &= 457,98 - 261,42 = 196,56 \text{ kN} \\
 F_i(x) \text{ lantai 6} &= 261,42 \text{ kN} \\
 F(y) \text{ lantai 5} &= V_y \text{ lt 5} - V_y \text{ lt 6} \\
 &= 384,97 - 230,54 = 154,44 \text{ kN} \\
 F_i(y) \text{ lantai 6} &= 230,54 \text{ kN} \\
 \sum F_i(x) \text{ lantai 5} &= F_i(x) \text{ lt 6} + F_i(x) \text{ lt 5} = 457,98 \text{ kN} \\
 \sum F_i(y) \text{ lantai 5} &= 384,98 \text{ kN} \\
 \sum W_i \text{ lantai 5} &= W_i \text{ lt 6} + W_i \text{ lt 5} = 9624,24 \text{ kN} \\
 \\
 F_{px}(x) \text{ lantai 5} &= \frac{\sum f(x) \text{ lt 5}}{\sum W_i \text{ lt 5}} \times W_{px} \text{ lt 5} \\
 &= \frac{457,98}{9624,24} \times 3636,98 = 173,07 \text{ kN} \\
 1,25 F_{px} &= 1,25 \times 173,07 \text{ kN} = 216,34 \text{ kN} \\
 F_{px}(y) \text{ lantai 5} &= 58,36 \text{ kN} \\
 1,25 F_{px}(y) \text{ lantai 5} &= 72,95 \text{ kN} \\
 \\
 F_{px} \text{ minimum} &= 0,2 \times S_{ds} \times I_e \times W_{px} \\
 F_{px} \text{ minimum lantai 5} &= 560,09 \\
 F_{px} \text{ maximum} &= 0,4 \times S_{ds} \times I_e \times W_p \\
 F_{px} \text{ maximum lantai 5} &= 1120,19 \\
 \\
 \text{Maka } F_{px}(x), \text{ menggunakan nilai maksimum antara } 1,25F_{px}(x) \text{ dan } F_{px} \\
 \text{min.} \\
 F_{px}(x) \text{ pakai lantai 5} &= 560,09 \\
 F_{px}(y) \text{ pakai lantai 5} &= 560,09 \\
 \text{Maka, } Q_{px} &= \frac{F_{px}(x) \text{ pakai}}{A_{px}} = \frac{560,09}{488} = 1,15
 \end{aligned}$$

Perhitungan dilakukan juga pada lantai lainnya dan nilai Q_{px} dan Q_{py} yang diinput ke program etabs, dipilih Q_{px} dan Q_{py} terbesar dari semua lantai. Tabel rekapitulasi perhitungan gaya desain diafragma yang ditingkatkan 25% dapat dilihat pada Tabel 2.34; 2.35; dan 2.36

Tabel 2. 34 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Desain Diafragma Tingkat 25%

Lantai	W_{px} (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)	$f_i(x)$ (kN)	$f_i(y)$ (kN)
6	3636,98	261,41	230,54	261,41	230,54
5	3636,98	457,98	384,98	196,57	154,44
4	3636,98	609,11	498,42	151,13	113,44
3	3636,98	740,06	596,78	130,95	98,36
2	4105,82	838,03	677,91	97,98	81,13
1	4105,82	890,70	726,87	52,66	48,96

Tabel 2. 35 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Desain Diafragma Tingkat 25%

$\Sigma f_i(x)$	$\Sigma f_i(y)$	W_i (kN)	Σw_i	$f_{px}(x)$	$1,25 \cdot f_{px}(x)$	$f_{px}(y)$
261,41	230,54	4934,26	4934,26	192,68	240,85	169,93
457,98	384,98	4689,98	9624,24	173,07	216,34	58,36
609,11	498,42	4724,54	9414,52	235,31	294,14	43,82
740,06	596,78	4822,46	9547,00	281,93	352,41	37,47
838,03	677,91	5267,11	10089,57	341,03	426,28	33,02
890,70	726,87	5731,75	10998,86	332,49	415,62	18,28

Tabel 2. 36 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Desain Diafragma Tingkat 25%

$1,25 f_{px}(y)$	F_{px} min	F_{px} max	F_{px} pakai (x)	F_{px} pakai (y)	A_{px}	$Q_{px}(x)$	$Q_{px}(y)$
212,41	560,09	1120,19	560,09	560,09	488,00	1,15	1,15
72,95	560,09	1120,19	560,09	560,09	488,00	1,15	1,15
54,78	560,09	1120,19	560,09	560,09	488,00	1,15	1,15
46,84	560,09	1120,19	560,09	560,09	536,00	1,04	1,04
41,27	632,30	1264,59	632,30	632,30	536,00	1,18	1,18
22,85	632,30	1264,59	632,30	632,30	536,00	1,18	1,18

Sehingga Q_{px} dan Q_{py} diafragma yang diinput di etabs adalah 1,18 dan 1,18.

Perhitungan V-Desain

Perhitungan V-Desain berfokus pada penentuan kekuatan dan daya dukung elemen-elemen struktur dalam menghadapi berbagai jenis beban. V-Desain, atau analisis gaya dalam struktur, berfungsi untuk menghitung dan mendistribusikan

beban yang bekerja pada setiap elemen, seperti balok, kolom, dan kuda-kuda, guna memastikan bahwa semua komponen dapat berfungsi dengan optimal dan aman. Melalui perhitungan V-Desain, insinyur dapat menganalisis bagaimana gaya-gaya tersebut berinteraksi dan memengaruhi stabilitas struktur secara keseluruhan. Hasil dari perhitungan ini tidak hanya membantu dalam pemilihan material yang tepat tetapi juga dalam penentuan dimensi elemen yang diperlukan untuk memenuhi standar keselamatan dan kinerja yang diharapkan dalam sebuah bangunan. Hasil perhitungan v-desain untuk proyek pembangunan hotel enam lantai kawasan daerah kulon progo, dapat dilihat pada Tabel 2.37 dan 238.

Contoh perhitungan: Lantai 1

- $V_x \text{ (statik)} = \frac{F_x \cdot 9,81}{1000} = 1,729 \text{ kN}$
- $V_y \text{ (statik)} = 1,729 \text{ kN}$
- 85% statik $\rightarrow V_x = 0,85 \times V_x \text{ (statik)} = 1,470 \text{ kN}$
 $V_y = 0,85 \times V_y \text{ (statik)} = 1,470 \text{ kN}$
- Dinamik
 $V_{\text{spec-x}} = X\text{-Dir} = 890,697 \text{ kN}$
 $V_{\text{spec-y}} = Y\text{-Dir} = 726,867 \text{ kN}$
- Dinamik Koreksi
 $V_{\text{spec-x}} = V_{\text{spec-x}} \text{ (dinamik)} = 890,697 \text{ kN}$
 $V_{\text{spec-y}} = 793,965 \text{ kN}$
- Gaya Geser Desain
 $V_{\text{spec-x}} = \text{Max: } V_x \text{ 85\%statik dan } V_{\text{spec-x}} \text{ Dinamik Koreksi}$
 $= 890,697 \text{ kN}$
 $V_{\text{spec-y}} = \text{Max: } V_y \text{ 85\%statik dan } V_{\text{spec-y}} \text{ Dinamik Koreksi}$
 $= 793,965 \text{ kN}$
- Fz Gempa Desain
 $F_x = V_{\text{spec-x}} \text{ gaya geser desain(i)} - V_{\text{spec-x}} \text{ gaya geser desain (i+1)}$
 $= 52,664 \text{ kN}$
 $F_y = V_{\text{spec-y}} \text{ gaya geser desain(i)} - V_{\text{spec-y}} \text{ gaya geser desain (i+1)}$
 $= 53,479 \text{ kN}$

Tabel 2. 37 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Desain Diafragma Tingkat 25%

L	Statik		85% statik		Dinamik		Dinamik koreksi		Gaya geser desain		Fz gempa desain	
	Vx	Vy	Vx	Vy	Vspec-x	Vspec-y	Vspec-x	Vspec-y	Vspec-x	Vspec-y	Vspec-x	Vspec-y
6	9,16 3	9,16 3	7,78 9	7,78 9	261,41 2	230,54 2	261,41 2	251,82 4	261,41 2	251,82 4	261,41 2	251,82 4
5	6,11 5	6,11 5	5,19 8	5,19 8	457,98 1	384,97 8	457,98 1	420,51 6	457,98 1	420,51 6	196,56 9	168,69 2
4	4,90 3	4,90 3	4,16 8	4,16 8	609,10 9	498,41 8	609,10 9	544,42 8	609,10 9	544,42 8	151,12 8	123,91 2
3	3,76 4	3,76 4	3,19 9	3,19 9	740,05 5	596,77 5	740,05 5	651,86 5	740,05 5	651,86 5	130,94 7	107,43 6
2	2,81 2	2,81 2	2,39 0	2,39 0	838,03 3	677,90 7	838,03 3	740,48 6	838,03 3	740,48 6	97,978	88,621
1	1,72 9	1,72 9	1,47 0	1,47 0	890,69 7	726,86 7	890,69 7	793,96 5	890,69 7	793,96 5	52,664	53,479

Tabel 2. 38 Perhitungan V-desain (Gaya Gempa)

Gaya Gempa	Vx (kN)	Vy (kN)
STATIK	9,1633	9,1633
85% STATIK	7,7888	7,7888
Scale factor	1226,25	1226,25
Scale factor koreksi	1226,25	1339,447

Jika terdapat Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1A, "Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan P-delta".

PENGECEKAN P-DELTA

Contoh perhitungan, gempa arah x (p-delta):

Lantai 1:

$$H_{sx} = 4000 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

$$\Delta = \sigma_{xi} - \sigma_{xi-1}$$

$$= \left(\frac{C_d \cdot \sigma_e}{I_e} \right) - 0 \text{ (karena ditinjau dari lantai 1)} = 22,65$$

1)

$$P = 19472,88 \text{ kN}$$

$$V_x = \text{Max: } V_x \text{ (85\% statik)} = 890,70 \text{ kN}$$

dan V_{spec-x} (Dinamik Koreksi)

$$\theta = \frac{(p \cdot \Delta \cdot I_e)}{(V_x \cdot H_{sx} \cdot C_d)} = 0,023$$

$$\theta_{max} = 0,5 \left(\frac{1}{C_d} \right) = 0,9$$

Karena $\theta < \theta_{max}$, dapat disimpulkan pengecekan p-delta pada lantai 1 “STABIL”.

Berlaku untuk perhitungan p-delta gempa arah y, sehingga didapatkan rekapitulasi yang dapat dilihat pada Tabel 2.39 dan Tabel 2.40:

Tabel 2. 39 Rekapitulasi P-Delta Gempa Arah X

P-Delta Gempa Arah X							
Lantai	Hsx (mm)	Δ	P (kN)	Vx (kN)	θ	θ_{max}	Ket
6	22000	16,79	3122,13	261,41	0,002	0,09	STABIL
5	18400	25,44	6172,26	457,98	0,003	0,09	STABIL
4	14800	34,20	9222,40	609,11	0,006	0,09	STABIL
3	11200	38,92	12623,96	740,06	0,011	0,09	STABIL
2	7600	37,06	16025,52	838,03	0,017	0,09	STABIL
1	4000	22,65	19462,88	890,70	0,023	0,09	STABIL

Tabel 2. 40 Rekapitulasi P-Delta Gempa Arah Y

P-Delta Gempa Arah Y							
Lantai	Hsx (mm)	Δ	P (kN)	Vx (kN)	θ	θ_{max}	Ket
6	22000	18,17	3122,13	251,82	0,002	0,09	STABIL
5	18400	26,47	6172,26	420,52	0,004	0,09	STABIL
4	14800	40,96	9222,40	544,43	0,009	0,09	STABIL
3	11200	40,69	12623,96	651,86	0,013	0,09	STABIL
2	7600	37,27	16025,52	740,49	0,019	0,09	STABIL
1	4000	21,41	19462,88	793,96	0,024	0,09	STABIL

Perhitungan Torsi Tak Terduga dan Diperbesar Sebesar Faktor Ax.

Diketahui:

$\frac{\Delta_{max.lantai\ 4}}{\Delta_{average.lantai\ 4}}$, pada arah Y = 1,222; panjang lx = 40 m dan ly = 16 m

$$\text{Faktor Ax} = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{average}} \right)^2$$

$$\text{Ax lantai 4} = \left(\frac{\Delta_{max}}{1,2\Delta_{average}} \right)^2 = 1,037$$

Torsi tak terduga (5%) = $0,05 \times A_x = 5,2\%$

Eksentrisitas arah Y = $5,2\% \times l_x = 2,074 \text{ m}$ (kemudian input pada Etabs).

Tabel rekapitulasi perhitungan torsi tak terduga (5%) dan Δx , dapat dilihat pada Tabel 2.41 dan Tabel 2.42:

Tabel 2. 41 Rekapitulasi Perhitungan Torsi Tak Terduga (5%) dan Δx Arah X

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Lantai 6	1,025	0,730	3,6%	0,584
Lantai 5	1,027	0,732	3,7%	0,586
Lantai 4	1,033	0,741	3,7%	0,593
Lantai 3	1,041	0,753	3,8%	0,602
Lantai 2	1,035	0,744	3,7%	0,595
Lantai 1	1,032	0,740	3,7%	0,592

Tabel 2. 42 Rekapitulasi Perhitungan Torsi Tak Terduga (5%) dan Δx Arah Y

Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Lantai 6	1,182	0,970	4,9%	1,940
Lantai 5	1,191	0,985	4,9%	1,970
Lantai 4	1,222	1,037	5,2%	2,074
Lantai 3	1,249	1,083	5,4%	2,167
Lantai 2	1,252	1,089	5,4%	2,177
Lantai 1	1,244	1,075	5,4%	2,149

Simpangan Antar Lantai

Contoh perhitungan arah x pada lantai 1:

Diketahui:

$$H_{sx} \text{ (mm)} = 4000 \text{ mm}; C_d = 5,5$$

$$h \text{ (mm)} = 4000 \text{ mm}; I_e = 1$$

$$\delta_e = 4,119$$

$$\delta x = \frac{(5,5 \times 4,119)}{1} = 22,6545$$

$$\Delta = 22,6545 - 0 = 22,6545$$

$$\Delta_{ijin} = \frac{(0,02 \cdot 4000 \text{ mm})}{1,3} = 61,53846$$

Karena $\Delta < \Delta_{ijin}$, simpangan antar lantai arah x pada lantai 1 “OK”.

Berlaku juga untuk perhitungan pada gempa arah y, sehingga didapatkan rekapitulasi perhitungan simpangan antar lantai seperti pada Tabel yang dapat dilihat pada Tabel 2.43 dan 2.44

Tabel 2. 43 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah X

Gempa Arah X							
Lantai	Hsx (mm)	h(mm)	δ_e	δ_x	Δ	Δ_{ijin}	Ket
6	22000	3600	31,83	175,07	16,79	55,38	OKE
5	18400	3600	28,78	158,27	25,44	55,38	OKE
4	14800	3600	24,15	132,84	34,20	55,38	OKE
3	11200	3600	17,93	98,64	38,92	55,38	OKE
2	7600	3600	10,86	59,72	37,06	55,38	OKE
1	4000	4000	4,12	22,65	22,65	61,54	OKE

Tabel 2. 44 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah Y

Gempa Arah Y							
Lantai	Hsx (mm)	h(mm)	δ_e	δ_y	Δ	Δ_{ijin}	Ket
6	22000	3600	33,63	184,98	18,17	55,38	OKE
5	18400	3600	30,33	166,81	26,47	55,38	OKE
4	14800	3600	25,52	140,34	40,96	55,38	OKE
3	11200	3600	18,07	99,37	40,69	55,38	OKE
2	7600	3600	10,67	58,69	37,27	55,38	OKE
1	4000	4000	3,89	21,41	21,41	61,54	OKE

2.11 Perencanaan Balok Anak

Pada perancangan struktur atas, balok anak sebagai elemen pendukung yang menyalurkan beban dari pelat atau kuda-kuda ke elemen struktur utama, seperti balok induk atau kolom. Balok anak dirancang untuk menahan beban yang bekerja dengan efisien, sekaligus memastikan distribusi beban yang merata di seluruh struktur. Oleh karena itu, perancangan balok anak memerlukan analisis yang cermat terhadap beban yang akan diterima, dimensi, dan pemilihan material yang sesuai. Dengan perancangan yang tepat, balok anak dapat memberikan kestabilan dan kekuatan yang diperlukan, serta berkontribusi pada keseluruhan integritas struktur atap, sehingga mendukung fungsi dan keamanan bangunan secara keseluruhan.

Tipe balok anak: BA1 (250 x 300)

Diketahui:	Mu (+)	= 6,79 kNm	f'c	= 30 MPa
	Mu (-)	= -16,29 kNm	Fy sengkang	= 280 MPa
	Vu tumpuan	= 17,71 kN	d	= 292 mm
	Vu lapangan	= -16,29 kN	β	= 0,836
	Diam tulangan utama	= 19mm		
	Diam tulangan sengkang	= 13mm		
	Selimut beton	= 40 mm		

Tulangan longitudinal tumpuan

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 16,2912 \text{ kNm} \\ a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0,85 f'c b w}} = 10,05 \text{ mm} \\ C &= \frac{a}{\beta} = 12,02 \text{ mm} \\ C_{\max} &= 0,375d = 287,5 \text{ mm} \\ Et &= \frac{d-c}{c} 0,003 = 0,0028 < 0,005 \end{aligned}$$

Maka faktor reduksi adalah 0,65

$$a_{\max} = \beta \times C_{\max} = 91,54$$

$a < a_{\max}$ Maka digunakan tulangan tunggal

$$\text{As perlu} = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 211,26 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap Asmin dan Asmax

$$\text{Asmin} = \frac{1,4}{f_y} b d = 239,58 \text{ mm}^2$$

$$\text{As max} = \frac{0,36 \beta f'c b d}{f_y} = 1545,1 \text{ mm}^2$$

Digunakan Asmin = 239,58 mm²

$$n \text{ tulangan} = \frac{239,58}{283,39} = 0,845 \approx 2$$

Maka digunakan 2D19

Tulangan longitudinal lapangan

$$M_u = 6,79 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f' c b w}} = 4,14 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = 4,96 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d = 107,81 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 87,24 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap $A_{s\min}$ dan $A_{s\max}$

$$A_{s\min} = \frac{1,4}{f_y} b d = 239,58 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\max} = \frac{0,36 \beta f' c b d}{f_y} = 1545,1 \text{ mm}^2$$

Digunakan $A_{s\min} = 239,58 \text{ mm}^2$

$$n \text{ tulangan} = \frac{239,58}{283,39} = 0,845 \approx 2$$

Maka digunakan 2D19

Tulangan Geser Tumpuan

$$\phi = 0,75$$

$$\lambda = 1$$

$$V_u = 17,71 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f' c} b w d = 50,19 \text{ kN}$$

$$0,5 \phi V_c = 25,0968 \text{ kN}$$

Karena $0,5 \phi V_c \geq V_u \dots 25,0968 \geq 17,71 \text{ kN}$

Secara teoritis tidak memerlukan tulangan geser, namun tetap dipasang sengkang dengan jarak bebas dipilih 2D13-150.

Tulangan Geser Lapangan

$$\phi = 0,75$$

$$\lambda = 1$$

$$V_u = 16,29 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b w d = 50,19 \text{ kN}$$

$$0,5 \phi V_c = 25,0968 \text{ kN}$$

Karena $0,5 \phi V_c \geq V_u \dots 25,0968 \geq 16,29 \text{ kN}$

Secara teoritis tidak memerlukan tulangan geser, namun tetap dipasang sengkang dengan jarak bebas dipilih 2D13-150.

Sehingga didapatkan rekapitulasi untuk kebutuhan penulangan balok anak tipe BA1 (250 x 300), yang dapat dilihat pada Tabel 2.45.

Tabel 2. 45 Rekapitulasi BA1 (250 x 300)

REKAPITULASI	
Tulangan utama tumpuan	2D19
Tulangan utama lapangan	2D19
Sengkang tumpuan	2D13-150
Sengkang lapangan	2D13-150

Tipe balok anak: BA2 (250 x 400)

Diketahui:	Mu (+)	= 48 kNm	f'c	= 30 MPa
	Mu (-)	= -1,844 kNm	Fy sengkang	= 280 MPa
	Vu tumpuan	= 28,97 kN	d	= 337,5 mm
	Vu lapangan	= 22,39 kN	β	= 0,836
	Diam tulangan utama	= 19mm		
	Diam tulangan sengkang	= 13mm		
	Selimit beton	= 40 mm		

Tulangan longitudinal tumpuan

$$Mu = 1,844 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0,85 f' c b w}} = 0,95 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = 1,14 \text{ mm}$$

$$C_{max} = 0,375d = 126,6 \text{ mm}$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} 0,003 = 0,0029 < 0,005$$

Maka faktor reduksi adalah 0,65

$$a_{max} = \beta \times C_{max} = 107,22$$

$a < a_{max}$ Maka digunakan tulangan tunggal

$$A_s \text{ perlu} = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 20,04 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap A_{smin} dan A_{smax}

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} b d = 281,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{smax} = \frac{0,36 \beta f' c b d}{f_y} = 1813,82 \text{ mm}^2$$

Digunakan $A_{smin} = 281,25 \text{ mm}^2$

$$n \text{ tulangan} = \frac{281,25}{283,39} = 0,99 \approx 2$$

Maka digunakan 2D19

Tulangan longitudinal lapangan

$$Mu = 48 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0,85 f' c b w}} = 25,77 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = 30,83 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d = 126,56 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = 545,91 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap $A_{s\min}$ dan $A_{s\max}$

$$A_{s\min} = \frac{1,4}{f_y} b d = 281 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\max} = \frac{0,36 \beta f' c b d}{f_y} = 1813,82,1 \text{ mm}^2$$

Digunakan $A_{s\text{perlu}} = 545,91 \text{ mm}^2$

$$n \text{ tulangan} = \frac{545,91}{283,39} = 1,926 \approx 2$$

Maka digunakan 2D19

Tulangan Geser Tumpuan

$$\phi = 0,75$$

$$\lambda = 1$$

$$V_u = 28,97 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f' c} b w d = 59,7 \text{ kN}$$

$$0,5 \phi V_c = 29,85 \text{ kN}$$

Karena $0,5 \phi V_c \geq V_u \dots 29,85 \text{ kN} \geq 28,97 \text{ kN}$

Secara teoritis tidak memerlukan tulangan geser, namun tetap dipasang sengkang dengan jarak bebas dipilih 2D13-150.

Tulangan Geser Lapangan

$$\phi = 0,75$$

$$\lambda = 1$$

$$V_u = 22,39 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f' c} b w d = 59,7 \text{ kN}$$

$$0,5 \phi V_c = 29,85 \text{ kN}$$

Karena $0,5 \phi V_c \geq V_u \dots 29,85 \text{ kN} \geq 22,39 \text{ kN}$

Secara teoritis tidak memerlukan tulangan geser, namun tetap dipasang sengkang dengan jarak bebas dipilih 2D13-150.

Sehingga didapatkan rekapitulasi untuk kebutuhan penulangan balok anak tipe BA2 (250 x 400), yang dapat dilihat pada Tabel 2.46.

Tabel 2. 46 Rekapitulasi BA2 (250 x 400)

REKAPITULASI	
Tulangan utama tumpuan	2D19
Tulangan utama lapangan	2D19
Sengkang tumpuan	2D13-150
Sengkang lapangan	2D13-150

2.12 Perencanaan Balok Induk

Balok induk berfungsi menyalurkan beban tersebut ke kolom dan elemen pendukung lainnya, sehingga stabilitas dan kekuatan balok induk sangat berpengaruh terhadap keseluruhan kestabilan struktur bangunan. Proses perancangan balok induk memerlukan analisis mendalam terhadap berbagai jenis beban yang akan diterima, termasuk beban mati, beban hidup, serta beban dinamis, untuk menentukan dimensi dan material yang tepat.

Perencanaan Balok Induk (250x400)

Diketahui	:	dimensi balok	=	250 x 400			
		f'_c	=	30 MPa	f_y tul utama	=	420 Mpa
		f_y sengkang	=	280 MPa	V_u lapangan	=	45,254 kN
		M_u (-) tumpuan	=	-75,382 kNm	M_u (+) tumpuan	=	48,753 kNm
		M_u (+) lapangan	=	26,344 kNm	d	=	336 mm
		L_n	=	3400 mm	V_g	=	45,034 kN

Perhitungan :

Tulangan longitudinal tumpuan ($M_u = -75,382 \text{ kNm}$)

$$a = 336 - \sqrt{\frac{336^2 - 2 \times 75,382 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 30 \times 250}} = 41,69 \text{ mm}$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = 49,87 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 0,375d = 126 \text{ mm}^2$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = 0,017$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = 0,017$$

Karena $E_t > 0,005$ maka digunakan $\emptyset = 0,9$

$$A_s = \frac{75,382 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times (336 - \frac{41,69}{2})} = 632,81 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap $A_{s\min}$ dan $A_{s\max}$

$$A_{s\min} = \frac{1,4}{f_y} \times b d = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,25 \sqrt{\frac{f'_c}{f_y}} \times b w d = 273,86 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\max} = 0,025 b d = 2100 \text{ mm}^2$$

Asperlu lebih besar dari $A_{s\min}$, maka digunakan $A_{s\text{perlu}} = 632,81 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{632,81}{379,94} = 1,66 \approx 2 \text{ buah tulangan}$$

Jadi digunakan 2D22 untuk tulangan longitudinal tumpuan balok induk (250 x 400)

Tulangan longitudinal lapangan ($M_u = 26,34 \text{ kNm} < 48,75 \text{ kNm}$)

$$a = 336 - \sqrt{\frac{336^2 - 2 \times 48,75 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 30 \times 250}} = 26,32 \text{ mm}$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = 31,48 \text{ mm}$$

$$c_{max} = 0,375d = 126 \text{ mm}^2$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = 0,03$$

Karena $E_t > 0,005$ maka digunakan $\emptyset = 0,9$

$$A_s = \frac{48,75 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(336 - \frac{31,48}{2}\right)} = 402,72 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap A_{smin} dan A_{smax}

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} \times b \times d = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,25 \sqrt{\frac{f'_c}{f_y}} \times b \times d = 273,86 \text{ mm}^2$$

$$A_{smax} = 0,025 \times b \times d = 2100 \text{ mm}^2$$

Asperlu lebih besar dari A_{smin} , maka digunakan $A_{sperlu} = 402,72 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{402,72}{379,94} = 1,05 \approx 2 \text{ buah tulangan}$$

Jadi digunakan 2D22 untuk tulangan longitudinal lapangan balok induk (250 x 400)

Mpr (-)

$$A_s \text{ tulangan tarik tumpuan} = 2 \times 379,4 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(759,88(1,25 \times 420))}{0,85 \times 30 \times 250} = 65,5784$$

$$M_{pr} = 759,88 \times (1,25 \times 420) \times \left(336 - \frac{62,57}{2}\right) = 121,56 \text{ kNm}$$

Mpr (+)

$$A_s \text{ tulangan tarik lapangan} = 2 \times 379,4 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(759,88(1,25 \times 420))}{0,85 \times 30 \times 250} = 65,5784$$

$$M_{pr} = 759,88 \times (1,25 \times 420) \times \left(336 - \frac{62,57}{2}\right) = 121,56 \text{ kNm}$$

Gaya geser gempa akibat sendi plastis

$$V_{E1} = V_{E2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = 71,506 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_{G1} = V_{G2} = 45,0339 \text{ kN}$$

$$V_e = 71,506 + 45,0339 = 116,5 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat gempa = 71,506 kN > 50% gaya geser desain (58,27 kN) maka:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_e}{0,75} - V_c = 155,3867 \text{ kN}$$

$$A_v = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{2 \times A_v \times f_y \text{ sengkang} \times d}{V_s} = 160,6459 \text{ mm}^2$$

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$d/4 = 84 \text{ mm}$$

$$6d_b = 132 \text{ mm}$$

$$150 \text{ mm}$$

Maka dipasang 2D13-80 pada daerah tumpuan

Tulangan geser lapangan

$$V_u = 45,254 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} b_w d = 78,21 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - V_c = 17,8761 \text{ kN}$$

$$A_v = 132,665 \text{ mm}^2$$

Karena $0,5\phi V_c < V_u < \phi V_c$

Maka: dipasang tulangan geser dengan spasi mengikuti ketentuan $S \leq d/2 = 168 \text{ mm}^2$

Sehingga digunakan atau dipasang tulangan geser lapangan 2D13 – 150.

Perencanaan Balok Induk (250x400)

Diketahui :	dimensi balok	=	300 x 500		
	f'_c	=	30 MPa	f_y tul utama	= 420 Mpa
	f_y sengkang	=	280 MPa	V_u lapangan	= 106,45 kN
	M_u (-)	=	-240,03 kNm	M_u (+)	= 107,62
	tumpuan			tumpuan	kNm
	M_u (+)	=	120,96 kNm	d	= 436 mm
	lapangan				
	L_n	=	5400 mm	V_g	= 147,66 kN

Perhitungan :

Tulangan longitudinal tumpuan ($M_u = -240,03 \text{ kNm}$)

$$a = 436 - \sqrt{\frac{436^2 - 2 \times 240,03 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 30 \times 300}} = 89,05 \text{ mm}$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = 106,53 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 0,375d = 163,5 \text{ mm}^2$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = 0,0092$$

Karena $E_t > 0,005$ maka digunakan $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{240,03 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(336 - \frac{89,05}{2}\right)} = 1622,07 \text{ mm}$$

Cek terhadap $A_{s\min}$ dan $A_{s\max}$

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} x b d = 436 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,25 \sqrt{\frac{f'_c}{f_y}} x b w d = 426,44 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = 0,025 b d = 3270 \text{ mm}^2$$

Asperlu lebih besar dari Asmin, maka digunakan Asperlu = 1622,07 mm²

$$n = \frac{1622,07}{379,04} = 4,26 \approx 5 \text{ buah tulangan}$$

Jadi digunakan 5D22 untuk tulangan longitudinal tumpuan balok induk (300 x 500)

Tulangan longitudinal lapangan ($M_u = 107,62 \text{ kNm} < 120,96 \text{ kNm}$)

$$a = 436 - \sqrt{\frac{436^2 - 2x120,96x10^6}{0,9x0,85x30x300}} = 42,35 \text{ mm}$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta} = 50,66 \text{ mm}$$

$$c_{max} = 0,375d = 163,50 \text{ mm}^2$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} x 0,003 = 0,022$$

Karena $E_t > 0,005$ maka digunakan $\emptyset = 0,9$

$$A_s = \frac{120,96x10^6}{0,9 x 420 x (336 - \frac{42,35}{2})} = 779,2 \text{ mm}$$

Cek terhadap Asmin dan Asmax

$$A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} x b d = 436 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,25 \sqrt{\frac{f'_c}{f_y}} x b w d = 426,44 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = 0,025 b d = 3270 \text{ mm}^2$$

Asperlu lebih besar dari Asmin, maka digunakan Asperlu = 779,2 mm²

$$n = \frac{779,2}{379,94} = 2,05 \approx 3 \text{ buah tulangan}$$

Jadi digunakan 3D22 untuk tulangan longitudinal lapangan balok induk (300 x 500)

Mpr (-)

$$\begin{aligned} \text{As tulangan tarik tumpuan} &= 5 \times 379,4 &= 1899,7 \text{ mm}^2 \\ a &= \frac{(1899(1,25 \times 420))}{0,85 \times 30 \times 300} &= 130,37 \text{ mm} \\ \text{Mpr} &= 1899,7 \times (1,25 \times 420) \times \left(436 - \frac{130,37}{2}\right) &= 369,83 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mpr (+)

$$\begin{aligned} \text{As tulangan tarik lapangan} &= 3 \times 379,4 &= 1139,82 \text{ mm}^2 \\ a &= \frac{(1139,82 (1,25 \times 420))}{0,85 \times 30 \times 300} &= 78,22 \text{ mm} \\ \text{Mpr} &= 1139,82 \times (1,25 \times 420) &= 237,5 \text{ kNm} \\ &\times \left(436 - \frac{78,22}{2}\right) \end{aligned}$$

Gaya geser gempa akibat sendi plastis

$$VE1=VE2=\frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{ln}=112,46 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat beban gravitasi

$$VG1=VG2=147,66 \text{ kN}$$

$$Ve = 112,46 + 147,66 = 260,61 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat gempa = 112,46 kN < 50% gaya geser desain (130,1 kN) maka:

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} b w d = 121,79 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_e}{0,75} - V_c = 225,05 \text{ kN}$$

$$A_v = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{2xAvxfy \text{ sengkang}xd}{V_s} = 132,665 \text{ mm}^2$$

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$d/4 = 109 \text{ mm}$$

$$6db = 132 \text{ mm}$$

$$150 \text{ mm}$$

Maka dipasang 2D13-100 pada daerah tumpuan

Tulangan geser lapangan

$$V_u = 106,45 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6\sqrt{f'c} b_w d = 121,79 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - V_c = 20,14 \text{ kN}$$

$$A_v = 132,665 \text{ mm}^2$$

Karena $0,5\phi V_c < V_u < \phi V_c$

Maka: dipasang tulangan geser dengan spasi mengikuti ketentuan $S \leq d/2 = 218 \text{ mm}^2$

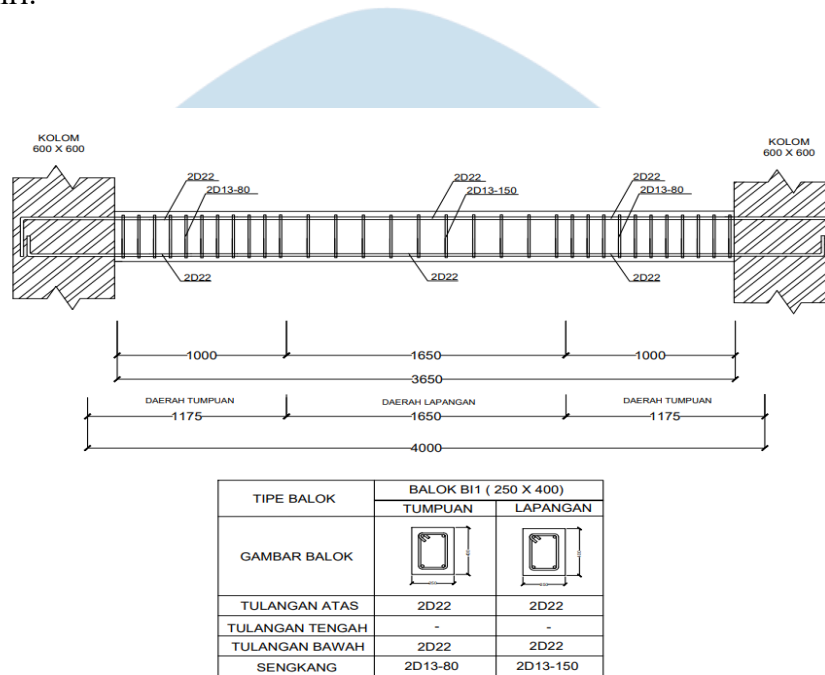
Sehingga digunakan atau dipasang tulangan geser lapangan 2D13 - 150

Berikut rekapitulasi perhitungan untuk balok bordes (250 x 400), Ringbalk (250 x 400), balok induk (350 x 550), yang dapat dilihat pada Tabel 2.47 dibawah ini.

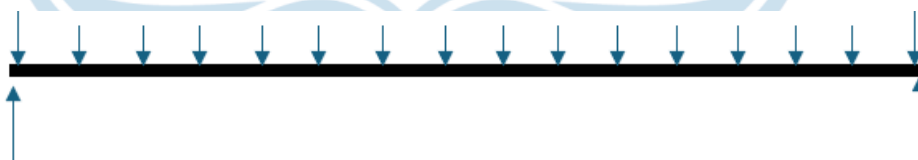
Tabel 2. 47 Rekapitulasi Balok Induk dan Balok Bordes

Keterangan	Tulangan Tumpuan	Tulangan	Tulangan Tumpuan	Tulangan	Tulangan Tumpuan	Tulangan
Mu	344,7	178,2	66,2	39,4	217,6	181,9
a	98,2	48,0	36,3	21,1	143,6	143,6
c	117,5	57,4	25,2	25,2	171,7	135,8
cmak	182,3	182,3	126,0	126,0	126,0	126,0
Et	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
As perlu	1030,9	1030,9	550,9	322,1	2100,0	2484,6
Jumlah tul (D22)	6,0	3,0	2,0	2,0	6,0	6,0
Mper/tul tarik tumpuan	550,4		121,6		289,8	
Mper/tul tarik lap	220,8		121,6		289,8	
VE+ME2	104,3		71,5		78,3	
VG	206,7		39,0		85,1	
Ve	311,1		110,5		164,4	
Vc	158,38	158,38	0,00	78,21	78,21	78,21
Vs	256,37	62,27	147,40	57,35	141,00	64,48
Av	132,67	132,67	132,67	132,67	132,67	132,67
s	140,83	579,81	169,35	435,29	265,55	387,11
Digunakan tul Geser	Maka dipasang 2D13-100	Maka dipasang 2D13-150	Maka dipasang 2D13-80	Maka dipasang 2D13-150	Maka dipasang 2D13-80	Maka dipasang 2D13-150

Contoh sketsa Balok Induk (250x400), dapat dilihat pada Gambar 2.4 untuk penulangan longitudinal dan sengkang; Gambar 2.5 akibat beban gravitasi; Gambar 2.6 akibat beban gempa kiri-kanan; Gambar 2.7 superposisi beban gempa kiri-kanan; Gambar 2.8 akibat beban gempa kanan-kiri; Gambar 2.9 superposisi beban gempa kanan-kiri.



Gambar 2. 4 Tulangan Longitudinal dan Sengkang BI (250 x 400)



Gambar 2. 5 Akibat Beban Gravitasi (BI 250 x 400)



Gambar 2. 6 Akibat Beban Gempa Kiri-Kanan (BI 250 x 400)



Gambar 2. 7 Superposisi Beban Gempa Kiri-Kanan (BI 250 x 400)

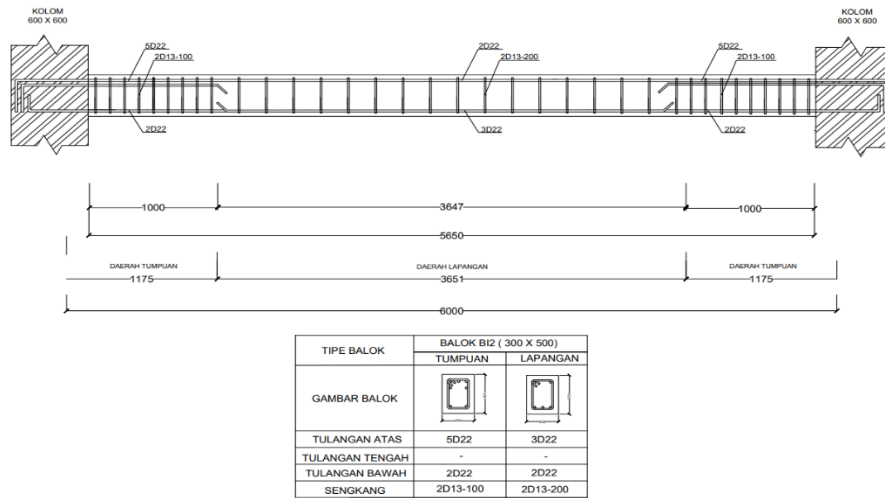


Gambar 2. 8 Akibat Beban Gempa Kanan-Kiri (BI 250 x 400)

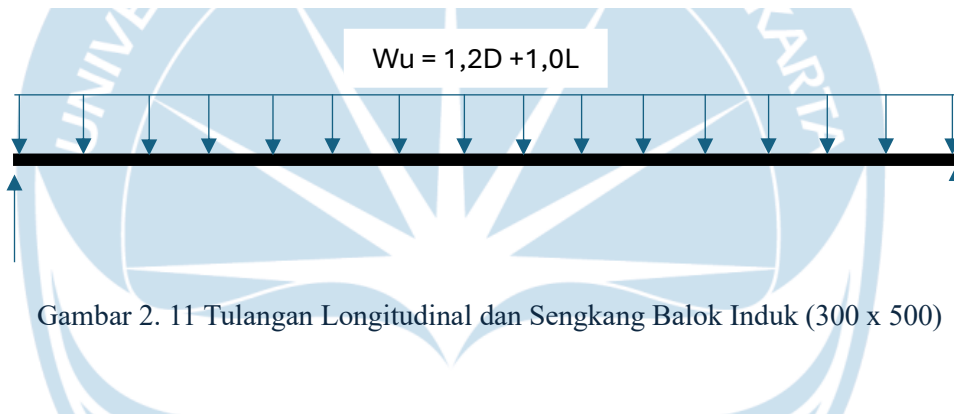


Gambar 2. 9 Superposisi Beban Gempa Kanan-Kiri (BI 250 x 400)

Contoh sketsa Balok Induk (300 x 500), dapat dilihat pada Gambar 2.10 untuk penulangan longitudinal dan sengkang; Gambar 2.11 akibat beban gravitasi; Gambar 2.12 akibat beban gempa kiri-kanan; Gambar 2.13 superposisi beban gempa kiri-kanan; Gambar 2.14 akibat beban gempa kanan-kiri; Gambar 2.15 superposisi beban gempa kanan-kiri.



Gambar 2. 10 Tulangan Longitudinal dan Sengkang Balok Induk (300 x 500)



Gambar 2. 11 Tulangan Longitudinal dan Sengkang Balok Induk (300 x 500)



Gambar 2. 12 Akibat Beban Gempa Kiri-Kanan (BI 300 x 500)



Gambar 2. 13 Superposisi Beban Gempa Kiri-Kanan (BI 300 x 500)



Gambar 2. 14 Akibat Beban Gempa Kanan-Kiri (BI 300 x 500)



Gambar 2. 15 Superposisi Beban Gempa Kanan-Kiri (BI 300 x 500)

2.13 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan elemen kunci yang berfungsi sebagai penopang utama untuk menyalurkan beban dari struktur atap dan lantai ke fondasi. Kolom harus dirancang dengan hati-hati untuk memastikan bahwa mereka mampu menahan beban vertikal, serta gaya lateral yang mungkin timbul akibat faktor-faktor eksternal seperti gempa atau angin.

Diketahui: $V_u = 160,6966 \text{ kN}$, $P_u = 4151,27 \text{ kN}$

Tulangan utama 20D32, didapat dari hasil analisis *SP-Column*, seperti yang dapat dilihat pada Lampiran 69. Serta momen nominal balok dan kolom dapat dilihat pada Tabel 2.48 dan 2.49.

Tabel 2. 48 Momen Nominal Balok

Momen nominal Balok	BI (350 x 500)	BI (300 x 500)	Bordes dan BI (250 x 400)	Ring balok (250 x 400)
Mnb ki	501,4 kN	369,8 kN	121,6 kN	289,78 kN
Mnb ka	270,8 kN	237,5 kN	1121,6 kN	289,78 kN

Tabel 2. 49 Momen Nominal Kolom

Momen nominal kolom	
Mnca	211,81 kN
Mncb	715,98 kN

Pengecekan SCWB pada semua balok

Balok induk (550 x 350)

$$\begin{aligned} M_{nca} + M_{ncb} &\geq 1,2 (M_{nb \text{ ki}} + M_{nb \text{ ka}}) \\ 927,8 \text{ kN} &\geq 926,60 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Balok induk (500 x 300)

$$\begin{aligned} M_{nca} + M_{ncb} &\geq 1,2 (M_{nb \text{ ki}} + M_{nb \text{ ka}}) \\ 927,8 \text{ kN} &\geq 728,79 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Balok induk dan bordes (400 x 250)

$$\begin{aligned} M_{nca} + M_{ncb} &\geq 1,2 (M_{nb \text{ ki}} + M_{nb \text{ ka}}) \\ 927,8 \text{ kN} &\geq 291,74 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Ringbalk (400 x 250)

$$\begin{aligned} M_{nca} + M_{ncb} &\geq 1,2 (M_{nb \text{ ki}} + M_{nb \text{ ka}}) \\ 927,8 \text{ kN} &\geq 291,74 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan transversal pada kolom

$$\begin{aligned} V_u &= 160,69 \text{ kN} \\ M_{prb \text{ ki}} (-) &= 501,4 \text{ kNm} \\ M_{prb \text{ ki}} (+) &= 270,8 \text{ kNm} \\ M_{prb \text{ ka}} (-) &= 501,4 \text{ kNm} \\ M_{prb \text{ ka}} (+) &= 270,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen probable (M_{pr}) di Tabel diatas diambil dari balok yang memiliki nilai M_{pr} terbesar.

$$M_{prk} \text{ dari balok} = 0,5(M_{prb} \text{ ka } (-) + M_{prb} \text{ ka } (+)) = 386,08 \text{ kN}$$

Menghitung kuat geser perlu

$$V_e = \frac{(M_{prk} + M_{prk})}{4 - 0,6} = 227,10 \text{ kN}$$

$$V_u = 160,69 \text{ kN}$$

karena nilai $V_e > V_u$ maka digunakan $V_u = 227,10 \text{ kN}$

$$V_u = 227,10 \text{ kN}$$

$$d \text{ sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 280 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D = 600 - 40 - (13/2) = 553,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton

$V_c = 0$, karena $V_e > V_u$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} = 302811,81 \text{ N}$$

$$A_{v/s} = \frac{V_s}{f_{yt} \times D} = 1,9538 \text{ mm}^2 / \text{mm} \dots A$$

Tulangan transversal pengekangan

$$P_u = 4151240 \text{ N} < 0,3 f'_c A_g = 324000000 \text{ N}$$

$$B_c = \text{Lebar kolom} - \text{Selimut beton} = 520 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (b - 2 \text{ cover}) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{sbc} = 0,3 \left(\frac{A_{sh}}{sbc} - 1 \right) \frac{f'c}{fyt} = 0,01065$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 5,538 \text{ mm}^2 / \text{mm} \dots B$$

$$\frac{A_{sh}}{sbc} = 0,09 \frac{f'c}{fyt} = 0,00964$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 5,014 \text{ mm}^2 / \text{mm} \dots C$$

Dari A, B, C maka B yang menentukan

Tulangan transversal didaerah sepanjang lo

misal diambil S=100 mm

$$A_{sh} = 5,538 \times 100 = 553,84$$

Digunakan diam 13 mm, 1 kaki mempunyai $A_v = 132,7 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal } n = \frac{553,84}{132,7} = 4,17 \approx 5 \text{ kaki maka digunakan 5D13}$$

-100

Pengecekan spasi sengkang

$$\frac{1}{4} \text{ dimensi kolom terkecil} = 150 \text{ mm}$$

$$6d_b = 192 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 137,5 \text{ mm}$$

Tulangan transversal diluar daerah lo

$$V_e = 227,10 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'c} b_w d = 309,22 \text{ kN}$$

$$V_c > V_e$$

Secara teoritis tidak diperlukan tulangan geser, namun tetap dipasang tulangan geser.

Maka digunakan 4D13-150.

2.14 Perhitungan Hubungan Balok dan Kolom

perhitungan hubungan balok-kolom merupakan aspek penting yang memastikan keterikatan antara elemen-elemen struktural utama, sehingga bangunan memiliki kestabilan dan kekuatan yang memadai. Hubungan balok-kolom berfungsi untuk menyalurkan beban dari balok ke kolom secara efektif, sehingga kolom dapat mendistribusikan beban tersebut ke fondasi dengan aman. Analisis hubungan ini mencakup perhitungan kekuatan sambungan, gaya-gaya yang bekerja, serta pemilihan material dan metode penyambungan yang tepat. Dengan perhitungan yang akurat, hubungan balok-kolom dapat dirancang untuk mengatasi gaya tarik, tekan, dan geser, yang penting dalam menjaga integritas struktur dan melindungi bangunan dari potensi keruntuhan, terutama saat terjadi beban dinamis seperti gempa.

HBK Eksterior (Tepi)

Diketahui :	Kolom	=	600 x 600 mm
	Ash/s	=	5,538 mm ² /mm
	Balok BI 1 (250 x 400)		
	Balok BI 1 (350 x 550)		
	Ajoint	=	360000 mm ²
	Avt (13 mm)	=	132,665 mm ²

Perhitungan:

Ash/s	=	0,5 x 5,538 mm ² /mm	=	2,769 mm ² /mm
Jarak yang dipakai (s)			=	100 mm
Ash	=	100 x Ash/s	=	276,92 mm
n tulangan	=	Ash / Avt	=	2,08 ≈ 3 Sehingga dipasang 3D13-100

Cek Balok BI 1 (250 x 400)

Tulangan 2D22 (atas), Mpr = 121,56 kNm

Tulangan 2D22 (bawah), Mpr = 121,56 kNm

$$\begin{aligned}
 M_c &= 0,5 (121,56 + 121,56) = 121,56 \text{ kNm} \\
 V_{\text{goyangan}} &= \frac{121,56 + 121,56}{3,6} = 67,53 \text{ kN} \\
 T_1 &= 1,25 A_g F_y = 398,94 \text{ kN} \\
 C_1 = T_1 &= 398,94 \text{ kN} \\
 C_2 = T_2 &= 1,25 A_g F_y = 398,94 \text{ kN} \\
 V_{\text{joint}} &= T_1 + C_2 - V_{\text{goyangan}} = 730,34 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek Balok BI 3 (350 x 550)

Tulangan 6D22 (atas), Mpr = 501,41 kNm

Tulangan 3D22 (bawah), Mpr = 270,76 kNm

$$\begin{aligned}
 M_c &= 0,5 (501,41 + 270,76) = 386,09 \text{ kNm} \\
 V_{\text{goyangan}} &= \frac{501,41 + 270,76}{3,6} = 214,5 \text{ kN} \\
 T_1 &= 1,25 A_g F_y = 1095,8 \text{ kN} \\
 C_1 = T_1 &= 1095,8 \text{ kN} \\
 C_2 = T_2 &= 1,25 A_g F_y = 0 \text{ kN (Tepi)} \\
 V_{\text{joint}} &= T_1 + C_2 - V_{\text{goyangan}} = 881,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kuat geser dari joint yg dikekang kedua sisinya adalah

$$\begin{aligned}
 V_n &= 1,7 \sqrt{f_y} A_{\text{joint}} = 3352,08 \text{ kN} \\
 \emptyset V_n &= 0,85 \times 3352,08 \text{ kN} = 2849,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\emptyset V_n > V_{\text{joint}}$

dipilih V_{joint} dengan nilai maximum dari tiap balok yang membentuk HBK

2849,25 kN > 881,3 kN..... OK

Jadi dimensi HBK mencukupi dan dipasang 3D13-100 pada daerah HBK

HBK Interior

Diketahui:	Kolom	=	600 x 600 mm
	Ash/s	=	5,538 mm ² /mm
	Balok BI 1 (250 x 400)		
	Balok BI 2 (300 x 500)		
	Balok BI 3 (350 x 550)		
	Ajoint	=	360000 mm ²
	Avt (13 mm)	=	132,665 mm ²

Perhitungan:

Ash/s	=	0,5 x 5,538 mm ² /mm	=	2,769 mm ² /mm
Jarak yang dipakai (s)	=	100 mm		
Ash	=	100 x Ash/s	=	276,92 mm
n tulangan	=	Ash / Avt	=	2,08 ≈ 3 Sehingga dipasang 3D13-100

Cek Balok BI 1 (250 x 400)

Tulangan 2D22 (atas), Mpr = 121,56 kNm

Tulangan 2D22 (bawah), Mpr = 121,56 kNm

Mc	=	0,5 (121,56 + 121,56)	=	121,56 kNm
Vgoyangan	=	$\frac{121,56 + 121,56}{3,6}$	=	67,53 kN
T1	=	1,25 Ag Fy	=	398,94 kN
C1=T1	=	398,94 kN		
C2=T2	=	1,25 Ag Fy	=	398,94 kN
Vjoint	=	T1+C2-Vgoyangan	=	730,34 kN

Cek Balok BI 2 (300 x 500)

Tulangan 5D22 (atas) , Mpr = 369,03 kNm

Tulangan 3D22 (bawah), Mpr = 237,5 kNm

$$\begin{aligned}
 M_c &= 0,5 (369,03+237,05) = 303,66 \text{ kNm} \\
 V_{\text{goyangan}} &= \frac{369,03+237,05}{3,6} = 168,7 \text{ kN} \\
 T_1 &= 1,25 A_g F_y = 851,6 \text{ kN} \\
 C_1=T_1 &= 851,6 \text{ kN} \\
 C_2=T_2 &= 1,25 A_g F_y = 409,08 \text{ kN} \\
 V_{\text{joint}} &= T_1+C_2-V_{\text{goyangan}} = 1091,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek Balok BI 3 (350 x 550)

Tulangan 6D22 (atas), Mpr = 501,41 kNm

Tulangan 3D22 (bawah), Mpr = 270,76 kNm

$$\begin{aligned}
 M_c &= 0,5 (501,41 +270,76) = 386,09 \text{ kNm} \\
 V_{\text{goyangan}} &= \frac{501,41+270,76}{3,6} = 214,5 \text{ kN} \\
 T_1 &= 1,25 A_g F_y = 1095,8 \text{ kN} \\
 C_1=T_1 &= 1095,8 \text{ kN} \\
 C_2=T_2 &= 1,25 A_g F_y = 541,24 \text{ kN} \\
 V_{\text{joint}} &= T_1+C_2-V_{\text{goyangan}} = 1422,53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kuat geser dari joint yg dikekang ke empat sisinya adalah

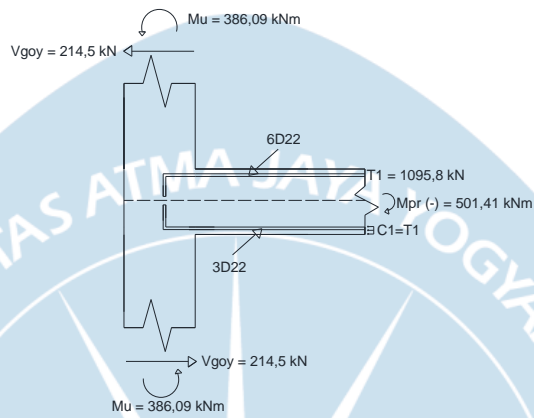
$$\begin{aligned}
 V_n &= 1,7 \sqrt{f_y} A_{\text{joint}} = 3352,08 \text{ kN} \\
 \emptyset V_n &= 0,85 \times 3352,08 \text{ kN} = 2849,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\emptyset V_n > V_{\text{joint}}$

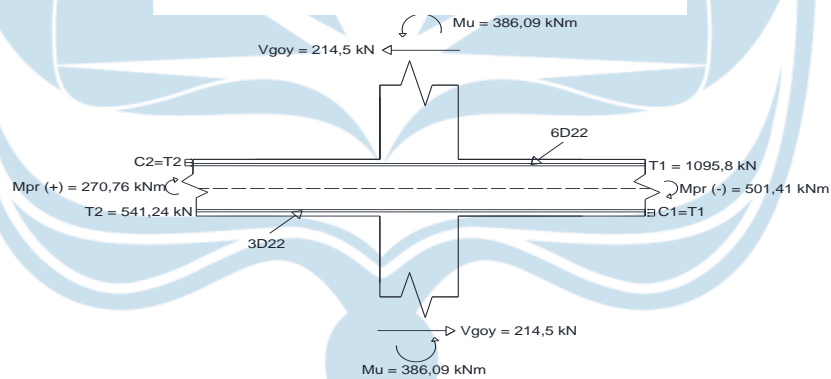
dipilih V_{joint} dengan nilai maximum dari tiap balok yang membentuk HBK

2849,25 kN > 1422,53 kN..... OK

Maka dimensi HBK mencukupi dan dipasang 3D13-100 pada daerah HBK. Gambar Analisa Geser HBK Interior dan Eksterior dapat dilihat pada Gambar 2.16 dan Gambar 2.17.



Gambar 2. 16 HBK Eksterior



Gambar 2. 17 HBK Interior