BAB II
PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

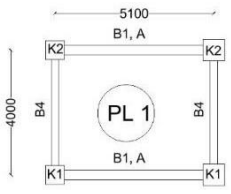
2.1 Perencanaan Sistem Struktur

Sebelum merancang sebuah struktur bangunan gedung, harus menentukan beberapa pertimbangan sistem struktur yang ada dalam panduan SNI 1726:2019. Didalam SNI tersebut untuk struktur bangunan gedung beton bertulang dijelaskan bahwa sistem Rangka Pemikul Momen (RPM) guna memikul beban-beban lateral maupun beban lainnya yang bekerja dalam struktur. Sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Fokus analisis Gedung Perkantoran, Batam ini adalah pengecekan stuktur berupa struktur beton bertulang tiap lantai dan bangunan dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dengan KDS berkategori D.

2.2 Preliminary Design

Preliminary design harus dilakukan untuk perhitungan awal serta memberikan pedoman awal saat nanti melakukan pemodelan desain. Pada perancangan ini menggunakan SNI 2847:2019 sebagai acuan *preliminary design* awal, dalam perancangan Gedung Perkantoran Batam, pada *preliminary design* akan memberikan salah satu contoh perhitungan saja. Berikut perhitungan *preliminary design* pelat, kolom, balok. Karena *preliminary design* adalah sebuah usaha dalam menentukan kondisi awal sebuah ukuran struktur, maka perlu melakukan *trial* dan *error* agar perhitungan menjadi valid, dan tidak menutup kemungkinan untuk berubah secara terus menerus.

Apabila diketahui jenis pelat seperti pada Gambar 2.1 maka:



Gambar 2. 1 Ukuran Plat Lantai

Ly = 4000 mm

Lx = 5100 mm

1. Menentukan Tebal Pelat pada Lantai:

Dalam menentukan ketebalan pelat yang direncanakan, pedoman yang digunakan ada di SNI 2847:2019 Tabel 7.3.1.1 untuk pelat satu arah dan SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1.2 untuk menentukan pelat dua arah. Berikut contoh perhitungannya:

a. Identifikasi Pelat

Tumpuan satu ujung menerus

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{5100}{4000} = 1{,}275 > 2$

Sehingga, menggunakan pelat dua arah

b. Menentukan tebal pelat satu arah

Kondisi tumpuan satu ujung menerus

$h = \frac{Ly}{24} = \frac{5100}{24} = 212{,}5$ mm

2. Menentukan Dimensi Balok:

Panjang bentang antara kolom dengan kolom lainnya, merupakan informasi yang penting dalam menentukan dimensi balok. Tinggi balok (h) ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1, lebar balok akan ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1, perencanaan balok juga harus mempertimbangkan syarat pada SNI 2847:2019, Pasal 18.6.2.1. Perhitungan balok adalah sebagai berikut.

a. Balok Induk Tipe 1 (B1)

L = 5100 mm

Tinggi balok (h) $= \frac{L}{16}$

$= \frac{5100}{16}$

= 318,75 mm ≈ 350 mm

Lebar balok (b) $= \frac{2}{3}$ h

$= \frac{2}{3}$ x 350 mm

= 233,33 mm ≈ 250 mm

b. Balok Induk Tipe 2 (B2)

L = 4500 mm

Tinggi balok (h) = $\frac{L}{16}$

= $\frac{4500}{16}$

= 281,5 mm ≈ 300 mm

Lebar balok (b) = $\frac{2}{3}$ h

= $\frac{2}{3}$x 300

= 200 mm

c. Balok Induk Tipe 3 (B3)

L = 5900 mm

Tinggi balok (h) = $\frac{L}{16}$

= $\frac{5900}{16}$ $x16$

= 368,75 mm ≈ 400 mm

Lebar balok (b) = $\frac{2}{3}$ h

= $\frac{2}{3}$ x 300

=200 mm

d. Balok Induk Tipe 4 (B4)

L = 4000 mm

Tinggi balok (h) = $\frac{L}{16}$

= $\frac{4000}{16}$

= 250 mm

Lebar balok (b) = $\frac{2}{3}$ h

= $\frac{2}{3}$x 500

= 333,33 mm ≈ 350 mm

e. Balok Anak (BA)

L = 5100 mm

Tinggi balok (h) = $\frac{L}{16}$

$= \frac{5100}{16}$

$= 318{,}75 \approx 350$ mm

Lebar balok (b) $= \frac{2}{3}$ x 350

$= 233{,}33 \approx 250$ mm

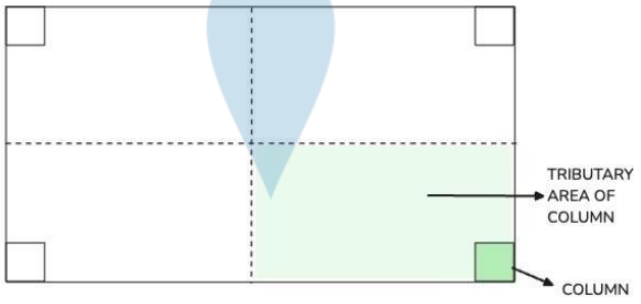
Berikut merupakan Tabel rekapitulasi perhitungan balok yang tertera pada Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Rekapitulasi Ukuran Balok

No	Kode Balok	Bentang (mm)	b (mm)	h (mm)	Asumsi
1	B1	5100	250	350	250 x 350
2	B2	4500	200	300	200 x 300
3	B3	5900	200	400	200 x 400
4	B4	4000	350	250	350 x 250
5	BA	5100	250	350	250 x 350

3. Menentukan Dimensi Kolom

Dalam menentukan desain awal dimensi kolom, perlu memperhatikan beban-beban *tributary area* yang akan ditopang oleh suatu kolom struktur. Contoh gambar *tributy area* dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2. 2 *Tributy Area*

Berdasarkan hal tersbut, perhitungan dimensi kolom dapat dilakukan sebagai berikut:

Diketahui:

Tinjauan beban pelat lantai :

Beban Pelat $= \frac{\text{massa jenis beton x tebal pelat x 9,81}}{1000}$

$= \frac{2400 \text{ x } 0{,}125 \text{ x } 9{,}81}{1000} = 2{,}943 \text{ kN/m}^2$

Beban Mati = Beban keramik + Beban spesi + Beban Pasir + Beban MEP + Beban plafon + Beban rangka plafon + Beban pelat

= 0,167 + 0,618 + 0,785 + 0,3 + 0,088 + 0,049 + 2,943

= 4,949 kN/m^2 (SNI 1727:2020 Pasal 4.3.2)

Beban Hidup (lobi dan koridor lantai pertama) (SNI 1727:2020 Pasal 4.3.1)

= 4,79 kN/m^2

Beban Ultimit = 1,2 x Beban SIDL + 1,6 x Beban Hidup

= 13,604 kN/m^2

Beban Aksial = Beban Ultimit x Luas Pelat

= 277,520 kN

Tabel 2. 2 Beban Pelat Lantai

Beban Pelat	2,943	kN/m^2
Beban Mati	4,949	kN/m^2
Beban Hidup	4,79	kN/m^2
Beban Ultimit	13,604	kN/m^2
Beban Aksial	277,520	kN

Tinjauan Pelat Atap

Beban Pelat $= \frac{\text{massa jenis beton x tebal pelat x 9,81}}{1000}$

$= \frac{2400 \text{ x } 0{,}1\text{x } 9{,}81}{1000} = 2{,}354 \text{ kN/m}^2$

Beban Mati = Beban spesi + Beban *waterproof* + Beban MEP + Beban plafon + Beban rangka plafon + Beban pelat atap

= 0,618 + 0,412 + 0,300 + 0,088 + 0,049 + 2,354

= 3,822 kN/m^2 (SNI 1727:2020 Pasal 4.3.2)

Beban Hidup = 0,96 kN/m^2 (SNI 1727:2020 Pasal 4.3.1)

Beban Ultimit = 1,2 x Beban SIDL + 1,6 x Beban Hidup

= 6,122 kN/m^2

Beban Aksial = Beban Ultimit x Luas Pelat

= 124,892 kN

Tabel 2. 3 Beban Pelat Atap

Beban Pelat	2,354	kN/m^2
Beban Mati	3,822	kN/m^2
Beban Hidup	0,96	kN/m^2
Beban Ultimit	6,122	kN/m^2
Beban Aksial	124,892	kN

Luasan pelat = 4 x 5,1 = 20,4 m^2

Beban aksial total = (Beban aksial Pelat Lantai x Jumlah Tingkat) + (Beban aksial Pelat Atap x Jumlah Tingkat)

= (277,520 x 4) + (124,892 x 1) = 1234,972 kN

Luas penampang bruto = $\frac{Pu}{0{,}8 \times \phi \times (0{,}85 \times f'c)}$ = 93135,169 mm^2

Lebar, panjang kolom (b,h) = $\sqrt{\frac{Pu}{0{,}8 \times \phi \times (0{,}85 \times f'c)}}$

= 305,180 mm

Karena perhitungan *preliminary design* keseluruhan sama, maka rekapitulasi *preliminary design* kolom Gedung Perkantoran Batam dapat dilihat pada Tabel 2.4.

Tabel 2. 4 P*reliminary Design* Kolom

Dimensi kolom		Cek dimensi penampang kolom SRPMK			
B (mm)	H (mm)	B<H	B≥300 mm	Perbandingan b/h > 0,4	
600	600	OK!	OK!	1	OK!
700	700	OK!	OK!	1	OK!
500	500	OK!	OK!	1	OK!

2.3 Interpretasi Data Tanah dan Pemeliharaan Kelas Situs

Perhitungan klasifikasi situs tanah berdasarkan pengolahan data N-SPT berpedoman pada rumus SNI 1726:2019 Pasal 5.4.2 dan perhitungan kuat geser niralir rata-rata (Su) berdasarkan pada SNI yang sama. Tabel perhitungan N rerata BH-1 dapat dilihat pada Tabel 2.2 dan perhitungan rerata BH-2 dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2. 5 Perhitungan N rerata BH-1

No.	Kedalaman	T(m)	N (SPT)	N=T/N
1	0-2	2	3	0,666667
2	2-4	2	4	0,500000
3	4-6	2	39	0,051282
4	6-8	2	43	0,046512
5	8-10	2	47	0,042553
6	10-12	2	49	0,040816
7	12-14	2	40	0,050000
8	14-16	2	52	0,038462
9	16-18	2	53	0,037736
10	18-20	2	56	0,035714
11	20-22	2	60	0,033333
12	22-24	2	60	0,033333
13	24-26	2	55	0,036364
14	26-28	2	56	0,035714
15	28-30	2	59	0,033898
Jumlah		30		1,68238
		N Rerata		17,83183
Berdasarkan rata-rata			=	17,83183
Maka tanah masuk pada kelas situs			**SD (TANAH SEDANG)**	

Tabel 2. 6 Perhitungan N rerata BH-2

No.	Kedalaman	T(m)	N (SPT)	N=T/N
1	0-2	2	3	0,666667
2	2-4	2	4	0,500000
3	4-6	2	49	0,040816
4	6-8	2	49	0,040816
5	8-10	2	31	0,064516
6	10-12	2	35	0,057143
7	12-14	2	38	0,052632
8	14-16	2	38	0,052632
9	16-18	2	43	0,046512
10	18-20	2	45	0,044444
11	20-22	2	53	0,037736
12	22-24	2	54	0,037037
13	24-26	2	60	0,033333
14	26-28	2	60	0,033333
15	28-30	2	60	0,033333
Jumlah		30		17,4095
		N Rerata		17,23197
Berdasarkan rata-rata			=	17,23197
Maka tanah masuk pada kelas situs			**SD (TANAH SEDANG)**	

Berdasarkan perhitungan N-rerata pada Tabel 2.2 dan Tabel 2.3 didapatkan hasil N-rerata BH-1 sebesar 17,83183 dan N-rerata BH-2 sebesar 17,23197. Dari data tanah tersebut, maka tanah tersebut masuk dalam kelas situs Tanah Sedang (SD), karena data ada di antara 15 sampai 50 (SNI 1726:2019 Tabel 5). Hasil data tanah tersebut akan menjadi acuan untuk penentuan kelas situs pada sub bab selanjutnya.

2.4 Penentuan Sistem Struktur

Berdasarkan kepada SNI 1726:2019 dengan mengadopsi Konsep Keselamatan Hidup. Dasar dari konsep tersebut, ketika gempa besar terjadi sesuai dengan zona gempa, kerusakan pada struktur rencana sesuai energi gempa yang terserap oleh struktur. Sehingga ketika gempa besar terjadi, kemungkinan terjadi kerusakan pada struktur akibat gempa. Tetapi bangunan tidak boleh runtuh untuk persiapan proses evakuasi. Maka diperlukan penentuan parameter tambahan sebagai penambah data beban gempa juga dan parameter lainnya, penentuan kategori risiko dapat dilihat pada Gambar 2.3.

1. Penentuan Kategori Resiko

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Gambar 2. 3 Kategori Resiko

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 3 – Kategori risiko bangunan gedung dan non-gedung untuk beban gempa yang tertera pada tabel 2.3 di atas, bangunan Gedung Perkantoran Batam termasuk pada kategori risiko II. Hal ini dikarenakan bangunan ini merupakan gedung perkantoran.

2. Penentuan Faktor Keutamaan Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 4 - Faktor Keutamaan Gempa,bangunan Gedung Perkantoran termasuk ke dalam kategori risiko II, maka faktor keutamaan gempa pada bangunan tersebut yaitu 1,0. Penentuan faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada Tabel 2.7.

Tabel 2. 7 Faktor Keutamaan Gedung

Kategori Risiko	Faktor Keutamaam Gempa
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

3. Penentuan Klasifikasi Situs

Berdasarkan hasil peneylidikan tanah pada bangunan gedung perkantoran didapatkan bahwa klasifikasi situsnya termasuk ke dalam kelas situs SD (Tanah Sedang) sesuai dengan Gambar 2.4.

Tabel 5 – Klasifikasi situs

Kelas situs	$\overline{V}_s$ (m/detik)	$\overline{N}$ atau $\overline{N}_{ch}$	$\overline{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	*50 sampai100*
SE (tanah lunak)	< 175	<15	*< 50*
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\overline{s_u} < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m)		

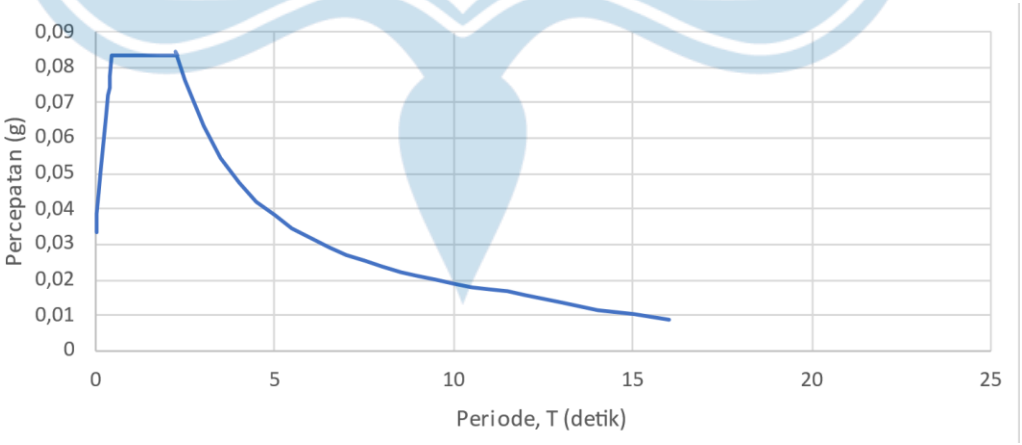
Gambar 2. 4 Penentuan Klasifikasi Situs

4. Penentuan Parameter Respon Spektrum

Dalam menentukan parameter yang dibutuhkan, beberapa parameter awal didapatkan melalui *website* Desain Spektra Indonesia dan dilanjutkan dengan perhitungan berdasarkan SNI 1726:2016. Parameter yang ditentukan Adalah sebagai berikut:

S_s	= 0,0783 g
S_1	= 0,1210 g
Fa	= 1,6
Fv	= 2,358
S_{MS}	= 0,125 g
S_{M1}	= 0,285 g
S_{DS}	= 0,084 g
S_{D1}	= 0,190 g
T_0	= 0,455 detik
T_S	= 2,277 detik
T_L	= 12 detik

Berikut adalah grafik respons spektrum dari data-data diatas yang tertera pada Gambar 2.5.



Gambar 2. 5 Grafik Respons Spektrum

5. Penentuan Periode Fundamental Gedung

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 18 – Nilai parameter periode pendekatan Ct dan x yang tertera pada tabel 2.6 tipe struktur pada bangunan gedung perkantoran yaitu rangka baja pemikul momen dengan nilai *Ct* = 0,0724 dan x = 0,8. Penentuan parameter tersebut digunakan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (Ta), dalam detik, dan ketinggian total struktur (hn). Nilai parameter periode pendekatan Ct dan x dapat dilihat pada Gambar 2.6.

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Gambar 2. 6 Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan x.

6. Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS)

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 8 – Kategori Desain Seismik dengan *SDS* 0,6 g termasuk kategori resiko IV. Maka, kategori desain seismic pada bangunan Gedung Perkantoran Batam Adalah D. Penentuan kategori sesismik dapat dilihat pada Tabel 2.8.

Tabel 2. 8 Kategori Desain Seismik

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
S_{DS}<0,167	A	A
0,167≤ S_{DS}<0,33	B	C
0,33≤ S_{DS}<0,50	C	D
0,50≤ S_{DS}	D	D

7. Penentuan Koefisien Modifikasi Respon (R)

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 12 – Faktor R, Cd dan Ω0 untuk sistem pemikul gaya seismil bangunan gedung perkantoran di Batam adalah rangka beton bertulang pemikul momen khusus dengan nilai R=8, Ω0= 3, dan Cd= 5,5. Penentuan koefisien modifikasi respons dapat dilihat pada Gambar 2.7.

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R[a]	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0[b]	Faktor pembesaran defleksi, C_d[c]	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)[d]				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D[e]	E[e]	F[f]
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus[m]	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

Gambar 2. 7 Penentuan Koefisien Modifikasi Respons

2.5 Perencanaan Pembebanan Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019 - Perencanaan pembebanan struktur diperlukan untuk menentukan beban yang akan bekerja saat gempa terjadi, dan perhitungan beban struktur pada setiap lantai berguna untuk mendapatkan gaya geser seismic saat terjadi gempa.

Nilai periode fundamental awal struktur gedung (Ta) yang didapat dari hasil analisis model program struktur harus dibatasi dan tidak boleh melebihi koefisien batas atas yang telah dihitung atau Cu. Berdasarkan SNI 1726:2019, perioda fundamental struktur harus ditentukan dari rumus berikut:

$T_{a-EQx}=Ct_{-EQx}\times hn^{x}$

$T_{a-EQx}=Ct_{-EQx}\times hn^{x}$

Setelah menetukan periode fundamental (Ta), harus menghitung nilai (K), eksponen yang terkait dengan periode struktur menggunakan rumus SNI 1726:2019 pada keterangan pasal 7.8.3, sebagai berikut:

1. T ≤ 0,5 detik, K = 1

2. T ≥ 2,5 detik, K = 2

3. 0,5 < T < 2,5 detik, K = 0,5T+0,75

Setelah mendapatkan beberapa parameter diatas, gaya dasar geser seismic (V), dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan yang ada pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1, dengan koefisien respons seismic (Cs), dan berat seismic efektif (W), sebagai berikut:

V$x = Vy = CsW$

Setelah semua parameter didapatkan, gaya seismik lateral, Fx, (kN) pada masing-masing tingkat harus ditentukan dari persamaan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.3, dengan menggunakan nilai faktor distribusi vertikal (Cvx) sebagai berikut:

$Cvx = wxhxk/(\Sigma_1\text{^}n = 1\ wihik)$

Setelah menemukan nilai faktor distribusi vertikal, kemudian dapat menghitung gaya seismik lateral, Fx sebagai berikut:

$Fx = CvxV$

Berikut perhitungan untuk bangunan yang ada di dalam wilayah proyek:

a. Berat satuan lantai atap

Berat sendiri pelat	= 2,3544 kN/m^2
Spesi	= 0.618 kN/m^2
Waterproofing	= 0,412 kN/m^2
Plafon, MEP, dll	= 0,437 kN/m^2
DL	= 3,8218 kN/m^2

b. Berat satuan lantai 1-4

Berat sendiri pelat	= 2,943 kN/m^2
Pasir	= 0,785 kN/m^2
Spesi	= 0,618 kN/m^2
Keramik	= 0,167 kN/m^2

Plafon, MEP, dll = 0,437 kN/m^2

DL = 4,9499 kN/m^2

c. Data Berat Balok

Berat balok = $B \times (H - tebal\ pelat) \times bj.beton$

B1 300 x 600 = 3,320 kN/m

B2 300 x 600 = 3,320 kN/m

B3 300 x 600 = 3,320 kN/m

B4 250 x 500 = 2,178 kN/m

BA1 300 x 600 = 3,320 kN/m

d. Data Berat Kolom

K1 500 x 500 = 4,356 kN/m

K2 700 x 700 = 9,394 kN/m

K3 600 x 600 = 6,639 kN/m

2.6 Pemeriksaan Antar Tingkat dan Ketidakberaturan

2.6.1 Simpangan Antar Tingkat

Dari hasil analisis software ETABS, akan diperoleh tabel yang digunakan untuk melakukan perhitungan simpangan antar tingkat pada "Gedung Perkantoran Batam ". Gedung ini dirancang menggunakan Sistem Pemikul Rangka Momen Khusus (SPRMK). Berikut adalah langkah dalam perhitungan simpangan antar lantai :

Parameter Gempa

Faktor Keutamaan Gempa (Ie) = 1

(SNI 1726:2019 Tabel 3 & 4)

Koefisien Modifikasi Respons (R) = 8

(SNI 1726:2019 Tabel 12)

Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω0) = 3

(SNI 1726:2019 Tabel 12)

Faktor Pembesaran Defleksi (Cd) = 5,5

(SNI 1726:2019 Tabel 12)

Kategori Desain Seismik (KDS) = D

a. Menentukan jumlah ragam/ partisipasi massa

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1,031	0,003	0,8009	0	0,003	0,8009	0	0,1908	0,0007	0,0167	0,1908	0,0007	0,0167
Modal	2	0,969	0,228	0,019	0	0,231	0,8199	0	0,0029	0,0508	0,5778	0,1937	0,0515	0,5946
Modal	3	0,866	0,5949	0,0005	0	0,8259	0,8203	0	0	0,1361	0,2331	0,1937	0,1876	0,8276
Modal	4	0,29	0,0006	0,0824	0	0,8265	0,9027	0	0,4912	0,0047	0,0104	0,6849	0,1923	0,8381
Modal	5	0,272	0,0334	0,0095	0	0,8599	0,9122	0	0,056	0,2041	0,0487	0,7409	0,3963	0,8868
Modal	6	0,26	0,0566	0,0018	0	0,9164	0,9139	0	0,0101	0,3553	0,0307	0,751	0,7516	0,9176
Modal	7	0,157	8,19E-07	0,0001	0	0,9164	0,9141	0	0,0003	1,01E-05	4,35E-05	0,7512	0,7516	0,9176
Modal	8	0,138	0,0002	0,026	0	0,9166	0,94	0	0,0607	0,0003	0,0058	0,8119	0,7519	0,9234
Modal	9	0,133	0,0007	0,0042	0	0,9173	0,9442	0	0,0112	0,0021	0,0009	0,8231	0,754	0,9243
Modal	10	0,13	0,0314	0,0026	0	0,9486	0,9468	0	0,0062	0,0774	0,0028	0,8293	0,8314	0,9271
Modal	11	0,127	0,0045	0,0048	0	0,9532	0,9516	0	0,0116	0,0126	0,0258	0,841	0,844	0,9529
Modal	12	0,1	6,98E-07	5,66E-07	0	0,9532	0,9516	0	1,84E-06	3,45E-05	3,48E-05	0,841	0,844	0,9529

Gambar 2. 8 Data Tabel Partisipasi Massa Sumber : ETABS

Dari Gambar 2.8, terlihat bahwa partisipasi massa telah tercapai >90% (OK)

b. Periode struktur

Tabel 2. 9 Periode Struktur

Percepatan Desain Periode 1 Detik (SD1)	$\frac{2}{3 \times S1 \times Fv}$ = 0,190212 g
Koefisien untuk batas periode (Cu) SNI 1726:2019 tabel 17	1,5
Parameter Periode Pendekatan (Ct) SNI 1726:2019 tabel 18	0,9
Tinggi Bangunan (Seismik)	16 m
Periode fundamental Pendekatan (Ta) SNI 1726:2019 Persamaan 36	Ct x h^x = 0,5650 detik
Periode Maksimum (Tmax) SNI 1726:2019 pasal 7.8.2	Cu x Ta = 0,8475 detik
Periode Hasil Analisis Arah X (Tcomp,X)	0,969 detik
Periode Hasil Analisis Arah Y (Tcomp,Y)	1,031 detik
Periode Pakai Arah X (Tx)	0,8475 detik

Periode Pakai Arah Y (Ty)	0,8475 detik

c. Perbandingan Gaya Geser Dasar Seismik (ELF) manual dan ETAB

Tabel 2. 10 Perbandingan ELF

Koefisien Respon Seismik (Cs) SNI 1726:2019 persamaan 31	$\frac{SDS}{R/Ie}$ = 0,01044
Batas Atas (CS,max x) (CS,max y) SNI 1726:2019 persamaan 32	$\frac{SD1}{[Tcomp,X(R/Ie)]}$ = 0,02453 $\frac{SD1}{[Tcomp,Y(R/Ie)]}$ = 0,02306
Batas Bawah (CS,min,1) SNI 1726:2019 persamaan 34	0,01 0,044 x SDS x Ie >=0,01
Batas Bawah (dipakai jika S1 ≥ 0,6 g) CS,min,2 SNI 1726:2019 persamaan 35	$\frac{0,5 \times S1}{(R/Ie)}$ = 0,00756
Koefisien Respons seismik Pakai (CS,pakai,X) (CS,pakai,Y)	Digunakan CS,Max x dan y CS,max x = 0,0245 CS,max y = 0,02306
Berat Seismik Efektif (W)	65395,8245
Gaya Geser Statik (manual) Vx Vy SNI 1726:2019 persamaan 30	 Cs x W = 682,7324 kN Cs x W = 682,7324 kN
Gaya Geser Statik (ETABS) Vx Vy	 682,7324 kN 682,7324 kN

d. Distribusi Vertikal Gaya Seismik

K = 0,75 + 0,5 x T

= 0,75 + 0,5 x 0,847588704

= 1,17

Tabel 2. 11 Beban Gempa Arah X

LANTAI	Wi (KG)	Wi (kN)	hi (m)	h_i^k	$w_i h_i^k$	Cvi	Fi (kN)	vi (kN)
Atap	1094995,28	10741,904	16	25,9053	278272,628	0,360919	246,4112	246,41124
Lantai 4	1425184,48	13981,06	12	18,4815	258390,738	0,335132	228,8058	475,217
Lantai 3	1442759,55	14153,471	8	11,4826	162519,281	0,210787	143,9113	619,12831
Lantai 2	1438571,53	14112,387	4	5,0897	71828,217	0,093161	63,6041	682,73241
Lantai 1	1267007,41	12429,343	0	0,0000	0	0	0	682,73241
Total	6668518,25	65418,164			771010,864		**682,7324**	

Tabel 2. 12 Beban Gempa Arah Y

LANTAI	Wi (KG)	Wi (kN)	hi (m)	h_i^k	$w_i h_i^k$	Cvi	Fi (kN)	vi (kN)
Atap	1094995,28	10741,904	16	25,9053363088	278272,628	0,360919	246,4112	246,41124
Lantai 4	1425184,48	13981,06	12	18,4814844572	258390,738	0,335132	228,8058	475,217
Lantai 3	1442759,55	14153,471	8	11,4826446771	162519,281	0,210787	143,9113	619,12831
Lantai 2	1438571,53	14112,387	4	5,0897285103	71828,217	0,093161	63,6041	682,73241
Lantai 1	1267007,41	12429,343	0	0,0000000000	0	0	0	682,73241
Total	6668518,25	65418,164			771010,864		**682,7324**	

Kombinasi Pembebanan

Dalam menentukan kombinasi pembebanan pada perencanaan bangunan harus memperhatikan aspek beban gempa horizontal dan beban gempa vertikal, sehingga terdapat total 35 kombinasi pembebanan sebagai berikut:

Tabel 2. 13Kombinasi Beban untuk Metode Ultimit

Nomor		**DL**	**SIDL**	**LL**	**L_r**	**R**	**W_x**	**W_y**	**E_x**	**E_y**
1	1	1,4	1,4							
2	2	1,2	1,2	1,6	0,5					

	3	1,2	1,2	1,6		0,5				
3	4	1,2	1,2	1	1,6					
	4	1,2	1,2		1,6		0,5			
	5	1,2	1,2		1,6			0,5		
	6	1,2	1,2		1,6		0,375	0,375		
	7	1,2	1,2	1		1,6				
	8	1,2	1,2			1,6	0,5			
	9	1,2	1,2			1,6		0,5		
	10	1,2	1,2			1,6	0,375	0,375		
4	11	1,2	1,2	1	0,5		1			
	12	1,2	1,2	1	0,5			1		
	13	1,2	1,2	1	0,5		0,75	0,75		
	14	1,2	1,2	1		0,5	1			
	15	1,2	1,2	1		0,5		1		
	16	1,2	1,2	1		0,5	0,75	0,75		
5	17	0,9	0,9				1			
	18	0,9	0,9					1		
	19	0,9	0,9				0,75	0,75		
6	20	1,2167	1,2167	1					1,3	0,39
	21	1,2167	1,2167	1					1,3	-0,39
	22	1,2167	1,2167	1					-1,3	0,39
	23	1,2167	1,2167	1					-1,3	-0,39
	24	1,2167	1,2167	1					0,39	1,3
	25	1,2167	1,2167	1					-0,39	1,3
	26	1,2167	1,2167	1					0,39	-1,3
	27	1,2167	1,2167	1					-0,39	-1,3
7	28	0,8833	0,8833						1,3	0,39
	29	0,8833	0,8833						1,3	-0,39
	30	0,8833	0,8833						-1,3	0,39
	31	0,8833	0,8833						-1,3	-0,39
	32	0,8833	0,8833						0,39	1,3
	33	0,8833	0,8833						-0,39	1,3
	34	0,8833	0,8833						0,39	-1,3
	35	0,8833	0,8833						-0,39	-1,3

e. Simpangan Antar Tingkat

Tabel 20 – Simpangan antar tingkat izin, Δ_a[a,b]

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0{,}025h_{sx}$[c]	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata[d]	$0{,}010h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0{,}007h_{sx}$	$0{,}007h_{sx}$	$0{,}007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$

Gambar 2. 9 Simpangan Antar Tingkat Izin

Sumber: SNI 1726:2019

Diketahui :

Simpangan Antar Tingkat Izin (Δa) = 0,025

Faktor Redudansi (ρ) = 1,3

(SNI 1726:2019 pasal 7.3.4 & 7.12.1.1)

Story Drift Inelastik Izin (Δmax) $= \frac{\Delta a}{\rho}$

$= \frac{0{,}025}{1{,}3}$

= 0,019230769 h

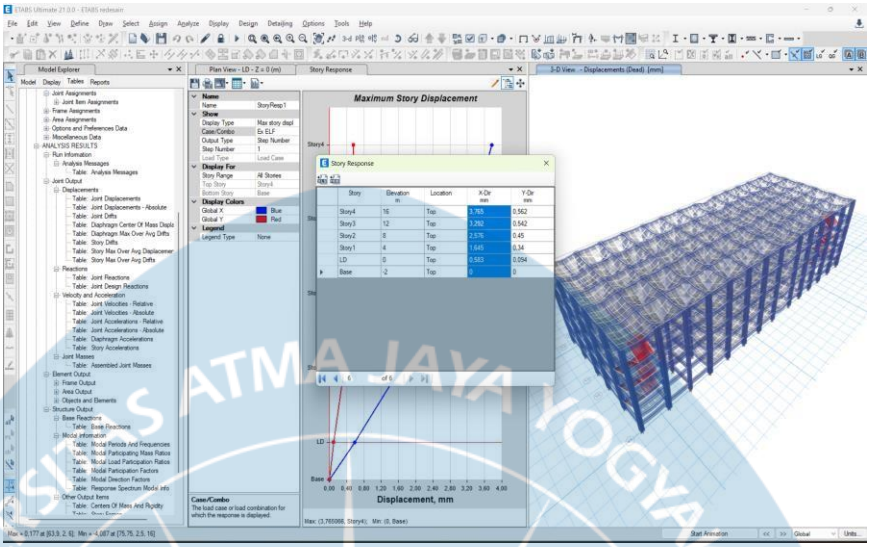
Faktor Pembesaran Defleksi (Cd) = 5,5

Faktor Keutamaan Gempa (Ie) = 1

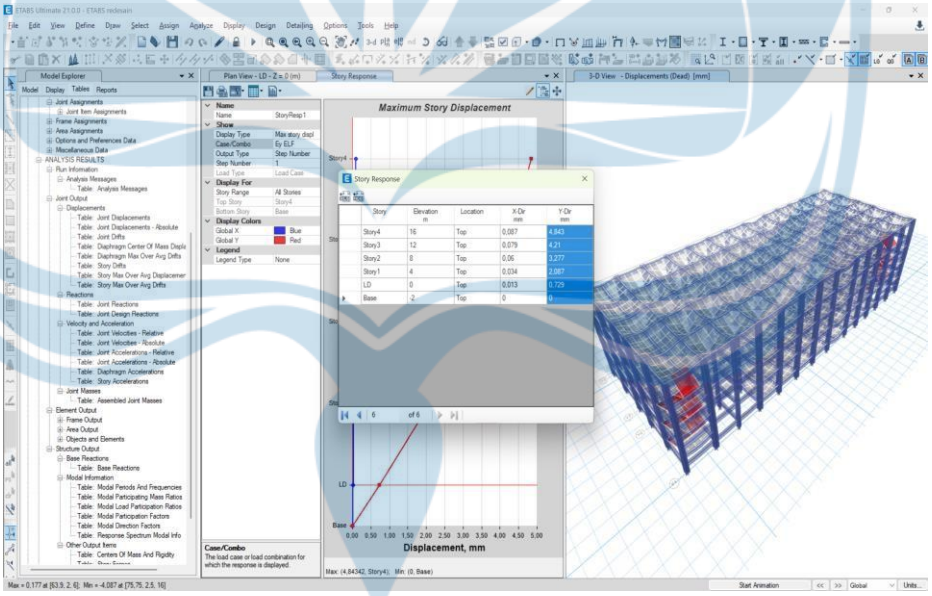
Untuk menghitung simpangan menggunakan persamaan :

$$\Delta = (\delta - \delta i)\frac{cd}{Ie}$$

Syarat cek = simpangan (*Inelastic Drift*) ≤ Batas Simpangan (*Drift Limit*)



Gambar 2. 10 Output *Story Displacement* arah X dari ETABS



Gambar 2. 11 Output *Story Displacement* arah Y dari ETABS

Tabel 2. 14 Rekapitulasi Simpangan Antar Tingkat

Story	*Displacement*		*Elastic Drift*		h	*Inelastic Drift*		*Drift Limit*	Cek
	δeX	δeY	δeX	δeY		Δx	Δy		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	3,765	4,843	0,473	0,633	4000	2,6015	3,4815	76,923	OK
4	3,292	4,21	0,716	0,933	4000	3,938	5,1315	76,923	OK
3	2,576	3,277	0,931	1,19	4000	5,1205	6,545	76,923	OK
2	1,645	2,087	1,062	1,358	4000	5,841	7,469	76,923	OK
1	0,583	0,729	0,583	0,729	4000	3,2065	4,0095	76,923	OK

f. **Pengaruh P Delta**

Pengaruh P-Delta adalah efek non-linear sekunder yang terjadi pada struktur akibat kombinasi antara beban aksial (P) dan pergeseran lateral (Delta) yang menyebabkan momen tambahan. Efek ini menjadi signifikan pada bangunan tinggi atau struktur yang mengalami simpangan besar akibat beban lateral seperti gempa atau angin. Rumus perhitungan dapat dilihat pada Gambar 2.12.

7.8.7 Pengaruh P-delta

Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \qquad (45)$$

Keterangan:

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN); bila menghitung P_x, faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0;
Δ = simpangan antar tingkat desain seperti didefinisikan dalam 0, terjadi secara serentak dengan V_x (mm)
I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2
V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan $x-1$ (kN)
h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x, (mm);
C_d = faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 12.

Gambar 2. 12 Pengaruh P-delta (Sumber: SNI 1726:2019 pasal 7.8.7)

Adapun contoh perhitungan ditinjau pada lantai atap serta koefisien yang berpengaruh antara lain sebagai berikut:

- Rasio Kebutuhan Geser (β) = 1
- Batas Koefisien Stabilitas (Ɵmax) = $\frac{0,5}{\beta \times Cd} \leq 0,25$

$= \frac{0,5}{1 \times 5,5} = 0,90909091$

- *Inelastic Drift* (Δx) $= \frac{\delta eX \times Cd}{Ie}$

$= \frac{0,473 \times 5,5}{1}$

$= 2,6015$

Inelastic Drift (Δy) $= \frac{\delta eY \times Cd}{Ie}$

$= \frac{0,633 \times 5,5}{1}$

$= 3,4815$

- *Story Forces* P = 13754,84

Vx = 222,529

Vy = 226,4049

- Koefisien Stabilitas X (Θx) $= \frac{P \times \Delta x \times Ie}{Vx \times h \times Cd}$

$= \frac{13754,84 \times 2,6015 \times 1}{222,596 \times 4000 \times 5,5}$

$= 0,0073092$

- Koefisien Stabilitas Y (Θy) $= \frac{P \times \Delta y \times Ie}{Vy \times h \times Cd}$

$= \frac{13754,84 \times 3,4815 \times 1}{226,4049 \times 4000 \times 5,5}$

$= 0,009614207$

- Batas Pengaruh P-delta = 0,1
- Batas stabilitas struktur = 0,090909091

- Syarat Pengecekan

Koefisien Stabilitas < Batas Stabilitas Struktur

Θx = 0,0073092 < 0,090909091 (OKE)

Θy = 0,009614207 < 0,090909091 (OKE)

Dari pengecekan yang ada pada lantai paling atas (atap), pengaruh p delta pada bangunan perkantoran di batam memenuhi syarat, pengecekan pengaruh p delta pada lantai yang lainnya menggunakan langkah yang sama, sehingga rekap pengecekan simpangan antar tingkat dapat dilihat pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15 Rekap Pengecekan Pengaruh P-delta

Story	Inelastic Drift		story force etabs			h	koefisien stabilitas		batas pengaruh p - delta	Batas stabilitas struktur	cek
	Δx	Δy	P	Vx	Vy		theta x	theta y			
	(mm)	(mm)	(Kn)	(kN)	(Kn)	(mm)	(mm)	(mm)			
5	2,6015	3,4815	13754,8402	222,5285	226,4049	4000	0,0073092	0,009614207	0,1	0,090909091	OK
4	3,938	5,1315	32402,5857	437,6598	442,8628	4000	0,0132524	0,017066015	0,1	0,090909091	OK
3	5,1205	6,545	51050,3312	583,9201	587,8497	4000	0,0203486	0,025835641	0,1	0,090909091	OK
2	5,841	7,469	69657,0062	663,6038	665,074	4000	0,0278689	0,035557778	0,1	0,090909091	OK
1	3,2065	4,0095	85989,5331	682,7324	682,7324	4000	0,0183571	0,022954224	0,1	0,090909091	OK

2.6.2 Ketidakberaturan Struktur

Pemeriksaan ketidakberaturan struktur dilakukan untuk mengevaluasi perilaku gedung, khususnya untuk mengetahui apakah konfigurasi massa, kekakuan, dan kekuatannya telah memenuhi ketentuan SNI 1726:2019. Berdasarkan Pasal 7.3.2 dalam standar tersebut, struktur bangunan harus diklasifikasikan sebagai beraturan atau tidak beraturan sesuai dengan kriteria yang ditetapkan. Penentuan klasifikasi ini didasarkan pada konfigurasi struktur secara horizontal maupun vertikal.

A. Pemeriksaan ketidakberaturan vertikal pada struktur

Ketidakberaturan vertikal diperiksa berdasarkan kriteria yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019. Mengenai jenis dan batasan ketidakberaturan

Tabel 14 – Ketidakberaturan vertikal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	**Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak** didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	**Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan** didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	**Ketidakberaturan Berat (Massa)** didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	**Ketidakberaturan Geometri Vertikal** didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	**Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral** didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	**Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat** didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	**Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat** didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

Gambar 2. 13 Ketentuan Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur

1. Kekakuan tingkat lunak

Syarat Cek = Kekakuan Lantai 1 > 0,7 x Kekakuan Lantai 2

Kekakuan Lantai 2 > 0,7 x Kekakuan Lantai 3

Kekakuan Lantai 3 > 0,7 x Kekakuan Lantai 4

Kekakuan Lantai 4 > 0,7 x Kekakuan Lantai Atap

Tabel 2. 15 Pemeriksaan Kekakuan Tingkat Lunak

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan kN/m	Cek	Kekakuan kN/m	Cek
Atap	470240,848	OK	365841,974	OK

Lantai 4	655354,658	OK	459089,588	OK
Lantai 3	686084,084	OK	490636,802	OK
Lantai 2	682760,105	OK	505655,273	OK
Latai 1	1251700,08	OK	971407,201	OK

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Syarat Cek

Massa Lantai 1 < 1,5 x Massa Lantai 2

Massa Lantai 2 < 1,5 x Massa Lantai 1 dan < 1,5 x Massa Lantai 3

Massa Lantai 3 < 1,5 x Massa Lantai 2 dan < 1,5 x Massa Lantai 4

Massa Lantai 4 < 1,5 x Massa Lantai 3 dan < 1,5 x Massa Lantai atap

Tabel 2. 16 Pemeriksaan Ketidakberaturan Berat

Lantai	**Massa**	**Cek**
	kg	
Atap	1094995,28	OK
Lantai 4	1425184,48	OK
Lantai 3	1442759,55	OK
Lantai 2	1438571,53	OK
Lantai 1	1267007,41	OK

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Syarat Cek

Lantai 1 < 130% x Lantai 2

Lantai 2 < 130% x Lantai 3

Lantai 3 < 130% x Lantai 4

Lantai 4 < 130% x Lantai Atap

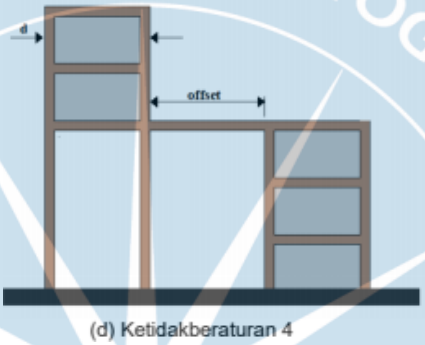
Tabel 2. 17 Pemeriksaan Geometri Vertikal

Lantai	**H**	**Cek**
	mm	
Atap	4000	OK

Lantai 4	4000	OK
Lantai 3	4000	OK
Lantai 2	4000	OK
Lantai 1	4000	OK

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

Tidak terjadi ketidakberaturan Tipe 4 dikarenakan tidak ada elemen shearwall pada bangunan, serta kolom menerus dari lantai dasar ke lantai atas.



Gambar 2. 14 SNI 1726-2019 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4

5. Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

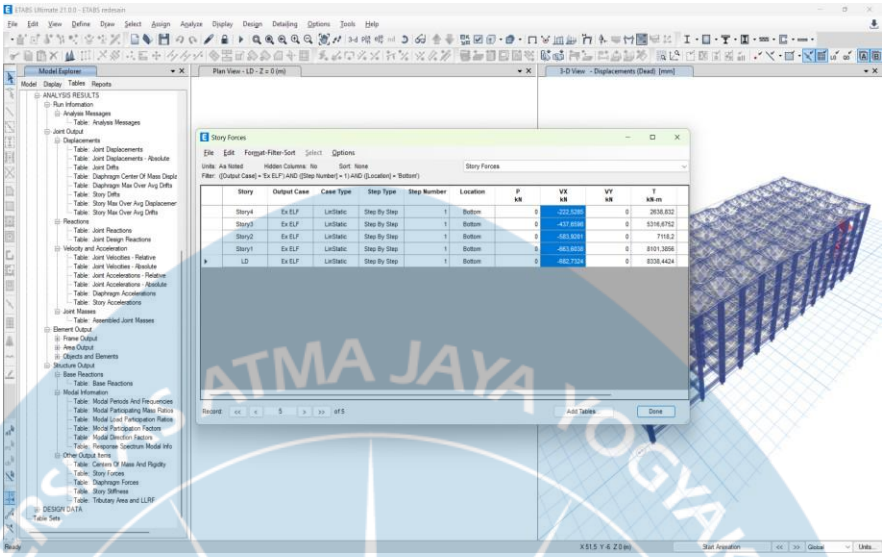
Syarat Cek

Lantai 1 > 0,8 x Lantai 2

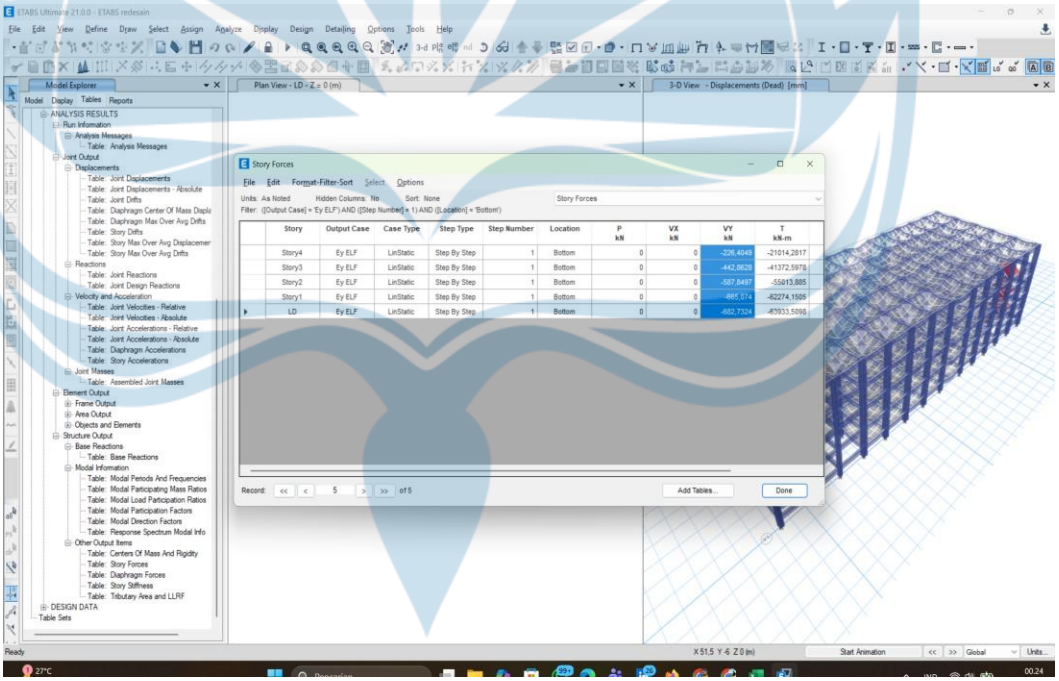
Lantai 2 > 0,8 x Lantai 3

Lantai 3 > 0,8 x Lantai 4

Lantai 4 > 0,8 x Lantai atap



Gambar 2. 15 Output *Story Forces* Arah x dari Etabs



Gambar 2. 16 Output *Story Forces* Arah y dari Etabs

Tabel 2. 18 Pemeriksaan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan kN	Cek	Kekuatan kN	Cek
Atap	222,5285	OK	226,4049	OK
Lantai 4	437,6598	OK	442,8628	OK
Lantai 3	583,9201	OK	587,8497	OK
Lantai 2	663,6038	OK	665,074	OK
Lantai 1	682,7324	OK	682,7324	OK

B. Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal pada struktur

Ketidakberaturan horizontal diperiksa berdasarkan kriteria yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019. Mengenai jenis dan batasan ketidakberaturan.

Tabel 13 – Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	**Ketidakberaturan torsi** didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan A_x = 1,0, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	**Ketidakberaturan torsi berlebihan** didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga degan A_x = 1,0, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.3.4.2 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	**Ketidakberaturan sudut dalam** didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	**Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma** didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	**Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak turus terhadap bidang** didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 16	B, C, D,E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	**Ketidakberaturan sistem nonparalel** didefninisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	7.5.3 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Gambar 2. 17 Ketentuan Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

1. Ketidakberaturan Torsi

Tabel 2. 19 Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek Hasil < 1,2	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek Hasil < 1,2
ATAP	1,069	OK	1,033	OK
Lantai 4	1,077	OK	1,034	OK
Lantai 3	1,078	OK	1,033	OK
Lantai 2	1,069	OK	1,032	OK
Lantai 1	1,066	OK	1,037	OK

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Pemeriksaan Ketidakberaturan sudut dalam

Lx = 59,1 m

Px = 0 m

Ly = 24 m

Py = 0 m

Lx/Px = 0

Ly/Py = 0

Cek (OK)

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

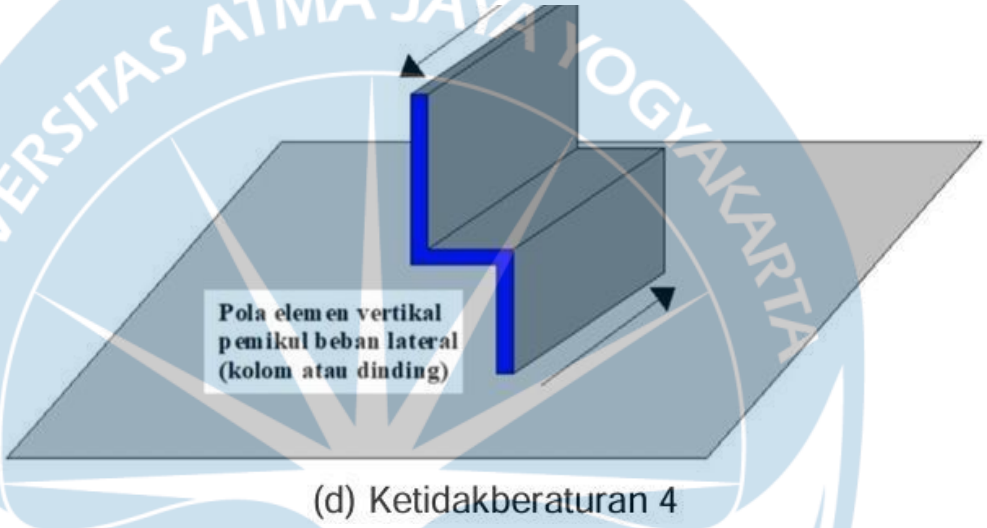
Pemeriksaan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

A_{total} = 1418 m^2

A_{bukaan} = 115,5 m^2

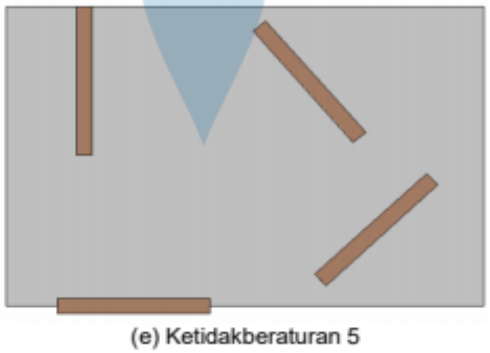
Cek (OK)

4. Ketidakberaturan akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang Bangunan menggunakan kolom menerus dari lantai 1 hingga lantai atas dan tidak memiliki struktur penahan beban lateral sehingga Tidak terjadi ketidakberaturan Tipe 4.



Gambar 2. 18 SNI 1726:2019 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel
Semua kolom pada bangunan yang direncanakan searah sumbu X dan Y, serta tidak ada struktur dinding tambahan penahan beban lateral.



Gambar 2. 19 Ketidakberaturan horizontal tipe 5

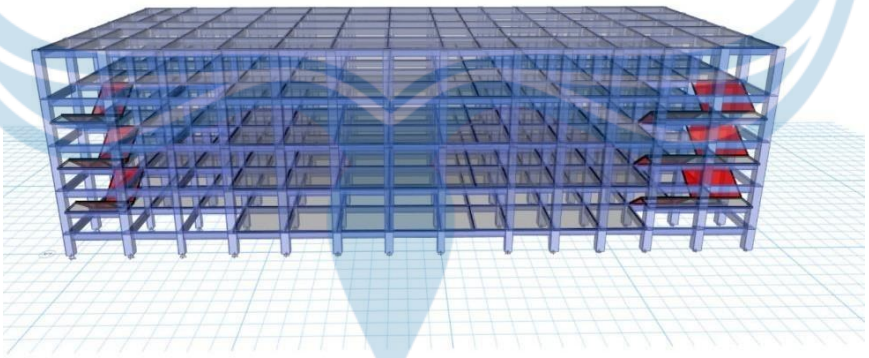
2.7 **Pemodelan Struktur Gedung**

Pemodelan struktur menggunakan bantuan software ETABS, dalam pemodelan struktur gedung perkantoran terdiri dari rangka beton, pelat beton, dan pemodelan atap baja yang dimodelkan secara terpisah. Bangunan-bangunan tersebut diidealkan dan dimodelkan sebagai sistem rangka tiga dimensi dan elemen pelat, serta struktur beton bertulang tiap lantai dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), berikut adalah data visual *modeling* menggunakan *software*.

Data-data:

1. Mutu beton f'c = 30 MPa
2. Fy tulangan = 420 Mpa ; Fu = 280 Mpa
3. Fy Sengkang = 240 Mpa ; Fu = 370 Mpa

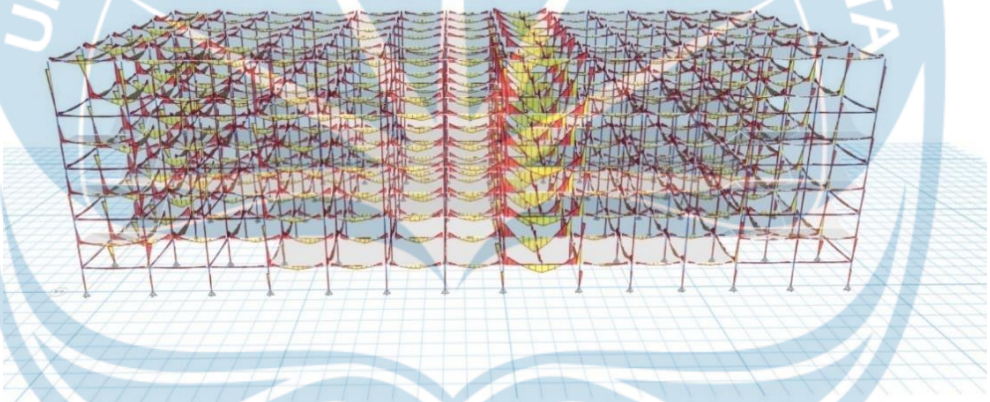
Dari data tersebut di dapatkan pemodelan 3D menggunakan ETABS seperti pada Gambar 2.20.



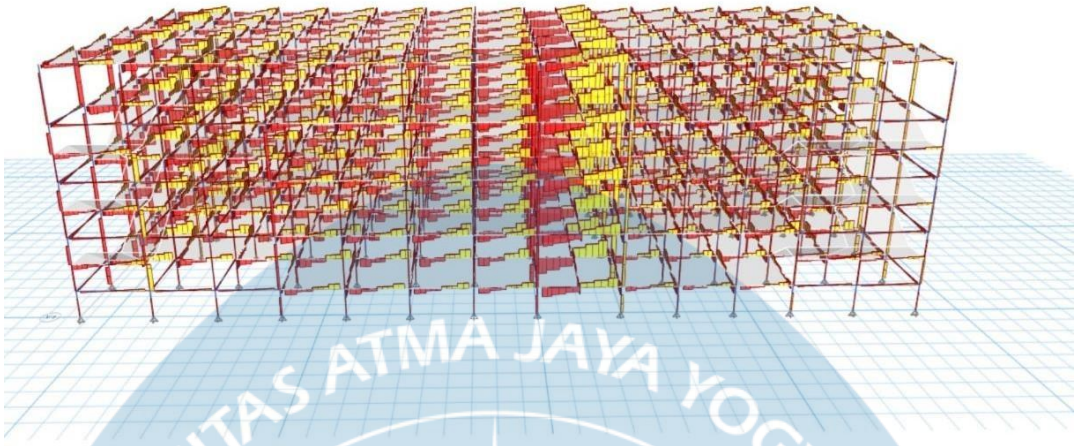
Gambar 2. 20 Pemodelan 3D Gedung Perkantoran

2.8 Interpretasi *Output* Pemodelan

Setelah melakukan pemodelan struktur selesai, dan dinyatakan bahwa perilaku struktur normal, maka hal yang perlu dilakukan adalah menganalisis struktur tersebut, dengan mengeluarkan gaya-gaya dalam balok-kolom, pelat, dll. Dan juga berkaitan dengan reaksi BMD (*Bending Moment Diagram*) dan SFD (*Shear Force Diagram*). Reaksi BMD digunakan parameter Momen 3-3 yaitu momen lentur terhadap sumbu vertikal yang menghasilkan defleksi ke bawah. Dan parameter Shear 2-2 yaitu gaya geser sumbu vertikal. Dan juga menggunakan *Load combinaton max* yaitu: 1.2 dl + 1.6 ll + 0.5 r, hasil output pemodelan dapat dilihat pada Gambar 2.21.



Gambar 2. 21 BMD Gedung Perkantoran



Gambar 2. 22 SFD Gedung Perkantoran

Analisis gaya-gaya dalam pada struktur dilakukan dengan mempertimbangkan elemen-elemen utama seperti balok anak, balok induk, dan kolom. Gaya-gaya yang dianalisis mencakup gaya aksial (Pu), gaya geser (Vu), dan momen lentur (Mu) yang timbul akibat beban kerja pada bangunan, berikut adalah rekapitulasi data gaya dalam balok:

Tabel 2. 20 Gaya-Gaya Dalam Balok Induk

Kondisi	B1, A 600 x 300	B1, B 600 X 300
Mu Tumpuan – (kN)	-126,5093	-126,9017
Mu Tumpuan + (kN)	62,7671	102,1424
Mu Lapangan – (kNm)	-47,3568	-3,151
Mu Lapangan + (kNm)	140,3272	140,3272
Vu Tumpuan	134,3309	134,406
Vu Lapangan	106,1988	106,1988

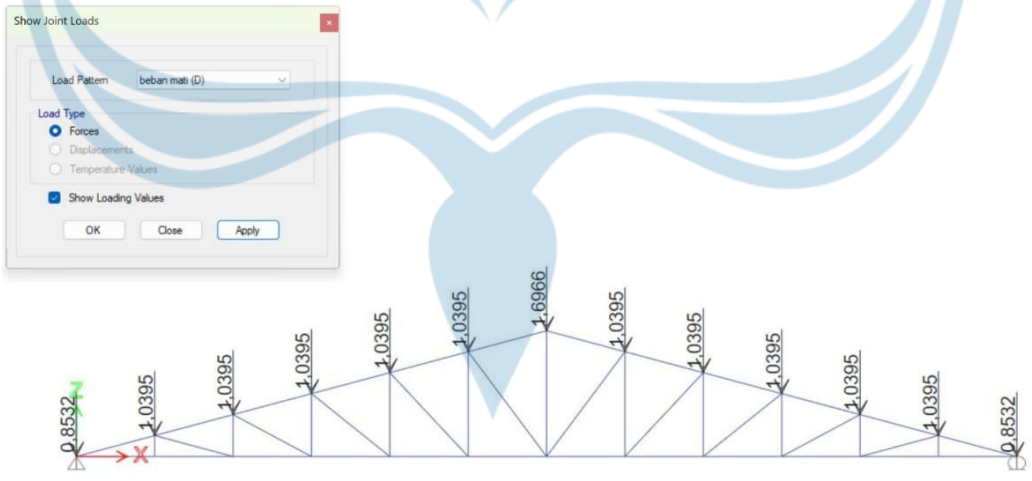
2.9 Perancangan Struktur Atap

2.9.1 Rencana Gording

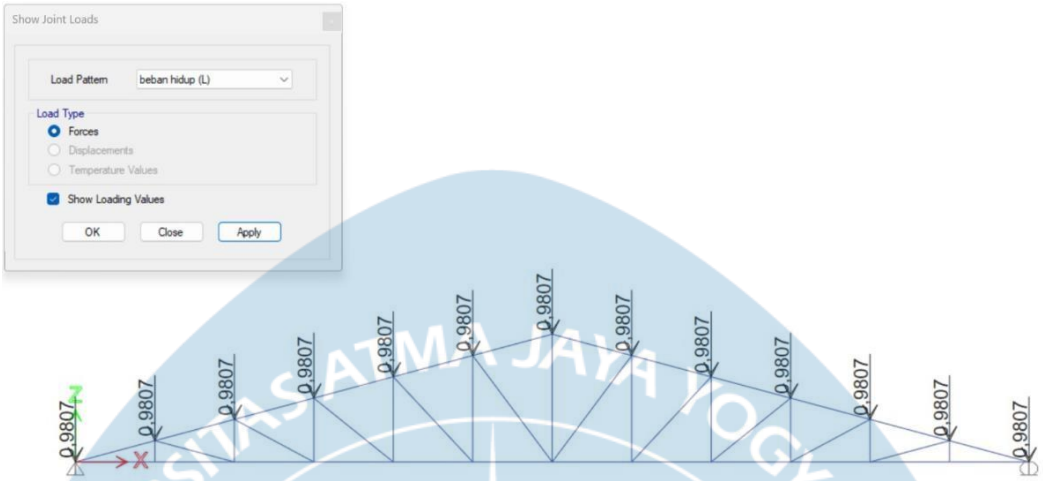
Perencanaan dan perhitungan atap "Gedung Perkantoran" menggunakan kuda-kuda baja. Berikut merupakan perhitungan struktur atap "Gedung Perkantoran".

Diketahui :

Jarak antar gording	= 1 meter
Derajat kemiringan atap	= 15°
Jarak antar kuda-kuda	= 2 meter
Jarak antar Gording	= 1 meter
Massa atap genteng metal	= 0,2450 kg/m²
Berat gording	= 0,5958 kN/m^2
Fy	= 240 Mpa
Tiupan angin	= 40,4 m/s
Es	= 200000 MPa



Gambar 2. 23 Beban mati pada atap



Gambar 2. 24 Beban hidup pada atap

Dipilih profil C 150 x 150 x 20 dengan tebal 2,5 cm

a. Beban Gording

- Berat sendiri = 0, 5958 kN/m^2
- Berat atap = $\frac{jarak\ antar\ gording}{cos\ 15°}$ x massa atap x 0,0098

  = $\frac{1}{cos\ 15°}$ x 0,2450 kN/m² x 0,0098

  = 0,2536 kN/m
- Berat plafon = Jarak antar gording x massa plafond

  = 0,1900 kN/m
- Live Load (L) rencana gording : 0,9807 kN/m
- Dead load (D) rencana gording q : 1,0395 kN/m

b. Rencana Momen Gording

Momen gording sumbu 2

$M_{2,}D = \frac{1}{8}$ x q x cos$\propto$ x $(L_1)^2$

$= \frac{1}{8}$ x 1,0395 x cos 15° x $(2)^2$

= 0,5020 kNm

$M_{2,}\ L = \frac{1}{4}$ x P x cos$\propto$ x L_1

$= \frac{1}{4}$ x 0,9807 x cos 15° x 2

= 0,4736 kNm

M_2U = 1,4 x M_2D

= 1,4 x 0,4736

= 0,7028 kN/m^2

M_2U = 1,2 x $M_{2,}$ D + 1,6 $M_{2,}$ L

= 1,2 x 0,5020 + 1,6 x 0,4736

= 1,3603 kNm

Momen gording sumbu 3

M_3, D $= \frac{1}{8}$ x q x sin$\propto$ x $(L1/3)^2$

M_3, D $= \frac{1}{8}$ x 0,0395 x sin 15° x $(2)^2$

= 0,0149 kNm

M_3, L $= \frac{1}{4}$ x P x sin$\propto$ x($L1/3$)

$= \frac{1}{4}$ x 0,9807 x sin 15° x $2/3$

= 0,0423 kNm

M_3, U = 1,4 x M_3, D

= 1,4 x 0,0149

= 0,0209 kNm

M_3, U = 1,2 x M_3, D + 1,6 M_3, L

= 1,2 x 0,0149 + 1,6 x 0,0423

= 0,0856 kNm

c. Cek Tegangan pada Profil C

Digunakan profil C 150 x 150 x 20 dengan tebal 2,5 cm

$W_3 = S_x$ = 44,2 mm^3

$W_2 = S_y$ = 12,2 mm^3

Fb = $\frac{M3u}{\emptyset W3} + \frac{M2u}{\emptyset W3} x10^6$ < Fy

Fb $= \frac{1,0416}{0,9} x\ 44200 + \frac{0,0752}{0,9} x\ 12200\ x\ 10^6$

= 33,0312 Mpa < 240 Mpa

Maka, tegangan profil C aman.

d. Cek Defleksi Gording

$I_3 = I_x = 3320000\ mm^4$

$I_2 = I_y = 540000\ mm^4$

$\delta_2 = \frac{5}{384} \text{ x } \frac{qcos \propto L^4}{EI} + \frac{1}{48} \text{ x } \frac{qcos \propto L^3}{EI}$

$= \frac{5}{384} \text{ x } \frac{1,0395\ cos\ 15\ x\ 2000^4}{200000} + \frac{1}{48} \text{ x } \frac{1\ cos\ 15\ x\ 2000^3}{200000\ x\ 3320000}$

= 0,3153 mm

$\delta_3 = \frac{5}{384} \text{ x } \frac{qsin \propto L^4}{EI}\ x\ \frac{L^4}{3} + \frac{1}{48} \text{ x } \frac{p\ sin \propto L^3}{EI} + \frac{L^3}{3}$

$= \frac{5}{384} \text{ x } \frac{1,0395\ sin\ 15}{200000\ x\ 260000}\ x\ \frac{2000^4}{3} + \frac{1}{48}\ x\ \frac{0,9807\ sin\ 15}{200000\ x\ 3320000}\ x\ \frac{2000^3}{3}$

= 0,0010 mm

$\delta = \sqrt{\delta 2^2 +}\ \delta 3^2 \leq \frac{1}{240} \bigcirc L$

$\delta = \sqrt{0,3264^2 +}\ 0,0010^2 \leq \frac{1}{240} \square\ 3200$

δ= 0,3264 mm ≤ 8,3333 mm (AMAN)

e. Rencana Sag-rod

Jumlah gording yang digunakan sebanyak 4 buah

F_t, D $= n \text{ x } (\frac{L}{3} \text{ x } q \text{ x } \sin \propto)$

$= 13 \text{ x } (\frac{2}{3} \text{ x } 1,0395 \text{ x } \sin 15$

= 2,3317 kN

F_t, L $= \frac{N}{2} \text{ x } P \text{ x } \sin \propto$

$= \frac{13}{2} \text{ x } 0,9807 \text{ x } \sin 15$

= 1,6499 kN

Kombinasi Pembeban

F_t, U = 1,4 x F_t, D

= 1,4 x 2,3317

= 3,2643 kN

F_t, U = 1,2 x F_t, D + 1,6 F*t*,L

= 1,2 x 2,3317 + 1,6 x 1,6499

= 5,4378 kN

Luas batang sag-rod yang diperlukan :

$$Ast = \frac{Ft,U\ x\ 10^3}{\theta Fy}$$

$$Ast = \frac{5,4378\ x\ 10^3}{0,9\ x\ 210} = 28,7712\ mm^2$$

Diameter sag-rod (minimal) $= \sqrt{\frac{Asr}{\frac{1}{4}\pi}}$

$$= \sqrt{\frac{28,7712}{\frac{1}{4}\pi}} = 6,0525\ mm$$

Maka dari itu digunakan sag-rod diameter 12 mm

f. Perencanaan Beban Kuda-Kuda

- Beban P1

Berat sendiri kuda-kuda $= \frac{Jarak\ antar\ gording}{2}\ x\ 0,5$

= 0,50 kN

Berat gording = berat sendiri x jarak antar kuda-kuda

= 1,1917 kN

Berat atap

$P_{atap} = \frac{\frac{Jarak\ antar\ gording}{2} + 0,812}{cos\ 15}\ x\ jarak\ kuda - kuda\ x\ massa\ atap\ x\ 0,0098$

= 0,5073 kN

Berat plafon

$P_{plafon} = (\frac{jarak\ antar\ gording}{2} + 0,821)\ x\ jarak\ kuda - kuda\ x\ berat\ plafon$

= 0,3800

Beban P1 = Jumlah total berat P1

= 2,5790 kN

- Beban P2

Berat sendiri kuda-kuda = jarak antar gording x 0,5

$= 0{,}50$ kN

Berat gording = Berat sendiri x Jarak antar kuda-kuda

=1,1917 kN

Berat atap

P_{atap} $= \frac{\frac{Jarak\ antar\ gording}{2} + 0{,}812}{cos\ 15}\ x\ jarak\ kudakuda\ x\ massa\ atap\ x\ 0{,}0098$

=1,0146 kN

Berat plafon

P_{plafon} $= (\frac{jarak\ antar\ gording}{2} + 0{,}821)\ x\ jarak\ kuda - kuda\ x\ berat\ plafon$

= 0,7600 kN

Beban P2 = Jumlah total berat P2

= 3,4663 kN

- **Beban P3**

Berat sendiri kuda-kuda = jarak antar gording x 0,5

= 0,5 kN

Berat gording = 2 x jarak kuda-kuda x berat sendiri

= 1,1917 kN

Berat atap

P_{atap} $= \frac{\frac{Jarak\ antar\ gording}{2} + 0{,}812}{cos\ 15}\ x\ jarak\ kudakuda\ x\ massa\ atap\ x\ 0{,}0098$

= 0,98 kN

Berat plafon

P_{plafon} $= (\frac{jarak\ antar\ gording}{2} + 0{,}821)\ x\ jarak\ kuda - kuda\ x\ berat\ plafon$

= 0,76 kN

Berat P3 = Jumlah total P3

= 3,4317 kN

- **Beban P4**

Berat sendiri kuda-kuda = jarak antar gording x 0,5

= 1 kN

Berat gording = 2 x jarak kuda-kuda x berat sendiri

= 2,3834 kN

Berat atap

P_{atap} $= \frac{\frac{jarak\ antar\ gording}{2} + 0{,}812}{cos\ 15}\ x\ jarak\ kudakuda\ x\ massa\ atap\ x\ 0{,}0098$

= 1,9946 kN

Berat plafon

P_{plafon} $= (\frac{jarak\ antar\ gording}{2} + 0{,}821)\ x\ jarak\ kuda - kuda\ x\ berat\ plafon$

= 1,52 kN

Berat P4 = Jumlah total P4

= 5,1234 kN

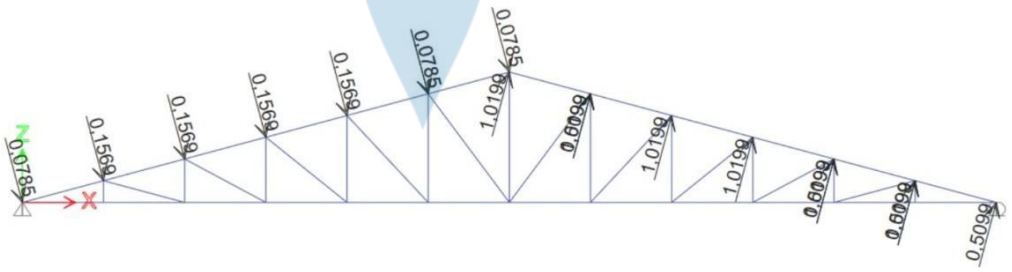
g. Beban Angin

Beban angin yang akan dimasukkan adalah beban titik dari letak gording, dan beban angin ditentukan oleh koefisien angin tiup (Cti) dan angin isap (Cis) sesuai dengan SNI 1727:2020 gambar 27.3-1. Gambar Tabel SNI untuk menentukan beban angin dapat dilihat pada Gambar 2.25.

Arah Angin	h/L	Di sisi angin datang Sudut, θ (derajat) 10	15	20	25	30	35	45	≥ 60°	Di sisi angin pergi Sudut, θ (derajat) 10	15	≥ 20
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^0$	≤ 0,25	-0,7 -0,18	-0,5 0,0[a]	-0,3 0,2	-0,2 0,3	-0,2 0,3	0,0[a] 0,4	0,4	0,01θ	- 0,3	- 0,5	- 0,6
	0,5	-0,9 -0,18	-0,7 -0,18	-0,4 0,0[a]	-0,3 0,2	-0,2 0,2	-0,2 0,3	0,0[a] 0,4	0,01θ	- 0,5	- 0,5	- 0,6
	≥ 1,0	-1,3[b] -0,18	-1,0 -0,18	-0,7 -0,18	-0,5 0,0[a]	-0,3 0,2	-0,2 0,2	0,0[a] 0,4	0,01θ	- 0,7	- 0,6	- 0,6
Arah Angin	h/L	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang				C_p						

(Sumber : SNI 1727:2020, Gambar 27.3-1 (Lanjutan) - Sistem Penahan Gaya Angin)

Gambar 2. 25 Tabel SNI untuk menentukan beban angin



Gambar 2. 26 Beban Angin pada kuda-kuda

- Beban W1 = 0,0785 kN

- Beban W2 = 0,1569 kN
- Beban W3 = 0,1569 kN
- Beban W4 = 0,0785 kN
- Beban W5 = -0,5099 kN
- Beban W6 = -1,0199 kN
- Beban W7 = -1,0199 kN
- Beban W8 = -0,5099 kN

2.9.2 **Perancangan Elemen Kuda-kuda**

1. Gaya dalam kuda-kuda



Gambar 2. 27 Output gaya dalam atap

- Melalui pemodelan dengan ETABS diperoleh:

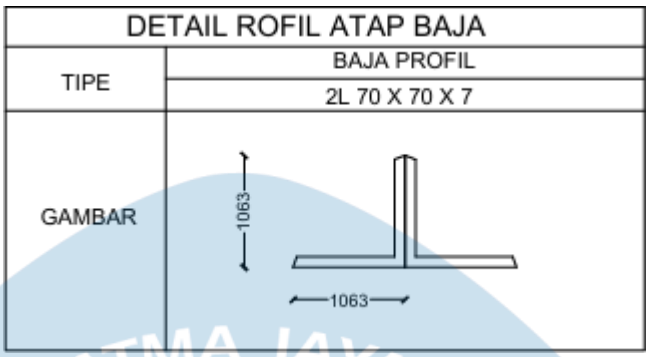
  Batang Baja

  Batang tekan = -66,1127 kN

  Batang tarik = 66,1127 kN

  L batang tekan = 2 m

  L batang tarik = 2 m



Gambar 2. 28 Profil 2L 70 x70 x 7

Profil L 70 x 70 x 7

A = 812,7 mm^2

t = 6 mm

b = 70 mm

lx = 37100 mm^4

ly = 2140 mm

ix = iy = 2140 mm Cx

= Cy = 19,3 mm Tp

= 10 mm

J = 5040 mm^3

G = 77200

Properti profil gabungan 2L 70 x 70 x7

Tp = 10

A_g = 1625,4 mm^2

I_{xg} = 74200,0000 cm

I_{yg} = 996882,4460 cm

R_{xg} = 21,40 mm4

R_{yg} = 24,7652 mm

X_0 = 0 mm

Y_0 = 16,3 mm

R_0 = 924,6555 mm

H = 0,7127 mm

3. Pemeriksaan Batang tekan

a. Pemeriksaan potensi bentuk buckling

$\lambda = \frac{70}{6} = 11{,}6667$

$\lambda_r = 0{,}45 \times (\frac{Fy}{E})^{0,5}$

$= 0{,}45 \times (\frac{210}{200000})^{0,5}$

$= 13{,}8873$

Dari hasil perhitungan menunjukkan bahwa $\lambda < \lambda r$, maka jenis penampang yang digunakan adalah penampang non langsing.

b. Pemeriksaan tekuk lentur

$\frac{KL}{rx} = \frac{1x3}{2140}$

$= 0{,}9346$

$Fe = \frac{\pi^2 x\ E}{\frac{KL^2}{rx}}$

$= \frac{\pi^2 x\ 200000}{0{,}9346} = 2259942{,}0158$ Mpa

c. Faktor kelangsingan

$4{,}71 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 4{,}71 \times \sqrt{\frac{200000}{210}} = 145{,}3538$ Mpa

Berdasarkan perhitungan nilai $\frac{KL}{rx} < 4{,}71 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$, maka nilai Fcr dihitung menggunakan rumus $[0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}]\ Fy$

$F_{cr} = [0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}]\ Fy$

$= [0{,}658^{\frac{210}{2259942{,}0158}}]\ 210$

$= 209{,}9918$ Mpa

d. Pemeriksaan tekuk lentur (dengan memeriksa faktor kelangsingan

profil baja)

a = L batang tekan x 1000

= 3,2 x 1000

= 3200 mm

$\frac{a}{ri} = \frac{2000}{2140}$ = 0,9346 mm

Hasil perhitungan menunjukan bahwa nilai $\frac{a}{ri} > 40$, sehingga rumus yang digunakan adalah

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{kia}{ri}\right)^2}$$

$$= \sqrt{(0{,}9346)^2 + (0{,}5\ x\ 0{,}9346)^2} = 1{,}0449 \text{ Mpa}$$

Dari hasil perhitungan nilai $\left(\frac{KL}{r}\right) < 4{,}71\ \sqrt{\frac{E}{fy}}$, maka nilai Fcr dihitung menggunakan $Fcr = [0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}]\ Fy$

F_e = 1807953,6126 Mpa

F_{cry} = 209,9898 Mpa

F_{crz} = 258,8855 Mpa

e. Nilai Fcr untuk komponen struktur tekan siku ganda dan profil T:

$$F_{cr} = \left(\frac{Fcry + Fcrz}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{4\ X\ Fcry\ x\ Fcrz\ x\ H}{(Fcry+Fcr)\text{^}2}\right)}\right]$$

F_{cr} = 150,2624 Mpa

f. Nilai Fcr untuk pemeriksaan lentur torsi:

Tegangan kritis untuk tekuk lentur = 209,9918 Mpa

Tegangan Lentur Torsi = 150,2624 Mpa

g. Kemungkinan tekuk yang terjadi adalah tegangan kritis terendah

F_{cr} (pemeriksaan tekuk lentur)

F_{cr} (pemeriksaan tekuk lentur torsi)

Dipilih Fcr yang memiliki nilai terkecil, sehingga

F_{cr} = 150,2624 Mpa

ϕP_n = 0,9 x Fcr x Ag

= 219,8128 kN

Maka kuat desain rencana 219,8128 kN > 66,1127 kN (AMAN)

4. Pemeriksaan Batang Tarik

a. Kondisi leleh

Kuat desain rencana:

ØPn = 0,9 × Fy × Ag = 307,2006 kN

b. Kondisi Patah

Lubang pada batang menyebabkan adanya konsentrasi tegangan akibat beban kerja. Tegangan yang terkonsentrasi di sekitar lubang dapat menyebabkan fraktur atau patah pada sambungan.

Luas penampang efektif (Ae)

Ae = (Luas Kotor Profil (Ag) – (t x diameter baut)) x U

Ae = (1625,4 mm^2 – (6 mm x 16 mm)) x 0,6

Ae = 917,64 mm^2

Kuat desain rencana:

ØPn = 0,75 × Fu × (Ae/ 1000) = 254,6451 kN

Dari dua pola kegagalan yang mungkin terjadi, dipilih nilai ØPn terkecil, digunakan 254,6451 kN.

Maka kuat desain rencana 254,6451 kN > 66,1127 kN (AMAN)

2.9.3 Perencanaan Sambungan Kuda-Kuda

Perhitungan sambungan elemen kuda-kuda menggunakan baut dengan data sebagai berikut :

- Baja 2L 70 x 70 x 7
- Fy = 240 Mpa
- F_u = 370 Mpa
- Baut A325 (SNI 8458:2017)
- Fnv = 372 Mpa (SNI 1729 : 2020, tabel J3.2)
- Diameter Baut = 16 mm
- Diameter Lubang = 18 mm

- Mutu Pelat = BJ37
- Tebal Pelat (tp) = 10 mm
- A_g = 1625,4 mm^2
- Pu = 66,1127 kN
- ØPU = 49,5845 kN
- Mengalami tarik sebesar 192 mm^2

a. Pemeriksaan leleh tarik pada penampang bruto

A_g = 1625,4 mm^2

øPn = 0,9 x Fy x Ag

= 351086,4 N = 351,0864 kN

ØPn > gaya tarik, maka pemeriksaan leleh tarik dikatakan aman.

b. Pemeriksaan keruntuhan tarik pada penampang Netto (*Fracture*)

øPn = 0,75 x F_u x (A_e /1000)

= 254,6451 kN

ØPn > gaya tarik, maka pemeriksaan keruntuhan tarik dikatakan aman.

c. Perhitungan Jumlah Baut

Ab = 1/4 x pi x d2

= 1/4 x 3,14 x 16^2 = 201,06193 mm^2

Ø = 0,75

ØRn (kuat geser baut) = 112,192557 kN/baut

Jumlah Baut (n) (ØPn/ØRn) = (254,6451 kN/112,192557 kN)

= 2,2697 baut dibulatkan menjadi 3 baut

d. Kekuatan geser baut seluruh baut

$ØR_n$ = 112,192557 kN x 3 baut

= 336,5777 kN

Berdasarkan SNI 1729: 2015, maka:

S ≥ 3 baut

Le (jarak tepi) = 0,5 x S

S (jarak antar baut) = diameter baut x 3 baut = 48 mm

Le (jarak tepi minimum) = 1,5 x diameter baut = 24 mm

h. Luas Kotor dan Bersih Bagian Geser

Luas kotor yang mengalami geser (Agv)

Agv = t x (S + Le) x 2

= 6 x (48 + 24) x 2 = 864 mm^2

Luas bersih yang mengalami geser (Anv)

Anv = [t × {(S + Le) − (2,5 × D baut)}] × 2

= [6 × {(48 + 24) − (2,5 × 16)}] × 2

= 384 mm^2

i. Luas bersih bagian tarik

Luas bersih bagian yang mengalami Tarik (Ant)

Ant = [t × (Le − 0,5 × D baut)] × 2

Ant = [6 × (24 − 0,5 × 16)] × 2

Ant = 192 mm^2

j. Kuat rencana

Rn = ((0,6 x Fu x Anv) + (Fu x Ant))/1000 ≤ ((0,6 x Fy x Agv) + (Fu x Ant))/1000

Rn = ((0,6 x 370 x 384) + (370 x 192))/1000 ≤ ((0,6 x 210 x 864) + (370 x 192))/1000

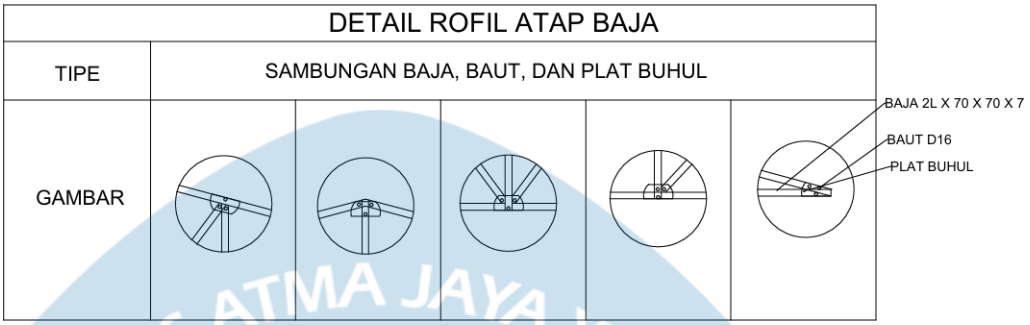
Rn = 156,288 ≤ 179,904 kN

Maka, nilai Rn diambil nilai yang terkecil adalah sebesar 156,288 kN

Berdasarkan LRFD nilai Rn perlu direduksi

ØRn = 0,75 x 156,288 = 117,216 kN

Maka, nilai kuat geser blok adalah sebesar 117,216 kN



Gambar 2. 29 Detail sambungan kuda-kuda

2.10 Perancangan Balok

Perancangan balok menggunakan acuan SNI 2847- 2019, perancangan balok pada Gedung perkantoran di Batam terbagi menjadi balok induk dan balok anak dengan B1, A 300 x 600, B1, B 300 x 600, B1, C 300 x 600, B4 250 x 500, dan B1, Anak 300 x 600. Bentang yang cukup panjang menjadi pertimbangan pada penggunaan balok anak.

2.10.1 Perancangan Balok Anak

Diketahui data-data sebagai berikut :

F'c = 30 MPa

Fy tul. Utama = 420 MPa

Fy tul. sengkang = 280 MPa Sel.

Beton (cc) = 30 mm

D. tul. Utama (db) = 22 mm

D. tul. Pinggang (dbt) = 13 mm

D. tul. sengkang (ds) = 10 mm

Dimensi Balok = 300 mm x 600 mm

Tinggi bersih balok (d)= 549 mm

Kuat Leleh Tul. Longitudinal (Fy) = 420 Mpa

Kuat Leleh Tul. Transversal (Fyv) = 280 Mpa

β1 = $0{,}85 - 0{,}05\ x\ \frac{fc'}{7}$

= 0,8357

λ = 1 (asumsi tidak menggunakan beton ringan)

Diketahui output gaya dalam dari ETABS sebesar:

Vu Tumpuan (-) = 134,3309 kN

Vu Lapangan (+) = 106,1988 kN

Mu Tumpuan (-) = -125,2442 kNm

Mu Tumpuan (+) = 64,03219 kNm

Mu Lapangan (-) = -47,3568 kNm

Mu Lapangan (+) = 140,3272 kNm

Tu = 30,7369 kNm

A. Desain Lentur

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Tumpuan (-)**

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n = 4

Diameter Tulangan = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan = $\frac{(b - 2\ cc - 2\ ds - n\ x\ db)}{(n - 1)}$ = 44 mm

Cek jarak bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm (OKE)

Jumlah Lapis = 1

As Pasang = $\frac{(n\ x\ \pi\ x\ db^2)}{4}$ = 1520,531 mm^2

As min,1 = $\frac{(0{,}25\ x\ \sqrt{fc'})}{fy\ x\ b\ x\ d}$ = 536,964 mm^2

As min,2 = $\frac{(1{,}4)}{fy\ x\ b\ x\ d}$ = 549 mm^2

Cek As min = As Pasang >= As min (OKE)

$a = \frac{(Asfy)}{(0{,}85\ f^{\wedge\prime}\ c\ b)}$

= 83,430 mm

Mn = $As\ x\ Fy\ \frac{(d-a)}{(2)}$

= 323,948 kNm

c = $\frac{a}{\beta 1}$ = 99,891 mm

εs = $\frac{(d-c)}{c\ x\ 0{,}003}$ = 0,013

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9

= 0,9

ϕMn = ϕ x Mn = 291,553 kNm

Mu,tumpuan (-) = 125,244 kNm

Cek Kapasitas = ϕMn > Mu (OKE)

As Perlu = $\frac{Mu}{[fy\ x\ (d - a/2)]}$ = 587,865

Maka, Pada area tumpuan digunakan 4 buah tulangan diameter 22 mm (4D22)

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Tumpuan (+)**

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n = 3

Diameter Tulangan = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan = $\frac{(b - 2\ cc - 2\ ds - n\ x\ db)}{(n - 1)}$ = 77 mm

Cek jarak bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm (OKE)

Jumlah Lapis = 1

As Pasang = $\frac{(n\ x\ \pi\ x\ db^2)}{4}$ = 1140,398 mm^2

As min,1 = $\frac{(0{,}25\ x\ \sqrt{fc'})}{fy\ x\ b\ x\ d}$ = 536,964 mm^2

As min,2 = $\frac{(1{,}4)}{fy\ x\ b\ x\ d}$ = 549 mm^2

Cek As min = As Pasang >= As min (OKE)

a =((Asfy))/((0,85 fc’ b))

= 62,610 mm

Mn = As x Fy ((d-a))/((2))

= 247,959 kNm

c = a/β1 = 74,918 mm

εs = ((d-c))/(c x 0,003) = 0,019

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9

= 0,9

ϕMn = ϕ x Mn = 223,163 kNm

Mu,tumpuan (+) = 64,032 kNm

Cek Kapasitas = ϕMn > Mu (OKE)

As Perlu = Mu/([fy x (d - a/2)]) = 294,493 mm^2

Maka, Pada area lapangan digunakan 3 buah tulangan dengan diameter 22 mm (3D22)

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan (-)**

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n = 3

Diameter Tulangan = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan = $\frac{(b - 2\ cc - 2\ ds - n\ x\ db)}{(n - 1)}$ = 77 mm

Cek jarak bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm (OKE)

Jumlah Lapis = 1

As Pasang = $\frac{(n\ x\ \pi\ x\ db^2)}{4}$ = 1140,398 mm^2

As min,1 = $\frac{(0{,}25\ x\ \sqrt{fc'})}{fy\ x\ b\ x\ d}$ = 536,964 mm^2

As min,2 = $\frac{(1{,}4)}{fy\ x\ b\ x\ d}$ = 549 mm^2

Cek As min = As Pasang >= As min (OKE)

a =((Asfy))/((0,85 fc' b))

= 62,610 mm

Mn = As x Fy ((d-a))/((2))

= 247,959 kNm

c = a/β1 = 74,918 mm

εs = ((d-c))/(c x 0,003) = 0,019

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9

ϕMn = ϕ x Mn = 223,163 kNm

Mu,tumpuan (-) = 47,357 kNm

Cek Kapasitas = ϕMn > Mu (OKE)

As Perlu = Mu/([fy x (d - a/2)]) = 217,801 mm^2

Maka, Pada area lapangan digunakan 3 buah tulangan 22 mm (3D22)

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan (+)**

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n = 5

Diameter Tulangan = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan = $\frac{(b - 2\ cc - 2\ ds - n\ x\ db))}{(n - 1)}$ = 27,5 mm

Cek jarak bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm (OKE)

Jumlah Lapis = 1

As Pasang = $\frac{(n\ x\ \pi\ x\ db^2)}{4}$ = 1900,664 mm^2

As min,1 = $\frac{(0{,}25\ x\ \sqrt{fc'})}{fy\ x\ b\ x\ d}$ = 536,964 mm^2

As min,2 = $\frac{(1{,}4)}{fy\ x\ b\ x\ d}$ = 549 mm^2

Cek As min = As Pasang >= As min (OKE)

a =((Asfy))/((0,85 fc' b))

= 104,350 mm

Mn = As x Fy ((d-a))/((2))

= 396,605 kNm

c = a/β1 = 124,863 mm

εs = ((d-c))/(c x 0,003) = 0,010

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9

= 0,9

ϕMn = ϕ x Mn = 356,944 kNm

Mu,tumpuan (+) = 140,327 kNm

Cek Kapasitas = ϕMn > Mu (OKE)

As Perlu = Mu/([fy x (d - a/2)]) = 672,495 mm^2

Maka, Pada area lapangan digunakan 5 buah tulangan dengan tulangan 22 mm (5D22)

B. Desain Geser

- **Perencanaan Tulangan Geser Tumpuan**

Jumlah kaki = 2

Av = $\frac{(n \times \pi \times ds^2)}{4}$ = 157,080 mm^2

Spasi = 100 mm

Batas penentu spasi max = 0,33 x $(fc')^{0,5}$ x b x d = 297692,6872 N

Cek spasi max = Vu/Φ-Vc > batas spasi = rapat

= Vu/Φ-Vc < batas spasi = renggang

= Vu/Φ-Vc = (134,3309 x 1000/0,75)-153357

= 25751,02779 N

Karena 25751,02779 < 297692,6872 maka dari itu spasi maxnya renggang.

Spasi Max 1, karena didapat spasi max renggang maka dipakai rumus tinggi bersih balok /2 didapat 274,5 mm.

Spasi Max 2, karena didapat spasi max renggang maka dipakai 600 mm (SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2)

Cek Spasi = 100 < 274,5 dan 600 (OKE)

Luas per Spasi = $\frac{Av}{spasi}$ = 1,571 mm^2/mm

Luas per Spasi Minimum 1 = 0,062 x $(fc')^{0,5}$ x b / Fyv = 0,364 mm^2/mm

Luas per Spasi Minimum 2 = 0.35 x b / Fyv = 0,375 mm^2/mm

Cek Luas Per Spasi = 1,571 > 0,364 dan 0,375 (OKE)

Vs = Av x Fyv x d / s = 241463 N

Batas Vs = 0,066 x (fc') ^{0,5} x b x d = 595385 N

Vc = 0,17 x (fc') ^{0,5} x b x d = 153357 N

Φ = 0,75

Vn = Vc + Vs = 394820 N

Vu, Tumpuan = 134,331 x 1000 = 134331 N

ϕVn / Vu = 2,204

Cek Kapasitas = ϕVn / Vu ≥ 1 (OKE)

Sehingga digunakan tulangan sengkang 2D10 dengan spasi 100 mm

- **Perencanaan Tulangan Geser Lapangan**

Jumlah kaki = 2

Av = n x π/4 x ds^2 = 157,080 mm^2

Spasi = 100 mm

Batas penentu spasi max = 0,33 x (fc') ^{0,5} x b x d = 297692,6872 N

Cek spasi max = Vu/Φ-Vc > batas spasi = rapat

= Vu/Φ-Vc < batas spasi = renggang

= Vu/Φ-Vc = (134,3309 x 1000/0,75)-153357

= 25751,02779 N

Karena 25751,02779 < 297692,6872 maka dari itu spasi maxnya renggang

Spasi Max 1, karena didapat spasi max renggang maka dipakai rumus tinggi bersih balok /2 didapat 274,5 mm.

Spasi Max 2, karena didapat spasi max renggang maka dipakai 600 mm (SNI 2847:2019 Tabel 9.7.6.2.2)

Cek Spasi = 100 < 274,5 dan 600 (OKE)

Luas per Spasi = Av / spasi = 1,571 mm^2/mm

Luas per Spasi Minimum 1 = 0,062 x (fc') ^{0,5} x b / Fyv = 0,364 mm^2/mm

Luas per Spasi Minimum 2 = 0.35 x b / Fyv = 0,375 mm^2/mm

Cek Luas Per Spasi = 1,571 > 0,364 dan 0,375 (OKE)

Vs = Av x Fyv x d / s = 241463 N

Batas Vs = 0,066 x (fc') ^{0,5} x b x d = 595385 N

Vc = 0,17 x $(fc')^{0,5}$ x b x d = 153357 N

Φ = 0,75

Vn = Vc + Vs = 394820 N

Vu, Lapangan = 106,1988 x 1000 = 106198,8 N

ϕVn / Vu = 2,204

Cek Kapasitas = ϕVn / Vu ≥ 1 (OKE)

Sehingga digunakan tulangan sengkang 2D10 dengan spasi 100mm

C. Desain Torsi

- **Parameter Geometri Penampang untuk Perhitungan Torsi**

  Acp = b x h = 180000 mm^2

  Pcp = 2 x (b + h) = 1800 mm

  Xo = b – 2Cc – ds = 230 mm

  Yo = h – 2Cc – ds = 530 mm

  Aoh = Xo x Yo = 121900 mm^2

  Ao = 0,85 x Aoh = 103615 mm^2

  Ph = 2 x (Xo + Yo) = 1520 mm

- **Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi**

  Tcr = 0,33 x $(fc')^{0,5}$ x Acp^2 / Pcp = 32534720 N.mm

  ϕ = 0,75

  ϕTcr / 4 = 6100260 N.mm

  Karena Tu > ϕTcr / 4 maka, perlu tulangan torsi

- **Pengecekan Kecukupan Dimensi Penampang**

  Jenis Torsi = kompatibilitas

  Tu Pakai = ϕ Tcr = 24401040 N.mm

  Vu = 134331 N

  Vc = 153357 N

  Tegangan Ultimate Geser + Torsi = $\{[Vu / b \times d]^2 + [Tu\ Ph / (1.7\ Aoh^2)]^2\}^{0,5}$

  = 1,680 Mpa

  Kapasitas tegangan beton = ϕ x $\{[Vc / (b \times d)] + 0.66 \times (fc')^{0,5}\}$

= 3,410 Mpa

- **Parameter Umum Lainnya**

  Fy/Fyt = Kuat Leleh Baja Tulangan Torsi = Kuat Leleh Baja Tulangan Lentur dan Geser = 1

  θ = θ diambil untuk balok komponen struktur non prategang = 45

- **Penulangan Transversal Torsi**

  Jumlah kaki Tumpuan = 2

  Jumlah kaki Lapangan = 2

  Spasi Tumpuan = 100 mm

  Spasi Lapangan = 100 mm

  Spasi Max 1 = Ph / 8 mm = 190 mm

  Spasi Max 2 = 300 mm (SNI 2847:2019 Pasal 9.7.6.3.3)

  Cek Spasi Tumpuan = Spasi tumpuan ≤ Spasi Max (OKE)

  Cek Spasi Lapangan = Spasi lapangan ≤ Spasi Max (OKE)

  Av+t / Spasi Tumpuan Pasang = n x π/4 x ds^2 / spasi = 1,571

  Av+t / Spasi Lapangan Pasang = n x π/4 x ds^2 / spasi = 1,571

  At / s = Tu / (2 x ϕ x Ao x fyv) = 0,561

  Av / Spasi Tumpuan Perlu = (Vu Tumpuan / ϕ - Vc) / (fyv x d) = -1,403

  Av / Spasi Lapangan Perlu = (Vu Lapangan / ϕ - Vc) / (fyv x d) = -1,647

  Av+t / Spasi Tumpuan Perlu = 2 x At / s + Av / Spasi tumpuan perlu
  = -0,282

  Av+t / Spasi Lapangan Perlu = 2 x At / s + Av / Spasi lapangan perlu
  = -0,526

  Av+t / s min 1 = 0,062 x $(fc')^{0,5}$ x b / Fyv = 0,364

  Av+t / s min 2 = 0,35 x b / Fyv = 0,375

  Cek Geser + Torsi Tumpuan = Av+t / s Pasang ≥ Av+t / s Perlu dan min
  = 1,571 ≥ -0,282 dan 0,364 dan 0,375 (OKE)

Cek Geser + Torsi Lapangan = Av+t / s Pasang ≥ Av+t / s Perlu dan min

= 1,571 ≥ -0,526 dan 0,364 dan 0,375 (OKE)

- **Penulangan Longitudinal Torsi**

  db atau dbt = 13 mm

  db, min = 4,2 mm

  Cek db ≥ db, min (OKE)

  As Perlu Tumpuan Atas = 587,865 mm^2 As

  Perlu Tumpuan Bawah = 294,493 mm^2 As

  Perlu Lapangan Atas = 217,801 mm^2 As

  Perlu Lapangan Bawah = 672,495 mm^2 Al

  = At / s x Ph = 852,275 mm^2

  Al min = 0.42 x $(fc')^2$ x Acp / fy - (At/s) x Ph = 133,625 mm^2

  As + Al Perlu Tumpuan = 1734,634 mm^2

  As + Al Perlu Lapangan = 1742,571 mm^2

  n Tumpuan Atas = 4

  n Tumpuan Tengah = 2

  n Tumpuan Bawah = 3

  n Tumpuan Vertikal = 2 + n tengah / 2 = 3

  n Lapangan Atas = 3

  n Lapangan Tengah = 2

  n Lapangan Bawah = 5

  n Lapangan Vertikal = 2 + n tengah / 2 = 3

  Spasi Horizontal Tumpuan = (b - 2cc - 2ds - db) / [min(n atas, n bawah) - 1]

  = 99 mm

  Spasi Vertikal Tumpuan = (h - 2cc - 2ds - db) / (n Vertikal - 1)

  = 249 mm

  Spasi Horizontal Tumpuan = (b - 2cc - 2ds - db) / [min(n atas, n bawah) - 1]

  = 99 mm

  Spasi Vertikal Tumpuan = (h - 2cc - 2ds - db) / (n Vertikal - 1)

= 249 mm

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Tumpuan = Spasi ≤ 300 mm (OKE)

(SNI 2847:2019 Pasal 9.7.6.3.3)

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Lapangan = Spasi ≤ 300 mm (OKE)

(SNI 2847:2019 Pasal 9.7.6.3.3)

As + Al Pasang Tumpuan = $(4 + 3) \times \pi /4 \times 22^2 + 2 \times \pi /4 \times 13^2$

= 2926,394 mm^2

As + Al Pasang Lapangan = $(3 + 5) \times \pi /4 \times 22^2 + 2 \times \pi /4 \times 13^2$

= 3306,526 mm^2

Cek Lentur + Torsi Tumpuan = As + Al Pasang ≥ As + Al Perlu

= 2926,394 ≥ 1734,634 (OKE)

Cek Lentur + Torsi Lapangan = As + Al Pasang ≥ As + Al Perlu

= 3306,526 ≥ 1742,571 (OKE)

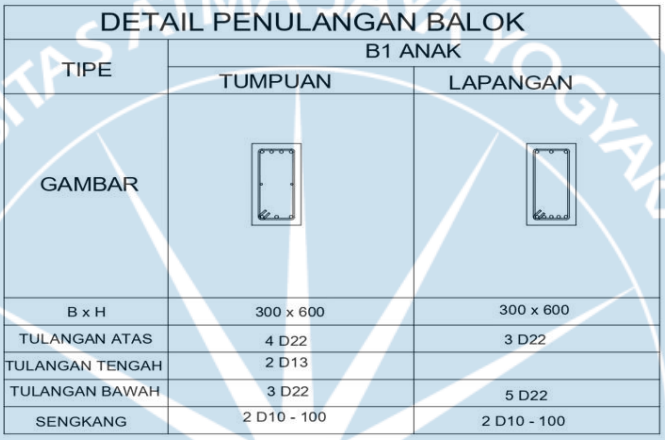
Maka, Pada area Tumpuan tengah dan Lapangan tengah digunakan masing - masing 2 buah tulangan dengan diameter 13 mm (2D13)

Berikut dalah rekapan balok anak di Gedung Perkantoran Batam yang tertera pada Tabel 2.24.

Tabel 2. 21 Rekap Balok Anak Gedung Perkantoran

BA	
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	4D22
Longitudinal Tumpuan Tengah	2D13
Longitudinal Tumpuan Bawah	3D22
Longitudinal Lapangan Atas	3D22

Longitudinal Lapangan Tengah	2D13
Longitudinal Lapangan Bawah	5D22
Tulangan Transversal/ Sengkang	
Sengkang Tumpuan	2D10-100
Sengkang Lapangan	2D10-100



Gambar 2. 30 Detail Penulangan Balok Anak

2.10.2 Perancangan Balok Induk

Diketahui data-data sebagai berikut:

F'c = 30 MPa

Fy tul. Utama = 420 MPa

Fy tul. Sengkang = 280 MPa

Sel. Beton = 40 mm

D. tul. Utama (db) = 16 mm

D. tul. Pinggang (dbt) = 13 mm

D. tul. Sengkang (ds) = 13 mm

Dimensi Balok = 300 mm x 600 mm

Dimensi Kolom = 700 mm x 700 mm

Tinggi Bersih Balok (d) = 539 mm

Bentang Balok = 5,1 m

Bentang Bersih Balok = 4350 mm

Diketahui *Output* gaya dalam dari ETABS sebesar

Vu Tumpuan (-) = 101,0453 kN

Vu Lapangan (+) = 106,1988 kN

Mu Tumpuan (-) = -125,244 kNm

Mu Tumpuan (+) = 64,0322 kNm

Mu Lapangan (-) = -47,3568 kNm

Mu Lapangan (+) = 140,3272 kNm

Vg tumpuan = 134,3309 kN

Pu = 183821,4 N

Tu = 30,7369 kNm

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Tumpuan (-)**

$a = \frac{(Asfy)}{(0{,}85\, f\text{^}'\, c\, b)}$

= 44,155 mm

Karena nilai f'c = 30 Mpa maka $\beta 1$ = 0,85

$c = \frac{a}{\beta 1}$ = 52,835 mm

$\varepsilon s = \frac{(0{,}003\ (d-c))}{c} = \frac{(0{,}003(539-52{,}835\ )}{52{,}835}$ = 0,028

$As = \frac{Mu}{(\emptyset fy(\frac{d-a}{2}))}$ = 576,876 mm

$Atul = \frac{\pi}{4}\ d^2$ = 804,248 mm

Pengecekan terhadap Asmin dan Asmax

$Amin\ 1 = \frac{(0{,}25\sqrt{f'c})}{fy\ b\ d}$ = 527,183 mm

$Amin\ 2 = \frac{1{,}4}{fy\ b\ d}$ = 539 mm

$Asmax = As/bd$ < ρ max

$Asmin < Asuse < Asmax$ sehingga digunakan As use

$n = \frac{As}{Atul}$ = 4

Pengecekan spasi tulangan

$$S1 = \frac{(b - 2\,(sel.beton) - 2(d.sengkang) - nD)}{(n-1)} = 43{,}333 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

(aman)

Sehingga pemasangan tulangan longitudinal dilakukan dengan 1 lapis.

Perencanaan Tulangan Longitudinal Tumpuan (+)

$a = \frac{(Asfy)}{(0{,}85\ f^{\wedge\prime}\ c\ b)}$

= 33,116 mm

Karena nilai F'c = 30 Mpa maka $\beta 1$ = 0,85

$c = \frac{a}{\beta 1}$ = 39,626 mm

$\varepsilon s = \frac{(0{,}003\ (d-c))}{c}$ = 0,038

$As = \frac{Mu}{(\emptyset fy(\frac{d-a}{2}))}$ = 291,817 mm^2

$Atul = \frac{\pi}{4}\ d^2$ = 603,186 mm^2

Pengecekan terhadap Asmin dan Asmax

$Amin\ 1 = \frac{(0{,}25\sqrt{f'c})}{fy\ b\ d}$ = 527,183 mm^2

$Amin\ 2 = \frac{1{,}4}{fy\ b\ d}$ = 539 mm^2

$Asmax = As/bd$ < ρ max

$Asmin < Asuse < Asmax$ sehingga digunakan As use

$n = \frac{As}{Atul}$ = 3

pengecekan spasi tulangan

$S1 = \frac{(b-2\ (sel.beton)-2(d.sengkang)-nD)}{(n-1)}$ = 73 mm > 25

(aman)

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan (-)**

$a = \frac{(Asfy)}{(0{,}85\ f^{\wedge\prime}\ c\ b)}$

= 33,116 mm

Karena nilai F'c = 30 Mpa maka,

$c = \frac{a}{\beta 1}$ = 39,626 mm

$\varepsilon s = \frac{(0{,}003(d-c))}{c}$ = 0,038

$As = \frac{Mu}{(\emptyset\ fy\ (d-\frac{a}{2}))}$ = 215,822 mm^2

$Atul = \frac{\pi}{4\ d^2}$ = 603,186 mm^2

Pengecekan terhadap Asmin dan Asmax

$Asmin\ 1 = \frac{(0{,}25\sqrt{f'c})}{fy\ b\ d}$ = 527,183mm^2

$Asmin\ 2 = \frac{1{,}4}{fy\ b\ d}$ = 539 mm^2

$Asmax = As/bd$ < ρ max

$Asmin < Asuse < Asmax$ digunakan As use

$n = \frac{As}{Atul} = 3$

Pengecekan spasi tulangan

$S1 = \frac{(b-2\backslash\ (sel.beton)-2(d.sengkang)-nD)}{(n-1)} = 73$ mm

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan (+)**

$a = \frac{(Asfy)}{(0{,}85\ f\text{^}'\ c\ b)}$

= 44,155 mm

Karena nilai F'c 30 maka,

$c = \frac{a}{\beta 1}$ = 52,835 mm

$\varepsilon s = \frac{(0{,}003(d-c))}{c} = 0{,}028$

$As = \frac{Mu}{(\emptyset\ fy\ (d-\frac{a}{2}))}$ = 646,349 mm^2

$Atul = \frac{\pi}{4\ d^2}$ = 804,248 mm^2

Pengecekan terhadap Asmin dan Asmax

$Asmin\ 1 = \frac{(0{,}25\sqrt{f'c})}{fy\ b\ d}$ = 527,183 mm^2

$Asmin\ 2 = \frac{1{,}4}{fy\ b\ d}$ = 539 mm^2

$Asmax = \frac{As}{bd}$ < ρ max

$Asmin < Asuse < Asmax$ sehingga digunakan As use

$n = \frac{As}{Atul} = 4$

Pengecekan spasi tulangan

$S1 = \frac{(b-2\backslash\ (sel.beton)-2(d.sengkang)-nD)}{(n-1)}$ = 43,333 mm > 25

(aman)

- **Perencanaan Tulangan Geser Tumpuan dan Lapangan**

  Menghitung Momen Probabilitas (MPR)

  Tumpuan kiri (-) dengan

$apr = \frac{(As\ 1{,}25\ fy)}{(0{,}85\ f\text{^}'\ cb)} = 44{,}155$ mm

$mpr = As$ x 1,25 x $fy(d - \frac{Apr}{2})$ = -365023 N/mm

Tumpuan kanan (+) dengan

$apr = \frac{(As\ 1{,}25\ fy)}{(0{,}85\ f\text{^}'\ cb)} = 41{,}395$ mm

$mpr = As$ x 1,25 x $fy(d - \frac{Apr}{2})$ = -232153 N/mm

Berikut adalah rekapan gaya geser desain balok Gedung Perkantoran Batam yang tertera pada Tabel 2.25.

Tabel 2. 22 Rekap Gaya Geser Desain Balok Induk

Menghitung Gaya Geser Desain (Ve)		
Gaya (kN) dan momen (kNm)	Tumpuan kiri	Tumpuan kanan
Mpr (+)	-232153	-232153
Mpr (-)	-365023	-365023
VE	134194	134194
VG	134.3309	134.3309

Nilai Vu = 134,194 kN

Nilai Ve = 134,194 kN

Cek

0,5$Vu < Ve\ maka\ Vc$ =0

0,5 (134194) < 134194 maka Vc =0

$\phi Vs = Ve - \phi V \times Vc$= 134,194 kN

diasumsikan tulangan geser memiliki 2 kaki sehingga

$s = 75\ mm$

Spasi minimum

- $S1 = \frac{d}{4}$ = 134,75 mm
- $S2 = 6d_b$ = 78 mm
- $S3$ = 150 mm

V_c = 150563 kN

V_s = 534186 kN

V_n = $V_c + V_s$ = 684749 kN

V_u = 134195 N

$\phi V_n / V_u$ = 3,827 > 1 (OKE)

Spasi aman sehingga digunakan 2D13-75 mm pada tulangan geser tumpuan.

Menghitung nilai Ve Lapangan

V_c = 150563 kN

V_s = 400639 kN

V_n = $V_c + V_s$ = 551203 kN

V_u = 106198,8 N

$\phi V_n / V_u$ = 3,893 > 1 (OKE)

Sehingga digunakan tulangan geser pada lapangan sebesar 2D13-150

- **Penulangan Transversal Torsi**

  Jumlah kaki Tumpuan = 2

Jumlah kaki Lapangan = 2

Spasi Tumpuan = 75 mm

Spasi Lapangan = 150 mm

Spasi Max 1 = Ph / 8 mm = 179 mm

Spasi Max 2 = 300 mm (SNI 2847:2019 Pasal 9.7.6.3.3)

Cek Spasi Tumpuan = Spasi tumpuan ≤ Spasi Max (OKE)

Cek Spasi Lapangan = Spasi lapangan ≤ Spasi Max (OKE)

Av+t / Spasi Tumpuan Pasang = n x π/4 x ds^2 / spasi = 3,540

Av+t / Spasi Lapangan Pasang = n x π/4 x ds^2 / spasi = 1,770

At / s = Tu / (2 x ϕ x Ao x fyv) = 0,651

Av / Spasi Tumpuan Perlu = (Vu Tumpuan / ϕ - Vc) / (fyv x d) = 0,188

Av / Spasi Lapangan Perlu = (Vu Lapangan / ϕ - Vc) / (fyv x d) = -0,059

Av+t / Spasi Tumpuan Perlu = 2 x At / s + Av / Spasi tumpuan perlu
= 1,490

Av+t / Spasi Lapangan Perlu = 2 x At / s + Av / Spasi lapangan perlu
= 1,243

Av+t / s min 1 = 0,062 x $(fc')^{0,5}$ x b / Fyv = 0,364

Av+t / s min 2 = 0,35 x b / Fyv = 0,375

Cek Geser + Torsi Tumpuan = Av+t / s Pasang ≥ Av+t / s Perlu dan min
= 3,540 ≥ 1,490 dan 0,364 dan 0,375 (OKE)

Cek Geser + Torsi Lapangan = Av+t / s Pasang ≥ Av+t / s Perlu dan min
= 1,770 ≥ 1,243 dan 0,364 dan 0,375 (OKE)

- **Perancangan Tulangan Longitudinal Torsi**

db atau dbt = 13 mm

db, min = 6,3 mm

Cek db ≥ db, min (OKE)

As Perlu Tumpuan Atas = 576,876 mm^2 As

Perlu Tumpuan Bawah = 291,817 mm^2 As

Perlu Lapangan Atas = 215,822 mm^2

As Perlu Lapangan Bawah = 646,349 mm^2

Al = At / s x Ph = 930,015 mm^2

Al min = 0.42 x $(fc')^2$ x Acp / fy - (At/s) x Ph = 55,885 mm^2

As + Al Perlu Tumpuan = 1798,709 mm^2

As + Al Perlu Lapangan = 1792,186 mm^2

n Tumpuan Atas = 4

n Tumpuan Tengah = 4

n Tumpuan Bawah = 3

n Tumpuan Vertikal = 2 + n tengah / 2 = 4

n Lapangan Atas = 3

n Lapangan Tengah = 3

n Lapangan Bawah = 4

n Lapangan Vertikal = 2 + n tengah / 2 = 3

Spasi Horizontal Tumpuan = (b - 2cc - 2ds - db) / [min(n atas, n bawah) - 1]

= 89 mm

Spasi Vertikal Tumpuan = (h - 2cc - 2ds - db) / (n Vertikal - 1)

= 159 mm

Spasi Horizontal Tumpuan = (b - 2cc - 2ds - db) / [min(n atas, n bawah) - 1]

= 89 mm

Spasi Vertikal Tumpuan = (h - 2cc - 2ds - db) / (n Vertikal - 1)

= 239 mm

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Tumpuan = Spasi ≤ 300 mm (OKE)

(SNI 2847:2019 Pasal 9.7.6.3.3)

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Lapangan = Spasi ≤ 300 mm (OKE)

(SNI 2847:2019 Pasal 9.7.6.3.3)

As + Al Pasang Tumpuan = (4 + 3) x π /4 x 22^2+ 4 x π /4 x 13^2

= 1938,363 mm^2

As + Al Pasang Lapangan = (3 + 4) x π /4 x 16^2+ 3 x π /4 x 13^2

= 1805,630 mm^2

Cek Lentur + Torsi Tumpuan = As + Al Pasang ≥ As + Al Perlu

= 1938,363 ≥ 1798,709 (OKE)

Cek Lentur + Torsi Lapangan = As + Al Pasang ≥ As + Al Perlu

= 1805,630 ≥ 1792,186 (OKE)

Maka, pada area tumpuan tengah 4 buah tulangan dengan diameter 13 mm (4D13) dan Pada area lapangan tengah 3 buah tulangan dengan diameter 13 mm (3D13).

Berikut adalah rekapan balok induk, dan salah satu contoh gambar penulangan balok induk di Gedung Perkantoran Batam yang tertera pada Tabel 2.26, dan Gambar 2.30.

Tabel 2. 23 Rekapitulasi Balok Induk

Balok (mm^2)	Bentang (m)	Tulangan	Tumpuan Atas	Tumpuan Tengah	Tumpuan Bawah	Lapangan Atas	Lapangan Tengah	Lapangan Bawah
300 x 600	5,1	Longitudinal	4D16	4D13	3D16	3D16	3D13	4D16
		Geser	2D13-75			3D13-150		
300 x 600	4,5	Longitudinal	4D16	5D13	3D16	3D16	3D13	4D16
		Geser	2D10-90			3D10-150		
300 x 600	5,9	Longitudinal	4D16	3D13	3D16	3D16	5D13	4D16
		Geser	2D10-90			3D10-150		
250 x 500	4	Longitudinal	3D13	3D13	3D13	3D13	5D13	3D13
		Geser	2D10-100			2D10-100		

DETAIL PENULANGAN BALOK		
TIPE	B1, A	
	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
B x H	300 x 600	300 x 600
TULANGAN ATAS	4 D16	3 D16
TULANGAN TENGAH	4 D13	3 D13
TULANGAN BAWAH	3 D16	4 D16
SENGKANG	2 D13 - 75	3 D13 - 150

Gambar 2. 31 Detail Penulangan Balok Induk 1,A

2.11 Perancangan *Tie Beam*

Diketahui :

Panjang bersih *tie beam*, Ln = 5900 mm

Lebar tie beam, b = 400 mm

Tinggi tie beam, h = 600 mm

db = 22 mm

ds = 10 mm

f'c = 30 Mpa

fy tulangan = 420 Mpa

fy tulangan sengkang = 420 Mpa

Selimut beton (cc) = 50 mm (SNI 2847:2019 Tabel 20.6.1.3.1)

d $= h - C_c - d_s - \frac{db}{2}$

$= 600 - 50 - 10 - \frac{22}{2}$

= 529 mm

$\beta 1$ = 0,8357

λ = 1

a. Perhitungan gaya aksial

P_g = 1,2 D + 1,6 L

= 1761,7154 kN

S_{Ds} = 0,0835 g

Gaya aksial, Pu = 10% x P_g x S_{Ds}

= 10% x 1761,7154 x 0,0835

= 14,710 kN

b. Perhitungan gaya dalam akibat beda penurunan

Modulus elastis beton, E_c = $4700 \sqrt{f c'}$

= 4700 x $\sqrt{30}$

= 25743 Mpa

Inersia penapang, Ig = $\frac{1}{12}$ x b x h^3

= $\frac{1}{12}$ x 400 x 600^3

= 7200000000 mm^4

Beda penurunan Δ = 10 mm

Momen tumpuan akibat Δ = $6 x$ E_c x I_g x $\frac{\Delta}{Ln^2}$

= 319,476 kNm

Gaya geser tumpuan akibat Δ = 12 x E_c x I_g x $\frac{\Delta}{Ln^3}$

= 108,297 kN

c. Perhitungan gaya dalam akibat beban gravitasi

Berat jenis bertulang, BJ_c = 23,536 kN/m^3

Beban merata berat sendiri, q_{DL} = BJ_c x b x h

= 23,536 kN/m

q_{DL} = 5,649 kN

Tinggi tingkat, h_n = 4 m

$Q_{A, dinding}$ = 2,5 kN/m^2

q_{SIDL} = $Q_{A, dinding}$ x h_n

= 2,5 x 4

= 10 kN/m

Beban merata ult, q_D = 1,4 (q_{DL} + q_{SIDL})

= 1,4 (23,536 + 10)

= 21,908 kN/m

Momen ult beban gravitasi, M_{Dtum} = $\frac{-1}{12}$ x qD x Ln^2

= $\frac{-1}{12}$ x 21,908 x $5,9^2$

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

= -63,552 kNm

Momen ult beban gravitasi, M_{Dlap} $= \frac{1}{24}\ x\ qD\ x\ Ln$

$= \frac{1}{24}\ x\ 21{,}908\ x\ 5{,}9^2$

= 31,776 kNm

Gaya geser ult beban gravitas, V_{dtum} $= q_D \text{ x } \frac{Ln}{2}$

$= 21{,}908 \text{ x } \frac{5{,}9}{2}$

= 64,629 kN

Gaya geser ult beban gravitas, V_{Dlap} $= q_D \text{ x } \frac{Ln}{4}$

$= 21{,}908 \text{ x } \frac{5{,}9}{4}$

= 32,314 kN

d. Penulangan lentur

➢ Tumpuan Negatif

Jumlah tulangan, n = 6

db = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan = 29,600 mm

Jumlah lapis = 1

As pasang = 2280,796 mm^2

As $_{min1}$ = 689,870 mm^2

As $_{min2}$ = 705,333 mm^2

a $= As \text{ x } \frac{fy}{0{,}85\ x\ fc\ x\ b}$

$= 2280{,}796 \text{ x } \frac{420}{0{,}85\ x\ 30\ x\ 400}$

= 93,915 mm^2

M_n $= (As \text{ x } fy \text{ x } (\frac{d-a}{2})) / 10^6$

$= (2280{,}796 \text{ x } 420 \text{ x } (\frac{529 - 93{,}915}{2})) / 10^6$

= 461,765 kNm

c $= \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{93,915}{0,8357}$ = 112,377 mm

εs $= \frac{(d-c)}{c} x\ 0,003$

$= \frac{(529-112,377)}{112,377} x\ 0,003$

= 0,011

ϕ = 0,900

ϕMn = 415,589 kNm

Mu(-) = 383,028 kNm

➢ Tumpuan positif

Jumlah tulangan, n = 5

db = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan = 42,500 mm

Jumlah lapis = 1

As pasang = 1900,664 mm^2

As $_{min1}$ = 689,870 mm^2

As $_{min2}$ = 705,333 mm^2

a $= As\ x \frac{fy}{0,85\ x\ fc\ x\ b}$

$= 1900,664\ x \frac{420}{0,85\ x\ 30\ x\ 400}$

= 78,263 mm^2

M_n $= (As\ x\ fy\ x\ (\frac{d-a}{2})) / 10^6$

$= 1900,664\ x\ 420\ x\ (\frac{529-78,263}{2}) / 10^6$

= 391,052kNm

c $= \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{78,263}{0,8357}$ = 93,648 mm

εs $= \frac{(d-c)}{c} x\ 0,003$

$$= \frac{(529-93{,}648)}{93{,}648} \; x \; 0{,}003$$

= 0,014

ϕ = 0,900

ϕMn = 351,947 kNm

Mu = 319,476 kNm

➢ Lapangan negatif

Jumlah tulangan, n = 2

d_b = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan = 236 mm

Jumlah lapis =1

As pasang = n x $\frac{\pi}{4}$ x db^2

= 760,265 mm^2

As $_{min1}$ = 689,870 mm^2

As $_{min2}$ = 705,333 mm^2

➢ Lapangan positif

Jumlah tulangan, n = 2

d_b = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan = 236 mm

Jumlah lapis =1

As pasang = 760,265 mm^2

As $_{min1}$ = 789,870 mm^2

As $_{min2}$ = 705,333 mm^2

a = As x $\frac{fy}{0{,}85\ x\ fc\ x\ b}$

= 760,265 x $\frac{420}{0{,}85\ x\ 30\ x\ 400}$

= 31,305 mm^2

M_n = (As x fy x ($\frac{d-a}{2}$)) / 10^6

= 760,265 x 420 x ($\frac{529\ -31{,}305}{2}$) / 10^6

= 163,918 kNm

c = $\frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{31,305}{0,8357}$ = 37,459 mm

εs $= \frac{(d-c)}{c}\ x\ 0,003$

$= \frac{(529-37,459)}{37,459}\ x\ 0,003$

= 0,039

ϕ = 0,900

ϕMn = 147,526 kNm

Mu = 31,776 kNm

e. Penulangan geser

➢ Tumpuan

Jumlah kaki = 2

Av = n x $\frac{\pi}{4}$ x d_s^2

= 2 x $\frac{\pi}{4}$ x 10^2

= 157,080 mm^2

Spasi = 150 mm

Vu = 172,926 kN

ϕ = 0,75

$\frac{Vu}{\phi}$ = $\frac{172,926}{0,75}$ = 230,568 kN

Batas penentu spasi maks = 382,464 kN

Spasi max 1 = 264,5 mm

Spasi max 2 = 600 mm

Vs = 232,666 kN

Batas Vs = 764,927 kN

Vc = 197,027 kN

Vn = 429,693 kN

ϕVn = 322,270 kN

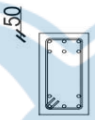
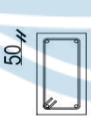
➢ Lapangan

Jumlah kaki = 2

Av = n x $\frac{\pi}{4}$ x d_s^2

	= 2 x $\frac{\pi}{4}$ x 10^2
	= 157,080 mm^2
Spasi	= 200 mm
Vu	= 32,314 kN
ϕ	= 0,75
$\frac{Vu}{\phi}$	= $\frac{32,314}{0,75}$ = 43,086 kN
Batas penentu spasi maks	= 382,464 kN
Spasi max 1	= 264,5 mm
Spasi max 2	= 600 mm
Vs	= 174,500 kN
Batas Vs	= 764,927 kN
Vc	= 197,027 kN
Vn	= 371,527 kN
ϕVn	= 278,645 kN

Berikut merupakan detail penulangan Tie Beam yang tertera pada Gambar 2.31.

DETAIL PENULANGAN TIE BEAM		
TIPE	TIE BEAM	
	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
B x H	400 x 600	400 x 600
TULANGAN ATAS	6 D22	2 D22
TULANGAN TENGAH		
TULANGAN BAWAH	5 D22	2 D22
SENGKANG	2 D10 - 150	2 D10 - 200

Gambar 2. 32 Detail Penulangan Tie Beam

2.12 Perancangan Kolom SRPMK

Perancangan kolom SRPMK meliputi perencanaan tulangan longitudinal, tulangan transversal, dan perhitungan panjang penyaluran tulangan. Perencanaan tulangan longitudinal didasarkan pada konsep kolom

kuat balok lemah (SCWB: *Strong Column Weak Beam*). Perencanaan tulangan longitudinal dilakukan dengan alat bantu perangkat lunak, seperti: ETABS, spColumn, dan Excel. Perancangan kolom secara umum dapat ditentukan dengan cara dimensi terkecil kolom lebih dari atau sama dengan lebar balok.

Beberapa syarat yang harus dipenuhi dalam perancangan kolom SRPMK yaitu: dimensi penampang tekecil diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri tidak kurang dari 300 mm dan rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4. Berikut Tahapan dalam merancang kolom SRPMK.

1. Perancangan Kolom Longitudinal

- Interior (K1-A) :

Direncanakan di lokasi dengan KDS D dengan rekap gaya dalam seperti yang tertera pada tabel 2.27.

Tabel 2. 24 Rekap Gaya Dalam Kolom Interior

Loc	Pu	M2	M3
	kN	kNm	kNm
Pu Max	-42,2117	28,5589	17,5894
Pu Min	-1761,7154	0	0
M2 Max	-854,2846	56,8587	-12,0916
M2 Min	-914,2487	-60,2047	-26,0738
M3 Max	-154,0405	11,5875	63,0916
M3 Min	-989,9606	-4,3159	-78,3932

Data Kolom :

b = 600 mm

h = 600 mm

t = 4000 mm

Ø Tul. Longitudinal = 29 mm

Sel. Beton = 40 mm

Jumlah Tulangan = 20 buah

F'c = 30 MPa

Fy longitudinal = 420 MPa

Data Sengkang :

Ø Tul. Sengkang = 13 mm

d = 600-40-(13/2)

= 553,5 mm

Fy sengkang = 280 Mpa

Data Balok :

Mn_b.Ki (-) = 174.608 kNm

Mn_b.Ka (+) = 132.354 kNm

Mpr ki = 1348,600 kNm

Data SP Coloumn & Etabs

Mn_c = 977,517 kNm

Mn Tumpuan Balok (-) = 174,608 kNm

Mn Tumpuan Balok (+) = 132,354 kNm

Cek SCWB = 2 x Mnc >= 1.2 x (Mn- + Mn+) (OKE)

Syarat Dimensi Penampang:

- B < h (Aman)
- B > 300 mm (Aman)
- b/h > 0,4 (Aman)

$$\Sigma\, Mn_c \geq 1{,}2\Sigma Mn_b$$

Tabel 2. 25 Hasil Sp Coloumn Interior

No	Pu	Mux	Muy	ϕPn	ϕMnx	ϕMny	NA Depth	εt	ϕ	Ratio

1	-42.21	28.56	17,59	-30004	432,48	266,37	147	0,01113	0,900	0,21
2	1754,59	0	0	4633,17	811,47	0	424	0,00079	0,650	0,24

Kuat Geser

$V2 = 40{,}722\ kN$

$V3 = 31{,}385\ kN$

Cek: Pu <0,3 Ag f c'

Parameter Perhitungan

Bc = 520 mm

Ag = 360000 mm^2

Ach = 201400 mm^2

$Ash/Sbc = 0{,}3 \frac{Ag}{Ach-1} x \frac{f'c}{fyt}$

$Ash/Sbc = 3{,}692$ mm^2

$Ash/Sbc = 0{,}09 \frac{(f\text{^}'c)}{fyt}$

$Ash/Sbc = 3{,}343$ mm^2

$Ash/S = 3{,}692$ mm^2

2. Tulangan Transversal di daerah sepanjang Lo

Asumsi spasi = 50 mm

Ash = 530,929

Digunakan diameter 13, luas 1 kaki

Av = 265,465 mm^2

Sehingga jumlah kaki tul.Transversal : 4 buah

Jadi digunakan 4D13-50

Penentuan Spasi Maksimum

S1 = ¼ x B = 150 mm

S2 = 6 x db = 174 mm

n tulangan = 2 buah tiap sisi

x1 = (600-2(40)-2(13)-1/2(2)(29))/(2-1) = 465 mm

hx = 250 mm

S3 = 133,333 mm

Digunakan spasi 50 mm

Kontrol Spasi **Aman**

3. Tulangan Transversal diluar daerah sepanjang Lo

Ve = $0{,}17\sqrt{30}\, b_w d$

Vc = 297496 N = 297,496 kN

Digunakan spasi 150 mm

Detail penulangan kolom dapat dilihat pada Gambar 2.32

DETAIL PENULANGAN KOLOM		
TIPE	K1	
	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
B x H	600 x 600	600 x 600
TULANGAN LONGITUDINAL	20 D29	
SENGKANG	4 D13 - 50	2 D13 - 150

Gambar 2. 33 Detail Penulangan Kolom 1

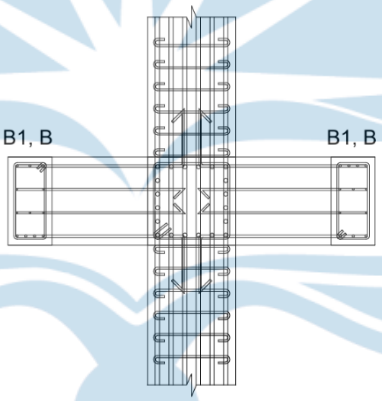
2.13 Hubungan Balok dan Kolom

Hubungan balok-kolom merupakan pertemuan antara elemen balok dan kolom dalam struktur bangunan yang berfungsi untuk meneruskan beban dan gaya dari balok ke kolom, kemudian ke Fondasi. Beberapa peran dari hubungan balok kolom yaitu sebagai pengendali perilaku struktur, penyalur

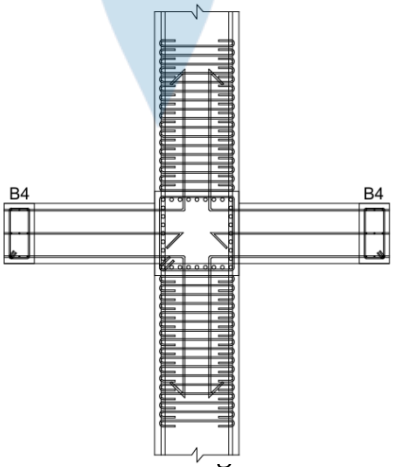
beban, dan menjamin kesinambungan tulangan. Berikut merupakan perhitungan dari hubungan balok kolom Gedung Perkantoran :

- Data-data yang digunakan untuk kolom 1:

Lebar Y kolom, b	= 600 mm
Lebar X kolom, h	= 600 mm
Panjang kolom, L	= 4000 mm
Kuat tekan beton, fc’	= 30 MPa
Faktor beton ringan, λ	= 1
Kuat leleh baja tulangan, fy	= 420 MPa
Tinggi balok terbesar, hb	= 500 mm
Panjang bersih kolom, Ln	= L- h_b = 3500 mm



Gambar 2. 34 Hubungan balok-kolom 1



Gam om 2

a. Data Lebar dan Eksentrisitas Balok

Lebar balok 1, bbl = 300 mm

Lebar balok 2, bb2 = 300 mm

Lebar balok 3, bb3 = 300 mm

Lebar balok 4, bb4 = 300 mm

x1a $= \frac{h-bb1}{2}$ = 150 mm

x1b $= \frac{h-bb1}{2}$ = 150 mm

Cek lebar sisi kolom 1 = bb1 + x1a + x1b = 600 mm

x2a $= \frac{h-bb2}{2}$ = 150 mm

x2b $= \frac{h-bb2}{2}$ = 150 mm

Cek lebar sisi kolom 1 = bb2 + x2a + x2b = 600 mm

x3a $= \frac{h-bb3}{2}$ = 150 mm

x3b $= \frac{h-bb3}{2}$ = 150 mm

Cek lebar sisi kolom 1 = bb3 + x3a + x3b = 600 mm

x4a $= \frac{h-bb2}{2}$ = 150 mm

x4b $= \frac{h-bb2}{2}$ = 150 mm

Cek lebar sisi kolom 1 = bb4 + x4a + x4b = 600 mm

b. Menentukan Dimensi Joint

x terkecil sisi 1 (x1) = 150 mm (ambil nilai terkecil dari x1a atau x1b) x

terkecil sisi 2 (x2) = 150 mm (ambil nilai terkecil dari x2a atau x2b) x

terkecil sisi 3 (x3) = 150 mm (ambil nilai terkecil dari x3a atau x3b) x

terkecil sisi 4 (x4) = 150 mm (ambil nilai terkecil dari x4a atau x4b)

Lebar joint sisi 1, bj 1 = ambil nilai terkecil dari bb1 + h atau bb1 + (2. x1)

= bb1 + h = 300 +600 = 900 mm

= bb1 + (2. x1) = 300 + (2. 150) = 600 mm

Lebar joint sisi 2, bj 2 = ambil nilai terkecil dari bb2 + h atau bb2 + (2. x2)

= bb2 + h = 300 +600 = 900 mm

= bb2 + (2. x2) = 300 + (2. 150) = 600 mm

Lebar joint sisi 3, bj 3 = ambil nilai terkecil dari bb3 + h atau bb3 + (2. x3)

= bb3 + h = 300 +600 = 900 mm

= bb3 + (2. x3) = 300 + (2. 150) = 600 mm

Lebar joint sisi 4, bj 4 = ambil nilai terkecil dari bb4 + h atau bb4 + (2. x4)

= bb4 + h = 300 +600 = 900 mm

= bb4 + (2. x4) = 300 + (2. 150) = 600 mm

Lebar efektif joint Y, bj = 600 mm (ambil nilai terkecil dari bj1 atau bj2)

Lebar efektif joint X, hj = 600 mm (ambil nilai terkecil dari bj3 atau bj4)

Luas efektif joint gempa X, AjX = bj x h

= 600 x 600 = 360000 mm^2

Luas efektif joint gempa Y, AjY = b x hj

= 600 x 600 = 360000 mm^2

Cek kekangan balok pada kolom : lebar balok $\geq \frac{3}{4}$ lebar efektif joint

bb1 : $300 \geq \frac{3}{4}(600) = 300 \leq 450$, maka balok tidak mengekang

bb2 : $300 \geq \frac{3}{4}(600) = 300 \leq 450$, maka balok tidak mengekang

bb3 : $300 \geq \frac{3}{4}(600) = 300 \leq 450$, maka balok tidak mengekang

bb4 : $300 \geq \frac{3}{4}(600) = 300 \leq 450$, maka balok tidak mengekang

c. Data dan Gaya Tulangan Balok

d_b = 16

Cek dimensi kolom = b ≥ 20. Db

= 600 ≥ 320 (AMAN)

Tulangan atas balok 1, As^{-1} = 0,25. n. π. db^2

= 0,25.6. π.16^2 = 1206,372 mm^2

Tulangan bawah balok 1, As $^{+1}$ = 0,25.3. π.16^2 = 603,186 mm^2

Tulangan atas balok 2, As^{-2} = 0,25.6. π.16^2 = 1206,372 mm^2

Tulangan bawah balok 2, As^{+2} = 0,25.3. π.16^2 = 603,186 mm^2

Tulangan atas balok 3, As^{-3} = 0,25.7. π.16^2 = 1407,434 mm^2

Tulangan bawah balok 3, As^{+3} = 0,25.3. π.16^2 = 603,186 mm^2

Tulangan atas balok 4, As^{-4} = 0,25.7. π.16^2 = 1407,434 mm^2

Tulangan bawah balok 4, As^{+4} = 0,25.3. π.16^2 = 603,186 mm^2

Tegangan probable tulangan, f_{pr} = 1,25. fy = 525 MPa

Gaya tulangan atas balok 1, Fs^{-1} = As^{-1}. f_{pr}

= 1206,372 x 525 = 633345 N

Gaya tulangan bawah balok 1, Fs^{+1} = As^{+1}. f_{pr} = 316673 N

Gaya tulangan atas balok 2, Fs^{-2} = As^{-2}. f_{pr} = 633345 N

Gaya tulangan bawah balok 2, Fs^{+2} = As^{+2}. f_{pr} = 316673 N

Gaya tulangan atas balok 3, Fs^{-3} = As^{-3}. f_{pr} = 738903 N

Gaya tulangan bawah balok 3, Fs^{+3} = As^{+3}. f_{pr} = 316673 N

Gaya tulangan atas balok 4, Fs^{-4} = As^{-4}. f_{pr} = 738903 N

Gaya tulangan bawah balok 4, Fs^{+4} = As^{+4}. f_{pr} = 316673 N

d. Gaya Geser akibat Balok

Geser ketika arah gempa X- = Fs^{-3} + C4 = Fs^{-3} + Fs^{+4}

= 738903 + 316673 = 1055575 N

Geser ketika gempa X+ = Fs^{-4} + C3 = Fs^{-4} + Fs^{+3}

= 738903 + 316673 = 1055575 N

Geser ketika arah Y- = Fs^{-1} + C2 = Fs^{-1} + Fs^{+2}

= 633345 + 316673 = 950018 N

Geser ketika arah gempa Y+ = Fs^{-2} + C1 = Fs^{-2} + Fs^{+1}

= 633345 + 316673 = 950018 N

e. Gaya Geser Kolom (*beam hinging*)

Mpr- balok 1 = -2185008 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr + balok 1 = -232153 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr - balok 2 = -365023 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr + balok 2 = -232153 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr - balok 3 = -365023 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr + balok 3 = -232153 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr - balok 4 = -365023 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr + balok 4 = -232153 Nmm → input dari perhitungan balok

Ve balok 1 = 134195 N → input dari perhitungan balok

Ve balok 2 = 134195 N → input dari perhitungan balok

Ve balok 3 = 100888 N → input dari perhitungan balok

Ve balok 4 = 100888 N → input dari perhitungan balok

V. coloumn X- $= \frac{(Mpr^{+4} + Mpr^{-3}) + (Ve3 + Ve4)\, x \frac{h}{2}}{Ln}$

$= \frac{(-232153 + -365023) + (100888 + 100888)\frac{600}{2}}{3500}$

$= 17124$ N

V. coloumn X+ $= \frac{(Mpr^{+3} + Mpr^{-4}) + (Ve3 + Ve4)\, x \frac{h}{2}}{Ln}$

$= \frac{(-365023 + -232153) + (100888 + 100888)\frac{600}{2}}{3500}$

$= 17124$ N

V. coloumn Y- $= \frac{(Mpr^{+2} + Mpr^{-1}) + (Ve1 + Ve2)\, x \frac{h}{2}}{Ln}$

$= \frac{(-232153 + -365023) + (134195 + 134195)\frac{600}{2}}{3500}$

$= 22834$ N

V. coloumn Y+ $= \frac{(Mpr^{+1} + Mpr^{-2}) + (Ve1 + Ve2)\, x \frac{h}{2}}{Ln}$

$$= \frac{(-365023 + -232153) + (134195 + 134195)\frac{600}{2}}{3500}$$

$$= 22834 \text{ N}$$

f. Gaya Geser Total Joint

Geser *joint* ketika arah gempa X- = Fs^{-3} + C4 – Vcol X-
= 1055575 - 17124
= 1038451 N

Geser *joint* ketika arah gempa X+ = Fs^{-4} + C3 – Vcol X+
= 1055575 - 17124
= 1038451 N

Geser *joint* ketika arah gempa Y- = Fs^{-1} + C2 – Vcol Y-
= 950018 - 22834
= 927183 N

Geser *joint* ketika arah gempa Y+ = Fs^{-2} + C1 – Vcol Y+
= 950018 - 22834
= 927183 N

h. Kuat Geser Joint

Konfigurasi joint = 3

Faktor pengali kuat geser, c = 1

Kuat geser nominal *joint* gempa X, V_nX = $c.\lambda.\sqrt{f\ c'}$. AjX
= 1. 1. $\sqrt{30}$. 360000
= 1971801 N

Kuat geser nominal *joint* gempa Y,V_nY = $c.\lambda.\sqrt{f\ c'}$. AjY
= 1. 1. $\sqrt{30}$. 360000
= 1971801 N

Faktor reduksi, ø = 0,85

Kuat geser joint gempa X, øV_nX = ø. V_nX
= 0,85. 1971801 = 1676031 N

Kuat geser joint gempa Y, øVnY = ø. VnY

= 0,85. 1971801 = 1676031 N

Ambil nilai terbesar dari geser joint gempa X dan Y untuk :

Gaya geser *joint* gempa X, VuX = 1038451 N

Gaya geser *joint* gempa X, VuY = 927183 N

Faktor keamanan gempa X, $SF_x = \frac{øvnX}{VuX}$

$= \frac{1676031}{1038451} = 1{,}614$

Faktor keamanan gempa Y, $Sf_y = \frac{øvnX}{VuX}$

$= \frac{1676031}{927183} = 1{,}808$

Cek kuat geser joint = SF ≥ 1

= 1,614 ≥ 1(*AMAN*)

= 1,808 ≥ 1 (AMAN)

i. Tulangan Transversal

Karena tidak ada balok yang mengekang pada kolom, maka digunakan confinement (tumpuan balok).

j. Panjang Penyaluran Tarik

Ldh hitung $= \frac{fy.db}{5{,}4.\lambda.\sqrt{fc'}} = \frac{420.16}{5{,}4.1.\sqrt{30}} = 227{,}203$ mm

Ldh pakai = ambil nilai terbesar dari ldh atau 8.db atau 150

= 227,203 mm

- **Kolom 2**

Data-data yang digunakan :

Lebar Y kolom, b = 700 mm

Lebar X kolom, h = 700 mm

Lebar kolom, h = 4000 mm

Kuat tekan beton, fc’ = 30 MPa

Faktor beton ringan, λ = 1

Kuat leleh baja tulangan, fy = 420 MPa

Tinggi balok terbesar, hb = 600 mm

Panjang bersih kolom, L_n = L-hb = 3400 mm

Catatan: untuk perhitungan tipe kolom lainnya memiliki metode yang sama, berikut merupakan rekapitulasi dari perhitungan tulangan kolom.

a. Data Lebar dan Eksentrisitas Balok

Lebar balok 1, bb1 = 250 mm

Lebar balok 2, bb2 = 250 mm

Lebar balok 3, bb3 = 300 mm

Lebar balok 4, bb4 = 300 mm

x1a = $\frac{h-bb1}{2} = 225\ mm$

x1b = $\frac{h-bb1}{2} = 225\ mm$

Cek lebar sisi kolom 2 = bb1 + x1a + x1b = 700 mm

x2a = $\frac{h-bb2}{2} = 225\ mm$

x2b = $\frac{h-bb2}{2} = 255\ mm$

Cek lebar sisi kolom 2 = bb2 + x2a + x2b = 700 mm

x3a = $\frac{h-bb3}{2} = 200\ mm$

x3b = $\frac{h-bb3}{2} = 200\ mm$

Cek lebar sisi kolom 2 = bb3 + x3a + x3b = 700 mm

x4a = $\frac{h-bb4}{2} = 200\ mm$

x4b = $\frac{h-bb4}{2} = 200\ mm$

Cek lebar sisi kolom 2 = bb4 + x4a + x4b = 700 mm

b. Perhitungan Dimensi *Joint*

x terkecil sisi 1 (x1) = 225 mm (ambil nilai terkecil dari x1a atau x1b) x

terkecil sisi 2 (x2) = 225 mm (ambil nilai terkecil dari x2a atau x2b) x
terkecil sisi 3 (x3) = 200 mm (ambil nilai terkecil dari x3a atau x3b)

x terkecil sisi 4 (x4) = 200 mm (ambil nilai terkecil dari x4a atau x4b)

Lebar joint sisi 1, bj1 = ambil nilai terkecil dari bb1 + h atau bb1 + (2. x1)

= bb1 + h = 925 mm

= bb1 + (2. x1) = 700 mm

Lebar joint sisi 2, bj 2 = ambil nilai terkecil dari bb2 + h atau bb2 + (2. x2)

= bb2 + h = 925 mm

= bb2 + (2. x2) = 700 mm

Lebar joint sisi 3, bj 3 = ambil nilai terkecil dari bb3 + h atau bb3 + (2. x3)

= bb3 + h = 1000 mm

= bb3 + (2. x3) = 700 mm

Lebar joint sisi 4, bj 4 = ambil nilai terkecil dari bb4 + h atau bb4 + (2. x4)

= bb4 + h = 1000 mm

= bb4 + (2. x4) = 700 mm

Lebar efektif joint Y, bj = 1000 mm (ambil nilai terkecil dari bj1 atau bj2)

Lebar efektif joint X, hj = 1000 mm (ambil nilai terkecil dari bj3 atau bj4)

Luas efektif joint gempa X, AjX = b x h = 490000 mm^2

Luas efektif joint gempa Y, AjY = b x hj = 490000 mm^2

Cek kekangan balok kolom : lebar balok $\geq \frac{3}{4}$ *lebar efektif joint*

bb1 : 250 $\geq \frac{3}{4}$ (700) = 250 mm $\leq$ 525 *mm, maka balok tidak mengekang*

bb2 :250 $\geq \frac{3}{4}$ (700) = 250 *mm* $\leq$ 525 *mm, maka balok tidak mengekang*

bb3 :300 $\geq \frac{3}{4}$ (700) = 300 *mm* $\leq$ 525 *mm, maka balok tidak mengekang*

bb4 :300 $\geq \frac{3}{4}$ (700) = 300 *mm* $\leq$ 525 *mm, maka balok tidak mengekang*

c. Data dan Gaya Tulangan balok

d_{b1} = 13

d_{b2} = 16

Cek dimensi kolom = b $\geq$ 20. Db

d_{b1} = 700 $\geq$ 260 (*AMAN*)

d_{b2} = 700 $\geq$ 320 (*AMAN*)

Tulangan atas balok 1, As-1 = 0,25. n. π. db^2

= 0,25. 6. π. 13^2 = 796,394 mm^2

Tulangan bawah balok 1, As $^{+1}$ = 0,25. 3. π. 13^2 = 398,197 mm^2

Tulangan atas balok 2, As $^{-2}$ = 0,25. 6. π. 13^2 = 796,394 mm^2

Tulangan bawah balok 2, As $^{+2}$ = 0,25. 4. π. 13^2 = 530,929 mm^2

Tulangan atas balok 3, As $^{-3}$ = 0,25. 6. π. 16^2 = 1206,372 mm^2

Tulangan bawah balok 3, As $^{+3}$ = 0,25. 3. π. 16^2 = 603,186 mm^2

Tulangan atas balok 4, As $^{-4}$ = 0,25. 6. π. 16^2 = 1206,372 mm^2

Tulangan bawah balok 4, Fs $^{+4}$ = 0,25. 3. π. 16^2 = 603,186 mm^2

Tegangan probable tulangan, fpr = 1,25. fy = 525 MPa

Gaya tulangan atas balok 1, Fs^{-1} = As^{-1}. f_{pr}

= 796,394 x 525 = 418107 N

Gaya tulangan bawah balok 1, Fs $^{+1}$ = As $^{+1}$. f_{pr} = 209053 N

Gaya tulangan atas balok 2, Fs $^{-2}$ = As $^{-2}$. f_{pr} = 418107 N

Gaya tulangan bawah balok 2, Fs $^{+2}$ = As $^{+2}$. f_{pr} = 278738 N

Gaya tulangan atas balok 3, Fs $^{-3}$ = As $^{-3}$. f_{pr} = 6333345 N

Gaya tulangan bawah balok 3, Fs $^{+3}$ = As $^{+3}$. f_{pr} = 316673 N

Gaya tulangan atas balok 4, Fs $^{-4}$ = As $^{-4}$. f_{pr} = 6333345 N

Gaya tulangan bawah balok 4, Fs $^{+4}$ = As $^{+4}$. f_{pr} = 316673 N

d. Gaya Geser akibat Balok

Geser ketika arah gempa X- = Fs $^{-3}$ + C4 = Fs $^{-3}$ + Fs $^{+4}$

= 633345 + 316673 = 950018 N

Geser ketika arah gempa X+ = Fs $^{-4}$ + C3 = Fs $^{-4}$ + Fs $^{+3}$

= 633345 + 316673 = 950018 N

Geser ketika arah gempa Y- = Fs $^{-1}$ + C2 = Fs $^{-1}$ + Fs $^{+2}$

= 418107 + 278738 = 696845 N

Geser ketika arah gempa Y+ = Fs $^{-2}$ + C1 = Fs $^{-2}$ + Fs $^{+1}$

= 418107 + 209053 = 627160 N

e. Gaya Geser Kolom (*beam hinging*)

Mpr - balok 1 = -2331 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr + balok 1 = -67621 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr - balok 2 = -2331 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr + balok 2 = -67621 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr - balok 3 = -365023 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr + balok 3 = -232153 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr - balok 4 = -365023 Nmm → input dari perhitungan balok

Mpr + balok 4 = -232153 Nmm → input dari perhitungan balok

Ve balok 1 = 35518 N → input dari perhitungan balok

Ve balok 2 = 35518 N → input dari perhitungan balok

Ve balok 3 = 134195 N → input dari perhitungan balok

Ve balok 4 = 100888 N → input dari perhitungan balok

V. coloumn X- $= \frac{(Mpr^{+4} + Mpr^{-3}) + (Ve3 + Ve4)\, x\, \frac{h}{2}}{Ln} = 24024$ N

V. coloumn X+ $= \frac{(Mpr^{+3} + Mpr^{-4}) + (Ve3 + Ve4)\, x\, \frac{h}{2}}{Ln} = 24024$ N

V.coloumn Y- $= \frac{(Mpr^{+2} + Mpr^{-1}) + (Ve1 + Ve2)\, x\, \frac{h}{2}}{Ln} = 7292$ N

V.coloumn Y+ $= \frac{(Mpr^{+1} + Mpr^{-2}) + (Ve1 + Ve2)\, x\, \frac{h}{2}}{Ln} = 7292$ N

f. Gaya Geser Total *Joint*

Geser *joint* ketika arah gempa X- = Fs^{-3} + C4 – Vcol X-
= 925994 N

Geser *joint* ketika arah gempa X+ = Fs^{-4} + C3 – Vcol X+
= 925994 N

Geser *joint* ketika arah gempa Y- = Fs^{-1} + C2 – Vcol Y-
= 689553 N

Geser *joint* ketika arah gempa Y+ = Fs^{-2} + C1 – Vcol Y+
= 619868 N

g. Kuat Geser Joint

Konfigurasi joint = 3

Faktor pengali kuat geser, c = 1

Kuat geser nominal joint gempa X, V_nX = $c.\lambda.\sqrt{f\ c'}\ .AjX$

= 2683841 N

Kuat geser nominal joint gempa Y, V_nY = $c.\lambda.\sqrt{f\ c'}\ .AjY$

= 2683841 N

Faktor reduksi, ø = 0,85

Kuat geser joint gempa X, $øV_nX$ = ø. VnX = 2281264 N

Kuat geser joint gempa Y, $øV_nY$ = ø. VnY = 2281264 N

Ambil nilai terbesar dari geser joint gempa X dan Y untuk :

Gaya geser joint gempa X, VuX = 925994 N

Gaya geser joint gempa Y, VuY = 689553 N

Faktor keamanan gempa X, SF_x = $\frac{øvnX}{VuX}$ = 2,464

Faktor keamanan gempa Y, SF_y = $\frac{øvnY}{VuY}$ = 3,308

Cek kuat geser joint = SF ≥ 1

= 2,464 ≥ 1 (AMAN)

= 3,308 ≥ 1(*AMAN*)

h. Tulangan Transversal

Karena tidak ada balok yang mengekang pada kolom, maka digunakan confinement (tumpuan kolom).

i. Panjang Penyaluran Tarik

Tabel 2. 26 Rekapitulasi Perhitungan Panjang Penyaluran Tarik

Keterangan	Hasil	Satuan
Ldh hitung	269,804	mm
Ldh pakai	269,804	mm

2.14 Perancangan Pelat Lantai

Pelat lantai adalah elemen struktur beton bertulang yang berfungsi untuk menerima beban dan menyalurkannya ke balok atau kolom. Pelat

bekerja terutama terhadap momen lentur dan gaya geser. Pelat yang

digunakan dalam perancangan Gedung Perkantoran adalah pelat dua arah. Berikut merupakan perhitungan pelat lantai Gedung Perkantoran :

Data- data yang digunakan :

Panjang pelat arah sumbu 1, L1	= 5900 mm
Panjang pelat arah sumbu 2, L2	= 10000 mm
Tebal pelat, t	= 125 mm
Diameter tulangan, db	= 10 mm
Selimut bersih, cc	= 20 mm
Tebal efektif penampang, d	= 90 mm
Kuat tekan beton, fc’	= 30 MPa
Kuat leleh tulangan, fy	= 280 MPa
Modulus elastisitas beton, Ec	= 25743
β1	= 0,8357
λ	= 1(asumsi tidak menggunakan beton ringan)

- **Gaya Dalam**

M Max akibat M11 Max	= 8,915 kNm
M min akibat M11 Min	= -13,448 kNm
M Max akibat M22 Max	= 7,824 kNm
M Min akibat M22 Min	= -14,001 kNm
Vu	= 18,069 kN

- **Penulangan Lentur**

(Momen Positif M11 -> Tulangan lapangan bawah arah sumbu 1 (X)

Spasi Tulangan, s	= 200
Spasi Maksimum, s_{max}	= 250 mm
Cek spasi maksimum	: s ≤ smax
	: 200 ≤ 250 mm (AMAN)

Jumlah tulangan negatif, tumpuan, n = $\frac{1000}{s}$ (analisis untuk per 1 m)

= 5 buah

Jarak bersih tulangan = s- db

= 200 – 10 = 190 mm

Cek jarak bersih : jarak bersih ≥ max (db; 25 mm)

: 190 mm ≥ max 25 mm (AMAN)

A_s pasang $= n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ \frac{db^2}{s} = 5\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ \frac{10^2}{200}$ = 392,699 mm^2

A_s min (fy<420 MPa) = 0,2% x b x t

= 0,2 % x 1000 x 125

= 250 mm^2

$A_{s\ min}$ (fy ≥ 420 Mpa) $= \max\left[\left(\frac{0{,}18\%\ x\ 420}{fy}\right)\ b\ x\ t;\ \left(\frac{0{,}14\%\ x\ 420}{fy}\right) b\ x\ t\right]$

= 337,500 mm^2

Cek As min = As pasang ≥ As min

= 392,699 ≥ 337,500 (AMAN)

Tinggi blok beton, a $= \frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ f'c\ x\ b}$

= 4,312 mm

Kapasitas lentur, Mn $= As\ x\ fy\ x\ \left(d - \frac{a}{2}\right)$

= 9,659 kNm

Lokasi garis netral, c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{4{,}312}{0{,}8357}$ = 5,160 mm

Regangan tulangan tarik, εs $= \frac{d-c}{c}\ x\ 0{,}003$

$= \frac{90-5{,}160}{5{,}160}\ x\ 0{,}003$

= 0,049

Faktor reduksi (ø) = 0,9

Kapasitas lentur tereduksi, øMn = ø x Mn

= 0,9 x 9,659

= 8,693 kNm

Momen ultimit, Mu = 8,195 kNm

Cek kapasitas : øMn > Mu

: 8,693 kNm > 8,195 kNm (AMAN)

Momen negatif M11 → tulangan tumpuan atas arah sumbu 1 (X)

Spasi Tulangan, s = 100

Spasi Maksimum, s_{max} = 250 mm

Cek spasi maksimum : s ≤ smax

: 100 ≤ 250 mm (AMAN)

Jumlah tulangan negatif, tumpuan, n = $\frac{1000}{s}$ (analisis untuk per 1 m)

= 10 buah

Jarak bersih tulangan = s- db

= 100 – 10 = 90 mm

Cek jarak bersih : jarak bersih ≥ max (db; 25 mm)

: 90 mm ≥ max 25 mm (AMAN)

Jumlah lapis = 2

A_s pasang = $n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ \frac{db^2}{s} = 10\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ \frac{10^2}{10}$ = 785,398 mm^2

A_s min (fy<420 MPa) = 0,2% x b x t

= 0,2 % x 1000 x 125

= 250 mm^2

$A_{s\ min}$ (fy ≥ 420 Mpa) = max $[(\frac{0{,}18\%\ x\ 420}{fy})\ b\ x\ t;\ (\frac{0{,}14\%\ x\ 420}{fy})\ b\ x\ t]$

= 337,500 mm^2

Cek As min = As pasang ≥ As min

= 785,398 ≥ 337,500 (AMAN)

Tinggi blok beton, a = $\frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ f'c\ x\ b}$

= 8,624 mm

Kapasitas lentur, Mn = As x fy x $(d - \frac{a}{2})$

= 18,844 kNm

Lokasi garis netral, c = $\frac{a}{\beta 1} = \frac{8{,}624}{0{,}8357}$ = 10,319 mm

Regangan tulangan tarik, εs = $\frac{d-c}{c}\ x\ 0{,}003$

= $\frac{90-10{,}319}{125}\ x\ 0{,}003$

10,319

= 0,023

Faktor reduksi (ø) = 0,9

Kapasitas lentur tereduksi, øMn = ø x Mn

= 0,9 x 18,844

= 16,959 kNm

Momen ultimit, Mu = 13,448 kNm

Cek kapasitas : øMn > Mu

: 16,959 kNm > 3,448 kNm (AMAN)

Momen positif M22 → Tulangan lapangan bawah arah sumbu 2 (Y)

Spasi Tulangan, s = 150

Spasi Maksimum, s_{max} = 250 mm

Cek spasi maksimum : s ≤ smax

: 150 ≤ 250 mm (AMAN)

Jumlah tulangan negatif, tumpuan, n = $\frac{1000}{s}$ (analisis untuk per 1 m)

= 7 buah

Jarak bersih tulangan = s- db

= 150 – 10 = 140 mm

Cek jarak bersih : jarak bersih ≥ max (db; 25 mm)

: 140 mm ≥ max 25 mm (AMAN)

Jumlah lapis = 2

A_s pasang = $n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ \frac{db^2}{s} = 7\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ \frac{7^2}{10}$ = 523,599 mm^2

A_s min (fy<420 MPa) = 0,2% x b x t

= 0,2 % x 1000 x 125

= 250 mm^2

$A_{s\ min}$ (fy ≥ 420 Mpa) = max $[(\frac{0{,}18\%\ x\ 420}{fy})\ b\ x\ t;\ (\frac{0{,}14\%\ x\ 420}{fy})\ b\ x\ t]$

= 337,500 mm^2

Cek As min = As pasang ≥ As min

= 523,599 ≥ 337,500 (AMAN)

Tinggi blok beton, a $= \frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ f'c\ x\ b}$

= 5,749 mm

Kapasitas lentur, Mn = As x fy x $(d - \frac{a}{2})$

= 11,307 kNm

Lokasi garis netral, c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{5{,}749}{0{,}8357}$ = 6,880 mm

Regangan tulangan tarik, εs $= \frac{d-c}{c}\ x\ 0{,}003$

$= \frac{90-6{,}880}{6{,}880}\ x\ 0{,}003$

= 0,036

Faktor reduksi (ø) = 0,9

Kapasitas lentur tereduksi, øMn = ø x Mn

= 0,9 x 11,307

= 10,176 kNm

Momen ultimit, Mu = 7,824 kNm

Cek kapasitas : øMn > Mu

: 10,176 kNm > 7,824 kNm (AMAN)

Momen negatif M22 → Tulangan tumpuan atas arah sumbu 2 (Y)

Spasi Tulangan, s = 100

Spasi Maksimum, s_{max} = 250 mm

Cek spasi maksimum : s ≤ smax

: 100 ≤ 250 mm (AMAN)

Jumlah tulangan negatif, tumpuan, n = $\frac{1000}{s}$ (analisis untuk per 1 m)

= 10 buah

Jarak bersih tulangan = s- db

= 100 – 10 = 90 mm

Cek jarak bersih : jarak bersih ≥ max (db; 25 mm)

: 90 mm ≥ max 25 mm (AMAN)

Jumlah lapis = 2

A_s pasang $= n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ \frac{db^2}{s} = 10\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ \frac{10^2}{10}$ = 785,398 mm^2

A_s min (fy<420 MPa) = 0,2% x b x t

= 0,2 % x 1000 x 125

= 250 mm^2

$A_{s\ min}$ (fy ≥ 420 Mpa) $= \max\left[\left(\frac{0{,}18\%\ x\ 420}{fy}\right)\ b\ x\ t;\ \left(\frac{0{,}14\%\ x\ 420}{fy}\right) b\ x\ t\right]$

= 337,500 mm^2

Cek As min = As pasang ≥ As min

= 785,398 ≥ 337,500 (AMAN)

Tinggi blok beton, a $= \frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ f'c\ x\ b}$

= 8,624 mm

Kapasitas lentur, Mn = As x fy x $\left(d - \frac{a}{2}\right)$

= 16,645 kNm

Lokasi garis netral, c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{8{,}624}{0{,}8357}$ = 10,319 mm

Regangan tulangan tarik, εs $= \frac{d-c}{c}\ x\ 0{,}003$

$= \frac{90-10{,}319}{10{,}319}\ x\ 0{,}003$

= 0,023

Faktor reduksi (ø) = 0,9

Kapasitas lentur tereduksi, øMn = ø x Mn

= 0,9 x 16,645

= 14,980 kNm

Momen ultimit, Mu = 14,001 kNm

Cek kapasitas : øMn > Mu

: 14,980 kNm > 14,001 kNm (AMAN)

Tulangan minimum (tumpuan bawah dan lapangan atas, arah x dan y)

Spasi Tulangan, s = 250

Spasi Maksimum, s_{max} = 250 mm

Cek spasi maksimum : s ≤ smax

: 250 ≤ 250 mm (AMAN)

Jumlah tulangan negatif, tumpuan, n = $\frac{1000}{s}$ (analisis untuk per 1 m)

= 4 buah

Jarak bersih tulangan = s- db

= 250 – 10 = 240 mm

Cek jarak bersih : jarak bersih ≥ max (db; 25 mm)

: 240 mm ≥ max 25 mm (AMAN)

Jumlah lapis = 2

A_s pasang = $n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ \frac{db^2}{s} = 4\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ \frac{4^2}{10}$ = 314,159 mm^2

A_s min (fy<420 MPa) = 0,2% x b x t

= 0,2 % x 1000 x 125

= 250 mm^2

$A_{s\ min}$ (fy ≥ 420 Mpa) = max $[(\frac{0{,}18\%\ x\ 420}{fy})\ b\ x\ t;\ (\frac{0{,}14\%\ x\ 420}{fy})\ b\ x\ t]$

= 337,500 mm^2

Cek As min = As pasang ≥ As min

: 314,159 mm^2 ≥ 250 mm^2 (AMAN)

- **Pengecekan Kapasitas Geser**

Kapasitas geser beton, V_c = $0{,}17\ x\ \sqrt{fc'\ x\ b\ x\ d}$

= $0{,}17\ x\ \sqrt{30\ x\ 1000\ x\ \frac{90}{1000}}$

= 83.802 kN

Faktor reduksi, ø = 0,75

Ambang batas geser pelat = 0,5 x øV_c

= 0,5 x 0,75 x 83,802

= 31,426 kN

Cek kapasitas = V_u > 0,5 x øV_c

= 18,069 kN > 31,426

(Tidak memerlukan tulangan geser pelat)

2.15 Perancangan Tangga

Tangga merupakan elemen struktur yang memiliki fungsi sebagai sarana sirkulasi antar lantai, terdiri dari anak tangga, pijakan, dan bordes. Berikut merupakan perhitungan perancangan tangga Gedung Perkantoran Batam :

2.16.1 Rencana Penulangan Tangga

Menetapkan dimensi tangga:

Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L1	= 4500 mm
Tebal Pelat, t	= 150 mm
Diameter Tulangan, db	= 10 mm
Selimut Bersih, cc	= 20 mm
Tebal Efektif Penampang, d	= 115 mm
Kuat Tekan Beton, fc'	= 30 Mpa
Kuat Leleh Tulangan, fy	= 280 Mpa
Modulus Elastisitas Beton, Ec	= 25743

$\beta 1$ $= 0{,}85 - \frac{0{,}05\ (f'c - 28)}{7}$

$= 0{,}85 - \frac{0{,}05\ (f30 - 28)}{7} = 0{,}8357$

λ $= 1$

a. Gaya Dalam

M max akibat M11 max	= 2,946 kNm
M min akibat M11 min	= -2,634 kNm

b. Penulangan Lentur

Spasi Tulangan, s	= 250
Spasi Maksimum, smax	= 300 mm
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n	$= \frac{b}{s} = \frac{1000}{250} = 4$
db	= 10 mm

Jarak Bersih Antar Tulangan	= s-db
	= 250-10 = 240 mm
Jumlah Lapis	= 2
As Pasang	$= n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ db^2$
	$= 4\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ 10^2$
	= 314,159 mm^2
As min	= 0,2% x b x t
	= 0,2% x 1000 x 150
	= 300 mm^2
As min	= 405 mm^2
Tinggi Blok Beton, a	$= As\ x\ \frac{fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)}$
	$= 314{,}159\ x\ \frac{280}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 1000)}$
	= 3,450 mm
Kapasitas Lentur, Mn	$= As\ x\ fy\ x\ (d-db-\frac{a}{2})$
	$= 314{,}159\ x\ 280\ x\ (115-10-\frac{3{,}450}{2})$
	= 9,085 kNm
Lokasi Garis Netral, c	$= \frac{a}{\beta 1}$
	$= \frac{3{,}450}{0{,}8357}$
	= 4,128 mm
Regangan Tulangan Tarik, εs	= 0,081
Faktor Reduksi, ϕ	= 0,900
Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn	= 8,176 kNm
Momen Ultimit, Mu	= 2,946 kNm
Cek ϕMn > Mu	(OK!)
Momen negatif M22	
Spasi Tulangan, s	= 250
Spasi Maksimum, smax	= 300 mm

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n	$= \frac{b}{s} = \frac{1000}{250} = 4$
db	= 10 mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	= s-db
	= 250-10 = 240 mm
Jumlah Lapis	= 2
As Pasang	$= n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ db^2$
	$= 4\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ 10^2$
	= 314,159 mm^2
As min	= 0,2% x b x t
	= 0,2% x 1000 x 150
	= 300 mm^2
As min	= 405 mm^2
Tinggi Blok Beton, a	$= As\ x\ \frac{fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)}$
	$= 314{,}159\ x\ \frac{280}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 1000)}$
	= 3,450 mm
Kapasitas Lentur, Mn	$= As\ x\ fy\ x\ (d-db-\frac{a}{2})$
	$= 314{,}159\ x\ 280\ x\ (115-10-\frac{3{,}450}{2})$
	= 9,085 kNm
Lokasi Garis Netral, c	$= \frac{a}{\beta 1}$
	$= \frac{3{,}450}{0{,}8357}$
	= 4,128 mm
Regangan Tulangan Tarik, εs	= 0,081
Faktor Reduksi, ϕ	= 0,900
Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn	= 8,176 kNm
Momen Ultimit, Mu	= 2,634 kNm
Cek ϕMn > Mu	(OK!)

Tulangan minimum

Spasi Tulangan, s = 200

Spasi Maksimum, smax = 300 mm

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n = $\frac{b}{s} = \frac{1000}{200}$ = 5

db = 10 mm

Jarak Bersih Antar Tulangan = s-db

= 200-10 = 190 mm

Jumlah Lapis = 2

As Pasang = $n \; x \; \frac{\pi}{4} \; x \; db^2$

= $5 \; x \; \frac{\pi}{4} \; x \; 10^2$

= 392,699 mm^2

As min = 0,2% x b x t

= 0,2% x 1000 x 150

= 300 mm^2

As min = 405 mm^2

c. Pengecekan Kapasitas Geser

Kapasitas Geser Beton, Vc = 107,080 kN

Faktor Reduksi, ϕ = 0,75

Ambang Batas Geser Pelat = 40,155 kN

2.16.2 Penulangan Pelat Bordes

Dalam Perancangan tangga sebagai komponen struktur yang berfungsi untuk menghubung antar lantai pada bangunan yang terdiri dari tangga dan bordes, Pada bangunan gedung perkantoran ini lantai di lengkapi 2 unit tangga sebagai akses dengan ukuran segaram dan memiliki tipe U.

Data penulangan bordes 1 :

Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L1 = 9000 mm

Tebal Pelat, t = 150 mm

Diameter Tulangan, db = 10 mm

Selimut Bersih, cc	= 20 mm
Tebal Efektif Penampang, d	= 115 mm
Kuat Tekan Beton, fc'	= 30 Mpa
Kuat Leleh Tulangan, fy	= 280 Mpa
Modulus Elastisitas Beton, Ec	= 25743
β1	= 0,8357
λ	= 1

a. Gaya Dalam

M Max akibat M11 Max	= 2,198 kNm
M Min akibat M11 Min	= -5,487 kNm
Vu	= 8,812 kN

b. Penulangan Lentur

Spasi Tulangan, s	= 250
Spasi Maksimum, smax	= 300 mm
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n	$= \frac{b}{s} = \frac{1000}{250} = 4$
db	= 10 mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	= s-db
	= 250-10 = 240 mm
Jumlah Lapis	= 2
As Pasang	$= n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ db^2$
	$= 4\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ 10^2$
	= 314,159 mm^2
As min	= 0,2% x b x t
	= 0,2% x 1000 x 150
	= 300 mm^2
As min	= 405 mm^2
Tinggi Blok Beton, a	$= As\ x\ \frac{fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)}$

= 314,159 x $\frac{280}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 1000)}$

= 3,450 mm

Kapasitas Lentur, Mn = As x fy x (d-db-$\frac{a}{2}$)

= 314,159 x 280 x (115-10-$\frac{3{,}450}{2}$)

= 9,085 kNm

Lokasi Garis Netral, c = $\frac{a}{\beta 1}$

= $\frac{3{,}450}{0{,}8357}$

= 4,128 mm

Regangan Tulangan Tarik, εs = 0,081

Faktor Reduksi, ϕ = 0,900

Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn = 8,176 kNm

Momen Ultimit, Mu = 2,946 kNm

Cek ϕMn > Mu (OK!)

Momen Negatif M22

Spasi Tulangan, s = 250

Spasi Maksimum, smax = 300 mm

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n = $\frac{b}{s} = \frac{1000}{250}$ = 4

db = 10 mm

Jarak Bersih Antar Tulangan = s-db

= 250-10 = 240 mm

Jumlah Lapis = 2

As Pasang = $n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ db^2$

= 4 $x\ \frac{\pi}{4}\ x\ 10^2$

= 314,159 mm^2

As min = 0,2% x b x t

= 0,2% x 1000 x 150

= 300 mm^2

As min = 405 mm^2

Tinggi Blok Beton, a = As x $\frac{fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)}$

= 314,159 x $\frac{280}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 1000)}$

= 3,450 mm

Kapasitas Lentur, Mn = As x fy x (d-db-$\frac{a}{2}$)

= 314,159 x 280 x (115-10-$\frac{3{,}450}{2}$)

= 9,085 kNm

Lokasi Garis Netral, c = $\frac{a}{\beta 1}$

= $\frac{3{,}450}{0{,}8357}$

= 4,128 mm

Regangan Tulangan Tarik, εs = 0,081

Faktor Reduksi, ϕ = 0,900

Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn = 8,176 kNm

Momen Ultimit, Mu = 5,487 kNm

Cek ϕMn > Mu (OK!)

Tulangan Minimum

Spasi Tulangan, s = 250

Spasi Maksimum, smax = 300 mm

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n = $\frac{b}{s} = \frac{1000}{250}$ = 4

db = 10 mm

Jarak Bersih Antar Tulangan = s-db

= 250-10 = 240 mm

Jumlah Lapis = 2

As Pasang = $n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ db^2$

= $4\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ 10^2$

= 314,159 mm^2

As min	= 0,2% x b x t
	= 0,2% x 1000 x 150
	= 300 mm^2
As min	= 405 mm^2
	(OK!)

c. Pengecekan Kapasitas Geser

Kapasitas Geser Beton, Vc	= 107,080 kN
Faktor Reduksi, ϕ	= 0,75
Ambang Batas Geser Pelat	= 40,155 kN

Data penulangan Pelat Bordes 2	
Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L1	= 5100 mm
Tebal Pelat, t	= 150 mm
Diameter Tulangan, db	= 10 mm
Selimut Bersih, cc	= 20 mm
Tebal Efektif Penampang, d	= 115 mm
Kuat Tekan Beton, fc'	= 30 Mpa
Kuat Leleh Tulangan, fy	= 280 Mpa
Modulus Elastisitas Beton, Ec	= 25743
β1	= 0,8357
λ	= 1

a. Gaya Dalam

M Max akibat M11 Max	= 2,198 kNm
M Min akibat M11 Min	= -5,487 kNm
Vu	= 8,812 kN

b. Penulangan Lentur

Spasi Tulangan, s	= 250
Spasi Maksimum, smax	= 300 mm

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n	$= \frac{b}{s} = \frac{1000}{250} = 4$
db	= 10 mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	= s-db
	= 250-10 = 240 mm
Jumlah Lapis	= 2
As Pasang	$= n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ db^2$
	$= 4\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ 10^2$
	= 314,159 mm^2
As min	= 0,2% x b x t
	= 0,2% x 1000 x 150
	= 300 mm^2
As min	= 405 mm^2
Tinggi Blok Beton, a	$= As\ x\ \frac{fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)}$
	$= 314{,}159\ x\ \frac{280}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 1000)}$
	= 3,450 mm
Kapasitas Lentur, Mn	$= As\ x\ fy\ x\ (d-db-\frac{a}{2})$
	$= 314{,}159\ x\ 280\ x\ (115-10-\frac{3{,}450}{2})$
	= 9,085 kNm
Lokasi Garis Netral, c	$= \frac{a}{\beta 1}$
	$= \frac{3{,}450}{0{,}8357}$
	= 4,128 mm
Regangan Tulangan Tarik, εs	= 0,081
Faktor Reduksi, ϕ	= 0,900
Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn	= 8,176 kNm
Momen Ultimit, Mu	= 2,946 kNm
Cek ϕMn > Mu	(OK!)

Momen positif M22

Spasi Tulangan, s = 250

Spasi Maksimum, smax = 300 mm

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n = $\frac{b}{s} = \frac{1000}{250}$ = 4

db = 10 mm

Jarak Bersih Antar Tulangan = s-db

= 250-10 = 240 mm

Jumlah Lapis = 2

As Pasang = $n \; x \; \frac{\pi}{4} \; x \; db^2$

= $4 \; x \; \frac{\pi}{4} \; x \; 10^2$

= 314,159 mm^2

As min = 0,2% x b x t

= 0,2% x 1000 x 150

= 300 mm^2

As min = 405 mm^2

Tinggi Blok Beton, a = As x $\frac{fy}{(0{,}85 \; x \; fc \; x \; b)}$

= 314,159 x $\frac{280}{(0{,}85 \; x \; 30 \; x \; 1000)}$

= 3,450 mm

Kapasitas Lentur, Mn = As x fy x (d-db-$\frac{a}{2}$)

= 314,159 x 280 x (115-10-$\frac{3{,}450}{2}$)

= 9,085 kNm

Lokasi Garis Netral, c = $\frac{a}{\beta 1}$

= $\frac{3{,}450}{0{,}8357}$

= 4,128 mm

Regangan Tulangan Tarik, εs = 0,081

Faktor Reduksi, ϕ = 0,900

Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn = 8,176 kNm

Momen Ultimit, Mu = 2,198 kNm

Cek ϕMn > Mu (OK!)

Momen Negatif M22

Spasi Tulangan, s = 250

Spasi Maksimum, smax = 300 mm

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n = $\frac{b}{s} = \frac{1000}{250}$ = 4

db = 10 mm

Jarak Bersih Antar Tulangan = s-db

= 250-10 = 240 mm

Jumlah Lapis = 2

As Pasang = $n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ db^2$

= $4\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ 10^2$

= 314,159 mm^2

As min = 0,2% x b x t

= 0,2% x 1000 x 150

= 300 mm^2

As min = 405 mm^2

Tinggi Blok Beton, a = As x $\frac{fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)}$

= 314,159 x $\frac{280}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 1000)}$

= 3,450 mm

Kapasitas Lentur, Mn = As x fy x (d-db-$\frac{a}{2}$)

= 314,159 x 280 x (115-10-$\frac{3{,}450}{2}$)

= 9,085 kNm

Lokasi Garis Netral, c = $\frac{a}{\beta 1}$

= $\frac{3{,}450}{0{,}8357}$

= 4,128 mm

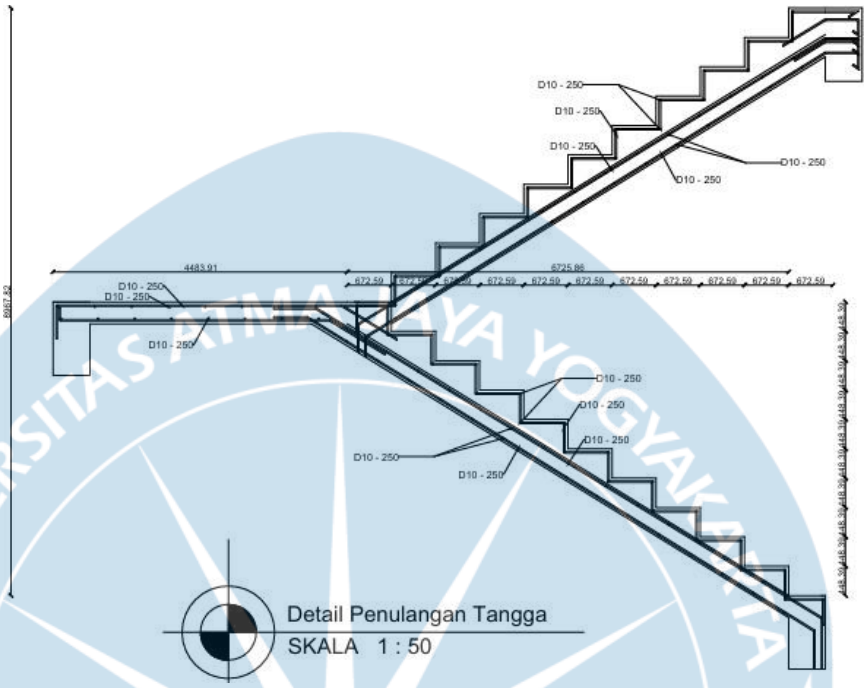
Regangan Tulangan Tarik, εs = 0,081

Faktor Reduksi, ϕ	= 0,900
Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn	= 8,176 kNm
Momen Ultimit, Mu	= 5,487 kNm
Cek ϕMn > Mu	(OK!)
Tulangan Minimum	
Tulangan Minimum	
Spasi Tulangan, s	= 250
Spasi Maksimum, smax	= 300 mm
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n	$= \frac{b}{s} = \frac{1000}{250} = 4$
db	= 10 mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	= s-db
	= 250-10 = 240 mm
Jumlah Lapis	= 2
As Pasang	$= n\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ db^2$
	$= 4\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ 10^2$
	= 314,159 mm^2
As min	= 0,2% x b x t
	= 0,2% x 1000 x 150
	= 300 mm^2
As min	= 405 mm^2
	(OK!)

c. Pengecekan Kapasitas Geser

Kapasitas Geser Beton, Vc	= 107,080 kN
Faktor Reduksi, ϕ	= 0,75
Ambang Batas Geser Pelat	= 40,155 kN

Berikut merupakan Gambar detail penulangan tangga dapat dilihat pada Gambar 2.36.



Gambar 2. 36 Detail Penulangan Tangga