BAB II
PERANCANGAN STRUKTUR

2.1 Material yang digunakan

1. Beton
   a. Mutu beton : K – 300 atau f'c = 30 Mpa, (untuk balok, kolom, pelat lantai, sloof dan tie-beam)
   b. Modulus elastisitas beton : Ec = 4700√fc′ = 4700 √30 = 25,742 Mpa
2. Mutu tulangan
   a. BJTS 420B – fy : 420 Mpa, untuk D > 10 mm digunakan baja tulangan ulir (deform)
   b. BJTS 240 – fy : 240 Mpa, untuk D < 10 mm digunakan baja tulangan polos (U24)
3. Baja Profil
   a. Rafter : IWF. 300x150x6.5x9, r.13 (katalog PT. Gunung Garuda)
   b. Column : HB 300x300x10x15, r. 18 (katalog PT. Gunung Garuda)
   c. Gording : CNP. 150.65.20.3,2 (katalog PT. Gunung Garuda)
   d. Sagrod : Besi Polos D10 (katalog PT. Sumber Makmur Surya Perkasa)
4. Mutu baja profil : ASTM A36
5. Material baja profil : Tengangan leleh (Fy) = 245 Mpa
   : Tengangan ultimit (Fu) = 400 Mpa
   : Modulus elastisitas (Es) = 200.000 Mpa
   : poisson rasio (u) = 0.3

2.2 Standar dan Peraturan

Standar dan peraturan dan ketetentuan yang digunakan sebagai berikut:

a. SNI-1727-2020, Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
b. SNI-2847-2019, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.

c. SNI-1726-2019, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan non Gedung.
d. SNI 1729:2020 Perencanaan Struktur Baja.
e. SNI 8900:2020 Panduan desain sederhana untuk bangunan beton bertulang.

2.3 Perencanaan Struktur Atap

2.3.1 Pembebanan Atap

1. Beban Mati yang digunakan adalah beban struktur atap sendiri (self load)

   Beban Mati Penutup Atap:

   a. Plafond Gypsum : 0.2 kN/m^2
   b. Genteng Metal Ringan : 0.15 kN/m^2
   c. Paku Sekrup, dll. : 0.05 kN/m^2 +

   Jumlah DL : 0.4 kN/m^2

2. Beban Hidup (Tabel 4.3-1)

Rangka penumpu layar penutup	5 (0,24) berdasarkan area tributari dari atap yang didukung oleh komponen struktur rangka	Tidak (4.8.2)	-	200 (0,89)
Semua konstruksi lainnya	20 (0,96)	Ya (4.8.2)		4.8.1
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai tempat bekerja				

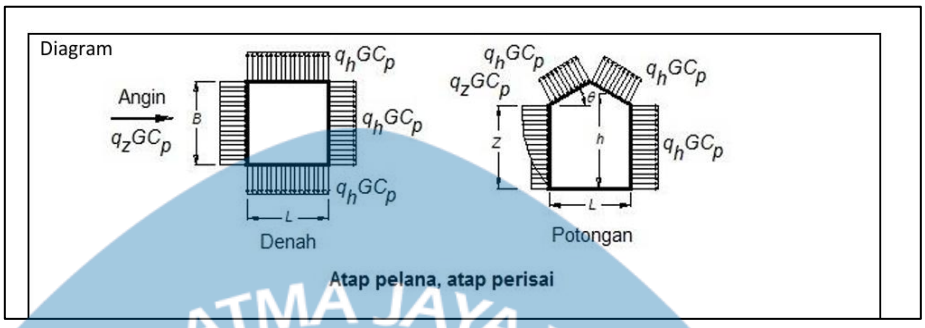
$$L_r = L_o R_1 R_2 \quad \text{dengan} \quad 12 \le L_r \le 20 \qquad (4.8\text{-}1)$$

$$L_r = L_o R_1 R_2 \quad \text{dengan} \quad 0{,}58 \le L_r \le 0{,}96 \qquad (4.8\text{-}1si)$$

Gambar 2. 1 Beban Pemeliharaan atap SNI 1727:2020

a. Lr=min(0.96−0.0024h,0.58) : 0.58 kN/m^2
b. Beban Terpusat : 0.89 kN

3. Beban Angin



Gambar 2. 2 Beban angin SNI 1727:2020

Kategori Eksposur D, Permukaan area atap tanpa penghalang

a. Menentukan Nilai qh dengan rumus berikut: (Pasal 26.10.2):

$qh = 0{,}613 . K_z . K_{zt} . K_d . K_e V^2$ (kN/m^2

dengan nilai kecepatan angin Pekanbaru : v= 30 Knot

kondisi ekstrem : v= 15 m/s

Tabel 26.10-1 - Koefisien eksposur tekanan kecepatan, K_h dan K_z

Ketinggian di atas permukaan tanah		Eksposur		
ft	m	B	C	D
0 – 15	0 – 4,6	0,57 (0,70)[a]	0,85	1,03
20	6,1	0,62 (0,70)[a]	0,90	1,08
25	7,6	0,66 (0,70)[a]	0.94	1,12
30	9,1	0,70	0.98	1.16
40	12,2	0,76	1,04	1,12
50	15,2	0,81	1,09	1,27
60	18,0	0,85	1,13	1,31
70	21,3	0,89	1,17	1,34
80	24,4	0,93	1,21	1,38
90	27,4	0,96	1,24	1,40
100	30,5	0,99	1,26	1,43
120	36,6	1,04	1,31	1,48
140	42,7	1,09	1,36	1,52
160	48,8	1,13	1,39	1,55
180	54,9	1,17	1,43	1,58
200	61,0	1,20	1,46	1,61
250	76,2	1,28	1,53	1,68
300	91,4	1,35	1,59	1,73
350	106,7	1,41	1,64	1,78
400	121,9	1,47	1,69	1,82
450	137,2	1,52	1,73	1,86
500	152,4	1,56	1,77	1,89

[a]Gunakan 0,70 pada Pasal 28, Eksposur B, apabila z < 30 ft (9,1 m).

Gambar 2. 3 Koefisien eksposur tekanan kecepatan SNI 1727:2020

b. Koefisien eksposur tekanan angin, (Tabel 26.10-1)

Dengan h (ketinggian rata-rata atap dari permukaan tanah yaitu, 22,185m)

Kz : 1,35

c. Koefisien faktor topographi dengan atap tidak ada penghalang (Pasal 26.8.2)

Jika kondisi situs dan lokasi bangunan gedung dan struktur lain tidak memenuhi semua kondisi yang disyaratkan dalam Pasal 26.8.1, maka $K_{zt} = 1,0$.

Kzt: 1,0

d. Faktor arah angin (Tabel 26.6-1)

Tabel 26.6-1 - Faktor arah angin, K_d

Tipe struktur	Faktor arah angin K_d
Bangunan gedung	
Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU)	0,85
Komponen dan Klading (K&K)	0,85
Atap lengkung	0,85

Gambar 2. 4 Faktor arah angin SNI 1727: 2020

Kd : 0,85

e. Faktor elevasi permukaan tanah (Tabel 26.9-1)

Tabel 26.9-1 - Faktor elevasi permukaan tanah, K_e

Elevasi tanah di atas permukaan laut (*Sea Level*) Ft	m	Faktor elevasi permukaan tanah K_e
< 0	< 0	Lihat catatan 2
0	0	1,00
1.000	305	0,96
2.000	610	0,93
3.000	914	0,90
4.000	1.219	0,86
5.000	1.524	0,83
6.000	1.829	0,80
> 6.000	>1.829	Lihat catatan 2

CATATAN
1. Perkiraan konservatif, boleh diambil $K_e = 1,00$ dalam semua kasus.

Gambar 2. 5 Faktor elevasi permukaan tanah SNI 1727:2020

Pekanbaru berada di 10-20 m diatas permukaan laut

Ke : 1,00

f. Maka nilai qh = 0,613. Kz .Kzt .Kd .Ke V2

= 0,613 x 1.35 x 1,0 x 0,85 x 1,00 x 15^2

= 0,1677 kN/m^2

g. Nilai G faktor efek hembusan Angin (Pasal 26.11.1)

G : 0,85

h. Nilai Cp, koefisien tekanan atap (Gambar 27.3.1)

h/L : 22,185 / 11,2

: 1,98

Angin Datang CP = 0,40

Angin Pergi Cp = -0,60

Koefisien tekanan atap, C_p, untuk digunakan dengan q_h

		Di sisi angin datang								Di sisi angin pergi		
		Sudut, θ (derajat)								Sudut, θ (derajat)		
Arah Angin	h/L	10	15	20	25	30	35	45	≥ 60[c]	10	15	≥ 20
Tegak lurus terhadap bubungan untuk θ ≥ 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	0,010	- 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	0,010	- 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	0,010	- 0,7	- 0,6	- 0,6
Arah Angin	h/L	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang				C_p						

Gambar 2. 6 koefisien tekanan atap SNI 1727:2020

Sehingga beban angin

Angin Datang:

qd = qh. G. Cp

= 0,1677 x 0,85 x 0,40

= 0,057 kN/m^2

Angin Pergi:

qp = qh. G. Cp

= 0.1677 x 0,85 x -0.60

= -0,086 kN/m^2

Rekapitulasi beban atap distribusi ke gording bentang yang menerima beban (1,0 x 1,2 m^2)

Jarak antar gording : 1,2 m

Beban mati : 0,40 kN/m^2

: 0,40 x 1,2

: 0,48 kN/m^2

Beban hidup merata : 0,58 kN/m^2

: 0,58 x 1,2

: 0,696 kN/m^2

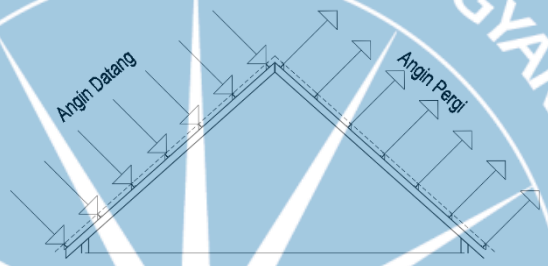
Beban hidup terpusat : 0,89 kN'

Reduksi Beban Hidup (Pasal. 4.8.2)

R1 : 1,2 - 0,011(At)

: 1,2 - (0,011 x (7,8 x 6))

: 0,69



Gambar 2. 7 Beban angin datan dan angin pergi

Beban angin datang : 0,057 kN/m^2

: 0,057 x 1,2

: 0,068 kN/m

Beban angin pergi : -0,086 kN/m^2

: -0,086 x 1,2

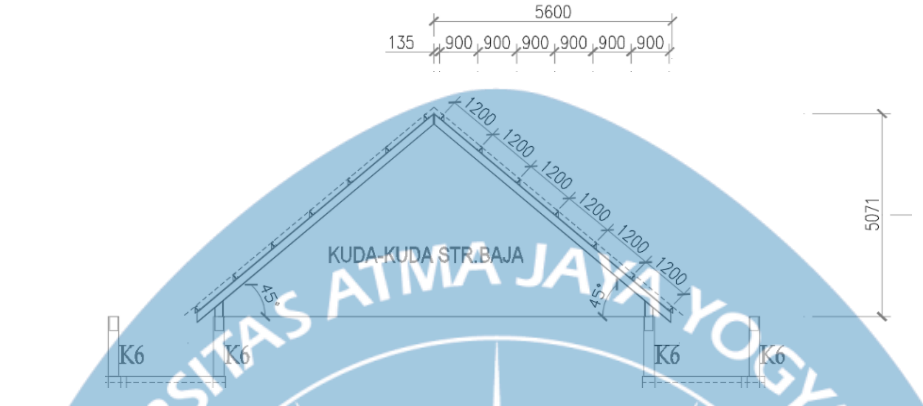
: -0,103 kN/m

Arah pembebanan susuai gambar diatas, berlawanan sudut kemiringan

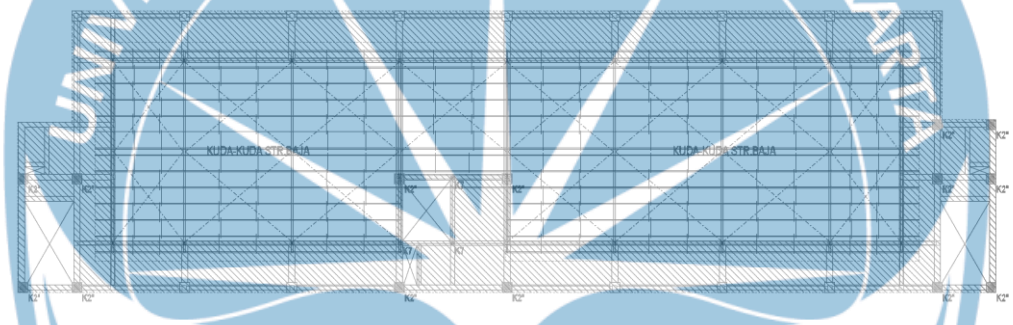
2.3.2 Kombinasi Pembebanan SNI 1727:2020

1. Kombinasi 1 : 1,4D
2. Kombinasi 2 : 1,2D + 1,6Lr + 0,5W
3. Kombinasi 3 : 1,2D + 1,6Lr - 0,5W
4. Kombinasi 4 : 1,2D + 1,0W + 0,5Lr
5. Kombinasi 5 : 1,2D - 1,0W + 0,5Lr
6. Kombinasi 6 : 0,9D + 1,0W
7. Kombinasi 7 : 0,9D - 1,0W

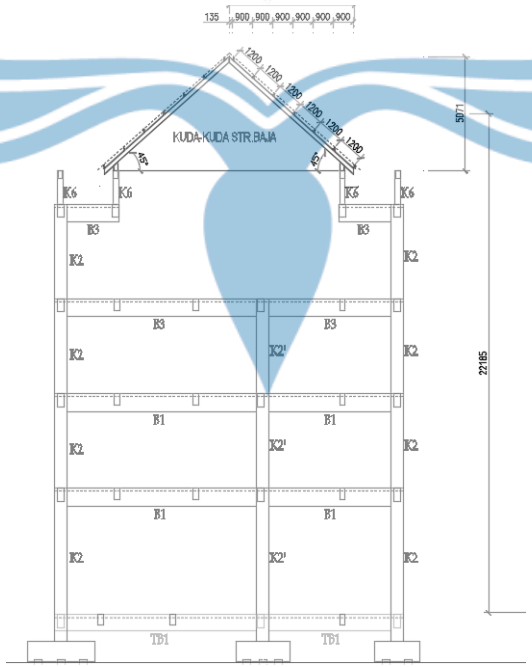
2.3.3 Gambar Kuda - Kuda Atap Struktur Baja



Gambar 2. 9 Potongan Struktur Atap



Gambar 2. 10 Tampak Atas Struktur

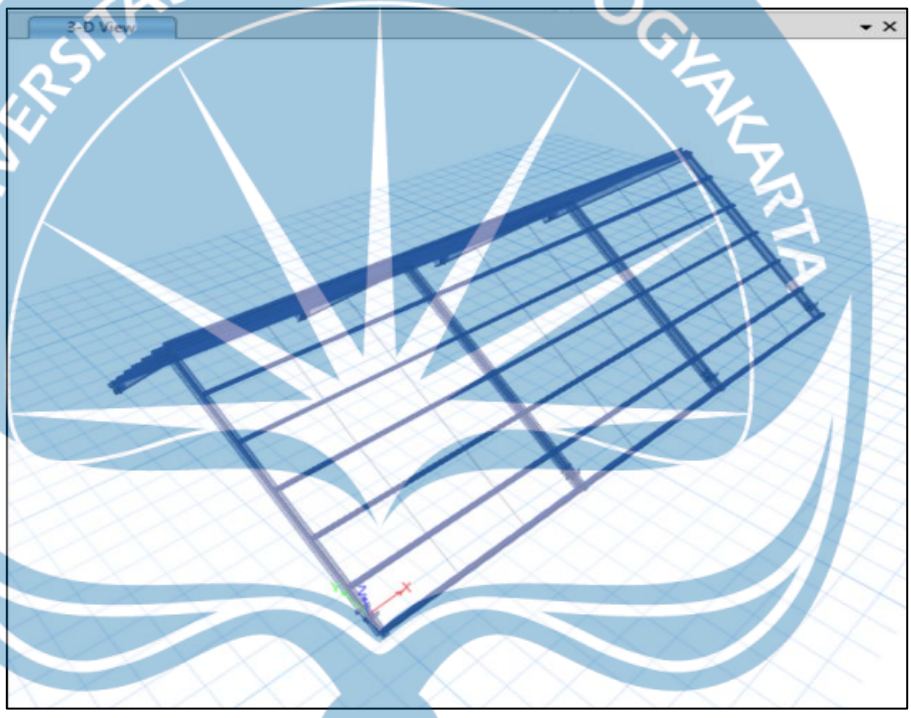


Gambar 2. 8 Tampak Samping Struktur

2.3.4 Pemodelan Struktur Atap

Pada pemodelan Atap menggunakan Software ETABS 21.0.0, dengan mengambil bentang terpanjang dari section bentang atap. Tujuan pemodelan dan desain ini adalah:

1. Untuk mengecek desain penggunaan struktur atap,
2. Untuk mendapatkan total beban gaya yang bekerja yang akan diterapkan sebagai beban pada kolom tumpuan atap



Gambar 2. 11 3D Sturktur atap

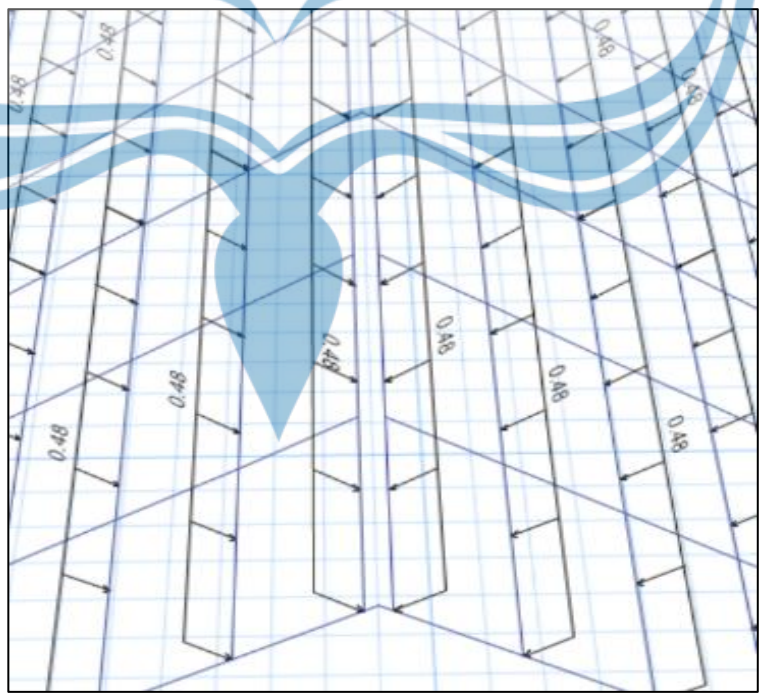
1. Input Pembebanan

   a. Beban angin (wind load)



Gambar 2. 12 Input pembebanan angin (wind load)

   b. Beban mati (dead load)



Gambar 2. 13 Input pembebanan angin (dead load)

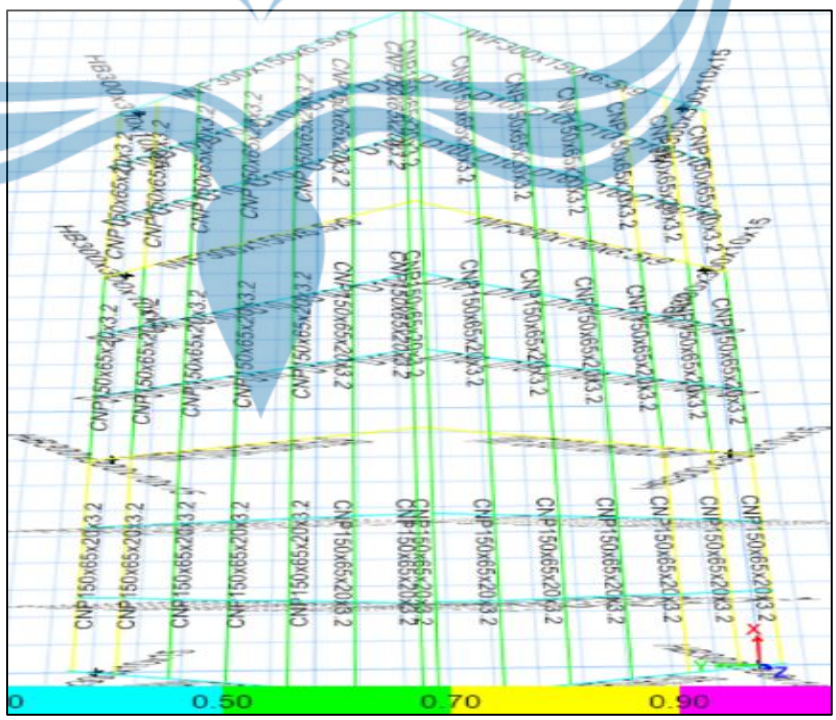
UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

c. Beban hidup (live load)



Gambar 2. 14 input pembebanan hidup (live load)

2. Hasil Run Analysis



Gambar 2. 15 Hasil analysis struktur atap

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

Dari Hasil analysis dengan 7 kombinasi pembebanan dari hasil analisis sofware ETABS, diperlihatkan bahwa Ratio Momen Interaction Check bernilai <1 (Tidak Over Stress), sehingga dalam hal ini Elemen Struktur yang digunakan adalah Aman. Gaya-gaya dalam paling besar terjadi pada bentangan tengah, karena menerima beban full baik dari sisi kiri maupun sisi kanan.

2.3.5 Data Bahan

1. Mutu Baja, (ASTM36)
2. Tengangan leleh baja, fy = 245 Mpa
3. Tengangan sisa, fr = 0,3, fy = 75 MPa
4. Modulus elastik baja, E = 200000 Mpa
5. Angka poisson, u = 0,3

2.3.6 Perhitungan Manual Rafter

1. Data Profil Baja

   Dalam perencanaan ini digunakan Rafter IWF 300x150x6,5x9

   a. h = 300 mm
   b. bf = 150 mm
   c. tw = 6.5 mm
   d. tf = 9 mm
   e. ro = 13 mm
   f. Ag = 4678 mm2
   g. I_x = 72100000 mm4
   h. I_y = 5080000 mm4
   i. R_x = 124 mm
   j. R_y = 32,9 mm
   k. Z_x = 48,1 cm3
   l. Z_y = 67,7 cm3
   m. h = d -2(tf-ro) = 308 mm
   n. $S_x = I_x/(h/2)$ = 481000 mm3
   o. $S_x = I_y/(bf/2)$ = 67700 mm3

p. W = 367 N/m

2. Data Rafter

a. Panjang elemen thd.sb. x, = Lx = 8200 mm

b. Panjang elemen thd.sb. y = Ly = 1200 mm

c. Momen maksimum =Mu=38970000 Nmm

d. Momen pada 1/4 bentang, = Ma = 7400000 Nmm

e. Momen di tengah bentang, = Mb = 20500000 Nmm

f. Momen pada 3/4 bentang, = Mc = 7400000 Nmm

g. Gaya aksial akibat beban terfaktor, = Nu = 39630 N

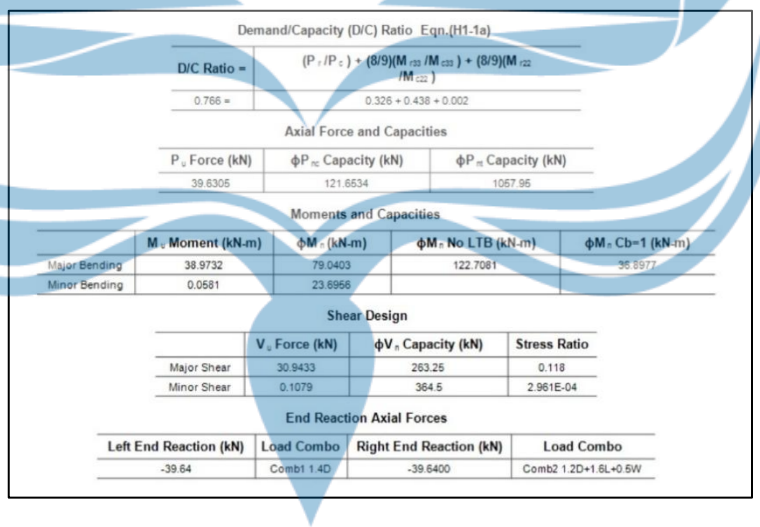
h. Gaya geser akibat beban terfaktor, = Vu = 39630 N

i. Faktor reduksi kekuatan aksial tekan, = ϕn = 0.85

j. Faktor reduksi kekuatan lentur, = ϕb = 0,9

k. Faktor reduksi kekuatan geser, = ϕf = 0,75

l. Section proferties



Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.766 =	0.326 + 0.438 + 0.002

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
39.6305	121.6534	1057.95

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	38.9732	79.0403	122.7081	36.8977
Minor Bending	0.0581	23.6956		

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	30.9433	263.25	0.118
Minor Shear	0.1079	364.5	2.961E-04

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
-39.64	Comb1 1.4D	-39.6400	Comb2 1.2D+1.6L+0.5W

Gambar 2. 16 Momen rafter atap

G = Modulus Geser

$$G = \frac{E}{2\times(1+u)}$$

$$G = \frac{200000}{2\times(1+0,3)} = 76923,08\ Mpa$$

J = Konstanta Puntir Torsi

$$J = \left(2x\frac{1}{3}xbfxtf^3\right) + \left(\frac{1}{3}x(ht - 2xtf)tw^3\right)$$

$$J = \left(2x\frac{1}{3}x150x9^3\right) + \left(\frac{1}{3}x(300 - 2x9)6{,}5^3\right)$$

$$J = 98714{,}75\ mm^4$$

h1 = tf + r

= 9 + 13 = 22 mm'

h2 = ht – 2 x h1

= 300 – 2 (22) = 256 mm'

h = ht – tf

= 300 – 9 = 291 mm'

Iw = Konstanta Puntir lengkung

$$Iw = \frac{Iy \times h^2}{4}$$

$$Iw = \frac{5080000 \times 291^2}{4}$$

$$Iw = 1{,}07545x10^{11}\ mm^6$$

X1 = koefisien momen tekuk torsi lateral 1

$$X1 = \frac{\pi}{Sx}\sqrt{\frac{E\ x\ G\ x\ J\ x\ Ag}{2}}$$

$$X1 = \frac{\pi}{481000}\sqrt{\frac{200000\ x\ 76923{,}08\ x\ 98714{,}75\ x\ 4678}{2}}$$

$$X1 = \frac{\pi}{481000}\sqrt{\frac{200000\ x\ 7\ x\ J\ x\ Ag}{2}}$$

X2 = koefisien momen tekuk torsi lateral 2

$$X2 = 4x\left(\frac{Sx}{G\ x\ J}\right)^2 x\frac{Iw}{Iy}$$

$$X2 = 4x\left(\frac{481000}{76923{,}08\ x\ 98714{,}75}\right)^2 x\frac{1{,}07545x10^{11}}{5080000}$$

$$X2 = 0{,}00033978\ mm^2/N^2$$

Zx = modulus penampang plastis sumbu x

$$Zx = \frac{twxht^2}{4} + (bf - tw)x(ht - tf)\ xtf$$

$$Zx = \frac{6{,}5x300^2}{4} + (150 - 6{,}5)x(300 - 9)\ x9$$

$$Zx = 522077mm^3$$

Zy = modulus penampang plastis sumbu y

$$Zy = \frac{tfxbf^2}{2} + \frac{(ht-2x}{4}$$

$$Zy = \frac{9x150^2}{2} + \frac{(300-2x9)x6,5^2}{4}$$

$$Zy = 104229mm^3$$

3. Perhitungan kekuatan momen lentur

A. Momen Nominal (Mn) Pengaruh *Local Buckling*

Kelangsingan penampang sayap

λ= bf / tf = 17

Batas kelangsingan maksimum utk penampang kompak

λp = 170 / √fy = 10,752

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang non-compact

λr = 370 / √ (fy - fr) = 27,969

Momen Plastis

Mp = fy x Zx = 130519125 Nmm

Momen batas tekuk

Mr = Sx x (fy - fr) = 84175000 Nmm

Pengecekan Penampang:

λ > λp = 17 > 10,752

λ < λr = 17 < 27,969

= Penampang Non-Kompak

Non – Kompak

Mn = Mp - (Mn-Mr) x (λ-λp)/(λr-λp) = 114598121 Nmm

Momen Nominal (Mn) Pengaruh Local Buckling

Mn = 114598121 Nmm

B. Momen Nominal (Mn) Berdasarkan Teknik Torsi Lateral

Kelangsingan penampang badan

λ = h / tw = 46

Koef. Momen tekuk torsi lateral

Cb = 12.5 x Mu / (2.5 x Mu + 3 x MA + 4 x MB + 3 x MC)

= 2.18 < 2,27

Diambil, Cb = 2,18

Perbandingan luas plat badan terhadap luas plat sayap

ar = h x tw / (bf x tf) = 1,44

Momen inersia

I1 = Iy / 2 - 1/12 x tw3 x 1/3 x h2 = 2538047,11 mm4

Luas penampang

A1 = A / 2 - 1/3 x tw x h2 = 1784,33 mm2

Jari-jari girasi daerah plat sayap ditambah sepertiga bagian plat badan yang mengalami tekan

r1 = √ (I1 / A1) = 37,71 mm

Jarak antara pengekang lateral

L = Ly = 1200 mm

Angka kelangsingan

λG = L / r1 = 32

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang compact

λp = 1.76 x √ (E / fy) = 50

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang non-compact

λr = 4.40 x √ (E / fy) = 124

Tegangan acuan untuk momen kritis tekuk torsi lateral

fc = Cb x fy / 2 = 272 Mpa

fc < fy Maka diambil, Fc = 272 Mpa

Check Kelangsingan penampang

λP	>	λG	<	λR
50	>	32	<	124

= Penampang Kompak

Tegangan Kritis dishitung sesuai kondisi kelangsingan penampang:

λG ≤ λp = fcr = fy = 250 Mpa

fcr = 250 Mpa

Modulus penampang elastis

S = Sx = 481000 mm3

Koefisien balok plat berdinding penuh

Kg = 1 - [ar / (1200 + 300 x ar)] x [h / tw - 2550 / √ fcr] = 1,10

Momen nominal penampang

Mn = Kg x S x fcr = 132492514 Nmm

C. Momen Nomianl (Mn) Berdasarkan *Local Buckling* pada Sayap

Faktor kelangsingan plat badan

ke = 4 /√ (h / tw) = 0,589 < 0,763

diambil, ke = 0,589

Kelangsingan penampang sayap

λG = bf / (2 x tf) = 8,333

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang compact

λp = 0.38 x √ (E / fy) = 10,75

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang non-compact

λr = 1.35 x √ (ke x E / fy) = 29,30

Tegangan acuan untuk momen kritis tekuk local

fc = fy / 2 = 125 Mpa

Check Kelangsingan penampang

λP	>	λG	<	λR
10,75	>	8,33	<	29,30

= Penampang Kompak

Tegangan Kritis dishitung sesuai kondisi kelangsingan penampang:

λG ≤ λp = fcr = fy = 250 Mpa

fcr = 250 Mpa

Modulus penampang elastis

S = Sx = 481000 mm3

Koefisien balok plat berdinding penuh

Kg = 1 - [ar / (1200 + 300 x ar)] x [h / tw - 2550 / √ fcr] = 1,10

Momen nominal penampang

Mn = Kg x S x fcr = 132492514 Nmm

D. Momen Pengaruh Lateral Buckling

Panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis

Lp = 1.76 x ry x √ (E / fy) = 1638 mm

fL = fy - fr = 175 Mpa

Panjang bentang minimum balok yang tahanannya ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral

Lr = ry x X1 / fL x √ [1 + √ (1 + X2 x fL2)] = 44252 mm

Koefisien momen tekuk torsi lateral

Cb = 12.5 x Mu / (2.5xMu + 3xMA + 4xMB + 3xMC) = 2,18

Momen plastis

Mp = fy x Zx = 130519125 Nmm

Momen batas tekuk

Mr = Sx x (fy - fr) = 84175000 Nmm

Panjang bentang thd.sb. y (jarak dukungan lateral)

L = Ly = 1200

Check Panjang Bentang

Lp	>	L	<	Lr
1638	>	1200	<	44252

= Bentang Pendek

Momen nominal dihitung sebagai berikut :

Mn = Mp = fy x Zx = 130519125 Nmm

Momen nominal untuk kategori Bentang Pendek

Mn = 130519125 mm

Momen nominal yang digunakan

Mn = 130519125 mm

4. Tahanan Momen Lentur yang digunakan
   a. Momen Nominal (Mn) Pengaruh Local Buckling

      Mn = 114598121 Nmm
   b. Momen Nominal (Mn) Berdasarkan Teknik Torsi Lateral

      Mn = 132492514 Nmm
   c. Momen Nomianl (Mn) Berdasarkan Local Buckling pada Sayap

Mn = 132492514 Nmm

d. Momen Pengaruh Lateral Buckling

Mn = 130519125 Nmm

Momen nominal (terkecil) yang menentukan

Mn = 114598121 Nmm

Tahanan momen lentur

φb x Mn = 103138309 Nmm

5. Perhitungan Kekuatan Lentur Tahanan Aksial Tekan

Faktor panjang tekuk efektif terhadap sumbu x

Kx = 1,00

Faktor panjang tekuk efektif terhadap sumbu y

Ky = 1,00

Panjang tekuk efektif dihitung sebagai berikut :

Panjang kolom terhadap sumbu x :

Lx = 8200 mm

Panjang tekuk efektif terhadap sumbu x

Lkx = kx x Lx = 8200 mm

Panjang kolom terhadap sumbu y :

Ly = 1200 mm

Panjang tekuk efektif terhadap sumbu y

Lky = ky x Ly = 1200 mm

Parameter kelangsingan terhadap sumbu x :

λcx = 1 /p x Lkx / rx x √ (fy / E) = 0,74

Parameter kelangsingan terhadap sumbu y :

λcy = 1 /p x Lky / ry x √ (fy / E) = 0,41

Menentukan nilai faktor tekuk terhadap sumbu x :

Untuk parameter kelangsingan terhadap sumbu x = λcx = 0,74

Kolom sedang = w = 1,43 / (1,6-0,67xλc) = 1,298

Faktor tekuk terhadap.sumbu. x, wx = 1,30

Menentukan nilai faktor tekuk terhadap sumbu y:

Untuk parameter kelangsingan terhadap sumbu y = λcy = 0,41

Kolom sedang = w = 1,43 / (1,6-0,67xλc) = 1,079

Faktor tekuk terhadap sumbu y, wy = 1,08

Tegangan Tekuk terhadap sumbu x = fcrx = fy / wx = 192,55 Mpa

Tegangan Tekuk terhadap sumbu y = fcry = fy / wy = 231,64 Mpa

Tahanan Aksial Tekan:

Tahanan aksial tekan nominal sumbu x

Nnx = A x fcrx = 900742 N

Tahanan aksial tekan nominal sumbu y

Nny = A x fcry = 1083611 N

Tahanan aksial tekan nominal terkecil

Nn = 900742 N

Tahanan aksial tekan

ϕn x Nn = 765630 N

6. Pengecekan Rasio Aksial Tekan dan Momen Lentur

Gaya aksial akibat beban terfaktor Nu = 39630 N

Momen akibat beban terfaktor Mu = 38970000 Nmm

Tahanan aksial tekan ϕn x Nn = 765630 N

Tahanan momen lentur, ϕb x Mn = 103138309 Nmm

Check Nilai Nu / (ϕn x Nn) = 0,052 < 0,2

Maka ratio Nu / (2x fn x Nn) + [Mu / (fb x Mn)] = 0,404

Nilai interaksi aksial tekan dan momen lentur = 0,404

0,404 < 1,0 = Aman (OK)

7. Pengecekan Rasio Tahanan Geser

Kontrol tahanan geser nominal plat badan tanpa pengaku :

Ketebalan plat badan tanpa pengaku harus memenuhi syarat,

H2 / tw ≤ 6.36 x √ (E / fy)

39,38 < 179,9 Pelat Badan Memenuhi Syarat (OK)

Gaya geser akibat beban terfaktor

Vu = 30940 N

Luas penampang badan

Aw = tw x ht = 1950 mm2

Tahanan gaya geser nominal

Vn = 0.60 x fy x Aw = 292500 N

Tahanan gaya geser

ϕf xVn = 219375 N

syarat yang harus dipenuhi:

Vu ≤ ϕf xVn

30940 < 219375

Vu / (ϕf xVn) = 0,141 < 1,0 Aman (OK)

8. Interaksi Geser dan Lentur

Elemen yang memikul kombinasi geser dan lentur harus dilakukan kontrol sebagai berikut:

Mu / (ϕb x Mn) = 0,378

Vu / (ϕf x Vn) = 0,141

Mu / (ϕb x Mn) + 0.625 x Vu / (ϕf x Vn) = 0,466

0,466 ≤ 1,375 Aman (OK)

2.3.7 Perhitungan Manual Gording dan Sagrod

1. Data Profil Baja

Dalam perencanaan ini digunakan Lip Channel : C150x65x20x3,2

a. ht = 150 mm
b. b = 65 mm
c. a = 20 mm
d. t = 3,2 mm
e. A = 957 mm2
f. Ix = 3320000 mm4
g. Iy = 540000 mm4
h. Sx = 44300 mm3
i. Sy = 12200 mm3
j. Rx = 58,9 mm
k. Ry = 23,7 mm
l. C = 21,1

m. W = 7,51 kg/m

2. Data Gording dan Sagrod

a. Faktor reduksi kekuatan untuk lentur = ϕb = 0,9

b. Faktor reduksi kekuatan untuk geser = ϕf = 0,75

c. Diameter sagrod = d = 10 mm

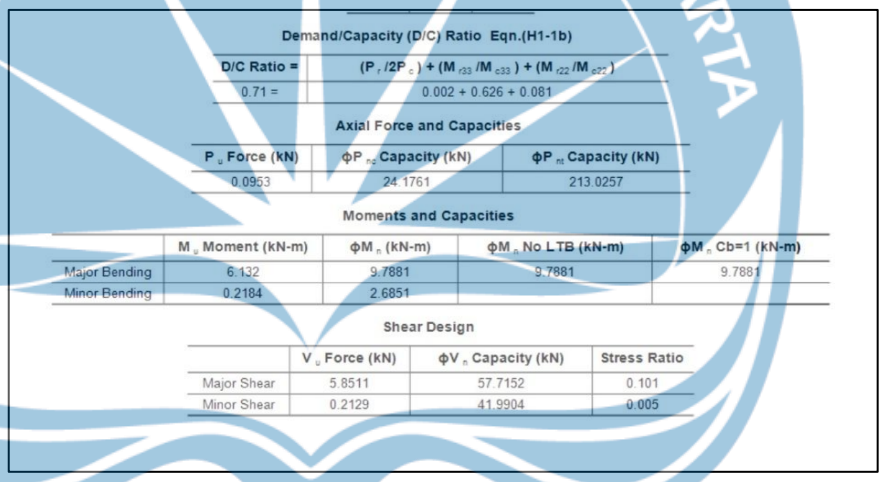
d. Jarak (miring) antara gording = s = 11 mm

e. Panjang gording (jarak antara rafter) = L1 = 6000000 mm

f. Jarak antara sagrod = L2 = 1200 mm

g. Sudut miring atap = 45 derajat

h. Section Properties



Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$
0.71 =	0.002 + 0.626 + 0.081

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
0.0953	24.1761	213.0257

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	6.132	9.7881	9.7881	9.7881
Minor Bending	0.2184	2.6851		

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	5.8511	57.7152	0.101
Minor Shear	0.2129	41.9904	0.005

Gambar 2. 17 Momen Gording atap

G = Modulus Geser

$$G = \frac{E}{2\times(1+u)}$$

$$G = \frac{200000}{2\times(1+0,3)} = 76923,08\ Mpa$$

J = Konstanta Puntir Torsi

$$J = \left(2x\frac{1}{3}xbxt^3\right) + \left(\frac{1}{3}x(ht - 2xt^3)\right) + \frac{2}{3}\ x\ (a-t)\ x\ t3$$

$$J = \left(2x\frac{1}{3}x65x3,2^3\right) + \left(\frac{1}{3}x(150 - 2x3,2^3)\right) + \frac{2}{3}\ x\ (20$$

$$- 3,2)\ x\ 3,2^3$$

$$J = 3355{,}44\ mm^4$$

h (Tinggi bersih badan)

= ht + t

= 150 - 3,2 = 146,80 mm'

Iw = Konstanta Puntir lengkung

$$Iw = \frac{Iy \times h^2}{4}$$

$$Iw = \frac{504000 \times 146{,}80^2}{4}$$

$$Iw = 2909282400 mm^6$$

X1 = koefisien momen tekuk torsi lateral 1

$$X1 = \frac{\pi}{Sx}\sqrt{\frac{E\ x\ G\ x\ J\ x\ A}{2}}$$

$$X1 = \frac{\pi}{44300}\sqrt{\frac{200000\ x\ 76923{,}08\ x\ 3355{,}44\ x\ 957}{2}}$$

$$X1 = 11146$$

X2 = koefisien momen tekuk torsi lateral 2

$$X2 = 4x\left(\frac{Sx}{G\ x\ J}\right)^2 x\ \frac{Iw}{Iy}$$

$$X2 = 4x\left(\frac{44300}{76923{,}08\ x\ 3355{,}44}\right)^2 x\ \frac{2909282400}{540000}$$

$$X2 = 0{,}0063481\ mm^2/N^2$$

Zx = modulus penampang plastis sumbu x

$$Zx = \frac{1}{4}xhtxt^3 + axt(ht - a) + tx(b - 2xt)\ x(ht - t)$$

$$Zx = 36232\ mm^3$$

Zy = modulus penampang plastis sumbu y

$$Zy = ht * t * (c - t/2) + 2 * a * t * (b - c - t/2) +$$

$$t * (c - t)2 + t * (b - t - c)2$$

$$Zy = 21100\ mm^3$$

3. Beban Terfaktor

Momen maksimum akibat beban terfaktor = Mux = 6132000 Nmm

Momen maksimum akibat beban terfaktor = Muy = 218000 Nmm

Momen pada 1/4 bentang = Ma = 3950000 Nmm

Momen di tengah bentang = Mb = 4860000 Nmm

Momen pada 3/4 bentang = 1000000 Nmm

Gaya geser akibat beban terfaktor = Vux = 5850 N

Gaya geser akibat beban terfaktor = Vuy = 212,9 N

4. Perhitungan Kekuatan Momen Lentur

A. Momen Nominal (Mn) Pengaruh *Local Buckling*

Kelangsingan penampang sayap

$\lambda = b / t$ = 20

Batas kelangsingan maksimum utk penampang kompak

$\lambda p = 170 / \sqrt{fy}$ = 10,752

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang non-compact

$\lambda r = 370 / \sqrt{(fy - fr)}$ = 27,969

Momen plastis terhadap sumbu x

Mpx = fy x Zx = 9057984 Nmm

Momen plastis terhadap sumbu y

Mpy = fy x Zy = 5275120 Nmm

Momen batas tekuk terhadap sumbu x

Mrx = Sx x (fy - fr) = 7752500 Nmm

Momen batas tekuk terhadap sumbu y

Mry = Sy x (fy - fr) = 2135000 Nmm

Pengecekan Penampang

λ	>	λp	λ	<	λr
20	>	11	20	<	28

Non Kompak

Momen nominal penampang terhadap sumbu x dihitung sebagai berikut :

Non-Kompak =

$Mn = Mp - (Mn-Mr)x(\lambda-\lambda p)/(\lambda r-\lambda p)$ = 8333063 Nmm

Momen nominal terhadap sumbu x penampang :

Mn = 8333063 Nmm

Momen nominal penampang terhadap sumbu y dihitung sebagai berikut :

Non-Kompak =

Mn = Mp - (Mn-Mr)x(λ-λp)/(λr-λp) = 3531446 Nmm

Momen nominal terhadap sumbu y penampang :

Mn = 3531446 Nmm

B. Momen Pengaruh Lateral Buckling

Panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis

Lp = 1.76 x ry x √ (E / fy) = 1180 mm

fL = fy - fr = 175 Mpa

Panjang bentang minimum balok yang tahanannya ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral

Lr = ry x X1 / fL x √ [1 + √ (1 + X2 x fL2)] = 3547 mm

Koefisien momen tekuk torsi lateral

Cb = 12.5 x Mu / (2.5xMu + 3xMA + 4xMB + 3xMC) = 1,54

Momen plastis terhadap sumbu x

Mpx = fy x Zx = 9057984 Nmm

Momen plastis terhadap sumbu y

Mpy = fy x Zy = 5275120 Nmm

Momen batas tekuk terhadap sumbu x

Mrx = Sx x (fy - fr) = 7752500 Nmm

Momen batas tekuk terhadap sumbu y

Mry = Sy x (fy - fr) = 2135000 Nmm

Panjang bentang terhadap sumbu y (jarak dukungan lateral)

L = L2 = 1200 mm

Cek Panjang Bentang :

Lp	<	L	<	Lr
1180	<	1200	<	3547

Bentang Sedang

Momen nominal terhadap sumbu x dihitung sebagai berikut :

Mn = Cb x [Mr + (Mp - Mr) x (Lr - L) / (Lr - Lp)]

= 13975014,71 Nmm

Momen nominal terhadap sumbu x

Mnx = 13975015 mm

Mnx > Mpx

Momen nominal terhadap sumbu x yang digunakan

Mpx = 9057984 mm

Momen nominal terhadap sumbu y dihitung sebagai berikut :

Mn = Cb x [Mr + (Mp - Mr) x (Lr - L) / (Lr - Lp)]

= 8107279,52 Nmm

Momen nominal terhadap sumbu y

Mnx = 8107279,52 Nmm

Momen nominal terhadap sumbu y yang digunakan

Mny > Mpy

Mpy = 5275120 mm

C. Tahanan Momen Lentur yang digunakan

Momen nominal terhadap sumbu x :

Berdasarkan pengaruh local buckling

Mnx = 8333063 Nmm

Berdasarkan pengaruh lateral buckling

Mnx = 9057984 Nmm

Momen nominal terhadap sumbu x (terkecil)

Mnx = 8333063 Nmm

Tahanan momen lentur terhadap sumbu x

ϕb x Mnx = 7499757 Nmm

Momen nominal terhadap sumbu y :

Berdasarkan pengaruh local buckling

Mny = 3531446 Nmm

Berdasarkan pengaruh lateral buckling

Mny = 5275120 Nmm

Momen nominal terhadap sumbu x (terkecil)

Mny = 3531446 Nmm

Tahanan momen lentur terhadap sumbu y

ϕb x Mny = 3178302 Nmm

Momen akibat beban terfaktor terhadap sumbu x

Mux = 6132000 Nmm

Momen akibat beban terfaktor terhadap sumbu y

Muy = 218000 Nmm

[Mux / (ϕb x Mnx)] = 0,818 Nmm

[Muy / (ϕb x Mny)] = 0,069 Nmm

Maka ratio:

[Mux / (ϕb x Mnx)] + [Muy / (ϕb x Mny)] = ≤ 1

[Mux / (ϕb x Mnx)] + [Muy / (ϕb x Mny)] = 0,886

0,886 < 1 = Aman (OK)

5. Pengecekan Rasio Tahanan Geser

Ketebalan plat badan tanpa pengaku harus memenuhi syarat

h/t ≤ 6,36 x √ (E / fy)

45,875 < 179,89

Pelat badan memenuhi syarat (OK)

Gaya geser akibat beban terfaktor terhadap sumbu x

Vux = 5850 N

Luas penampang badan

Aw = t x h = 480 mm2

Tahanan gaya geser nominal terhadap sumbu x

Vnx = 0.60 x fy x Aw = 72000 N

Tahanan gaya geser terhadap sumbu x

ϕf x Vnx = 54000 N

Gaya geser akibat beban terfaktor terhadap sumbu y

Vuy = 213 N

Luas penampang badan

Aw = 2 x b x t = 416 mm2

Tahanan gaya geser nominal terhadap sumbu y

Vnx = 0.60 x fy x Aw = 62400 N

Tahanan gaya geser terhadap sumbu y

ϕf x Vnx = 46800 N

[Vux / (ϕf x Vnx)] = 0,108 Nmm

[Vuy / (ϕf x Vny)] = 0,005 Nmm

Maka ratio:

[Vux / (ϕb x Vnx)] + [Vuy / (ϕb x Vny)] = ≤ 1

[Mux / (ϕb x Mnx)] + [Muy / (ϕb x Mny)] = 0,113

0,113 < 1 = Aman (OK)

6. Kontrol Interaksi Geser dan Lentur

   Syarat yang harus dipenuhi untuk interaksi geser dan lentur :

   Mu / (ϕb x Mn) + 0.625 x Vu / (ϕf x Vn) ≤ 1,375

   Mux / (ϕb x Mnx) + Muy / (ϕb x Mny) = 0,886

   Vux / (ϕf x Vnx) + Vuy / (ϕf x Vny) = 0,113

   Mu / (ϕb x Mn) + 0.625 x Vu / (ϕf x Vn) = 0,957

   0,957 < 1,374 = Aman (OK)

7. Tahanan Tarik Sagrod

   Panjang sagrod (jarak antara gording)

   Ly = L2 = 1200 mm

   Gaya tarik pada sagrod akibat beban terfaktor, Tu = 45 N

   Tegangan leleh baja, Fy = 250 Mpa

   Tegangan tarik putus, fu = 400 Mpa

   Diameter sagrod, d = 10 mm

   Luas penampang brutto sagrod, Ag = π / 4 x d2 = 79 mm2

   Luas penampang efektif sagrod, Ae = 0.90 x Ag = 71 mm2

   Tahanan tarik sagrod berdasarkan luas penampang brutto

   ϕ x Tn = 0.90 x Ag x fy = 17671 N

   Tahanan tarik sagrod berdasarkan luas penampang efektif

   ϕ x Tn = 0.75 x Ae x fu = 21206 N

   Tahanan tarik sagrod (terkecil) yang digunakan

   ϕ x Tn = 17671 mm2

Syarat yang harus dipenuhi :

Tu < ϕ x Tn

45,200 < 17671 = Aman (OK)

2.4 Perencanaan Struktur Tangga

Perencanaan tangga merupakan bagian penting dalam perancangan bangunan yang berfungsi sebagai sirkulasi vertikal penghubung antar lantai. Dalam proses perencanaannya, perlu diperhatikan aspek kenyamanan, keselamatan, dan efisiensi ruang sesuai dengan ketentuan standar seperti SNI 1727:2020.

2.4.1 Pembebanan Tangga

1. Beban Hidup

   - Beban Hidup Terdistribusi (Merata) : 4,79 KN/m²
   - Beban Hidup Terpusat : 1,33 KN

2. Beban Mati

   - Lebar tangga : 1,20 m
   - *Optrede* (O) : 0,175 m
   - *Antrede* (A) : 0,30 m
   - Panjang Bordes : 1,03 m
   - Panjang bawah plat tangga : 1,25 m
   - Panjang miring plat tangga : 3,765 m
   - Berat Vol Beton : 24 Kn/m
   - Jumalah Anak Tangga (n) : 12 buah
   - Beban Anak Tangga, (beton) : 2,01 kN/m2
   - Pasangan Keramik + Spesi : 0,76 kN/m2
   - Beban Mati pelat bordes : 0,50 kN/m2

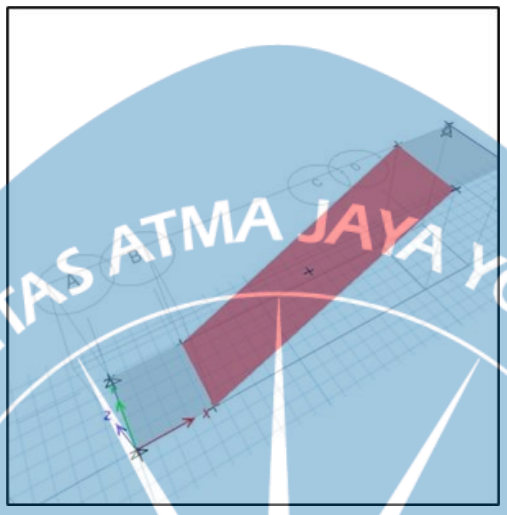
2.4.2 Kombinasi Pembebanan Tangga

Reaksi perletakan akibat beban mati dan beban hidup sebagai berikut :

COMB 1 = 1,4 D

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

2.4.3 Pemodelan Tangga



Gambar 2. 18 Pemodelan Tangga 3D ETABS

2.4.4 Penulangan Tangga

1. Properti material penulangan tangga
   a. Fc' = 30 Mpa
   b. Fy = 420 Mpa
   c. Ht = 140 mm
   d. Bw = 1000 mm
   e. ϕ = 0,9
   f. Mx = 2,50 kNm
   g. My = 0,70 kNm
   h. Mxy = 0,80 kNm
2. Perencanaan tulangan momen positif arah X
   a. Mx = 2,50 kNm
   b. Mxy = 0,80 kNm
   c. Mu = mx + |mxy| = 3,30 kNm
      = 3299000 Nmm
   d. Digunakan tulangan diameter = 13 mm
   e. Ab = 0.25πdb2 = 0.25xπx132
      = 132,7 mm2

f. D = 140 -20 – 13 /2

= 113,5 mm

g. Menghitung luasan tulangan perlu:

C1 = fy2/(1.7f 'cbw)

= 3,76747

C2 = -fy.d

= -44265

C3 = Mu/ϕ

= 3665556

As perlu = {-C2-(C22-4xC1xC3)0.5}/2C1

= 83,40 mm2

a = As perlu.fy/(0.85f 'cbw)

= 1,28 mm

C = a/β1

= 1,50 mm

Es = 0.003x(dt-c)/c

= 0,223903

= Es > 0,005

As min = 0.0018xbwxhs

= 252 mm2

As min = 1.4xbwxd/fy

= 407,44 mm2

As min = 0.25x√f 'cxbwxd/fy

= 398,50 mm2

Maka, As= As min = 407,44 mm2

h. Menentukan Spasi pusat ke pusat tulangan

S perlu = 1000/ AsxAb

= 325,775 mm

Smax = Min(2hs,450)

= 280 mm

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

Maka digunakan tulangan diameter 13 mm dengan spasi dari pusat ke pusat tulangan sebesar 200 mm

3. Perencanaan Tulangan Momen Positif arah Y

a. Mx = 0,70 kNm

b. Mxy = 0,80 kNm

c. Mu = mx + |mxy| = 1,50 kNm
= 1499000 Nmm

d. Digunakan tulangan diameter = 10 mm

e. Ab = $0.25\pi db2 = 0.25x\pi x10^2$
= 78,5 mm2

f. D = 140 -20 – 10 /2
= 105 mm

g. Menghitung luasan tulangan perlu:

C1 = fy2/(1.7f 'cbw)
= 3,76747

C2 = -fy.d
= -40950

C3 = Mu/ϕ
= 1665556

As perlu = {-C2-(C22-4xC1xC3)0.5}/2C1
= 40,83 mm2

a = As perlu.fy/(0.85f 'cbw)
= 0,62 mm

C = a/β1
= 0,73 mm

Es = 0.003x(dt-c)/c
= 0,425812
= Es > 0,005

As min = 0.0018xbwxhs
= 252 mm2

As min = 1.4xbwxd/fy

= 376,66 mm2

As min = 0.25x√f 'cxbwxd/fy

= 368,66 mm2

Maka, As = As min = 376,92 mm2

i. Menentukan Spasi pusat ke pusat tulangan

S perlu = 1000/ AsxAb

= 208,371 mm

Smax = Min(2hs,450)

= 280 mm

Maka digunakan tulangan diameter 10 mm dengan spasi dari pusat ke pusat tulangan sebesar 200 mm

2.4.5 Rekap Analisa Penulangan Tangga

1. Untuk penulangan arah X, digunakan tulangan diameter 13 mm dengan spasi 200 mm
2. Untuk penulangan arah Y, digunakan tulangan diameter 10 mm dengan spasi 200 mm

2.5 Preliminary Design

2.5.1 Perencanaan Tinggi dan Lebar Balok

Tinggi balok diprediksi dengan rumus (dari SNI Tabel 9.3.1.1) :

Tabel 9.3.1.1 – Tinggi minimum balok nonprategang

Kondisi perlekatan	Minimum h[1]
Perlekatan sederhana	ℓ/16
Menerus satu sisi	ℓ/18,5
Menerus dua sisi	ℓ/21
Kantilever	ℓ/8

[1] Rumusan dapat diaplikasikan untuk beton mutu normal dan tulangan mutu 420. Untuk kasus lain, minimum h harus dimodifikasi sesuai dengan 9.3.1.1.1 hingga 9.3.1.1.3, sebagaimana mestinya.

Gambar 2. 19 Tinggi minimum balok nonprategang

1. Rencana Ukuran Balok B1 (350 x 800)

   Tebal minimum Balok

   h = l/18.5 (untuk balok dengan satu ujung menerus)

   h = l/21 (untuk balok dengan kedua ujung menerus)

   maka:

   h1 = l/18.5

   = 9000/18.5

   = 486.49 mm

   h2 = l/21

   = 9000/21

   = 285.71 mm

   Karena fy tidak sama dengan 420 MPa, maka harus dikoreksi dengan faktor:

   hmin = 486.49 x (0.4+fy/700)

   = 486.49 x (0.4+390/700)

   = 465.6 mm

   Hmax = l/10

   = 9000/10

   = 900 mm

   b = h/2 – h2/3

   = 400 – 533

   = 400

   Maka, digunakan tinggi balok h = 800 mm dan lebar balok diasumsikan sebesar b = 400 mm.

2. Ukuran balok yang akan digunakan

Tabel 2. 1 Ukuran balok yang digunakan

Type	Lantai	h	b
TB.1	Tie-Beam	750	400
TB.2	Tie-Beam	600	300
TB.3	Tie-Beam	500	250
B1	Lt.1 - Lt.2	800	400
B2	Lt.1 - Lt.2	600	300
B3	Lt.3 - Lt.Atap	800	400
B4	Lt.3 - Lt.Atap	600	300
BA.1	Balok Anak 1	500	250
BR	Ring Balok	400	250
BT	Balok Tangga	450	250

2.5.2 Perencanaan Dimensi Kolom

Beban Mati (D)

Berat Pelat = (t x γconc)

= 0.14 x 24

= 3.360 kN/m^2

Berat Balok $= \frac{(b\ x\ h) x \sum lyx\gamma conc}{lx\ x\ ly}$

$= \frac{\left((9+9)\ x\ (0.4x0.8)+(6+6)x(0.3x0.6)\right)x24}{9x6}$

= 3.520 kN/m^2

Berat Kolom $= \frac{(0.55x0.55)xHx\gamma concx4}{lx\ x\ ly}$

$= \frac{(0.55x0.55)x4.55x24x4}{9x6}$

$= 2.447\ kN/m^2$

Jumlah Berat = 3.360 + 3.520 + 2.447

= 9.327 kN/m^2 dengan H rata-rata

= 4,55 m

Beban Hidup (L) = 2.870 kN/m^2

Beban Terfaktor/Ultimate (U) = 1.2D + 1.6L

= 1.2 x 9.327 + 1.6 x 2.870

= 15.784 kN/m^2

Jumlah tingkat, N = 4

Beban Terfaktor/Ultimate (P) = U x lx x ly x N

= 15.784 x 9 x 6 x 4

= 3409 kN

σizin =1/3f 'c

= (1/3) x 30

= 10 Mpa

Akolom = P/σizin

= 3409 / (10 x 1000)

= 0.34 m^2

b = h = $A^{0.5}$

= $0.34^{0.5}$

= 0.58 m

Maka, digunakan kolom berbentuk persegi (550 mm x 550 mm)

Tabel 2. 2 Ukuran kolom yang digunakan

Kolom	K2	K2"	K6	K7
Lt. Dasar	550x550	550x550		
Lt. Satu	550x550	550x550		
Lt. Dua	550x550	550x550		
Lt. Tiga	550x550	550x550		
Lt. Empat	550x550	550x550	300x300	300x300

K6 = Kolom prakatis untuk dak atap (Prakiraan Ukuran)

K7 = Kolom praktis untuk dinding geser Pit Lift

2.5.3 Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Cek Jenis Pelat:

Ly/Lx < 2 , maka pelat dua arah

Ly/Lx >2 , maka pelat satu arah

Pelat luar: Ly = 4000 mm

Lx = 3000 mm

β = Ly /Lx

= 1.33 (pelat dua arah)

Pelat dalam: Ly = 4225 mm

Lx = 3500 mm

β = Ly /Lx

= 1.21 (pelat dua arah)

Dengan panjang dan lebar pelat seperti pada denah, maka pelat lantai akan didesain sebagai pelat dua arah. Tebal pelat diprediksi dengan rumus (dari SNI Tabel 8.3.1.1)

Tabel 8.3.1.1 – Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang tanpa balok interior (mm)[1]

f_y, MPa[2]	Tanpa *drop panel*[3]			Dengan *drop panel*[3]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi[4]		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

[1] ℓ_n adalah jarak bersih ke arah memanjang, diukur dari muka ke muka tumpuan (mm)
[2] Untuk f_y dengan nilai diantara yang diberikan dalam tabel, ketebalan minimum harus dihitung dengan interpolasi linear
[3] *Drop panel* sesuai 8.2.4
[4] Pelat dengan balok di antara kolom sepanjang tepi eksterior. Panel eksterior harus dianggap tanpa balok pinggir jika α_f kurang dari 0,8. Nilai α_f untuk balok tepi harus dihitung sesuai 8.10.2.7

Gambar 2. 20 ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang tanpa balok interior SNI

h = ln/33 (untuk panel exterior tanpa penebalan dan fy ≈ 420 MPa)

h = (4000/33)

= 121.2 mm

Maka dicoba, h = 140 mm

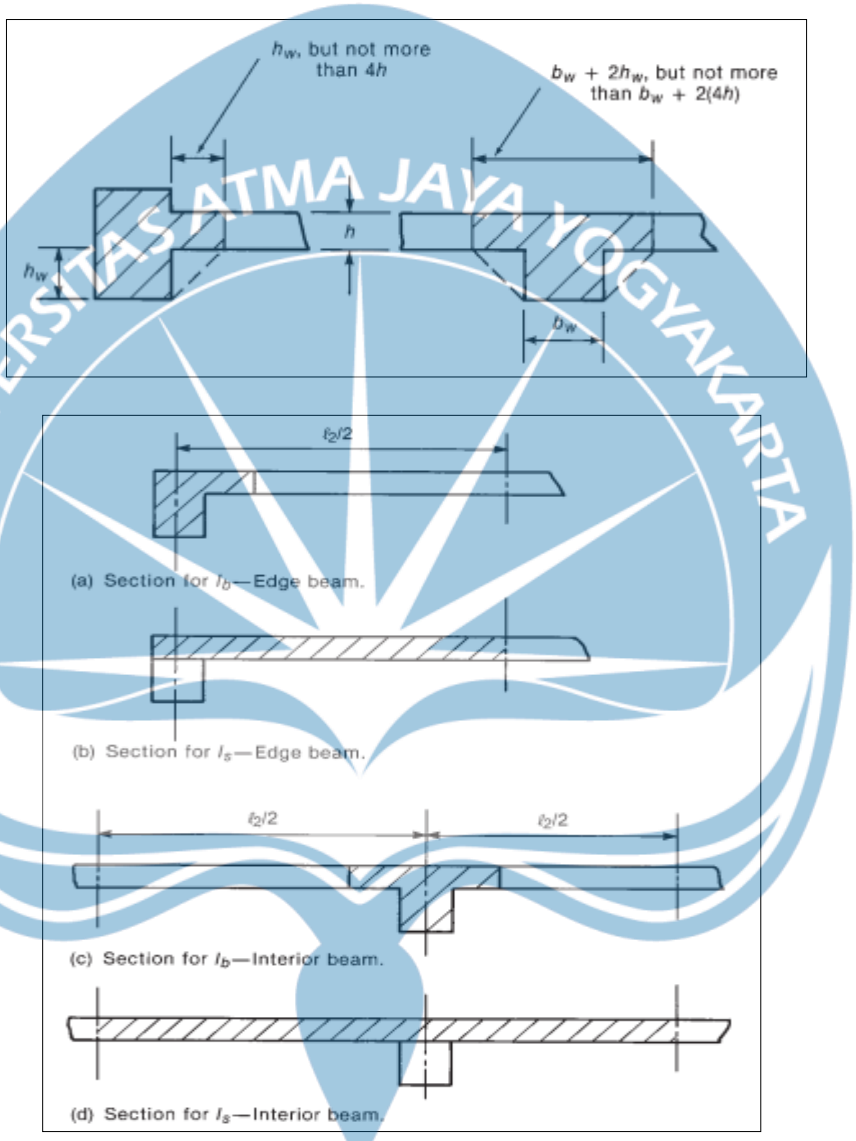
Pelat Dengan Balok yang membentang pada semua sisinya sebagai tumpuan, maka pelat didesain berdasarkan SNI pasal 8.3.1.2.

Kemudian akan dihitung faktor α :

α = (4EcbIb/lb)/(4EcsIs/ls)

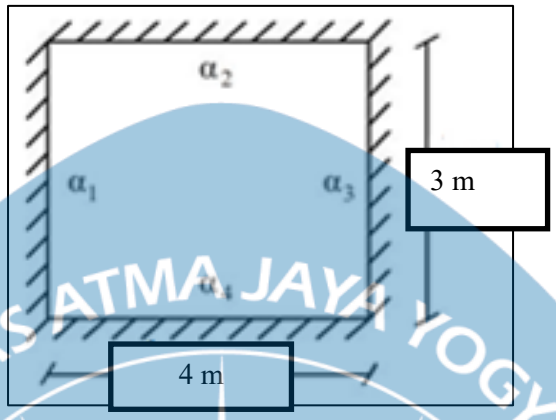
Karena Ecb = Ecs dan lb = ls, maka : α = Ib/Is

Menurut Wight dan MacGregor (Reinforced Concrete Mechanics and Design), luasan yang digunakan untuk menghitung Ib dan Is adalah :



UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

Untuk perhitungan pelat luar



Gambar 2. 21 Perhitungan pelat luar

Contoh perhitungan untuk α1 :

Is = $1/12bh^3$

= $1/12(4000/2+400/2)(140^3)$

= 503066666.7 mm^4

Hw = 800 – 140

= 660 mm

Untuk menentukan Ib, perlu ditentukan dulu lokasi titik pusat luasan :

A = ((hw+b)xh) + (bxhw)

A = (1060x140) + (400x660)

= 412400 mm^2

$$yc = \frac{\left((1060\times140)\times\left(\frac{140}{2}\right)+(400\times660)\times\left(140+\frac{660}{2}\right)\right)}{(1060\times140)+(400\times660)}$$

= 326.0620 mm

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

Tabel 2. 3 Menghitung luasan untuk menentukan Ib

No.	Luas (mm^2)	y (mm)	y-yc (mm)	$I_0 = 1/12bh^3$ (mm^4)	$A(y-yc)^2$ (mm^4)
1	148400	70	-256.06	242386666.7	9730259530
2	264000	470	143.94	9583200000	5469585281

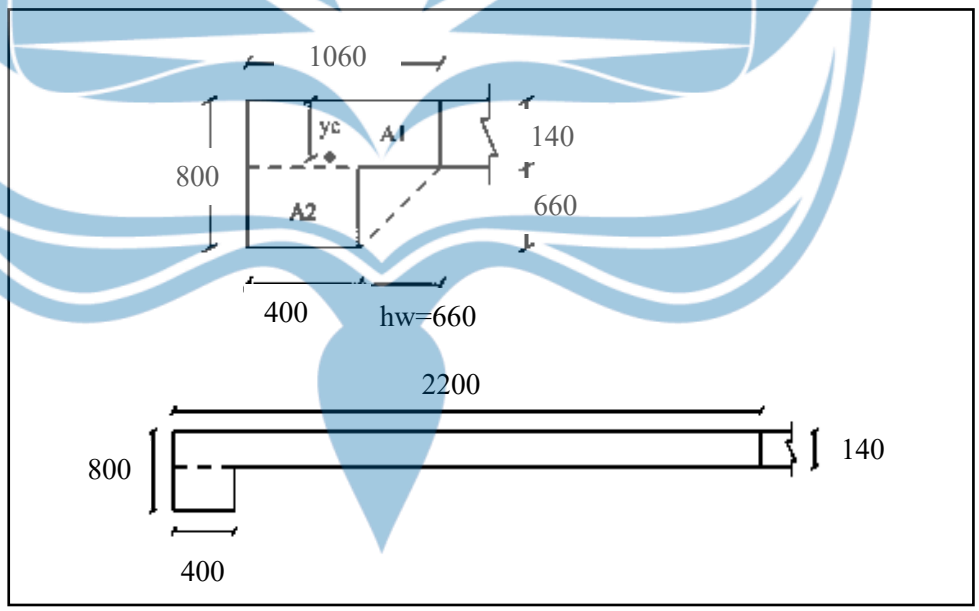
Ib $= \sum I_0 + Ay^2$

$= 25025431478\ mm^4$

Maka, α1 = Ib/Is

= 25025431478/503066666.7

= 49.7457



Gambar 2. 24 Luasan untuk menentukan Ib (atas) dan Is (bawah)

Tabel 2. 4 Perhitungan Is untuk pelat A-B-1-2

No.	b (mm)	h (mm)	$I_s = 1/12bh^3$ (mm^4)
1	2200	140	503066666.7
2	1625	140	371583333.3
3	4000	140	914666666.7
4	3000	140	686000000

Tabel 2. 5 perhitungan titik pusat luasan balok (yc) untuk Pelat A-B-1-2

No. Balok	A_1			A_2			y_1 (mm)	y_2 (mm)
	b (mm)	h (mm)	A (mm^2)	b (mm)	h (mm)	A (mm^2)		
1 & 2	1060	140	148400	400	660	264000	70	470
	A_{tot} = 412400 mm^2			∑A.y = 134468000 mm^2			y_c = 326.06 mm	
3 & 4	1720	140	240800	400	660	264000	70	470
	A_{tot} = 504800 mm^2			∑A.y = 140936000 mm^2			y_c = 279.19 mm	

Tabel 2. 6 Perhitungan Ib untuk Pelat A-B-1-2

No. Balok	No. Luasan	Luas (mm^2)	y (mm)	y-yc (mm)	$I_0 = 1/12bh^3$ (mm^4)	$A(y-yc)^2$ (mm^4)
1 & 2	1	148400	70	-256.06	242386667	9730259530
	2	264000	470	143.94	9583200000	5469585281
					I_b = 25025431478 mm^4	
3 & 4	1	240800	70	70.00	393306667	1179920000
	2	264000	470	470.00	9583200000	5.8318E+10
					I_b = 69474026667 mm^4	

Tabel 2. 7 Perhitungan α untuk Pelat A-B-1-2

No.	I_b (mm^4)	I_s (mm^4)	$\alpha = I_b/I_s$
α_1	25025431478	503066666.7	49.746
α_2	25025431478	371583333.3	67.348
α_3	69474026667	914666666.7	75.956
α_4	69474026667	686000000	101.274

αm = (α1+α2+α3+α4)/4

= (40.63+55.01+61.98+82.64)/4

= 73.581

Karena αm > 2, maka berdasarkan SNI Rumus Tabel (8.3.1.2):

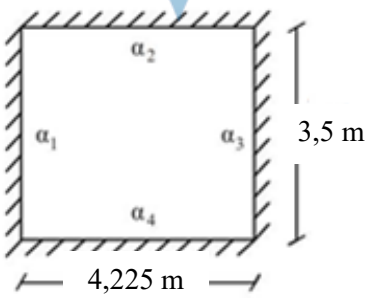
$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{460.0(0.8 + \frac{400}{1400})}{36 + 9\ x\ 1.33}$$

h =89.880952 (< 90mm)

$h = 90\ mm$

Untuk perhitungan pelat dalam



Gambar 2. 25 Perhitungan pelat dalam

Tabel 2. 8 Tabel perhitungan Is untuk Pelat Dalam

No.	b (mm)	h (mm)	I_s (mm^4)
1 & 3	4225	140	966116666.7
2 & 4	3500	140	800333333.3

Tabel 2. 9 Tabel perhitungan titik pusat luasan balok (yc) untuk Pelat B-C-2-3

No. Balok	A_1			A_2			y_1 (mm)	y_2 (mm)
	b (mm)	h (mm)	A (mm^2)	b (mm)	h (mm)	A (mm^2)		
1, 2, 3 & 4	1310	140	183400	400	660	264000	70	470
	A_{tot} = 447400 mm^2			∑A.y = 136918000 mm^2			y_c = 306.03 mm	

Tabel 2. 10 Tabel perhitungan Ib untuk Pelat B-C-2-3

No. Balok	No. Luasan	Luas (mm^2)	y (mm)	y-yc (mm)	$I_0 = 1/12bh^3$ (mm^4)	$A(y-yc)^2$ (mm^4)
1, 2, 3 & 4	1	183400	70	70.00	299553333	898660000
	2	264000	470	470.00	9583200000	5.8318E+10
					I_b = 69099013333 mm^4	

Tabel 2. 11 Tabel perhitungan α untuk Pelat B-C-2-3

No.	I_b (mm^4)	I_s (mm^4)	$\alpha = I_b/I_s$
α_1	69099013333	966116666.7	71.522
α_2	69099013333	800333333.3	86.338
α_3	69099013333	966116666.7	71.522
α_4	69099013333	800333333.3	86.338

αm = (α1+α2+α3+α4)/4

= (1.910+2.100+1.910+2.100)/4

= 78.930

Karena αm > 2, maka berdasarkan SNI Rumus Tabel (8.3.1.2) :

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{4225(0.8 + \frac{390}{1400})}{36 + 9\,x\,1.14}$$

$h = 97.2374638$ (< 90mm)

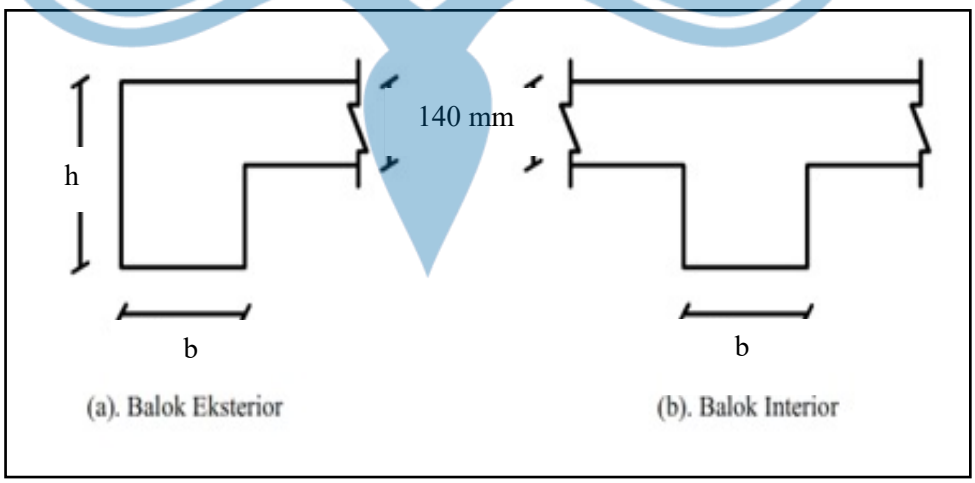
$h = 97.24\ mm$

dengan h min= 121.2 mm

= 90 mm

= 97.24 mm

Maka, digunakan tebal pelat = 140 mm

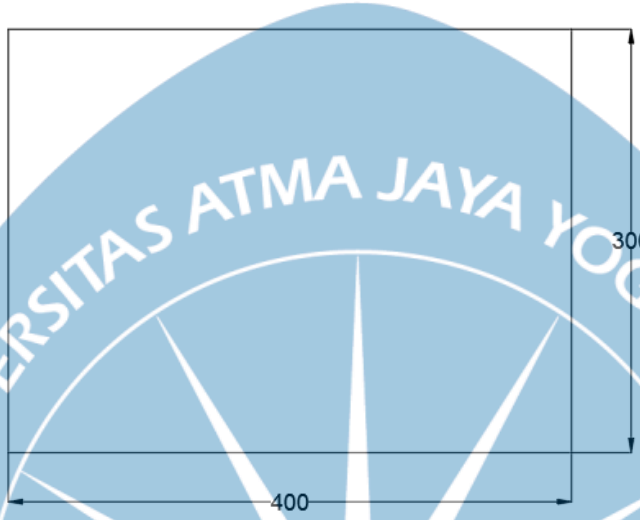


Gambar 2. 27 Tebal pelat luar dan pelat dalam

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

2.6 Perencanaan Pelat Lantai

Pada perhitungan pelat lantai Gedung Rumah Sakit Universitas Riau, maka dapat digunakan salah satu contoh pelat luar. Perhitungan pelat lantai sebagai berikut :



Gambar 2. 24 Denah pelat lantai

2.6.1 Properti Material Dan Penampang Pelat Lantai

a. Panjang pelat arah sumbu 1, L1 = 3000 mm
b. Panjang pelat arah sumbu 2, L2 = 4000 mm
c. Tebal Pelat, t = 140 mm
d. Diameter tulangan, db = 10 mm
e. Selimut bersih, cc = 20 mm
f. Tebal efektif penampang, d = h - cc - ds - db/2 = 105 mm
g. Kuat tekan beton, fc’ = 30 Mpa
h. Kuat leleh tulangan, fy = 4200 Mpa
i. Modulus elastisitas beton, Ec = 25743
j. β1 = 0,8357
k. λ = 1

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

2.6.2 Beban Pada Pelat Lantai

1. *Dead Load* (DL)

No.	Jenis Beban Mati	Berat Satuan	Tebal	Q (kN/m2)
1.	Berat pasir (kN/m2)	17	0,04	0,68
2.	Berat Penutup keramik (kN/m2)	24	0,01	0,24
3.	Berat plafon dan rangka (kN/m2)	0,11	-	-
4.	Berat spesi penutup lantai (kN/m2)	0,21	0,02	0,42
5.	Berat instalasi MEP (kN/m2)	0,20	-	-

QDL = 1,65 kN/m2

SIDL = 1,65 kN/m2

2. *Live Load* (LL)

QLL = 2,5 kN/m2

3. Beban terfaktor

Qu = 1,2 QDL + 1,6 QLL

= 1,2 x 1,65 + 1,6 x 2,5

= 5,98 kN/m2

4. Analisis Beban

QDL = 1,65 kN/m2

QLL = 2,5 kN/m2

Qu = 1,2 QDL + 1,6 QLL

= 1,2 x 1,65 + 1,6 x 2,5

= 5,98 kN/m2

DL = 24 kN x 0,12 m = 2,88 kN/m2

SIDL = 1,65 kN/m2

LL = 2,5 kN/m2

5. Perhitungan momen kapasitas lentur

   Arah Sumbu M11

   Momen negatif arah pendek

   $Ma- = (Qu.la^2)/22 = (5{,}98x2^2)/22 = 1{,}087$ kN/m2

   Momen positif arah pendek

   $Ma+ = (Qu.la^2)/42 = (5{,}98x2^2)/42 = 0{,}570$ kN/m2

   Arah sumbu M22

   Momen negatif arah pendek

   $Ma- = (Qu.la^2)/22 = (5{,}98x2^2)/22 = 1{,}087$ kN/m2

   Momen positif arah pendek

   $Ma+ = (Qu.la^2)/42 = (5{,}98x2^2)/42 = 0{,}570$ kN/m2

6. Perhitungan geser

   Vu = (1,15.Qu.Ln)/2 = (1,15 x 5,98 x 2)/2 = 6,877 kN

7. Perhitungan momen lendutan

   Akibat DL

   Momen negatif

   $Ma- = (Qu.la2)/22 = (2{,}88x2^2)/22 = 0{,}524$ kN/m2

   Momen positif

   $Ma+ = (Qu.la2)/42 = (2{,}88x2^2)/42 = 0{,}274$ kN/m2

   Akibat SIDL

   Momen negatif

   $Ma- = (Qu.la2)/22 = (1{,}65x2^2)/22 = 0{,}3$ kN/m2

   Momen positif

   $Ma+ = (Qu.la2)/42 = (1{,}65x2^2)/42 = 0{,}157$ kN/m2

   Akibat LL

   $Ma- = (Qu.la2)/22 = (2{,}5x2^2)/22 = 0{,}455$ kN/m2

   Momen positif

   $Ma+ = (Qu.la2)/42 = (2{,}5x2^2)/42 = 0{,}238$ kN/m2

2.6.3 Penulangan Lentur Tulangan Pokok

1. Momen Positif M11 (Tulangan lapangan bawah arah sumbu 1, X)

a. Spasi Tulangan, s = 200
b. Spasi Maksimum, smax = 2 x t dan 450 mm = 280 mm
c. Cek Spasi Maksimum = s <= smax ? OK!
d. Jumlah Tulangan Negatif, n = b / s = 1000 / s = 5
e. Db = 10 mm
f. Jarak Bersih Antar Tulangan = s – db = 190 mm
g. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm? OK!
h. As Pasang = n xπ/4 xdb2 = 392,699 mm2
i. As min (fy < 420 MPa) = 0.2% x b x t = 280 mm2
j. As min (fy >= 420 MPa) = (0.18% x 420 / fy) x b x t dan 0.14% x b x t = 271,385 mm2
k. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!
l. Tinggi Blok Beton, a = As x fy / (0.85 x fc' x b) = 6,006 mm
m. Kapasitas Lentur, Mn = As x fy x (d - a/2) = 15,621 kN-m
n. Lokasi Garis Netral, c = a / β1 = 7,187 mm
o. Regangan Tulangan Tarik, εs = (d - c) / c x 0.003 = 0,041
p. Faktor Reduksi, ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9 = 0,900
q. Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn = ϕ x Mn = 14,059 kN-m
r. Momen Ultimit, Mu = 0,570 kN-m
s. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu = OK!

2. Momen Negatif M11 (Tulangan tumpuan atas arah sumbu 1, X)
a. Spasi Tulangan, s = 100
b. Spasi Maksimum, smax = 2 x t dan 450 mm = 280 mm
c. Cek Spasi Maksimum = s <= smax ? OK!
d. Jumlah Tulangan Negatif, n = b / s = 1000 / s = 10

e. Db = 10 mm

f. Jarak Bersih Antar Tulangan = s – db = 90 mm

g. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm? OK!

h. Jumlah lapi = 2

i. As Pasang = n x π/4 x db2 = 785,398 mm2

j. As min (fy < 420 MPa) = 0.2% x b x t = 280 mm2

k. As min (fy >= 420 MPa) = (0.18% x 420 / fy) x b x t dan 0.14% x b x t = 271,385 mm2

l. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!

m. Tinggi Blok Beton, a = As x fy / (0.85 x fc' x b) = 12,012 mm

n. Kapasitas Lentur, Mn = As x fy x (d - a/2) = 30,322 kN-m

o. Lokasi Garis Netral, c = a / β1 = 14,373 mm

p. Regangan Tulangan Tarik, εs = (d - c) / c x 0.003 = 0,019

q. Faktor Reduksi, ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9 = 0,900

r. Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn = ϕ x Mn = 27,290 kN-m

s. Momen Ultimit, Mu = 1,087 kN-m

t. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu ? OK!

3. Momen Positif M22 (Tulangan lapangan bawah arah sumbu 2, Y)

a. Spasi Tulangan, s = 100

b. Spasi Maksimum, smax = 2 x t dan 450 mm = 280 mm

c. Cek Spasi Maksimum = s <= smax ? OK!

d. Jumlah Tulangan Negatif, n = b / s = 1000 / s = 10

e. Db = 10 mm

f. Jarak Bersih Antar Tulangan = s – db = 90 mm

g. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm? OK!

h. Jumlah lapi = 2

i. As Pasang = n xπ/4 xdb2 = 785,398 mm2

j. As min (fy < 420 MPa) = 0.2% x b x t = 280 mm2

k. As min (fy >= 420 MPa) = (0.18% x 420 / fy) x b x t dan 0.14% x b x t = 271,385 mm2

l. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!

m. Tinggi Blok Beton, a = As x fy / (0.85 x fc' x b) = 12,012 mm

n. Kapasitas Lentur, Mn = As x fy x (d - a/2) = 27,259 kN-m

o. Lokasi Garis Netral, c = a / β1 = 14,373 mm

p. Regangan Tulangan Tarik, εs = (d - c) / c x 0.003 = 0,019

q. Faktor Reduksi, ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9 = 0,900

r. Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn = ϕ x Mn = 24,533 kN-m

s. Momen Ultimit, Mu = 0,570 kN-m

t. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu ? OK!

4. Momen Negatif M22 (Tulangan Tumpuan atas arah sumbu 2, Y)

a. Spasi Tulangan, s = 100

b. Spasi Maksimum, smax = 2 x t dan 450 mm = 280 mm

c. Cek Spasi Maksimum = s <= smax ? OK!

d. Jumlah Tulangan Negatif, n = b / s = 1000 / s = 10

e. Db = 10 mm

f. Jarak Bersih Antar Tulangan = s – db = 90 mm

g. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm? OK!

h. Jumlah lapi = 2

i. As Pasang = n xπ/4 xdb2 = 785,398 mm2

j. As min (fy < 420 MPa) = 0.2% x b x t = 280 mm2

k. As min (fy >= 420 MPa) = (0.18% x 420 / fy) x b x t dan 0.14% x b x t
= 271,385 mm2

l. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!

m. Tinggi Blok Beton, a = As x fy / (0.85 x fc' x b)
= 12,012 mm

n. Kapasitas Lentur, Mn = As x fy x (d - a/2)
= 27,259 kN-m

o. Lokasi Garis Netral, c = a / β1 = 14,373 mm

p. Regangan Tulangan Tarik, εs = (d - c) / c x 0.003 = 0,019

q. Faktor Reduksi, ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9
= 0,900

r. Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕMn = ϕ x Mn = 24,533 kN-m

s. Momen Ultimit, Mu = 1,087 kN-m

t. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu OK!

5. Tulangan Minimum (untuk Tumpuan Bawah dan Lapangan Atas, arah X dan Y)

a. Spasi Tulangan, s = 200

b. Spasi Maksimum, smax = 2 x t dan 450 mm = 280 mm

c. Cek Spasi Maksimum = s <= smax ? OK!

d. Jumlah Tulangan Negatif, n = b / s = 1000 / s = 5

e. Db = 10 mm

f. Jarak Bersih Antar Tulangan = s – db = 190 mm

g. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm? OK!

h. Jumlah lapi = 2

i. As Pasang = n xπ/4 xdb2 = 392,699 mm2

j. As min (fy < 420 MPa) = 0.2% x b x t = 280 mm2

k. As min (fy >= 420 MPa) = (0.18% x 420 / fy) x b x t
dan 0.14% x b x t
= 271,385 mm2

l. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!

2.6.4 Pengecekan Kapasitas Geser Pelat Lantai

a. Kapasitas Geser Beton, Vc = 0.17 x fc'0.5 x b x d
= 97,768 kN

b. Faktor Reduksi, ϕ = 0,75

c. Ambang Batas Geser Pelat = 0.5 ϕ Vc = 36,663 kN

d. Perlu Tulangan Geser Pelat? = Vu > 0.5 ϕ Vc ?
TIDAK PERLU!

2.6.5 Lendutan Pelat Lantai

1. Kapasitas Retak Lentur

a. Momen Inersia Pelat, Ig = 228666666,7 mm4

b. Tegangan Retak, fr = 0.62 √fc' = 3,396 Mpa

c. Garis Netral, y = t/2 = 70 mm

d. Kapasitas Retak Lentur, Mcr = fr x Ig / y = 11,093 kN/m

e. Momen Inersia Retak, Icr = 0.25xIg
= 571666666,67 mm4

2. Lendutan Arah Sumbu 1

a. M11 Max Akibat DL = 5,825 kNm

b. M11 Min Akibat DL = -11,696 kNm

c. M11 Max Akibat LL = 3,034 kNm

d. M11 Min Akibat LL = -5,886 kNm

e. Ma Lapangan (+) = ∑M11 Max = 8,859 kNm

f. Ma Tumpuan (-) = ∑M11 Min = -17,582 kNm

g. Mcr / Ma Lapangan = 1,252

h. Mcr / Ma Tumpuan = 0,631

i. Ie Lapangan = (Mcr / Ma)3 Ig + [1 - (Mcr / Ma)3] Icr < Ig
= 228666667 mm4

j. Ie Tumpuan = (Mcr / Ma)3 Ig + [1 - (Mcr / Ma)3] Icr < Ig
= 100242205 mm4

k. Ie Rata-Rata = 0.5 x Ie Lapangan + 0.5 x Ie Tumpuan
= 164454436 mm4

l. Lendutan Akibat DL, δi, DL = 5 / 48 L2 / (Ec x Ig) x [Mlap + 0.2 Mtum]
= 1,808 mm

m. Lendutan Akibat LL, δi, LL = 5 / 48 L2 / (Ec x Ig) x [Mlap + 0.2 Mtum]
= 0,933 mm

n. Syarat Lendutan Seketika LL = L / 360 = 8,333 mm

o. Cek Lendutan Seketika = OK!

p. Faktor Jangka Panjang, λ = 2 / (1 + 50 x ρ') = 1,685

q. Lendutan Jangka Panjang, ΔLT = (δi, DL) x λ + δi, LL = 3,979

r. Syarat Lendutan Jangka Panjang = L / 240 atau L / 480
= 12,5 mm

s. Cek Lendutan Jangka Panjang = OK!

3. Lendutan Arah Sumbu 2

a. M11 Max Akibat DL = -9,392kNm

b. M11 Min Akibat DL = -11,9 kNm

c. M11 Max Akibat LL = 4,148 kNm

d. M11 Min Akibat LL = -5,275 kNm

e. Ma Lapangan (+) = ∑M11 Max = 13,54 kNm

f. Ma Tumpuan (-) = ∑M11 Min = -17,175 kNm

g. Mcr / Ma Lapangan = 0,819

h. Mcr / Ma Tumpuan = 0,646

i. Ie Lapangan = (Mcr / Ma)3 Ig + [1 - (Mcr / Ma)3] Icr < Ig
= 1514881401 mm4

j. Ie Tumpuan = (Mcr / Ma)3 Ig + [1 - (Mcr / Ma)3] Icr < Ig
= 103377660 mm4

k. Ie Rata-Rata = 0.5 x Ie Lapangan + 0.5 x Ie Tumpuan
= 127429530 mm4

l. Lendutan Akibat DL, δi, DL = 5 / 48 L2 / (Ec x Ig) x [Mlap + 0.2 Mtum]
= 5,981 mm

m. Lendutan Akibat LL, δi, LL = 5 / 48 L2 / (Ec x Ig) x [Mlap + 0.2 Mtum]
= 2,643 mm

n. Syarat Lendutan Seketika LL = L / 360 = 11,111 mm

o. Cek Lendutan Seketika = OK!

p. Faktor Jangka Panjang, λ = 2 / (1 + 50 x ρ') = 1,685

q. Lendutan Jangka Panjang, ΔLT = (δi, DL) x λ + δi, LL
= 12,721

r. Syarat Lendutan Jangka Panjang = L / 240 atau L / 480
= 16,667 mm

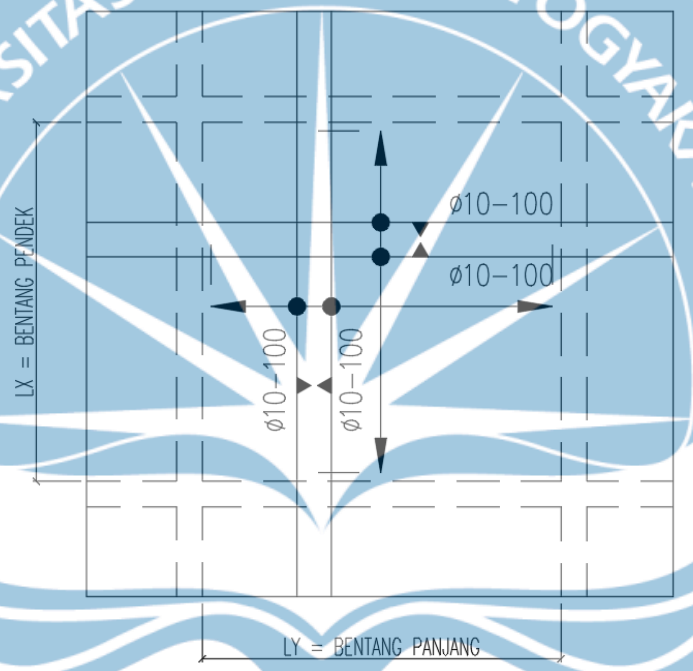
s. Cek Lendutan Jangka Panjang = OK!

2.6.6 Rekap Pelat Lantai

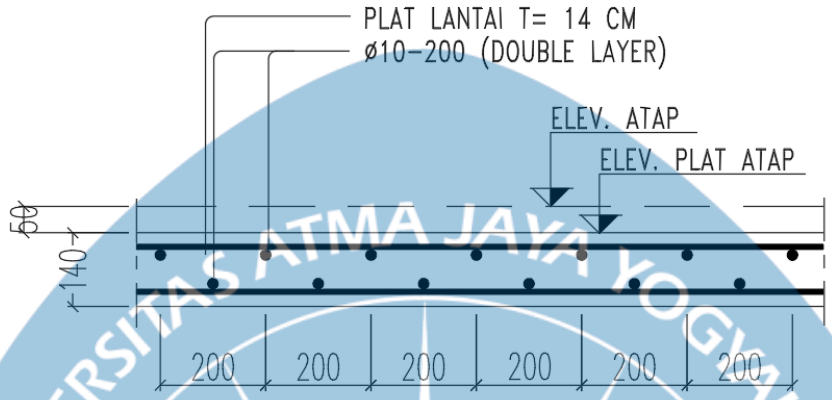
Berikut adalah rekap pelat lantai Gedung Rumah Sakit Universitas Riau yang telah dihitung menggunakan excel :

Tabel 2. 12 Rekap Pelat lantai

Jenis Pelat	Pelat Luar	Pelat Dalam
M11 (+)	5 D10 - 200	5 D10 - 200
M11 (-)	10D10-100	10D10-100
M22 (+)	10D10-100	10D10-100
M22 (-)	10D10-100	10D10-100
Tulangan Minimum	5D10-200	5D10-200



Gambar 2. 29 Ilustrasi Plat Tampak Atas



Gambar 2. 30 Ilustrasi Plat tampak Samping

2.7 Interpretasi Data Tanah dan Penentuan Klasifikasi Situs

Interpretasi data tanah dan penentuan klasifikasi situs merupakan tahapan analisis untuk mengetahui karakteristik tanah pada suatu lokasi tertentu. Proses ini terbagi menjadi dua bagian, yakni penentuan kelas situs dan penentuan koefisien situs.

2.7.1 Menentukan Kelas Situs Tanah

Kegiatan penyelidikan lokasi proyek (site investigation) perlu diidentifikasi secara cermat dalam proses perencanaan penyelidikan tanah di lapangan. Uji daya dukung tanah dilakukan melalui uji SPT (Standard Penetration Test), dan hasil penyelidikan tersebut selanjutnya menjadi dasar dalam menentukan jenis klasifikasi situs. Berdasarkan SNI 1726:2019, klasifikasi situs terbagi menjadi enam kategori, yaitu SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (tanah khusus).

Tabel 2. 13 Hasil Uji N- SPT yang dilakukan dilapangan

Bore Hole 1					
Depth (m)			**T**	**N-SPT**	**N= T /N**
0	-	2	2	8	0.250
2	-	4	2	10	0.200
4	-	6	2	12	0.167
6	-	8	2	14	0.143
8	-	10	2	21	0.095
10	-	12	2	22	0.091
12	-	14	2	26	0.077
14	-	16	2	30	0.067
16	-	18	2	32	0.063
18	-	20	2	30	0.067
20	-	22	2	35	0.057
22	-	24	2	35	0.057
24	-	26	2	45	0.044
26	-	28	2	42	0.048
28	-	30	2	60	0.033
>30			2	60	0.033
Jumlah			32		1.491
Rata - Rata					21.456

Tabel 2. 14 Hasil Uji N- SPT yang dilakukan dilapangan

Bore Hole 2					
Depth (m)			**T**	**N-SPT**	**N= T /N**
0	-	2	2	10	0.200
2	-	4	2	12	0.167
4	-	6	2	10	0.200
6	-	8	2	14	0.143
8	-	10	2	28	0.071
10	-	12	2	26	0.077
12	-	14	2	30	0.067
14	-	16	2	30	0.067
16	-	18	2	45	0.044
18	-	20	2	40	0.050
20	-	22	2	50	0.040
22	-	24	2	48	0.042
24	-	26	2	49	0.041
26	-	28	2	52	0.038
28	-	30	2	55	0.036
>30			2	60	0.033
Jumlah			32		1.311
Rata - Rata					24.311

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

Tabel 2. 15 Hasil Uji N- SPT yang dilakukan dilapangan

Bore Hole 3					
Depth (m)			T	N-SPT	N= T /N
0	-	2	2	9	0.222
2	-	4	2	8	0.250
4	-	6	2	10	0.200
6	-	8	2	14	0.143
8	-	10	2	19	0.105
10	-	12	2	20	0.100
12	-	14	2	21	0.095
14	-	16	2	22	0.091
16	-	18	2	30	0.067
18	-	20	2	40	0.050
20	-	22	2	40	0.050
22	-	24	2	37	0.054
24	-	26	2	35	0.057
26	-	28	2	46	0.043
28	-	30	2	45	0.044
>30			2	60	0.033
Jumlah			32		1.606
Rata - Rata					19.930

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

Berdasarkan hasil uji N-SPT dari ke 3 bore hole diatas, maka, didapatkan nilai bore hole 1 N = 21,456, bore hole 2 N = 24,311, bore hole 3 N = 19,930 dari hasil 3 bore hole maka, dari N = 15 Sampai 50 maka, termasuk dalam klasifikasi situs SD (tanah sedang).

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (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 6.10.1)	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) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7{,}5$ m dengan indeks plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\overline{s_u} < 50$kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Gambar 2. 31 Kelas situs tanah

2.7.2 Menentukan Koefisien Situs Ss dan S1

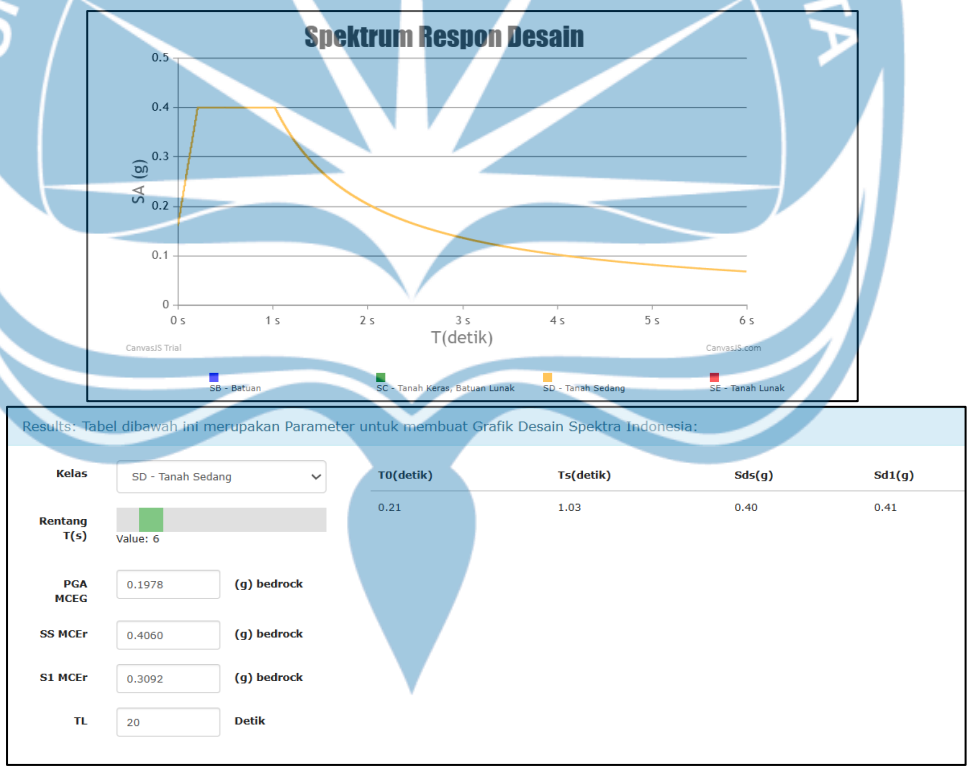
Penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah memerlukan dua faktor amplifikasi, yaitu Fa pada periode 0,2 detik dan Fv pada periode 1 detik. Kedua faktor ini ditetapkan berdasarkan kelas situs dan parameter percepatan tanah. Fa ditentukan dari kelas situs beserta parameter respons spektral percepatan gempa MCER pada periode 0,2 detik (Ss), sedangkan Fv ditentukan dari kelas situs beserta parameter respons spektral percepatan gempa MCER pada periode 1 detik (S1). Koefisien situs (Fa dan Fv) sendiri merupakan nilai faktor amplifikasi yang ditentukan berdasarkan kelas situs dan parameter percepatan tanah, sebagaimana diatur dalam SNI 1726:2019.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS[a]					

Gambar 2. 32 Koefisien Situs Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS[a]					

Gambar 2. 33 Koefisien Situs Fv



Gambar 2. 34 Grafik Respon Spektrum

Data grafik respons spektrum diambil dari lokasi Pekanbaru dengan koordinat lintang 0,4691691 dan bujur 101,3779223,792. Berdasarkan peta respons spektral, diperoleh nilai Ss (parameter respons spektral periode pendek 0,2 detik) sebesar 0,4060 g dan nilai S1 (parameter respons spektral MCER periode 1 detik) sebesar 0,3092 g. Parameter-parameter yang digunakan dalam analisis respons spektra adalah sebagai berikut:

a. Koefisien situs untuk periode pendek 0,2 detik, Fa = 1.4752
b. Koefisien situs untuk periode pendek 1 detik, Fv = 1,9908
c. Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek, SMS = Fa.SS = 1.4752 x 0,4060 g = 0,5989 g
d. Parameter respons spektral percepatan pada periode 1 detik, SM1 = Fv.S1 = 1,9908 x 0,3092 g = 0,6155 g
e. Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, SDS = 2/3 SMS = 2/3 x 0,5989 g = 0,3992 g
f. Parameter percepatan spektral desain untuk periode 1 detik, SD1 = 2/3 SM1 = 2/3 x 0,6155 g = 0,4103 g
g. Parameter periode, T0 = 0.2.SDS/SD1 = 0.2 x 0.3992 x 0,4103 = 0.2056 detik
h. Parameter periode, TS = SD1/SDS = 0,4103 / 0,3992 = 1,0278 detik

2.8 Perhitungan Beban Rencana

Beban rencana merupakan komponen utama yang perlu diperhitungkan guna memastikan keamanan, stabilitas, dan ketahanan suatu bangunan. Beban rencana ini terdiri atas dua jenis beban utama, yaitu beban gravitasi dan beban gempa.

2.8.1 Beban Gravitasi

1. Pembebanan Plat Lantai
   a. Lantai atap dan Dak atap

      Beban Mati (Dead Load/D)

      a) Plesteran = 0,53 kN/m2
      b) Water Proofing = 0,05 kN/m2

c) MEP = 0,30 kN/m2

d) Plafon = 0,18 kN/m2 +

1,06 kN/m2

Beban Hidup (Live Load/L) (SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1)

Untuk atap bukan untuk hunian = 0,96 kN/m2

Digunakan = 1 kN/m2

b. Lantai Ground – Lantai Tiga

Beban mati (Dead Load)

a) Plesteran = 0,53 kN/m2

b) Keramik = 0.24 kN/m2

c) MEP = 0,30 kN/m2

d) Plafon = 0,18 kN/m2 +

1,25 kN/m2

Beban Hidup (Live Load/L) (SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1)

Untuk lantai Gedung Rumah Sakit

Ruang operasi, Laboratorium = 2,87 kN/m2

Ruang Pasien = 1,92 kN/m2

Karena tidak ada denah arsitektur RS. Maka dalam hal ini digunakan beban sebesar = 3 kN/m2

2. Balok Tepi (Perimeter Beam)

Beban mati (Dead Load)

Berat diding pasangan hebel t.125mm, dengan plesteran 2 sisi.

Berat hebel = 0,75 kN/m2

Berat plesteran 2 sisi, tebal 1,5 cm = 0,60 kN/m2 +

1,35 kN/m2

3. Beban Partisi (SNI 1727:2020 Tabel 4.3-2)

Pada bangunan Rumah Sakit ini, lokasi partisi dapat berubah tempatnya sehingga digunakan nilai beban partisi sesuai ketentuan tidak kurang dari. Beban partisi lantai (Ground – tiga) 0,72 kN/m2

4. Beban terpusat kolom penopang rangka atap baja

Beban pada kolom

Beban hidup terpusat kolom = 103,8122 kN

Beban mati terpuat kolom = 129,6219 kN

5. Ringkasan Pembebanan

Tabel 2. 16 Pembebanan lantai

Beban Plat Lantai (kN/m2)	**Mati**	**Hidup**	**Partisi**	**Total B. Hidup**
Lt. Ground	1,25	3,00	0,72	3,72
Lt. Satu	1,25	3,00	0,72	3,72
Lt. Dua	1,25	3,00	0,72	3,72
Lt. Tiga	1,25	3,00	0,72	3,72
Lt. Atap	1,06	1,00	0	1,00
Lt. Dak Atap	1,06	1,00	0	1,00

Tabel 2. 17 Pembebanan Balok Tepi (Perimeter)

Beban Balok Tepi (kN/m')	**Mati**
Lt. Ground	7,49
Lt. Satu	5,67
Lt. Dua	5,67
Lt. Tiga	5,67
Lt. Atap	0
Lt. Dak Atap	0

Tabel 2. 18 Pembebanan Kolom Terpusat (Atap)

Beban Kolom Terpusat (kN)	**Terpusat**
Hidup (Live)	103,8122
Mati (Dead)	129,6219

2.8.2 Beban Gempa

1. Menentukan Kategori Resiko Gedung dan Faktor Keutamaan Gempa

   Berdasarkan fungsi operasional atau jenis pemanfaatannya, SNI 1726:2019 membagi kategori risiko bangunan menjadi 4 jenis. Gedung Rumah Sakit Universitas Riau tergolong bangunan umum sehingga ditetapkan masuk dalam kategori risiko bangunan IV.

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

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Gambar 2. 35 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2019

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Gambar 2. 37 Faktor Keutamaan Gempa SNI 1726:2019

C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10[k]	TI[k]	TI[k]
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI[l]	TI[l]	TI[l]
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus[m]	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan[n]	3½	3[o]	3½	10	10	10	10	10

Gambar 2. 36 Faktor R, Cd, dan $\Omega 0$ untuk sistem pemikul gaya seismik SNI 1726:2019

Sistem pemikul gaya seismik Gedung Rumah Sakit Universitas Riau termasuk kedalam dinding beton bertulang khusus maka, analisis faktor keutamaan gempa Gedung Rumah Sakit Universitas Riau berdasarkan (SNI 1726:2019) adalah sebagai berikut:

- Faktor keutamaan gempa (Ie) = 1.5
- Koefisien modifikasi respon (R) = 8
- Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 3
- Faktor pembesaran defleksi (Cd) = 5.5

2. Menentukan Periode fundamental alami struktrur (T)

   Periode fundamental alami dari suatu struktur akan menentukan nilai koefisien respons seismik (Cs), yang akan menentukan nilai gaya geser dasar seismik.

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Gambar 2. 39 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung SNI 1726:2019

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. 38 Nilai parameter periode pendekatan Ct dan x SNI 1726:2019

Data:

SD1 : 0,4103 g

Cu : 1,4 (Tabel 17, SNI 1726:2019)

hn : 22,35 m (tinggi bangunan)

Ct : 0,0488 (Tabel 18, SNI 1726:2019)

x : 0,75 (Tabel 18, SNI 1726:2019)

Ta minimum : Ta = Ct hn x = 0,0488 x $22{,}35^{0{,}75}$ = 0.5016 detik

Ta maksimum : Ta = Cu Ta = 1,4 x 0,5016 = 0.702 detik

3. Menentukan Gaya Geser Dasar Seismik

Koefisien respon seismik

Cs = SDS / (R/Ie) = 0,3993 / (8/1,5) = 0,0749

Batas Atas

Cs max = SD1 [T x (R/Ie)]

Cs max X = 0,4104 / [0,702 x (8/1,5)] = 0,1096

Cs max Y = 0,4104 / [0,702 x (8/1,5)] = 0,1096

Batas bawah

Cs,min 1 = 0,044 SDS Ie >= 0,0264

Batas bawah (digunakan jika S1 > = 0,6g)

Cs,min 2 = 0,5 S1 / (R/Ie) = 0,5 x 0,3092 / (8/1,5) = 0,0290

Koefisien respon seismik pakai

Cs,pakai X = 0,0749

Cs,pakai Y = 0,0749

Berat seismik efektif

W = 28624,19125 kN

Gaya geser statik (manual)

V = Cs x W

VX = 0,0749 x 28624,19125 = 2131,69 kN

VY = 0,0749 x 28624,19125 = 2131,69 kN

Gaya geser statik (ETABS)

VX = 2131,68 kN

VY = 2131,68 kN

4. Penskalaan Gaya

Faktor skala awal

SF = g / (R/I) = 9,81 / (8/1,5) = 1,839 m/s^2 = 1838,75 mm/s^2

Gaya geser respon spektra unscaled

Vi,X = 1839,681 kN (Input dari ETABS)

Vi,Y = 1671,200 kN (Input dari ETABS)

Penskalaan gaya gempa

Fx = Vx / Vi,x = 2131,68 / 1839,681 = 1,159

Fy = Vy / Vi,y = 2131,68 / 1671,200 = 1,276

Faktor skala baru

SFX = SF x fx = 1838,75 x 1,159 = 2131,686 mm/s^2

SFY = SF x fy = 1838,75 x 1,276 = 2131,686 mm/s^2

2.9 Pemeriksaan Ketidakberaturan Struktur

2.9.1 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

Ketidakberaturan horizontal pada struktur terbagi menjadi 5 tipe, meliputi ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b, ketidakberaturan sudut dalam, ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang, serta ketidakberaturan sistem nonparalel. Perhitungan dan analisis ketidakberaturan horizontal pada struktur Gedung Rumah Sakit Universitas Riau dapat diuraikan sebagai berikut:

	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.	0 0 0 0 Tabel 16 0	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.	0 0 0 0 0 0 Tabel 16 0	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.	0 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.	0 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.	0 0 0 Tabel 16 0	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.	0 0 Tabel 16 0	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Gambar 2. 40 Ketidakberaturan Horizontal SNI-1726-2019

1. Cek Ketidakberaturan horizontal 1a dan 1b

   Pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b dilakukan pada arah x dan y, dengan data diperoleh dari hasil analisis story max over average drifts pada ETABS. Hasil analisis tersebut disajikan pada tabel berikut:

Tabel 2. 19 Ketidakberaturan Horizontal Arah X

Lantai	Arah X			
	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
Lantai 3	27.429	26.995	1.016	OK
Lantai 2	35.337	34.678	1.019	OK
Lantai 1	45.8	44.84	1.021	OK
L. Ground	2.291	2.241	1.022	OK

Tabel 2. 20 Ketidakberaturan Horizontal Arah Y

Lantai	Arah Y			
	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
Lantai 3	21.922	20.182	1.086	OK
Lantai 2	27.963	26.208	1.067	OK
Lantai 1	38.324	37.584	1.02	OK
L. Ground	1.983	1.921	1.032	OK



(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

Gambar 2. 41 Ketidakberaturan 1a dan 1b

Sebagai contoh perhitungan, diambil data pada lantai ground dengan nilai Δmax/Δavg sebesar 1,022, dengan ketentuan bahwa nilai tersebut harus kurang dari 1,2. Pada arah x, tidak ditemukan adanya ketidakberaturan horizontal tipe 1a maupun 1b. Demikian pula pada arah y, tidak terjadi ketidakberaturan horizontal tipe 1a karena nilai Δmax/Δavg masih di bawah 1,2, sehingga dinyatakan aman.

2. Cek ketidakberaturan sudut dalam

   Jika Px > 0,15Lx atau Py > 0,15Ly maka terjadi ketidakberaturan sudut pada gedung ini Px = Lx dan Py = Ly

   Pengecekkan arah X Px/Lx = 0.0556

   Pengecekkan arah Y Py/Ly = 0.4000

   Maka terjadi Ketidakberaturan sudut dalam (tipe 2)

Tabel 2. 21 Tabel ketidakberaturan sudut dalam

Lx	54	m
Px	3	m
Ly	15	m
Py	6	m
Px/Lx	0.0556	
Py/Ly	0.4000	
Cek	H.2	

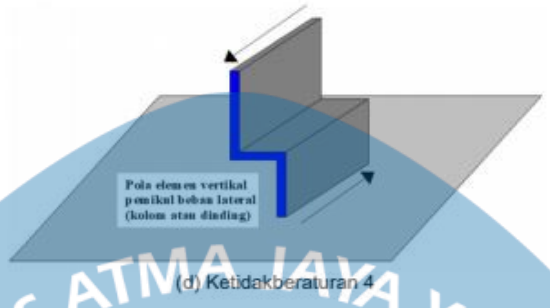
3. Cek ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

   Jika luas bukaan > 50 % luas total denah, maka terjadi ketidakberaturan diafragma.

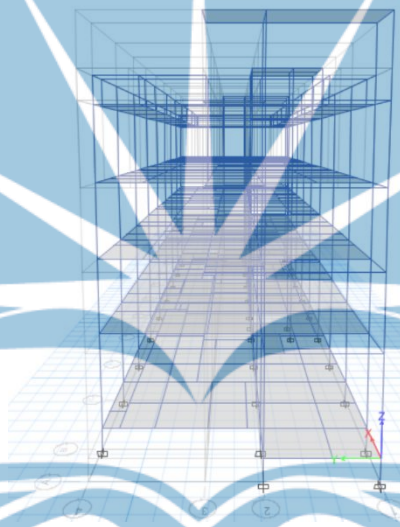
Tabel 2. 22 ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Syarat 1		
A_{total}	735	m^2
A_{bukaan}	69	m^2
Cek	OK	

4. Cek ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang



Gambar 2. 42 Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang

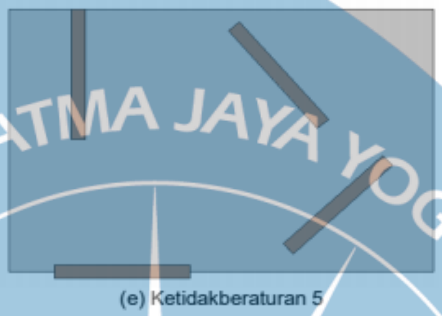


Gambar 2. 43 3D Struktur Gedung ketidakberaturan horizontall

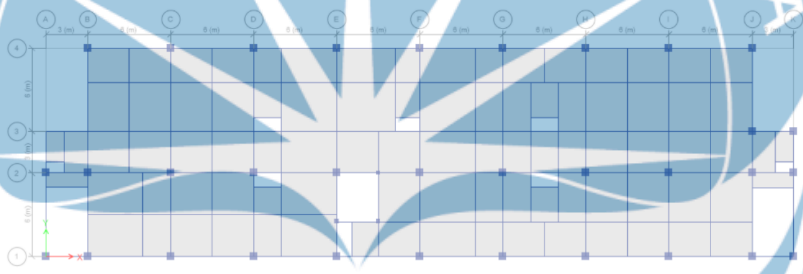
Maka, tidak terjadi ketidakberaturan tipe 4 dikarenakan kolom menerus dari lantai dasar hingga lantai atas serta tidak memiliki struktur akibat pergeseran terhadap bidang tegak lurus.

5. Cek ketidakberaturan sistem non-paralel

   Semua kolom searah sumbu x dan y, serta tidak ada struktur dinding tambahan penahan beban lateral. Maka, tidak terjadi ketidakberaturan tipe 5



Gambar 2. 45 Ketidakberaturan 5



Gambar 2. 44 Tampak atas struktur bangunan

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

2.9.2 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur

Ketidakberaturan vertikal pada struktur terbagi menjadi 5 tipe, meliputi ketidakberaturan kekakuan tingkat tipe 1a dan 1b, ketidakberaturan berat (massa), ketidakberaturan geometri vertikal, serta ketidakberaturan lateral tingkat tipe 5a dan 5b. Kelima tipe tersebut akan dijelaskan pada tabel berikut.

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. 46 Ketidakberaturan Vertikal SNI-1726-2019

1. Cek ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

   Analisis pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak tipe 1a dan 1b diperoleh dari data story stiffness pada ETABS, dengan pengecekan dilakukan pada arah x dan y. Hasil analisis tersebut disajikan pada tabel berikut:

Tabel 2. 23 Ketidakberaturan Vertikal arah X

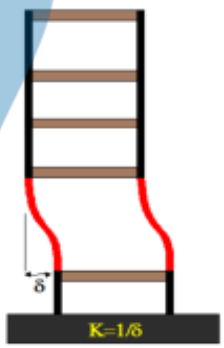
Lantai	Shear X	Drift X	Stiff X
	kN	mm	kN/m
Lantai 3	2216.2474	26.965	82189.351
Lantai 2	2930.3427	34.634	84609.255
Lantai 1	3349.801	44.777	74810.891
L. Ground	3416.7766	2.237	1527128.846

Tabel 2. 24 Ketidakberaturan Vertikal arah Y

Lantai	Shear Y	Drift Y	Stiff Y
	kN	mm	kN/m
Lantai 3	2216.2474	20.525	107979.025
Lantai 2	2930.3414	26.691	109789.541
Lantai 1	3349.799	38.18	87736.988
L. Ground	3416.7746	1.954	1748358.838

Tabel 2. 25 Ketidakberaturan vertikal kekakuan arah X dan Y

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan kN/m	Cek	Kekakuan kN/m	Cek
Lantai 3	82189.351		107979.025	
Lantai 2	84609.255	OK	109789.541	OK
Lantai 1	74810.891	OK	87736.988	OK
L. Ground	1527128.85	OK	1748358.84	OK



(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

Gambar 2. 47 Ketidakberaturan vertikal 1a dan 1b

Sebagai contoh perhitungan, diambil data pada lantai 2 dengan nilai kekakuan pada arah x dan y masing-masing sebesar 84609,255 kN/m dan 109789,541 kN/m. Berdasarkan ketentuan, tipe 1a terjadi apabila Kx < 0,7 K(x+1), sedangkan tipe 1b terjadi apabila Kx < 0,6 K(x+1). Hasil perhitungan menunjukkan bahwa pada arah x dan y tidak terjadi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak tipe 1a maupun 1b.

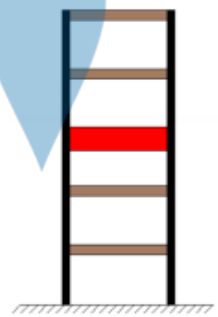
2. Cek ketidakberaturan berat (massa)

   Pengecekan ketidakberaturan berat (massa) diperoleh dari data mass summary by story pada ETABS. Hasil analisis tersebut disajikan pada tabel berikut:

Tabel 2. 26 Ketidakberaturan berat (massa)

Lantai	Massa kg	Cek
Lantai 3	943551.94	OK
Lantai 2	951238.83	OK
Lantai 1	955469.67	OK
L. Ground	1009143.57	OK

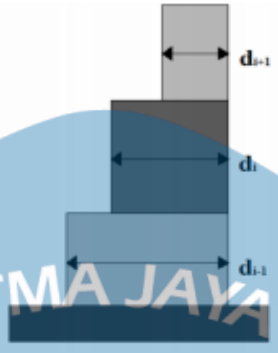
Sebagai contoh perhitungan, diambil data pada lantai 1 dengan nilai massa sebesar 955469,67. Berdasarkan ketentuan, ketidakberaturan berat (massa) terjadi apabila Mx > 1,5 M(x+1) atau Mx > 1,5 M(x-1). Hasil perhitungan menunjukkan bahwa tidak terjadi ketidakberaturan berat (massa) pada lantai tersebut.



(b) Ketidakberaturan 2

Gambar 2. 48 Ketidakberaturan vertikal 2

3. Cek ketidakberaturan geometri vertical

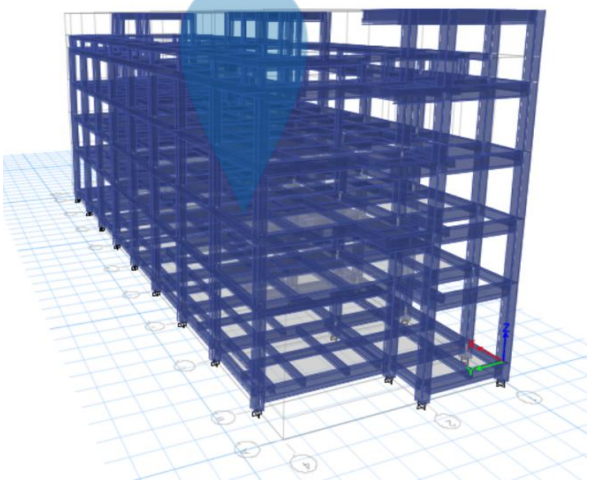


Gambar 2. 49 Ketidakberaturan vertikal 3

Tabel 2. 27 Ketidakberaturan Geometri vertikal

Lantai	L (mm)	Cek
Lantai 3	550	OK
Lantai 2	550	OK
Lantai 1	550	OK
L.Ground	550	OK

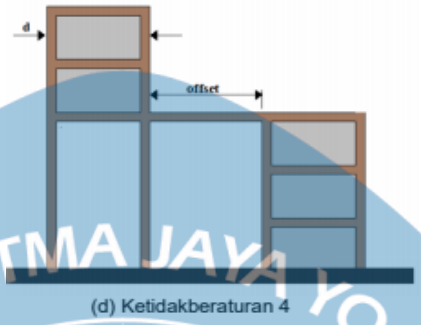
Gedung Rumah Sakit Universitas Riau tidak memiliki dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di Seberang tingkat yang lebih dari 130 %, maka tidak terjadi ketidakberaturan geometri vertikal.



Gambar 2. 50 3D Struktur gedung ketidakberaturan vertikal

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

4. Cek ketidakberaturan akibat dikontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul lateral



Gambar 2. 51 Ketidakberaturan vertikal 4

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

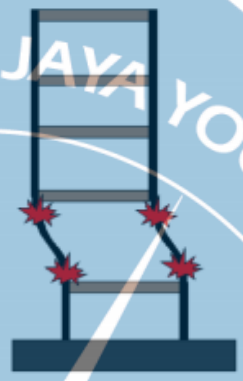
5. Cek ketidakberaturan kuat lateral tingkat (5a) dan (5b)

Analisis pengecekan ketidakberaturan kuat lateral tingkat diperoleh dari data story forces pada ETABS, dengan pengecekan dilakukan pada arah x dan y. Hasil analisis tersebut disajikan pada tabel berikut:

Tabel 2. 28 Ketidakberaturan kuat lateral tingkat 5a dan 5b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan kN	Cek	Kekuatan kN	Cek
Lantai 3	957.6851	OK	71.5237	OK
Lantai 2	1281.632	OK	95.2662	OK
Lantai 1	1509.158	OK	110.0222	OK
L. Ground	1613.801	OK	110.8794	OK

Dari salah satu lantai yang akan dihitung lantai ground dengan nilai yang didapatkan adalah 1613.801 kN, dengan ketentuan pada tipe 5a adalah Vx < 0,8 V (x+1) dan 5b Vx < 0,65 V (x+1). Maka, tidak terjadi ketidakberaturan pada tipe 5a dan 5b.



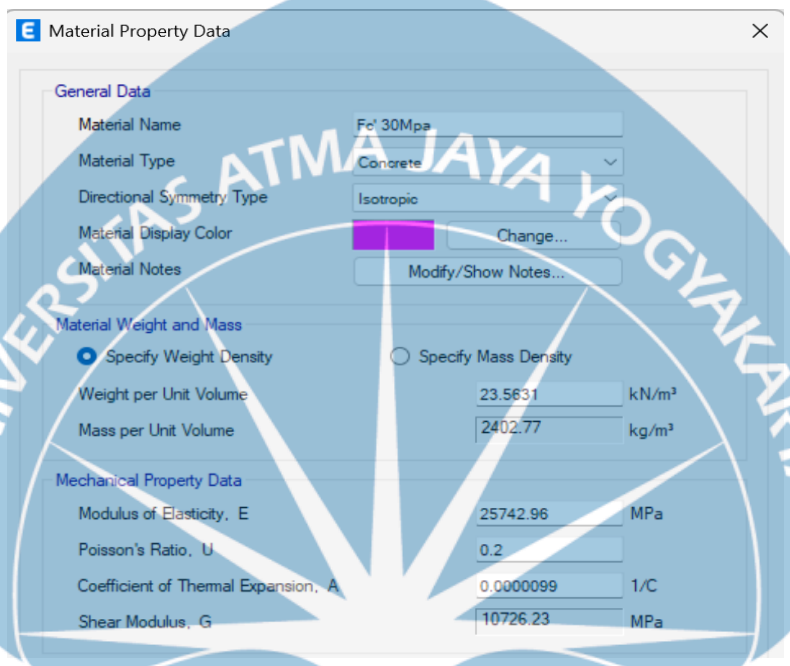
Gambar 2. 52 Ketidakberaturan 5a dan 5b

2.10 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur adalah untuk menentukan gaya-gaya dalam dan mendapatkan respons struktur akibat beban yang dimasukkan. Hasil pemodelan menjadi dasar dalam penentuan dimensi dan kapasitas elemen struktur. Dalam prosesnya, diterapkan sejumlah idealisasi, misalnya pelat lantai dimodelkan sebagai elemen *shell*, sedangkan balok dan kolom dimodelkan sebagai elemen *frame*. Pendekatan ini bertujuan menyederhanakan sistem tanpa mengurangi akurasi perilaku struktur. Selain itu, pemodelan yang tepat memastikan proses desain dapat dilakukan secara efisien dan sesuai dengan ketentuan standar perencanaan yang berlaku.

2.10.1 Material yang digunakan

Berikut merupakan hasil screen capture pada bagian material property data yang digunakan dalam aplikasi ETABS 21 :



Gambar 2. 53 *Material properti* ETABS

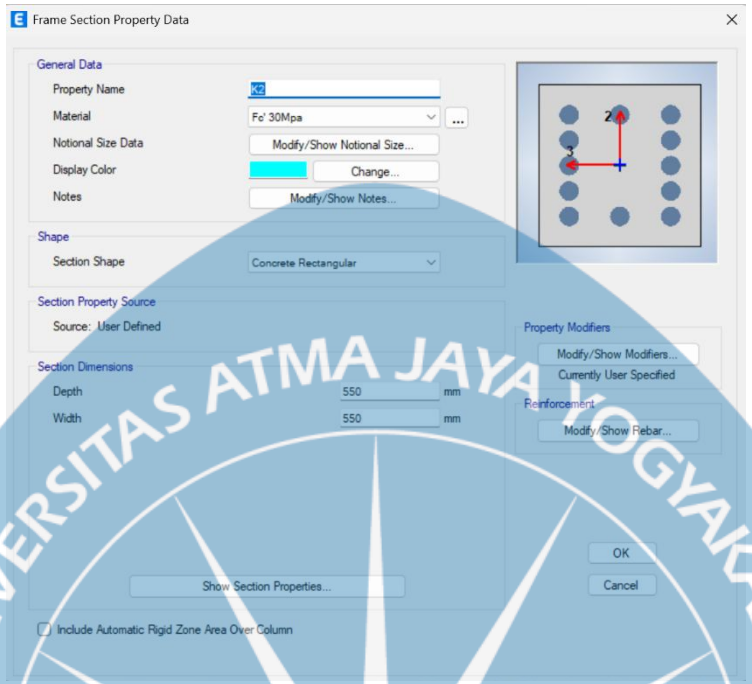
UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

2.10.2 Dimensi Balok dan Kolom

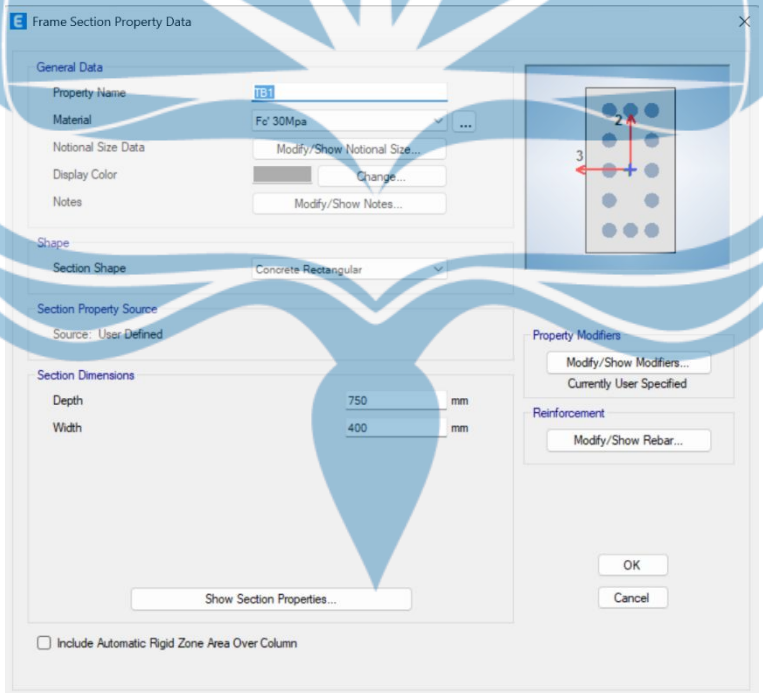
Dimensi kolom dan balok yang digunakan dalam aplikasi ETABS 21 pada Gedung Rumah Sakit Pendidikan Universitas Riau terdapat K2 dimensi 550 x 550, Kolom Praktis dimensi 300 x 300. Selanjutnya pada balok adalah, B1 dan B3 dimensi 800 x 400, B2 dan B4 dimensi 600 x 300, BA dimensi 500 x 250, BR dimensi 400 x 250, TB1 750 x 400, TB2 600 x 300, TB3 500 x 250. Kolom dan balok diambil salah satu contoh untuk menunjukkan property data, diuraikan sebagai berikut :



Gambar 2. 54 *Frame section property* Balok ETABS



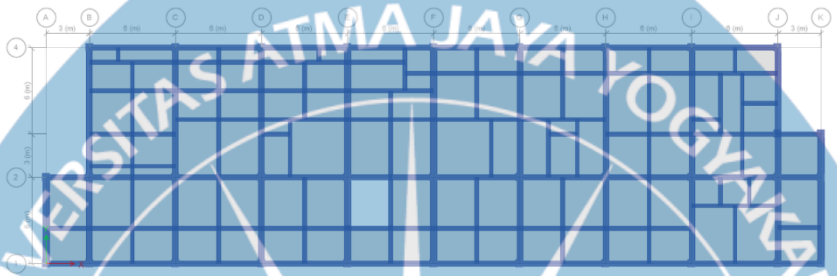
Gambar 2. 55 *Frame section property* kolom ETABS



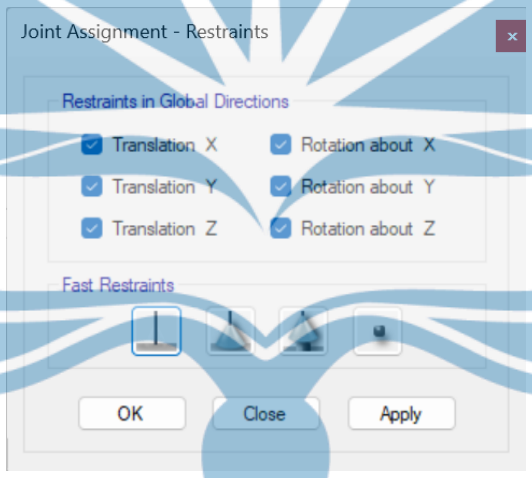
Gambar 2. 57 *Frame Section Property* balok ETABS

2.10.3 Model 3 Dimensi

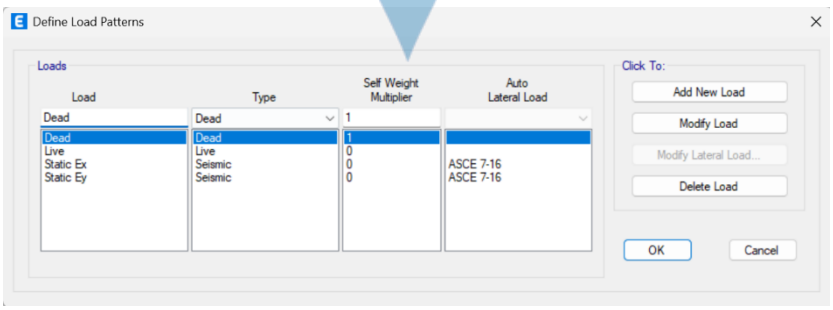
Setelah data material dan section properties lengkap, langkah selanjutnya adalah membuat model 3D. Model ini dibuat dengan mengakomodasi seluruh ukuran balok dan kolom yang akan dipasang. Adapun langkah-langkah pembuatan model 3D tersebut diuraikan sebagai berikut:



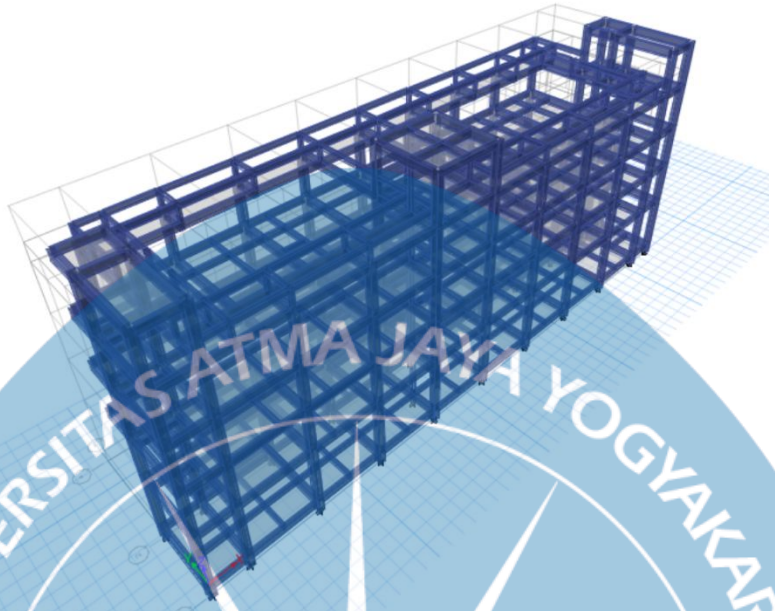
Gambar 2. 59 Tampak atas struktur ETABS



Gambar 2. 60 *Joint assignment* ETABS



Gambar 2. 58 *Define load patterns* ETABS



Gambar 2. 61 3D Struktur bangunan Gedung ETABS

2.10.4 Kombinasi Pembebanan

Tabel 2. 29 Kombinasi Pembebanan

No.	Pembebanan Kombinasi
1	1.4 D
2	1.2D + 1,6 L
3	1.2 D +1.0 Lx + 1.0 Ex +0.3 Ey
4	1.2 D +1.0 L - 1.0 Ex +0.3 Ey
5	1.2 D +1.0 L + 1.0 Ex - 0.3 Ey
6	1.2 D +1.0 L - 1.0 Ex - 0.3 Ey
7	1.2 D +1.0 L + 0.3 Ex + 1.0 Ey
8	1.2 D +1.0 L + 0.3 Ex - 1.0 Ey
9	1.2 D +1.0 L - 0.3 Ex + 1.0 Ey
10	1.2 D +1.0 L - 0.3 Ex - 1.0 Ey
11	0.9 D + 1.0 Ex + 0.3 Ey
12	0.9 D + 1.0 Ex - 0.3 Ey
13	0.9 D - 1.0 Ex + 0.3 Ey
14	0.9 D - 1.0 Ex - 0.3 Ey
15	0.9 D + 0.3 Ex + 1.0 Ey
16	0.9 D - 0.3 Ex + 1.0 Ey
17	0.9 D + 0.3 Ex - 1.0 Ey
18	0.9 D - 0.3 Ex - 1.0 Ey

2.11 Simpangan Antar Lantai

1. Kinerja Batas Layan (Δs)

   Kontrol Simpangan antar lantai terhadap batas layan lantai. Kinerja batas layan antar tingkat Δs tidak boleh lebih besar dari:

   $\Delta s = \frac{0.03\ x\ hi}{r}$

   Dimana hi antar tingkat yang ditinjau:

   $\Delta s = \frac{0.03\ x\ 4200}{5.5}$

   Δs = 22,909 mm

Tabel 2. 30 Kinerja Batas Layanan

Story	hi (m)	Δs (mm)		Δs antar tingkat		Δs max	Ket
		x	y	x	y	(mm)	
Story 4	4.2	54.4	48.911	7.234	7.038	22.91	OK
Story 3	4.2	47.2	41.873	11.276	9.384	22.91	OK
Story 2	4.2	35.9	32.489	14.992	12.95	22.91	OK
Story 1	5.5	20.9	19.539	20.921	19.539	30.00	OK

2. Kinerja Batas Ultimit (Δm)

   Kontrol Simpangan antar lantai terhadap batas ultimit lantai. Kinerja batas ultimit antar tingkat Δm tidak boleh lebih besar dari:

   $\delta x = \frac{Cd * \delta xe}{le}$

   $\delta x = \frac{5.5 * \delta xe}{1.5}$

   dengan Δ izin = 0,02 x hi x 1000 (mm)

Tabel 2. 31 Kinerja Batas Ultimit

Story	hsx (m)	δxe (mm)		δx (mm)		Δ (mm)		Δ izin (mm)	Keterangan
		x	y	x	y	x	y		
Story 4	4.2	54.42	48.91	199.55	179.34	26.52	25.81	84	OK
Story 3	4.2	47.19	41.87	173.03	153.53	41.35	34.41	84	OK
Story 2	4.2	35.91	32.49	131.68	119.13	54.97	47.48	84	OK
Story 1	5.5	20.92	19.54	76.71	71.64	76.71	71.64	110	OK

2.12 Gaya Dalam Struktur

Gaya dalam didapatkan dari permodelan struktur yang telah dirancang menggunakan aplikasi ETABS, gaya dalam yang didapatkan digunakan untuk proses perencanaan diuraikan dalam tabel di bawah ini:

2.12.1 Gaya dalam pada balok Induk

Tabel 2. 32 Gaya Dalam Balok Induk

Gaya	400 x 800	300 x 600	Satuan
$M_{u,tumpuan}$ (-)	-663.783	-227.149	kN-m
$M_{u,tumpuan}$ (+)	377.162	204.9354	kN-m
$M_{u,lapangan}$ (-)	-359.401	-211.955	kN-m
$M_{u,lapangan}$ (+)	357.858	207.1497	kN-m
$V_{u,tumpuan}$	371.781	165.1205	kN
$V_{u,lapangan}$	300.564	184.6665	kN
T_u	142.177	52.5146	kN m

2.12.2 Gaya dalam pada balok anak

Tabel 2. 33 Gaya Dalam Balok Anak

Gaya	BA	BA1	BR	Satuan
$M_{u,tumpuan}$ (-)	-89.144	-19.6552	-86.2176	kN-m
$M_{u,tumpuan}$ (+)	90.3647	16.6025	88.1636	kN-m
$M_{u,lapangan}$ (-)	-86.1179	-10.7414	-80.9658	kN-m
$M_{u,lapangan}$ (+)	80.8304	8.4415	72.9825	kN-m
$V_{u,tumpuan}$	73.7118	12.8657	71.8868	kN
$V_{u,lapangan}$	71.2085	11.427	67.0799	kN
T_u	17.2247	2.3649	15.2061	kN m

2.12.3 Gaya dalam pada kolom

Tabel 2. 34 Gaya Dalam Kolom 550 x 550

Aksial - Lentur			
Kondisi	**P (kN)**	**M2 (kN-m)**	**M3 (kN-m)**
P max	735.443	-149.861	-83.892
P min	-3337.358	-43.069	-4.489
M2 Max	-498.596	709.253	-5.518
M2 Min	-498.717	-694.029	-3.765
M3 Max	-715.822	-127.137	428.403
M3 Min	-1675.228	13.888	-454.469
Geser			
Tumpuan		**Lapangan**	
V2 (kN)	269.688	V2 (kN)	-258.722
V3 (kN)	469.306	V3 (kN)	-520.122
Gaya Tekan Terkecil			
Nu (kN)		-0.01	

2.13 Perencanaan Balok Induk SRPMK

Balok merupakan komponen struktur rangka pemikul momen yang berfungsi menyalurkan beban dari pelat ke kolom. Sebagai contoh perhitungan, diambil salah satu balok induk, yaitu balok induk I dengan dimensi 400 x 800 mm, untuk dianalisis berdasarkan parameter desain serta gaya dalam yang bekerja.

2.13.1 Profil Material dan Penampang

Berikut merupakan properti material dan penampang dari Balok Induk I dimensi 400 x 800 mm :

1. Panjang Balok, L = 9000 mm
2. Lebar Balok, b = 400 mm
3. Tinggi Balok, h = 800 mm
4. Panjang Tumpuan = 2 x h = 1600 mm
5. Diameter Tulangan Longitudinal, db = 22 mm
6. Diameter Tulangan Pinggang, dbt = 10 mm
7. Diameter Tulangan Sengkang, ds = 13 mm
8. Selimut Bersih, cc = 40 mm
9. Tinggi Efektif Balok, d = h - cc - ds - db/2 = 736 mm
10. Kuat Tekan Beton, fc' = 30 Mpa
11. Kuat Leleh Tul. Longitudinal, fy = 420 Mpa
12. Kuat Leleh Tul. Transversal, fyv = 240 Mpa
13. β1 = 0.65 <= 0.85 - 0.05 x (fc' - 28) / 7 <= 0.85 = 0,8357
14. Panjang Kolom, c1 = 550 mm
15. Lebar Kolom, c2 = 550 mm
16. Ln = L - c1 = 8450 mm
17. λ = 1 (Asumsi tidak menggunakan beton ringan)

2.13.2 Gaya dalam Balok Induk

1. Mu, tumpuan (-) = -663.7831 kN-m

2. Mu, tumpuan (+) = 377.1615 kN-m
3. Mu, lapangan (-) = -359.4008 kN-m
4. Mu, lapangan (+) = 357.8581 kN-m
5. Vu, Tumpuan = 371.781 kN
6. Vu, Lapangan = 300.5641 kN
7. Tu = 142,1771 kN-m

2.13.3 Desain Lentur Balok Induk

1. Tumpuan Negatif
   a. Jumlah Tulangan, n = 8
   b. Db = 22 mm
   c. Jarak Bersih Antar Tulangan = (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)
      = 16,857 mm
   d. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih > = db dan 25 mm? TIDAK
   e. Jumlah Lapis = 2
   f. As Pasang = nxπ/4xdb2
      = 3041,062 mm2
   g. As min,1 = (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d
      = 1033,651 mm2
   h. As min,2 = 1.4 / (4 x fy) x b x d
      = 1056,821 mm2
   i. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!
   j. ρ = As / (b x d)
      = 1,03%
   k. ρ max,1 = 0.75 ρb = 0.75 x 0.85 xβ1 x fc' / fy x (600/(600 + fy))
      = 2,48%
   l. ρ max,2 = 2.5%
   m. Cek As max = ρ <= ρ max ? OK!

n. a = As x fy / (0.85 x fc' x b)
= 116,276 mm

o. Mn = As x fy x (d - a/2)
= 803,954 kN-m

p. c = a / β1
= 139,134 mm

q. Es = (d - c) / c x 0.003
= 0,013

r. Φ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9
= 0,900

s. ϕMn = ϕ x Mn
= 723,559 kN-m

t. Mu,tumpuan (-) = 663, 783 kN-m

u. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu ? OK!

v. As Perlu = Mu / [fy x (d - a/2)]
= 2510,847 mm2

2. Tumpuan Positif

a. Jumlah Tulangan, n = 6

b. Db = 22 mm

c. Jarak Bersih Antar Tulangan = (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)
= 32,400 mm

d. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih > = db dan 25 mm? IYA!

e. Jumlah Lapis = 1

f. As Pasang = nxπ/4xdb2
= 2280,796 mm2

g. As min,1 = (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d
= 1033,651 mm2

h. As min,2 = 1.4 / (4 x fy) x b x d
= 1056,821 mm2

i. As min,4 = 0.5 x As Tumpuan Negatif
= 1520,531 mm2

j. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!

k. ρ = As / (b x d)
= 0,77%

l. ρ max,1 = 0.75 ρb = 0.75 x 0.85 xβ1 x fc' / fy x (600/(600 + fy))
= 2,48%

m. ρ max,2 = 2.5%

n. Cek As max = ρ <= ρ max ? OK!

o. a = As x fy / (0.85 x fc' x b)
= 87,207 mm

p. Mn = As x fy x (d - a/2)
= 615,894 kN-m

q. c = a / β1
= 104,350 mm

r. Es = (d - c) / c x 0.003
= 0,018

s. Φ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9
= 0,900

t. ϕMn = ϕ x Mn
= 554,305 kN-m

u. Mu,tumpuan (-) = 377,162 kN-m

v. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu ? OK!

w. As Perlu = Mu / [fy x (d - a/2)]
= 1396,715 mm2

3. Lapangan Negatif

a. Jumlah Tulangan, n = 6

b. Db = 22 mm

c. Jarak Bersih Antar Tulangan = (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)

		= 32,400 mm
d.	Cek Jarak Bersih	= Jarak Bersih > = db dan 25 mm? IYA!
e.	Jumlah Lapis	= 1
f.	As Pasang	= nxπ/4xdb2 = 2280,796 mm2
g.	As min,1	= (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d = 1033,651 mm2
h.	As min,2	= 1.4 / (4 x fy) x b x d = 1056,821 mm2
i.	As min,4	= 0.5 x As Tumpuan Negatif = 760,265 mm2
j.	Cek As min	= As Pasang >= As min ? OK!
k.	ρ	= As / (b x d) = 0,77%
l.	ρ max,1	= 0.75 ρb = 0.75 x 0.85 xβ1 x fc' / fy x (600/(600 + fy)) = 2,48%
m.	ρ max,2	= 2.5%
n.	Cek As max	= ρ <= ρ max ? OK!
o.	a	= As x fy / (0.85 x fc' x b) = 87,207 mm
p.	Mn	= As x fy x (d - a/2) = 615,894 kN-m
q.	c	= a / β1 = 104,350 mm
r.	Es	= (d - c) / c x 0.003 = 0,018
s.	Φ	= 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9 = 0,900

t. ϕMn = ϕ x Mn
= 554,305 kN-m

u. Mu,tumpuan (-) = 359,401 kN-m

v. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu ? OK!

w. Perlu = Mu / [fy x (d - a/2)]
= 1330,943 mm2

4. Lapangan Positif

a. Jumlah Tulangan, n = 4

b. Db = 22 mm

c. Jarak Bersih Antar Tulangan = (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)
= 68,667 mm

d. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih > = db dan 25 mm? IYA!

e. Jumlah Lapis = 1

f. As Pasang = nxπ/4xdb2
= 1520,321 mm2

g. As min,1 = (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d
= 1033,651 mm2

h. As min,2 = 1.4 / (4 x fy) x b x d
= 1056,821 mm2

i. As min,4 = 0.5 x As Tumpuan Negatif
= 760,265 mm2

j. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!

k. ρ = As / (b x d)
= 0,52%

l. ρ max,1 = 0.75 ρb = 0.75 x 0.85 xβ1 x fc' / fy x (600/(600 + fy))
= 2,48%

m. ρ max,2 = 2.5%

n. Cek As max = ρ <= ρ max ? OK!

o. a = As x fy / (0.85 x fc' x b)
= 58,138 mm

p. Mn = As x fy x (d - a/2)
= 419,215 kN-m

q. c = a / β1
= 69,567 mm

r. Es = (d - c) / c x 0.003
= 0,029

s. Φ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9
= 0,900

t. ϕMn = ϕ x Mn
= 377,294 kN-m

u. Mu,tumpuan (-) = 357,858 kN-m

v. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu ? OK!

w. Perlu = Mu / [fy x (d - a/2)]
= 1297,984 mm2

2.13.4 Desain Geser Balok Induk

1. Gaya Desain

a. Vg,tumpuan = Input [Kombinasi 1.2 D + L]
= 324.7725 kN

b. apr+ = 1.25 a (tumpuan positif)
= 109.009 mm

c. apr- = 1.25 a (tumpuan negatif)
= 145.345 mm

d. Mpr+ = As+ x (1.25 fy) x (d - apr+/2)
= 757746988 N-mm

e. Mpr- = As- x (1.25 fy) x (d - apr-/2)
= 983394779 N-mm

f. Vsway atau Vpr = (Mpr+ + Mpr-) / Ln
= 206052 N

g. Ve = Vg + Vpr
= 530825 N

2. Penulangan geser tumpuan

a. Jumlah Kaki = 4
b. Av = 530.929 mm2
c. Spasi = 150
d. Spasi Max 1 = d / 4 = 184mm
e. Spasi Max 2 = 6 db = 132 mm
f. Spasi Max 3 = 150 mm
g. Cek Spasi = OK!
h. Vs = Av x fyv x d / s = 937833 N
i. Batas Vs = 0.66 x (fc')0.5 x b x d
= 1064247 N
j. Φ = 0,75
k. Vn = Vc + Vs = 1211957 N
l. Vu = 530825 N
m. ϕVn / Vu = 1,712
n. Cek Kapasitas = OK!

3. Penulangan geser lapangan

a. Jumlah Kaki = 2
b. Av = 265,465 mm2
c. Spasi = 100
d. Spasi Max 1 = d / 4 = 368 mm
e. Cek Spasi = OK!
f. Vs = Av x fyv x d / s = 468917 N
g. Batas Vs = 0.66 x (fc')0.5 x b x d
= 1064247 N
h. Vc = 0.17 x (fc')0.5 x b x d
= 274124 N

i. Φ = 0,75

j. Vn = Vc + Vs = 743041 N

k. Vu = 300564,1 N

l. ϕVn / Vu = 1,854

m. Cek Kapasitas = OK!

2.13.5 Desain Torsi Balok Induk

1. Parameter Geometri Penampang Untuk Perhitungan Torsi
   a. Acp = b x h = 320000 mm2
   b. Pcp = 2 x (b + h) = 2400 mm
   c. Xo = b - 2cc – ds = 307 mm
   d. Yo = h - 2cc – ds = 707 mm
   e. Aoh = xo x yo = 217049 mm2
   f. Ao = 0.85 Aoh = 184492 mm2
   g. Ph = 2 x (xo + yo) = 2028 mm
2. Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi
   a. Tcr = 0.33 x (fc')0.5 x Acp2 / Pcp
      = 77119336 N-mm
   b. Φ = 0,75
   c. ϕ Tcr / 4 = 14459876 N-mm
   d. Perlu Tulangan Torsi? = Tu > ϕ Tcr / 4 ? IYA!
3. Pengecekan Kecukupan Dimensi Penampang
   a. Jenis Torsi = Kompatibilitas
   b. Tu Pakai = ϕ Tcr atau Tu
      = 57839502 N-mm
   c. Vu = 530825 N
   d. Vc = 0.17 x (fc')0.5 x b x d
      = 274124 N
   e. Tegangan Utimate Geser+Torsi = { [Vu / bxd]2 + [Tu Ph / (1.7 Aoh2)]2 }0.5
      = 2,323 MPa

f. Kapasitas Tegangan Beton =ϕ x { [Vc / (b x d)] + 0.66 x (fc')0.5 }
= 3,410 MPa

g. Cek Dimensi Penampang = Ruas Kiri<=Ruas Kanan? OK!

4. Penulangan Transversal Torsi

a. s max 1 = Ph / 8 = 254 mm

b. s max 2 = 300 mm

c. Cek Spasi Tumpuan = s Tumpuan >= s max ? OK!

d. Cek Spasi Lapangan = s Lapangan >= s max ? OK!

e. Av+t / s Tumpuan Pasang = n xπ/4 xds2 / s = 5,309 mm2

f. Av+t / s Tumpuan Pasang = n xπ/4 xds2 / s = 2,655 mm2

g. At / s = Tu / (2 x φ x Ao x fyv)
= 0,871 mm2

h. Av / s Tumpuan Perlu = (Vu Tumpuan / φ - Vc) / (fyv x d)
= 2,455 mm2

i. Av / s Lapangan Perlu = (Vu Lapangan / φ - Vc) / (fyv x d)
= 0,717 mm2

j. Av+t / s Tumpuan Perlu = 2 x At / s + Av / s = 4,197

k. Av+t / s Lapangan Perlu = 2 x At / s + Av / s = 2,459

l. Av+t / s min 1 = 0.062 x (fc')0.5 x b / fyv
= 0,566

m. Av+t / s min 2 = 0.35 x b / fyv = 0,853

n. Cek Geser + Torsi Tumpuan = Av+t / s Pasang >= Av+t / s Perlu dan min ? OK!

o. Cek Geser + Torsi Lapangan = Av+t / s Pasang >= Av+t / s Perlu dan min ? OK!

5. Penulangan Longitudinal Torsi

a. db atau dbt = 10 mm

b. db, min = 0.042 s = 4,2 mm

c. Cek db = db >= db min ? OK!

d. Al = At / s x Ph = 1766,092 mm2

e. Al min = 0.42 x (fc')0.5 x Acp / fy - (At/s) x Ph
= 121,444 mm2

f. As + Al Perlu Tumpuan = 5673.654 mm2

g. As + Al Perlu Lapangan = 4395.019 mm2

h. n Tumpuan Tengah = 6

i. n Tumpuan Vertikal = 2 + n Tengah / 2 = 5

j. n Lapangan Tengah = 8

k. n Tumpuan Vertikal = 2 + n Tengah / 2 = 6

l. Spasi Horizontal Tumpuan = (b - 2cc - 2ds - db) / [min(n atas, n bawah) - 1]
= 54 mm

m. Spasi Vertikal Tumpuan = (h - 2cc - 2ds - db) / (n Vertikal - 1)
= 168 mm

n. Spasi Horizontal Lapangan = (b - 2cc - 2ds - db) / [min(n atas, n bawah) - 1]
= 91 mm

o. Spasi Vertikal Lapangan = (h - 2cc - 2ds - db) / (n Vertikal - 1)
= 134 mm

p. Cek Spasi Tulangan Longitudinal Tumpuan
= Spasi >= 300 mm ? OK!

q. Cek Spasi Tulangan Longitudinal Lapangan
= Spasi >= 300 mm ? OK!

r. As + Al Pasang Tumpuan = 5793,097 mm2

s. As + Al Pasang Lapangan = 4429,646 mm2

t. Cek Lentur + Torsi Tumpuan = As + Al Pasang >= As + Al Perlu ? OK!

u. Cek Lentur + Torsi Lapangan = As + Al Pasang >= As + Al Perlu ? OK!

2.13.6 Rekap Balok Induk

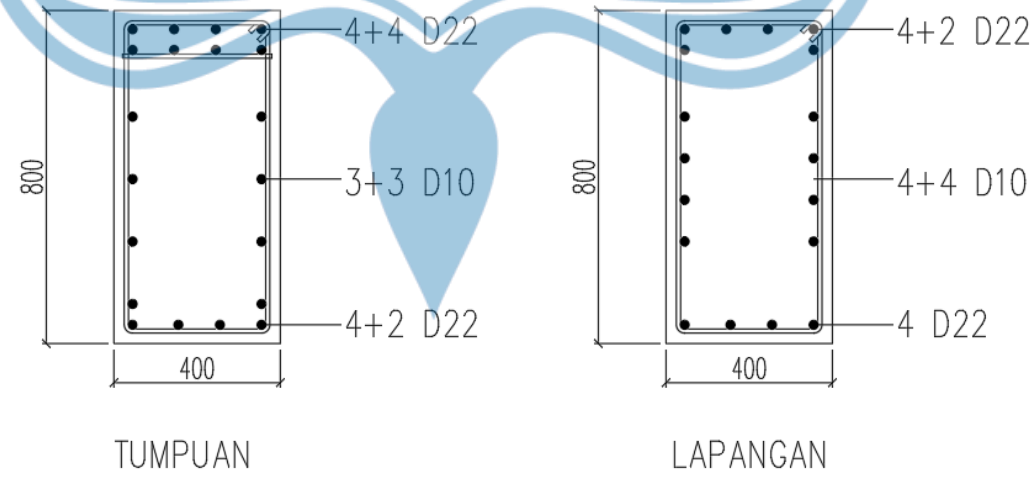
Rekap balok induk dilakukan setelah melakukan perhitungan desain lentur, desain geser, dan desain torsi. Hasil rekap balok induk diuraiakan pada tabel di bawah ini :

Tabel 2. 35 Rekap balok induk 1 dimensi 400 x 800 mm

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	8 D22
Longitudinal Tumpuan Tengah	6 D10
Longitudinal Tumpuan Bawah	6 D22
Longitudinal Lapangan Atas	6 D22
Longitudinal Lapangan Tengah	8 D10
Longitudinal Lapangan Bawah	4 D22
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	4D13-100
Sengkang Lapangan	2D13-100

Tabel 2. 36 Rekap balok induk 2 dimensi 300 x 600 mm

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	6 D19
Longitudinal Tumpuan Tengah	2 D10
Longitudinal Tumpuan Bawah	6 D19
Longitudinal Lapangan Atas	6 D19
Longitudinal Lapangan Tengah	2 D10
Longitudinal Lapangan Bawah	6 D19
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	4D13-100
Sengkang Lapangan	2D13-100



Gambar 2. 62 Ilustrasi Balok Induk

2.14 Perencanaan Balok Anak SRPMK

Balok merupakan komponen dari struktur rangak pemikul momen yang menyalurkan beban dari pelat ke kolom. Berikut diambil salah satu balok anak untuk dilakukan perhitungan dengan parameter desain serta gaya dalam, yaitu balok anak dengan dimensi 250 x 500 mm.

2.14.1 Properti Material dan Penampang

Berikut merupakan properti material dan penampang dari Balok anak dimensi 250 x 500 mm :

1. Lebar Balok, b = 250 mm
2. Tinggi Balok, h = 500 mm
3. Panjang Tumpuan = 2 x h = 1000 mm
4. Diameter Tulangan Longitudinal, db = 16 mm
5. Diameter Tulangan Pinggang, dbt = 10 mm
6. Diameter Tulangan Sengkang, ds = 10 mm
7. Selimut Bersih, cc = 40 mm
8. Tinggi Efektif Balok, d = h - cc - ds - db/2 = 442 mm
9. Kuat Tekan Beton, fc' = 30 Mpa
10. Kuat Leleh Tul. Longitudinal, fy = 420 Mpa
11. Kuat Leleh Tul. Transversal, fyv = 240 Mpa
12. β1 = 0.65 <= 0.85 - 0.05 x (fc' - 28) / 7 <= 0.85 = 0,8357
13. λ = 1 (Asumsi tidak menggunakan beton ringan)

2.14.2 Gaya Dalam Balok Anak

1. Mu, tumpuan (-) = -89,144 kN-m
2. Mu, tumpuan (+) = 90,3647 kN-m
3. Mu, lapangan (-) = -86,1179 kN-m
4. Mu, lapangan (+) = 80,8304 kN-m
5. Vu, Tumpuan = 73,7118 kN

6. Vu, Lapangan = 71,2085 kN
7. Tu = 17,2247 kN-m

2.14.3 Desain Lentur Balok Anak

1. Tumpuan Negatif
   a. Jumlah Tulangan, n = 4
   b. Db = 16 mm
   c. Jarak Bersih Antar Tulangan = (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)
      = 28,667 mm
   d. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm? IYA
   e. Jumlah Lapis = 1
   f. As Pasang = nxπ/4xdb2
      = 804,248 mm2
   g. As min,1 = (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d
      = 387,970 mm2
   h. As min,2 = 1.4 / (4 x fy) x b x d
      = 396,667 mm2
   i. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!
   j. a = As x fy / (0.85 x fc' x b)
      = 49,201 mm
   k. Mn = As x fy x (d - a/2)
      = 130,920 kN-m
   l. c = a / β1
      = 58,873 mm
   m. Es = (d - c) / c x 0.003
      = 0,020
   n. Φ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9
      = 0,900

o. ϕMn = ϕ x Mn
= 117,828 kN-m

p. Mu = 89,144 kN-m

q. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu ? OK!

r. As Perlu = Mu / [fy x (d - a/2)]
= 547,615 mm2

2. Tumpuan Positif

a. Jumlah Tulangan, n = 4

b. Db = 16 mm

c. Jarak Bersih Antar Tulangan = (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)
= 28,667 mm

d. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih > = db dan 25 mm? IYA

e. Jumlah Lapis = 1

f. As Pasang = nxπ/4xdb2
= 804,248 mm2

g. As min,1 = (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d
= 387,970 mm2

h. As min,2 = 1.4 / (4 x fy) x b x d
= 396,667 mm2

i. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!

j. a = As x fy / (0.85 x fc' x b)
= 49,201 mm

k. Mn = As x fy x (d - a/2)
= 130,920 kN-m

l. c = a / β1
= 58,873 mm

m. Es = (d - c) / c x 0.003
= 0,020

n. Φ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9

		= 0,900
o.	ϕMn	= ϕ x Mn
		= 117,828 kN-m
p.	Mu	= 90,465 kN-m
q.	Cek Kapasitas	= ϕMn > Mu ? OK!
r.	As Perlu	= Mu / [fy x (d - a/2)]
		= 555,114 mm2

3. Lapangan Negatif

a.	Jumlah Tulangan, n	= 4
b.	Db	= 16 mm
c.	Jarak Bersih Antar Tulangan	= (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)
		= 28,667 mm
d.	Cek Jarak Bersih	= Jarak Bersih > = db dan 25 mm? IYA
e.	Jumlah Lapis	= 1
f.	As Pasang	= nxπ/4xdb2
		= 804,248 mm2
g.	As min,1	= (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d
		= 387,970 mm2
h.	As min,2	= 1.4 / (4 x fy) x b x d
		= 396,667 mm2
i.	Cek As min	= As Pasang >= As min ? OK!
j.	a	= As x fy / (0.85 x fc' x b)
		= 49,201 mm
k.	Mn	= As x fy x (d - a/2)
		= 130,920 kN-m
l.	c	= a / β1
		= 58,873 mm
m.	Es	= (d - c) / c x 0.003
		= 0,020

n.	Φ	= 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9
		= 0,900
o.	ϕMn	= ϕ x Mn
		= 117,828 kN-m
p.	Mu	= 86,118 kN-m
q.	Cek Kapasitas	= ϕMn > Mu ? OK!
r.	As Perlu	= Mu / [fy x (d - a/2)]
		= 529,026 mm2
4.	Tumpuan Negatif	
a.	Jumlah Tulangan, n	= 4
b.	Db	= 16 mm
c.	Jarak Bersih Antar Tulangan	= (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)
		= 28,667 mm
d.	Cek Jarak Bersih	= Jarak Bersih > = db dan 25 mm? IYA
e.	Jumlah Lapis	= 1
f.	As Pasang	= nxπ/4xdb2
		= 804,248 mm2
g.	As min,1	= (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d
		= 387,970 mm2
h.	As min,2	= 1.4 / (4 x fy) x b x d
		= 396,667 mm2
i.	Cek As min	= As Pasang >= As min ? OK!
j.	a	= As x fy / (0.85 x fc' x b)
		= 49,201 mm
k.	Mn	= As x fy x (d - a/2)
		= 130,920 kN-m
l.	c	= a / β1
		= 58,873 mm

m. Es = (d - c) / c x 0.003
= 0,020

n. Φ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9
= 0,900

o. ϕMn = ϕ x Mn
= 117,828 kN-m

p. Mu,tumpuan (-) = 80,830 kN-m

q. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu ? OK!

r. As Perlu = Mu / [fy x (d - a/2)]
= 496,565 mm2

2.14.4 Desain Geser Balok Anak

1. Penulangan geser tumpuan

a. Jumlah Kaki = 2

b. Av = n xπ/4 xds2 = 157,080 mm2

c. Spasi = 100

d. Batas Penentuan Spasi Max = 0.33 x (fc')0.5 x b x d
= 199727,0306 N

e. Cek Spasi Max = Vu/Φ-Vc > batas -> rapat
= renggang

f. Spasi Max 1 = d / 4 = 221 mm

g. Spasi Max 2 = 300 mm atau 600 mm
= 600 mm

h. Cek Spasi = OK

i. Luas Per Spasi = 1,571 mm2

j. Luas per spasi minimum 1 = 0.062 x (fc') 0.5 x b / fyv
= 0,354 mm2

k. Luas per spasi minimum 2 = 0.35 x b / fyv = 0,365 mm2

l. Cek luas per spasi = OK!

m. Vs = Av x fyv x d / s = 166630 N

n. Batas Vs = 0.66 x (fc')0.5 x b x d
= 399454 N

o. Vc = 0.17 x (fc')0.5 x b x d
= 102890 N

p. Φ = 0,75

q. Vn = Vc + Vs = 269520 N

r. Vu = 73712 N

s. ϕVn / Vu = 2,742

t. Cek Kapasitas = ϕVn / Vu >= 1 ? OK!

2. Penulangan geser lapangan

a. Jumlah Kaki = 2

b. Av = n x π/4 x ds2 = 157,080 mm2

c. Spasi = 100

d. Batas Penentuan Spasi Max = 0.33 x (fc')0.5 x b x d
= 199727,0306 N

e. Cek Spasi Max = Vu/Φ-Vc > batas -> rapat
= renggang

f. Spasi Max 1 = d / 4 = 221 mm

g. Spasi Max 2 = 300 mm atau 600 mm
= 600 mm

h. Cek Spasi = OK

i. Luas Per Spasi = 1,571 mm2

j. Luas per spasi minimum 1 = 0.062 x (fc')0.5 x b / fyv
= 0,354 mm2

k. Luas per spasi minimum 2 = 0.35 x b / fyv = 0,365 mm2

l. Cek luas per spasi = OK!

m. Vs = Av x fyv x d / s = 166630 N

n. Batas Vs = 0.66 x (fc')0.5 x b x d
= 399454 N

o. Vc = 0.17 x (fc')0.5 x b x d
= 102890 N

p. Φ = 0,75

q. Vn = Vc + Vs = 269520 N

r. Vu = 71208,5 N

s. ϕVn / Vu = 2,839

t. Cek Kapasitas = ϕVn / Vu >= 1 ? OK!

2.14.5 Desain Torsi Balok Anak

1. Parameter Geometri Penampang Untuk Perhitungan Torsi
   a. Acp = b x h = 125000 mm2
   b. Pcp = 2 x (b + h) = 1500 mm
   c. Xo = b - 2cc – ds = 160 mm
   d. Yo = h - 2cc – ds = 410 mm
   e. Aoh = xo x yo = 65600 mm2
   f. Ao = 0.85 Aoh = 55760 mm2
   g. Ph = 2 x (xo + yo) = 1140 mm
2. Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi
   a. Tcr = 0.33 x (fc')0.5 x Acp2 / Pcp
      = 18827963 N-mm
   b. Φ = 0,75
   c. ϕ Tcr / 4 = 3530243 N-mm
   d. Perlu Tulangan Torsi? = Tu > ϕ Tcr / 4 ? IYA!
3. Pengecekan Kecukupan Dimensi Penampang
   a. Jenis Torsi = Kompatibilitas
   b. Tu Pakai = ϕ Tcr atau Tu
      = 14120972 N-mm
   c. Vu = 73712 N
   d. Vc = 0.17 x (fc')0.5 x b x d
      = 102890 N
   e. Tegangan Utimate Geser+Torsi = { [Vu / bxd]2 + [Tu Ph / (1.7 Aoh2)]2 }0.5
      = 2,299 MPa

f. Kapasitas Tegangan Beton =ϕ x { [Vc / (b x d)] + 0.66 x (fc')0.5 }
= 3,410 MPa

g. Cek Dimensi Penampang = Ruas Kiri<=Ruas Kanan? OK!

4. Penulangan Transversal Torsi

a. s max 1 = Ph / 8 = 143 mm

b. s max 2 = 300 mm

c. Cek Spasi Tumpuan = s Tumpuan >= s max ? OK!

d. Cek Spasi Lapangan = s Lapangan >= s max ? OK!

e. Av+t / s Tumpuan Pasang = n xπ/4 xds2 / s = 1,571 mm2

f. Av+t / s Tumpuan Pasang = n xπ/4 xds2 / s = 1,571 mm2

g. At / s = Tu / (2 x φ x Ao x fyv)
= 0,703 mm2

h. Av / s Tumpuan Perlu = (Vu Tumpuan / φ - Vc) / (fyv x d)
= 0 mm2

i. Av / s Lapangan Perlu = (Vu Lapangan / φ - Vc) / (fyv x d)
= 0 mm2

j. Av+t / s Tumpuan Perlu = 2 x At / s + Av / s = 1,407

k. Av+t / s Lapangan Perlu = 2 x At / s + Av / s = 1,407

l. Av+t / s min 1 = 0.062 x (fc')0.5 x b / fyv
= 0,354

m. Av+t / s min 2 = 0.35 x b / fyv = 0,365

n. Cek Geser + Torsi Tumpuan = Av+t / s Pasang >= Av+t / s Perlu dan min ? OK!

o. Cek Geser + Torsi Lapangan = Av+t / s Pasang >= Av+t / s Perlu dan min ? OK!

5. Penulangan Longitudinal Torsi

a. db atau dbt = 10 mm

b. db, min = 0.042 s = 4,2 mm

c. Cek db = db >= db min ? OK!

d. Al = At / s x Ph = 801,944 mm2

e. Al min = 0.42 x (fc')0.5 x Acp / fy - (At/s) x Ph
= -64,625 mm2

f. As + Al Perlu Tumpuan = 1904,674 mm2

g. As + Al Perlu Lapangan = 1827,515 mm2

h. n Tumpuan Tengah = 4

i. n Tumpuan Vertikal = 2 + n Tengah / 2 = 4

j. n Lapangan Tengah = 4

k. n Tumpuan Vertikal = 2 + n Tengah / 2 = 4

l. Spasi Horizontal Tumpuan = (b - 2cc - 2ds - db) / [min(n atas, n bawah) - 1]
= 45 mm

m. Spasi Vertikal Tumpuan = (h - 2cc - 2ds - db) / (n Vertikal - 1)
= 128 mm

n. Spasi Horizontal Lapangan = (b - 2cc - 2ds - db) / [min(n atas, n bawah) - 1]
= 45 mm

o. Spasi Vertikal Lapangan = (h - 2cc - 2ds - db) / (n Vertikal - 1)
= 128 mm

p. Cek Spasi Tulangan Longitudinal Tumpuan
= Spasi >= 300 mm OK!

q. Cek Spasi Tulangan Longitudinal Lapangan
= Spasi >= 300 mm OK!

r. As + Al Pasang Tumpuan = 192,655 mm2

s. As + Al Pasang Lapangan = 192,655 mm2

t. Cek Lentur + Torsi Tumpuan = As + Al Pasang >= As + Al Perlu OK!

u. Cek Lentur + Torsi Lapangan = As + Al Pasang >= As + Al Perlu OK!

2.14.6 Rekap Balok Anak

Rekap balok anak dilakukan setelah melakukan perhitungan desain lentur, desain geser, dan desain torsi. Hasil rekap balok anak diuraiakan pada tabel di bawah ini :

Tabel 2. 37 Balok Anak 250 x 500 mm

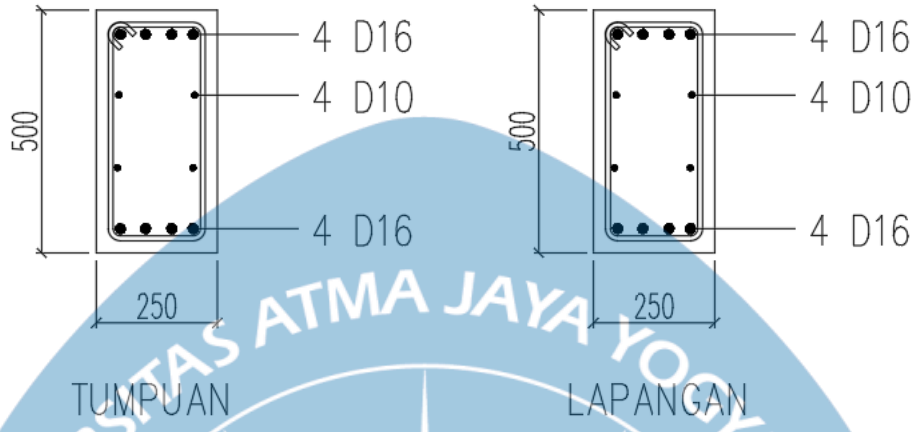
Kesimpulan	
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	4 D16
Longitudinal Tumpuan Tengah	4 D10
Longitudinal Tumpuan Bawah	4 D16
Longitudinal Lapangan Atas	4 D16
Longitudinal Lapangan Tengah	4 D10
Longitudinal Lapangan Bawah	4 D16
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	2D10-100
Sengkang Lapangan	2D10-100

Tabel 2. 38 Balok Anak 1, 200 x 300 mm

Kesimpulan	
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	2 D16
Longitudinal Tumpuan Tengah	-
Longitudinal Tumpuan Bawah	2 D16
Longitudinal Lapangan Atas	2 D16
Longitudinal Lapangan Tengah	-
Longitudinal Lapangan Bawah	2 D16
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	2D10-50
Sengkang Lapangan	2D10-50

Tabel 2. 39 Balok Ring 250 x 400

Kesimpulan	
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	4 D16
Longitudinal Tumpuan Tengah	6 D10
Longitudinal Tumpuan Bawah	4 D16
Longitudinal Lapangan Atas	4 D16
Longitudinal Lapangan Tengah	4 D10
Longitudinal Lapangan Bawah	4 D16
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	4D10-100
Sengkang Lapangan	2D10-100



Gambar 2. 63 Ilustrasi Balok Anak

2.15 Perencanaan Kolom

Elemen kolom merupakan elemen vertikal yang menerima kombinasi lentur dan beban aksial. Berikut diambil salah satu kolom untuk dilakukan perhitungan dengan parameter desain serta gaya dalam, yaitu dengan Dimensi 550 x 550.

2.15.1 Properti Material dan Penampang

a. Panjang/Tinggi Kolom, L = 5550 mm
b. Sisi Pendek Kolom, b = 550 mm
c. Sisi Panjang Kolom, h = 550 mm
d. Diameter Tulangan Longitudinal, db = 25 mm
e. Diameter Tulangan Sengkang, ds = 13 mm
f. Selimut Bersih, cc = 40 mm
g. Kuat Tekan Beton, fc' = 30 Mpa
h. Kuat Leleh Tul. Longitudinal, fy = 420 Mpa
i. Kuat Leleh Tul. Transversal, fyv = 240 Mpa
j. Tinggi Balok, hb = 800 mm
k. Ln = 4700 mm

2.15.2 Desain Longitudinal

1. Syarat Gaya dan Geometri

a. Syarat gaya aksial = Pu > 0.1 Ag fc' ? OK!
b. Syarat sisi terpendek = b >= 300 mm ? OK!
c. Syarat rasio dimensi penampang = b/h >= 0.4 ? OK!

2. Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur (Menggunakan PCA Column, atau SP Column, atau CSI Column, dll.)
   a. Jumlah tulangan, n = 24
   b. Luas Tulangan Longitudinal, As = n xπ/4 xdb2 = 11781 mm2
   c. Rasio Tulangan, ρ = As / (b x h) = 3,89%
   d. Cek ρmin dan ρmax =1% <= ρ <= 6% OK!
3. Pengecekan *Strong Column - Weak Beam* (SCWB)
   a. Momen Nominal Kolom, Mnc = 869,250 kNm
   b. Mn- Tumpuan Balok = 803,954 kNm
   c. Mn+ Tumpuan Balok = 615,894 kNm
   d. Cek SCWB = 2 x Mnc >= 1.2 x (Mn- + Mn+) OK!

2.15.3 Desain Transversal

1. Panjang zona sendi plastis
   a. lo1 = h = 550 mm
   b. lo2 = Ln/6 = 783,3 mm
   c. lo3 = 450 mm
   d. lo =Max(lo1;lo2;lo3)=783,3 mm
2. Tulangan transversal zona sendi plastis / tumpuan
   a. Jumlah Kaki Sisi Pendek, n1 = 15
   b. Jumlah Kaki Sisi Panjang, n2 = 15
   c. Spasi, s = 50 mm
   d. Spasi Kaki Terbesar, xi max = 200 mm
   e. Ash 1 = n xπ/4 xds2
      = 1990,984 mm2
   f. Ash 2 = n xπ/4 xds2
      = 1990,984 mm2

g. Ash / s, 1 = 39,820 mm2

h. Ash / s, 2 =39,820 mm2

3. Kekangan zona sendi plastis

Lebar Penampang Inti Beton, bc = b - 2cc = 470 mm

Panjang Penampang Inti Beton, hc = b - 2cc = 470 mm

Luas Penampang Kolom, Ag = b x h = 302500 mm2

Luas Penampang Inti Beton, Ach = bc x hc = 220900 mm2

a. Sisi pendek / sumbuh lemah

a) Ash/s min, 1 = 0.3 (bc x fc' / fyv) x (Ag / Ach - 1)
= 6,511 mm2

b) Ash/s min, 2 = 0.09 x bc x fc' / fyv = 5,288 mm2

c) Cek Ash/s 1 = Ash/s 1 > = Ash/s min OK!

b. Sisi panjang / sumbu kuat

a) Ash/s min, 1 = 0.3 (bc x fc' / fyv) x (Ag / Ach - 1)
= 6,511 mm2

b) Ash/s min, 2 = 0.09 x bc x fc' / fyv = 5,288 mm2

c) Cek Ash/s 1 = Ash/s 1 > = Ash/s min OK!

c. Cek spasi

a) smax,1 = b /4 = 137,5 mm

b) smax,2 = 6 xdb =150 mm

c) hx = xi max = 200 mm

d) smax,3 = so = 100 <= 100 + (350 - hx) / 3 <= 150
= 150 mm

e) smax = Min (smax1, smax2, smax3)
= 137,5 mm

f) Cek Spasi = OK!

4. Kuat geser zona sendi plastis

a. Gaya Geser Desain (Perlu input dari PCA Column, atau SP Column, atau CSI Column, dll. dengan fpr = 1.25 fy)

a) Mpr Kolom = 8314,815 kNm

b) Vu1 = 2 x Mpr Kolom / Ln = 3538219 N

b. Gaya geser hasil analisis struktur

a) Vu 2, Sumbu Lemah = 269688 N

b) Vu 2, Sumbu kuat = 469306 N

c. Tahanan geser beton sumbuh lemah

a) Vu = Max (Vu1, Vu2) = 3538219 N

b) Φ = 0,75

c) Vc = 0.17 (1 + Nu/(14 Ag)] (fc')0.5 b d; d = h - cc - ds - db / 2 = 248123 N

d) Vs Perlu = Vu / φ – Vc = 4469503 N

e) As/s Perlu = Vs / (fyv x d); d = h - cc - ds - db / 2 = 38,4374 mm2

f) As/s Min 1 = 0.062 (fc')0.5 h / fyv = 0,7782 mm2

g) As/s Min 2 = 0.35 h / fyv = 0,8021 mm2

h) Cek As/s = Ash/s 1 > = Max (As/s Perlu, As/s Min) OK!

d. Tahanan geser beton sumbuh kuat

a) Vu = Max (Vu1, Vu2) = 3538219 N

b) Φ = 0,75

c) Vc = 0.17 (1 + Nu/(14 Ag)] (fc')0.5 b d; d = h - cc - ds - db / 2 = 248123 N

d) Vs Perlu = Vu / φ – Vc = 4469503 N

e) As/s Perlu = Vs / (fyv x d); d = h - cc - ds - db / 2 = 38,4374 mm2

f) As/s Min 1 = 0.062 (fc')0.5 h / fyv = 0,7782 mm2

g) As/s Min 2 = 0.35 h / fyv = 0,8021 mm2

h) Cek As/s = Ash/s 1 > = Max (As/s Perlu, As/s Min) OK!

5. Tulangan transversal luar zona sendi plastis / tumpuan

a. Jumlah Kaki Sisi Pendek, n1 = 4

b. Jumlah Kaki Sisi Panjang, n2 = 4

c. Spasi, s = 100

d. Av Sumbu Lemah = n xπ/4 xds2 = 530,929 mm2

e. Av Sumbu Kuat = n xπ/4 xds2 = 530,929 mm2

6. Kekangan luar zona sendi plastis

a. Spasi max 1 = 6 db = 150 mm

b. Spasi max 2 = 150 mm

c. Cek spasi = Spasi <= Spasi Max ? OK!

7. Kuat geser luar zona sendi plastis

a. Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

a) Vu = Max (Vu1, Vu2) = 258722 N

b) Φ = 0,75

c) Vc = 0.17 (1 + Nu/(14 Ag)] (fc')0.5 b d; d = h - cc - ds - db / 2 = 248123 N

d) Vs Perlu = Vu / φ – Vc = 96840 N

e) As/s Perlu = Vs / (fyv x d); d = h - cc - ds - db / 2 = 8328 mm2

f) As/s Min 1 = 0.062 (fc')0.5 h / fyv = 0,7782 mm2

g) As/s Min 2 = 0.35 h / fyv = 0,8021 mm2

h) Cek As/s = Ash/s 1 > = Max (As/s Perlu, As/s Min) OK!

b. Tahanan Geser beton sumbu kuat

i) Vu = Max (Vu1, Vu2) = 520122 N

j) Φ = 0,75

k) Vc = 0.17 (1 + Nu/(14 Ag)] (fc')0.5 b d; d = h - cc - ds - db / 2 = 248123 N

l) Vs Perlu = Vu / φ – Vc = 445373 N

m) As/s Perlu = Vs / (fyv x d); d = h - cc - ds - db / 2 = 3,8302 mm2

n) As/s Min 1 = 0.062 (fc')0.5 h / fyv = 0,7782 mm2

o) As/s Min 2 = 0.35 h / fyv = 0,8021 mm2

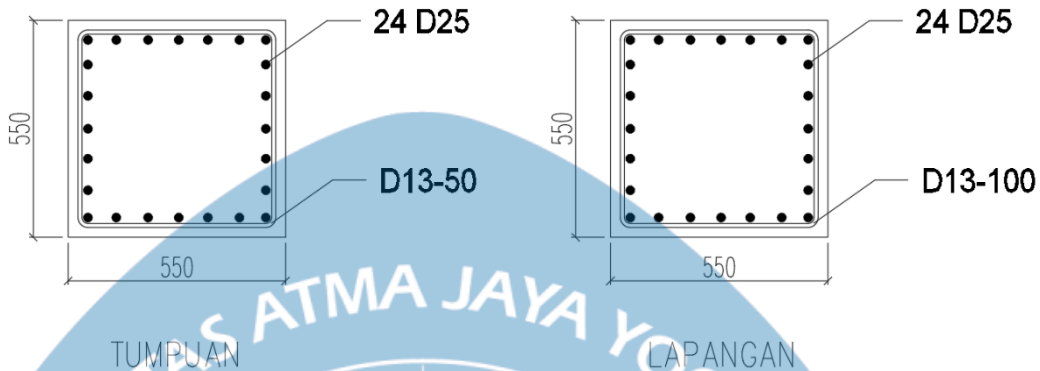
p) Cek As/s = Ash/s 1 >= Max (As/s Perlu, As/s Min) OK!

2.15.4 Rekap Kolom 550 x 550

Rekap kolom dilakukan setelah perencanaan tulangan selesai dilakukan. Berikut rekap kolom Gedung Rumah Sakit Universitas Riau :

Tabel 2. 40 Rekap Kolom Dimensi 550 x 550

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal	24 D25
Tulangan Transversal/Sengkang Tumpuan	
Sumbu Lemah	15D13-50
Sumbu Kuat	15D13-50
Tulangan Transversal/Sengkang Lapangan	
Sumbu Lemah	4D13-100
Sumbu Kuat	4D13-100



Gambar 2. 64 Ilustrasi Kolom

2.16 Desain Tie Beam

Tie beam adalah balok pengikat yang menghubungkan antar kolom atau elemen struktur lainnya pada elevasi yang tidak sama dengan pondasi untuk memberikan kestabilan lateral dan menahan pergeseran (displacement) struktur.

2.16.1 Properti Material dan Penampang

a. Panjang Bersih Tie Beam, Ln = 6000 mm
b. Lebar Tie Beam, b = 300 mm
c. Tinggi Tie Beam, h = 600 mm
d. Diameter Tulangan Longitudinal, db = 22 mm
e. Diameter Tulangan Sengkang, ds = 13 mm
f. Selimut Bersih, cc = 40 mm
g. Tinggi Efektif Tie Beam, d = h - cc - ds - db/2 = 536 mm
h. Kuat Tekan Beton, fc' = 30 Mpa
i. Kuat Leleh Tul. Longitudinal, fy = 420 MPa
j. Kuat Leleh Tul. Transversal, fyv = 240 Mpa
k. β1 = 0.65 < = 0.85 - 0.05 x (fc' - 28) / 7 < = 0.85
   = 0,8357
l. λ = 1

m. Syarat lebar minimum = b > = min(Ln/20, 450 mm) ? OK

2.16.2 Perhitungan Gaya Aksial

a. Gaya Aksial Kolom Akibat Beban Gravitasi Terfaktor, Pg
   = Kombinasi 1,2D + 1,6L = 3337,3574 kN
b. Parameter Percepatan Respons Spektral pada Periode Pendek, SDS
   = 0,3993 g
c. Gaya Aksial Tie Beam, Pu
   = 10% x SDS x Pg = 133,261 kN
d. Gaya Aksial Harus Diperhitungkan?
   = Pu > 0.1 Ag fc' TIDAK

2.16.3 Perhitungan Gaya dalam Akibat Beda Penurunan

a. Modulus Elastisitas Beton, Ec
   = 4700 √fc' = 25743 Mpa
b. Inersia Penampang, Ig
   = 1/12 b h3 = 5400000000 mm4
c. Beda Penurunan/Differential Settlement, Δ
   = 20 mm
d. Momen Tumpuan Akibat Differential Settlement, Mdiff
   = 6 x Ec x Ig x Δ / Ln2 = 463,373 kNm
e. Gaya Geser Tumpuan Akibat Differential Settlement, Vdiff
   = dM/dx(x=L) = 12 Ec Ig Δ / Ln3 = 154,458 kN

2.16.4 Perhitungan Gaya Dalam Akibat Beban Gravitasi

a. Berat Jenis Beton Bertulang, BJc
   = 23,536 kN/m3
b. Beban Merata Akibat Berat Sendiri, qDL
   = BJc x b x h = 4,236 kN/m
c. Tinggi Tingkat, hn
   = 5,55 m

d. Beban Dinding per m2, qA,dinding
   = 2,5 kN/m2
e. Berat Merata Akibat Beban Dinding, qSIDL
   = qA,dinding x hn = 13,875 kN/m
f. Beban Merata Ultimit Akibat Beban Gravitasi, qD
   = 1.4 (qDL + qSIDL) = 25,356 kN/m
g. Momen Ultimit Tumpuan Akibat Beban Gravitasi, MD,tumpuan
   = -1/12 x qD x Ln2 = -76,068 kN/m
h. Momen Ultimit Lapangan Akibat Beban Gravitasi, MD,lapangan
   = 1/24 x qD x Ln2 = 38,034 kN/m
i. Gaya Geser Ultimit Tumpuan Akibat Beban Gravitasi, VD,tumpuan
   = qD x Ln / 2 = 76,068 kN
j. Gaya Geser Ultimit Lapangan Akibat Beban Gravitasi, VD,lapangan
   = qD x Ln / 4 = 38,034 kN

2.16.5 Penulangan Lentur (bisa digunakan jika Gaya Aksial tidak harus diperhitungkan)

1. Tumpuan Negatif

a.	Jumlah Tulangan, n	= 14
b.	Db	= 22 mm
c.	Jarak Bersih Antar Tulangan	= (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1) = -8,769 mm
d.	Cek Jarak Bersih	= Jarak Bersih > = db dan 25 mm TIDAK
e.	Jumlah Lapis	= 2
f.	As Pasang	= nxπ/4xdb2 = 5321,858 mm2
g.	As min,1	= (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d = 564,576 mm2
h.	As min,2	= 1.4 / (4 x fy) x b x d = 577,231 mm2

i.	Cek As min	= As Pasang >= As min ? OK!
j.	a	= As x fy / (0.85 x fc' x b)
		= 271,310 mm
k.	Mn	= As x fy x (d - a/2)
		= 830,925 kN-m
l.	c	= a / β1
		= 324,645 mm
m.	Es	= (d - c) / c x 0.003
		= 0,002
n.	Φ	= 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9
		= 0,650
o.	ϕMn	= ϕ x Mn
		= 540,102 kN-m
p.	Mu	= 539,441 kN-m
q.	Cek Kapasitas	= ϕMn > Mu ? OK!

2. Tumpuan Positif

a.	Jumlah Tulangan, n	= 8
b.	Db	= 22 mm
c.	Jarak Bersih Antar Tulangan	= (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)
		= 2,571 mm
d.	Cek Jarak Bersih	= Jarak Bersih > = db dan 25 mm? TIDAK!
e.	Jumlah Lapis	= 2
f.	As Pasang	= nxπ/4xdb2
		= 3041,062 mm2
g.	As min,1	= (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d
		= 564,574 mm2
h.	As min,2	= 1.4 / (4 x fy) x b x d
		= 577,231 mm2
i.	Cek As min	= As Pasang >= As min ? OK!

j. a = As x fy / (0.85 x fc' x b)
= 155,035 mm

k. Mn = As x fy x (d - a/2)
= 543,767 kN-m

l. c = a / β1
= 185,511 mm

m. Es = (d - c) / c x 0.003
= 0,006

n. Φ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9
= 0,900

o. ϕMn = ϕ x Mn
= 489,390 kN-m

p. Mu = 463,373 kN-m

q. Cek Kapasitas = ϕMn > Mu ? OK!

3. Lapangan Negatif

a. Jumlah Tulangan, n = 2

b. Db = 22 mm

c. Jarak Bersih Antar Tulangan = (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)
= 150 mm

d. Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih > = db dan 25 mm? IYA!

e. Jumlah Lapis = 1

f. As Pasang = nxπ/4xdb2
= 760,265 mm2

g. As min,1 = (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d
= 564,574 mm2

h. As min,2 = 1.4 / (4 x fy) x b x d
= 577,231 mm2

i. Cek As min = As Pasang >= As min ? OK!

4. Lapangan Positif

a.	Jumlah Tulangan, n	= 2
b.	Db	= 22 mm
c.	Jarak Bersih Antar Tulangan	= (b - 2 cc - 2 ds - nxdb)/(n -1)
		= 150 mm
d.	Cek Jarak Bersih	= Jarak Bersih > = db dan 25 mm? IYA!
e.	Jumlah Lapis	= 1
f.	As Pasang	= nxπ/4xdb2
		= 760,265 mm2
g.	As min,1	= (fc')0.5 / (4 x fy) x b x d
		= 564,574 mm2
h.	As min,2	= 1.4 / (4 x fy) x b x d
		= 577,231 mm2
i.	Cek As min	= As Pasang >= As min ? OK!
j.	a	= As x fy / (0.85 x fc' x b)
		= 38,759 mm
k.	Mn	= As x fy x (d - a/2)
		= 153,180 kN-m
l.	c	= a / β1
		= 46,378 mm
m.	Es	= (d - c) / c x 0.003
		= 0,032
n.	Φ	= 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 <= 0.9
		= 0,900
o.	ϕMn	= ϕ x Mn
		= 137,862 kN-m
p.	Mu	= 38,034 kN-m
q.	Cek Kapasitas	= ϕMn > Mu ? OK!

2.16.6 Penulangan Geser

1. Tumpuan
   a. Jumlah Kaki = 2
   b. Av = n xπ/4 xds2 = 265,465 mm2
   c. Spasi = 100
   d. Vu = 230,526 N
   e. Φ = 0,75
   f. Vu / ϕ = 307,368 kN
   g. Menentu Spasi Maksimum = 0.33 x (fc')0.5 x b x d
      = 290,643 kN
   h. Spasi Max 1 = d / 4 = 134 mm
   i. Spasi Max 2 = 300 mm
   j. Cek Spasi = OK!
   k. Vs = Av x fyv x d / s
      = 341,494 kN
   l. Batas Vs = 0.66 x (fc')0.5 x b x d
      = 581,287 kN
   m. Vc = 0.17 x (fc')0.5 x b x d
      = 149,725 kN
   n. Vn = Vc + Vs = 491,219 kN
   o. ϕVn = 368,414
   p. Cek Kapasitas = OK!
2. Lapangan
   a. Jumlah Kaki = 2
   b. Av = n xπ/4 xds2 = 265,465 mm2
   c. Spasi = 200
   d. Vu = 38,034 N
   e. Φ = 0,75
   f. Vu / ϕ = 50,712 kN
   g. Menentu Spasi Maksimum = 0.33 x (fc')0.5 x b x d
      = 290,643 kN

h. Spasi Max 1 = d / 4 = 268 mm

i. Spasi Max 2 = 600 mm

j. Cek Spasi = OK!

k. Vs = Av x fyv x d / s
= 170,747 kN

l. Batas Vs = 0.66 x (fc')0.5 x b x d
= 581,287 kN

m. Vc = 0.17 x (fc')0.5 x b x d
= 149,725 kN

n. Vn = Vc + Vs = 320,472 kN

o. ϕVn = 240,354

p. Cek Kapasitas = OK!

2.16.7 Rekap Penulangan Tie Beam

Tabel 2. 41 Rekap Tie Beam 300 x 600

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	14 D22
Longitudinal Tumpuan Tengah	-
Longitudinal Tumpuan Bawah	8 D22
Longitudinal Lapangan Atas	2 D22
Longitudinal Lapangan Tengah	-
Longitudinal Lapangan Bawah	2 D22
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	2D13-100
Sengkang Lapangan	2D13-200

2.17 Hubungan Balok – Kolom

Hubungan balok dan kolom (HBK) merupakan daerah pertemuan antara elemen struktur balok dan kolom yang berfungsi sebagai komponen struktur yang menahan beban gempa. Perhitungan Hubungan balok dan kolom Gedung Rumah Sakit Pendidikan Universitas Riau diuraikan sebagai berikut :

2.17.1 Properti Material dan Penampang

Berikut merupakan properti material dan penampang dari hubungan balok – kolom :

1. Lebar Y Kolom, b = 550 mm
2. Lebar X Kolom, h = 550 mm
3. Panjang Kolom, L = 5550 mm
4. Kuat Tekan Beton, fc' = 30 MPa
5. Kuat Leleh Baja Tulangan, fy = 390 MPa
6. Faktor Beton Ringan, λ = 1
7. Tinggi Balok Terbesar, hb = 600 mm
8. Panjang Bersih Kolom, Ln = L - h_b = 5550 – 600 = 4950

2.17.2 Data Lebar dan Eksentrisitas Balok

1. Lebar Balok 1, bb1 = 400 mm
2. Lebar Balok 2, bb2 = 400 mm
3. Lebar Balok 3, bb3 = 300 mm
4. Lebar Balok 4, bb4 = 300 mm
5. x1a = (h-bb1)/2 = 75 mm
6. x1b = (h-bb1)/2 = 75 mm
7. Cek Lebar Sisi Kolom 1 = bb1+x1a+x1b = 550 mm
8. x2a = (h-bb2)/2 = 75 mm
9. x2b = (h-bb2)/2 = 75 mm
10. Cek Lebar Sisi Kolom 1 = bb2+x2a+x2b = 550 mm

11. x3a = (b-bb3)/2 = 125 mm
12. x3b = (b-bb3)/2 = 125 mm
13. Cek Lebar Sisi Kolom 1 = bb3+x3a+x3b = 550 mm
14. x4a = (b-bb4)/2 = 125 mm
15. x4b = (b-bb4)/2 = 125 mm
16. Cek Lebar Sisi Kolom 1 = bb4+x4a+x4b = 550 mm

2.17.3 Dimensi Joint

1. x terkecil sisi 1, x1 = MIN (x1a, x1b) = 75 mm
2. x terkecil sisi 2, x2 = MIN (x2a, 21b) = 75 mm
3. x terkecil sisi 3, x3 = MIN (x3a, 31b) = 125 mm
4. x terkecil sisi 4, x4 = MIN (x4a, x4b) = 125 mm
5. Lebar Joint Sisi 1, bj1 = MIN (bb1+h, bb1+2*x1) = 550 mm
6. Lebar Joint Sisi 2, bj2 = MIN (bb2+h, bb2+2*x2) = 550 mm
7. Lebar Joint Sisi 3, bj3 = MIN (bb3+h, bb3+2*x3) = 550 mm
8. Lebar Joint Sisi 4, bj4 = MIN (bb4+h, bb4+2*x4) = 550 mm
9. Lebar Efektif Joint Y, bj = MIN (bj1, bj2) = 550 m
10. Lebar Efektif Joint X, hj = MIN (bj3, bj4) = 550 m
11. Luas Efektif Joint Gempa X, AjX = b_j * h = 302500 mm^2
12. Luas Efektif Joint Gempa Y, AjY = b * h_j = 302500 mm^2
13. Cek Tinggi Joint = h_j >= 1/2 h_b ? = OK

2.17.4 Data dan Gaya Tulangan Balok

1. Diameter Tulangan Utama Balok, db = 19
2. Cek Dimensi Kolom = b >= 20 * db ? = OK
3. Tulangan Atas Balok 1, As-1 = 2268,230 mm^2
4. Tulangan Bawah Balok 1, As+1 = 1701,172 mm^2
5. Tulangan Atas Balok 2, As-2 = 2268,230 mm^2
6. Tulangan Bawah Balok 2, As+2 = 1701,172 mm^2
7. Tulangan Atas Balok 3, As-3 = 1701,172 mm^2

8. Tulangan Bawah Balok 3, As+3 = 1701,172 mm^2
9. Tulangan Atas Balok 4, As-4 = 1701,172 mm2
10. Tulangan Bawah Balok 4, As+4 = 1701,172 mm^2
11. Tegangan Probable Tulangan, fpr = 1.25 * fy = 487,5 MPa
12. Gaya Tulangan Atas Balok 1, Fs-1 = A_s * f_{pr} = 1105762 N
13. Gaya Tulangan Bawah Balok 1, Fs+1 = A_s * f_{pr} = 829322 N
14. Gaya Tulangan Atas Balok 2, Fs-2 = A_s * f_{pr} = 1105762 N
15. Gaya Tulangan Bawah Balok 2, Fs+2 = A_s * f_{pr} = 829322 N
16. Gaya Tulangan Atas Balok 3, Fs-3 = A_s * f_{pr} = 829322 N
17. Gaya Tulangan Bawah Balok 3, Fs+3 = A_s * f_{pr} = 829322 N
18. Gaya Tulangan Atas Balok 4, Fs-4 = A_s * f_{pr} = 829322 N
19. Gaya Tulangan Bawah Balok 4, Fs+4 = A_s * f_{pr} = 829322 N

2.17.5 Gaya Geser Akibat Balok

1. Geser Ketika Arah Gempa X- = $F_s^-3 + C4 = F_s^-3 + F_s^+4$ = 829322+ 829322 = 1658643 N
2. Geser Ketika Arah Gempa X+ = $F_s^-4 + C3 = F_s^-4 + F_s^+3$ = 1105762+ 829322 = 1658643 N
3. Geser Ketika Arah Gempa Y- = $F_s^-1 + C2 = F_s^-1 + F_s^+2$ = 829322+ 829322 = 1935084 N
4. Geser Ketika Arah Gempa Y+ = $F_s^-2 + C1 = F_s^-2 + F_s^+1$ = 1105762+ 829322 = 1935084 N

2.17.6 Gaya Geser Kolom (Beam Hinging)

1. Mpr- Balok 1 = 983394779 Nmm (Input Excel Desain Balok)
2. Mpr+ Balok 1 = 757746988 Nmm (Input Excel Desain Balok)
3. Mpr- Balok 2 = 983394779 Nmm (Input Excel Desain Balok)
4. Mpr+ Balok 2 = 757746988 Nmm (Input Excel Desain Balok)
5. Mpr- Balok 3 = 600807771 Nmm (Input Excel Desain Balok)
6. Mpr+ Balok 3 = 600807771 Nmm (Input Excel Desain Balok)

7. Mpr- Balok 4 = 600807771 Nmm (Input Excel Desain Balok)
8. Mpr+ Balok 4 = 600807771 Nmm (Input Excel Desain Balok)
9. Ve Balok 1 = 1730825 N
10. Ve Balok 2 = 1730825 N
11. Ve Balok 3 = 267905 N
12. Ve Balok 4 = 267905 N
13. Geser Kolom Ketika Arah Gempa X- = $[(M_{pr}^{+}4+M_{pr}^{-}3)+(V_e3+V_e4)*h/2]/L_n$ = 272518 N
14. Geser Kolom Ketika Arah Gempa X+ = $[(M_{pr}^{+}3+M_{pr}^{-}4)+(V_e3+V_e4)*h/2]/L_n$ = 272518 N
15. Geser Kolom Ketika Arah Gempa Y- = $[(M_{pr}^{+}2+M_{pr}^{-}1)+(V_e1+V_e2)*h/2]/L_n$ = 544060 N
16. Geser Kolom Ketika Arah Gempa Y+ = $[(M_{pr}^{+}1+M_{pr}^{-}2)+(V_e1+V_e2)*h/2]/L_n$ = 544060 N

2.17.7 Gaya Geser Total Joint

1. Geser Joint Ketika Arah Gempa X- = $F_s + C - V_{col}$ = 1386125 N
2. Geser Joint Ketika Arah Gempa X+ = $F_s + C - V_{col}$ = 1386125 N
3. Geser Joint Ketika Arah Gempa Y- = $F_s + C - V_{col}$ = 1391024 N
4. Geser Joint Ketika Arah Gempa Y+ = $F_s + C - V_{col}$ = 1391024 N

2.17.8 Kuat Geser Joint

1. Konfigurasi Joint = 3
2. Faktor Pengali Kuat Geser, c = 1
3. Kuat Geser Nominal Joint Gempa X, VnX = $c * \lambda * \sqrt{f_c'} * A_{jX}$ = 1656861 N
4. Kuat Geser Nominal Joint Gempa Y, VnY = $c * \lambda * \sqrt{f_c'} * A_{jX}$ = 1656861 N
5. Faktor Reduksi, Φ = 0,85
6. Kuat Geser Joint Gempa X, ΦVnX = $\Phi * V_{nX}$ = 1408332 N
7. Kuat Geser Joint Gempa X, ΦVnY = $\Phi * V_{nX}$ = 1408332 N

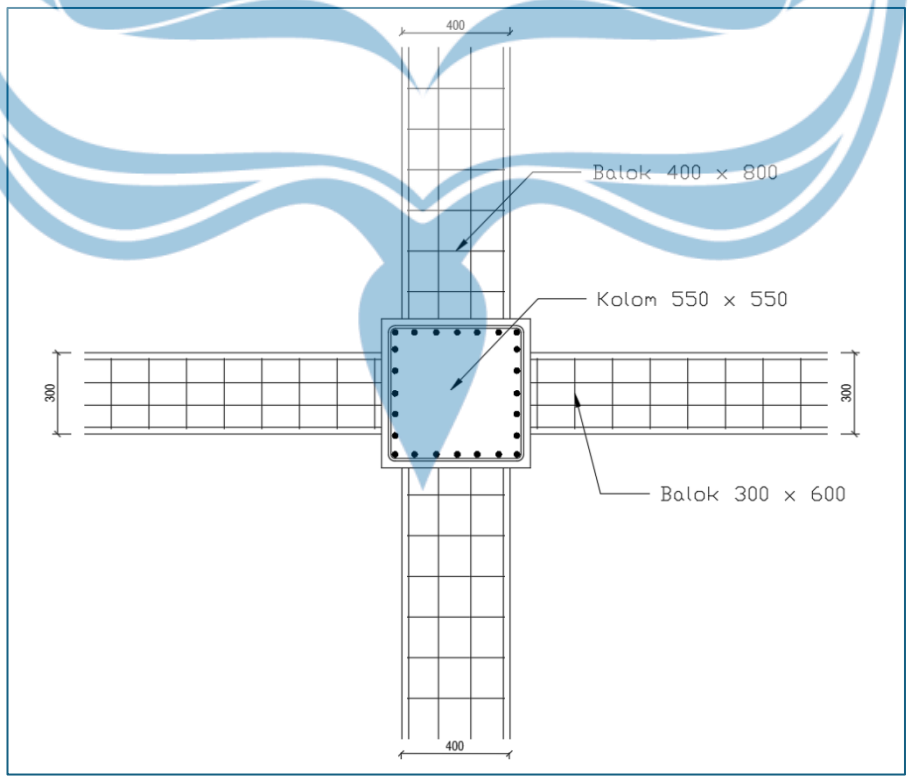
8. Gaya Geser Joint Gempa X, VuX = MAX (Geser Joint Gempa X)
= 1386125 N
9. Gaya Geser Joint Gempa Y, VuY = MAX (Geser Joint Gempa X)
= 1386125 N
10. Faktor Keamanan Gempa X, SFX = $\Phi V_{nX} / V_{uX}$ = 1,016
11. Faktor Keamanan Gempa Y, SFY = $\Phi V_{nX} / V_{uX}$ = 1,012
12. Cek Kuat Geser Joint = SF >= 1 ? = OK

2.17.9 Tulangan Transversal

Confinement boleh direduksi sebesar 50 %, spasi max 150 mm, maka digunakan tumpuan kolom sebagai tulangan transversal

2.17.10 Panjang Penyaluran Tarik

1. ldh hitung = $f_y * d_b / (5.4 * \lambda * \sqrt{f_c'})$ = 250,532 mm
2. ldh pakai = MAX(ldh, 8 db, 150) = 250,532 mm



Gambar 2. 65 Sketsa Hubungan Balok Kolom

2.18 Perencanaan Fondasi

Pada tahap perencanaan struktur bangunan, pondasi memainkan peran yang sangat penting dalam menentukan stabilitas dan kedamaian bangunan secara keseluruhan. Pondasi adalah elemen struktural yang berfungsi untuk memindahkan beban dari atas bangunan ke lapisan tanah yang lebih dalam dan lebih kuat yang menahan beban dari atas, sehingga mencegah bangunan bergeser atau turun. Desain pondasi mengacu pada SNI 03-2847-2013 tentang tata cara perhitungan struktur beton bangunan. Gedung RS Universitas Riau direncanakan akan menggunakan pondasi boredpile, data tanah yang digunakan merupakan hasil pengujian Bore Hole.

	Bor Hole 1				Bor Hole 2				Bor Hole 3			
Depth (m)	N-SPT	c (kPa)	γ (kN/m3)	ϕ (degree)	N-SPT	c (kPa)	γ (kN/m3)	ϕ (degree)	N-SPT	c (kPa)	γ (kN/m3)	ϕ (degree)
0,00 - 2,00	8				10				9			
2,00 - 4,00	10				12				8	0	9,85	25
4,00 - 6,00	12	8	9,95	0	10	9	9,96	0	10			
6,00 - 8,00	14				14				14			
8,00 - 10,00	21				28				19			
10,00 - 12,00	22				26				20	20	10,48	0
12,00 - 14,00	26	20	9,54	25	30	18	9,86	0	21			
14,00 - 16,00	30				30				22			
16,00 - 18,00	32	30	10,5	0	45	24	9,65	0	30	30	10	0
18,00 - 20,00	30				40				40			
20,00 - 22,00	35	35	10	32	50				40	0	12,56	32
22,00 - 24,00	35				48	35	11,78	0	37			
24,00 - 26,00	45				49				35			
26,00 - 28,00	42				52				46			
28,00 - 30,00	60	20	16,4	0	55	20	15,7	25	45	40	16	0
> 30	60				60				60			

Gambar 2. 66 Data Tanah Bore Hole

2.18.1 Penentuan Tipe pondasi berdasarkan Gaya Dalam

Tabel 2. 42 Penentuan Tipe Pondasi

No.	Type Pondasi	FZ (Min)	FZ (Max)	Jlh Pondasi	Jumlah Tiang
1	Type P-1	225.31	1049.61	8	1,27
2	Type P-2	1049.61	1873.90	13	2,27
3	Type P-3	1873.90	2698.19	9	3,37
4	Type P-4	2698.19	3522.48	6	4,27
Total pondasi				36.00	

Min = 450,63 Kn

Max = 2919,35 Kn

Qall`w = 824,29 Kn

2.18.2 Perhitungan tekanan efektif *overburden*

Tabel 2. 43 Data *Bore Hole* 3

***Bore Hole* 3**							**Klasifikasi Tanah**
Depth (m)			**c**	**θ**	**γ**	**N-SPT**	**Jenis Tanah**
0	-	2	0	25	9.85	9	Pasir
2	-	4	0	25	9.85	8	Pasir
4	**-**	**6**	**0**	**25**	**9.85**	**10**	**Pasir**
6	-	8	20	0	10.48	14	Lempung
8	-	10	20	0	10.48	19	Lempung
10	-	12	20	0	10.48	20	Lempung
12	-	14	20	0	10.48	21	Lempung
14	-	16	20	0	10.48	22	Lempung
16	-	18	30	0	10	30	Lempung
18	-	20	0	32	12.56	40	Pasir
20	-	22	0	32	12.56	40	Pasir
22	-	24	0	32	12.56	37	Pasir
24	-	26	0	32	12.56	35	Pasir
26	-	28	40	0	16	46	Lempung
28	-	30	40	0	16	45	Lempung
>30			40	0	16	60	Lempung

Tabel 2. 44 Tekanan Efektif *Overburdwn*

No	Depth (m)			h m	Deskripsi	γ (KN/m3)	(σv') (KN/m2)	(σz') (KN/m2)
1	0	-	2	2	Pasir	9.85	19.70	9.85
2	2	-	4	2	Pasir	9.85	39.40	19.7
3	**4**	**-**	**6**	**2**	**Pasir**	**9.85**	**59.10**	**29.55**
4	6	-	8	2	Lempung	10.48	80.06	29.55
5	8	-	10	2	Lempung	10.48	101.02	29.55
6	10	-	12	2	Lempung	10.48	121.98	29.55
7	12	-	14	2	Lempung	10.48	142.94	29.55
8	14	-	16	2	Lempung	10.48	163.90	29.55
9	16	-	18	2	Lempung	10	183.90	29.55
10	18	-	20	2	Pasir	12.56	209.02	29.55
11	20	-	22	2	Pasir	12.56	234.14	29.55
12	22	-	24	2	Pasir	12.56	259.26	29.55
13	24	-	26	2	Pasir	12.56	284.38	29.55
14	26	-	28	2	Lempung	16	316.38	29.55
15	28	-	30	2	Lempung	16	348.38	29.55
16	>30			2	Lempung	16	380.38	29.55

Zc = 10D s/d 20 D (digunakan 15D)

Zc = 15 x D = 15 x 0,40 = 6 m

2.18.3 Perhitungan Kapasitas Dukung 1 Tiang

Perhitungan Kapasitas Dukung 1 Tiang Metode α β (1)

Faktor Keamanan (FS): 3

Diameter (D) : 0,4 m

Keliling (p) : 1,257 m

Luas (A) : 0,126 m2

No	Depth (m)		L (m)	Deskripsi	γ (KN/m³)	c KN/m²	ϕ (o)	σo KN/m²	σz' KN/m²	α	Ko (1-sinϕ)	tan (0,9 ϕ)	Nc	Nq	fs	fb	Qs KN	ΣQs KN	Qb KN	Qult Single KN	Qall Single KN
1	0	- 2	2	Pasir	9.85	0	25	19.70	9.85						2.36	492.5	5.923	5.923	61.914	67.837	22.612
2	2	- 4	2		9.85	0	25	39.40	19.70	1	0.577	0.414	55	25	4.71	985	11.846	17.769	123.829	141.597	47.199
3	4	- 6	2		9.85	0	25	59.10	29.55						7.07	1478	17.769	35.538	185.743	221.281	73.760
4	6	- 8	2	Lempung	10.48	20	0	80.06	29.55						20.00	180	50.286	85.823	22.629	108.452	36.151
5	8	- 10	2		10.48	20	0	101.02	29.55						20.00	180	50.286	136.109	22.629	158.738	52.913
6	10	- 12	2		10.48	20	0	121.98	29.55	1	1.000	0.000	9	0	20.00	180	50.286	186.395	22.629	209.023	69.674
7	12	- 14	2		10.48	20	0	142.94	29.55						20.00	180	50.286	236.681	22.629	259.309	86.436
8	14	- 16	2		10.48	20	0	163.90	29.55						20.00	180	50.286	286.966	22.629	309.595	103.198
9	16	- 18	2	Lempung	10	30	0	183.90	29.55	0.94	1.000	0.000	9	0	28.33	270	71.238	358.204	33.943	392.147	130.716
10	18	- 20	2	Pasir	12.56	0	32	209.02	29.55						7.64	15677	19.201	377.405	1970.760	2348.165	782.722
11	20	- 22	2		12.56	0	32	234.14	29.55	1	0.470	0.550	120	75	7.64	17561	19.201	396.605	2207.606	2604.211	868.070
12	22	- 24	2		12.56	0	32	259.26	29.55						7.64	19445	19.201	415.806	2444.451	2860.257	953.419
13	24	- 26	2		12.56	0	32	284.38	29.55						7.64	21329	19.201	435.007	2681.297	3116.304	1038.768
14	26	- 28	2	Lempung	16	40	0	316.38	29.55	0.8	1.000	0.000	9	0	33.33	360	83.810	518.816	45.257	564.073	188.024
15	28	- 30	2		16	40	0	348.38	29.55						33.33	360	83.810	602.626	45.257	647.883	215.961
16	> 30		2	Lempung	16	40	0	380.38	29.55	0.8	1.000	0.000	9	0	33.33	360	83.810	602.626	45.257	647.883	215.961

Gambar 2. 67 Perhitungan Kapasitas Dukung 1 Tiang Metode α β

Perhitungan Kapasitas Dukung 1 Tiang - Metode N-SPT

No	Depth (m)			L (m)	Deskripsi	N-SPT	c KN/m²	ϕ (o)	α	fs (KN/m²)		fb (KN/m2)		Qs (KN)	∑Qs (KN)	Qb (KN)	Qult (KN)	Qall (KN)
										α*c	0,2 N	9 c	40 N					
1	0	-	2	2	Pasir	9	60.00	25	0.61		18		3600	45.26	45.26	452.57	497.83	165.94
2	2	-	4	2	Pasir	8	53.33	25	0.69		16		3200	40.23	85.49	402.29	487.77	162.59
3	4	-	6	2	Pasir	10	66.67	25	0.54		20		4000	50.29	135.77	502.86	638.63	212.88
4	6	-	8	2	Lempung	14	93.33	0	0.5	46.67		840		117.33	253.10	105.60	358.70	119.57
5	8	-	10	2	Lempung	19	126.67	0	0.5	63.33		1140		159.24	412.34	143.31	555.66	185.22
6	10	-	12	2	Lempung	20	133.33	0	0.5	66.67		1200		167.62	579.96	150.86	730.82	243.61
7	12	-	14	2	Lempung	21	140.00	0	0.5	70.00		1260		176.00	755.96	158.40	914.36	304.79
8	14	-	16	2	Lempung	22	146.67	0	0.5	73.33		1320		184.38	940.34	165.94	1106.29	368.76
9	16	-	18	2	Lempung	30	200.00	0	0.5	100		1800		251.43	1191.77	226.29	1418.06	472.69
10	18	-	20	2	Pasir	40	266.67	32	0.5		80		16000	201.14	1392.91	2011.43	3404.34	1134.78
11	20	-	22	2	Pasir	40	266.67	32	0.5		80		16000	201.14	1594.06	2011.43	3605.49	**1201.83**
12	22	-	24	2	Pasir	37	246.67	32	0.5		74		14800	186.06	1780.11	1860.57	3640.69	1213.56
13	24	-	26	2	Pasir	35	233.33	32	0.5		70		14000	176.00	1956.11	1760.00	3716.11	1238.70
14	26	-	28	2	Lempung	46	306.67	0	0.5	153.33		2760		385.52	2341.64	346.97	2688.61	896.20
15	28	-	30	2	Lempung	45	300.00	0	0.5	150		2700		377.14	2718.78	339.43	3058.21	1019.40
16	> 30			2	Lempung	60	400.00	0	0.5	200		3600		502.86	3221.64	452.57	3674.21	1224.74

Gambar 2. 68 Perhitungan Kapasitas Dukung 1 Tiang - Metode N-SPT

Keterangan :

fs = (α . C) + (ko . Tan(0,9ϕ) . σz') (kN/m2)

fb = (Nc . C) + (Nq . σo) (kN/m2)

Qb = fb x Ab (kN)

Qs = fs x p x L (kN)

Qult = ∑Qs + Qb (kN)

Qall = (Qult / FS) (kN)

Dari kedua metode diatas diperoleh:

Asumsi kedalaman : 22 m

Metode α β (1) = 868,07 kN

Metode NSPT = 1201,83 kN

Dari kedua metode, yang digunakan metode α β = 868,07 kN

2.17.4. Kapasitas Dukung Izin Tiang Terhadap Gaya Lateral

Diketahui:

z = 22

e = 0 cm

c = 0 kN/m2

γ' = 12,56 kN/m3

ϕ = 32

dL = 0,4 m

dD = 0,35 m

Fc = 30 Mpa

EP = 4700 x √fc

= 25743 Mpa = 25,7x10^6 kN/m2

Ip = (1/64) x π x (dL4 - dD4)

= 0,0011 m4

Hitung berat tiang yang tertanam dalam tanah

W = 0,199 ton/m

= 1,99 kN/m

W = 22 x 1,99

= 43,78 kN

1. Metode Broms (1964)

a. Menentukan Tipe Tiang

Menghitung nilai nh

Tabel 2. 45 Menentukan Tipe Tiang

Lapisan	Depth (m)			NSPT	L	Kepadatan	nh (KN/m3)	Li x nh
1	0	-	6	8 sd 10	6	Loose	2500	15000
2	6	-	18	14 sd 30	12	Medium Dense	7500	90000
3	18	-	22	35 sd 40	4	Dense	20000	80000
∑					22		∑	185000

Nh =185000 / 22 = 8409,091 kN/m3

Faktor Kekakuan T = $(EI/nh)^{1/5}$

= $(25,74 \times 10^6 \times 0,0011)^{1/5}$ / 8909,1

= 1,266 m

4T = 5,066 m

2T = 2,533 m

L > 4T (Termasuk tiang panjang)

b. Beban lateral ultimit (Hu) untuk tiang panjang – fixed head

Mu = (1/8) x q x l^2

= (1/8) x 1,99 x 22^2

= 120,395 kN.m

M max = γ' x d x l x Kp

= 12,56 x 0,4 x 22 x 3,255

= 359,753 kN.m

Mmax < Mu, maka terjadi keruntuhan tanah, sehingga gaya horizontal ultimit ditentukan oleh kekuatan tanah dalam menahan beban momen.

γ' D Kp = 12,56 x 0,4 x 3,255

= 16,351

Hu = Mu / ((e+0,54) (Hu / γ' D Kp) $^{1/2}$)

= 359,723 / ((0 + 0,54) (Hu / 16,351)$^{1/2}$)

0,13 Hu (3/2) = 359,7

Hu = 193,60 kN

Ha = Hu / SF

= 193,60 / 3

= 64,53 kN

c. Defleksi untuk tiang panjang – free head

y = (0,93 x H) / ((nh$^{3/5}$) x (Ep x lp)$^{2/5}$)

= 0,93 x H / ((8409$^{3/5}$) x (25,7 x10^{6} x 0,00106) $^{2/5}$)

= 0,0000690 H

y = 0,00445 m = 0,445 cm (<1 cm,.....OK!)

2.18.5 Perencanaan Pondasi Tiang

1. Kapasitas dukung izin tiang

Diameter tiang	D	= 0,4 m
Kedalaman tiang	L	= 22 m

Daya dukung ultimit (Nilai terkecil dari metode a, b dan NSPT)

Tahanan ultimit - selimut tiang	Qs	= 396,61kN
Tahanan ultimit – ujung tiang	Qb	= 2207,61 kN
Daya dukung ultimit total	Qult	= 2604,21 kN
Faktor safety	FS	= 3

Daya dukung izin tiang total tiang Qall = 868,07 kN

2. Kapasitas dukung izin tiang terhadap gaya desak

   Berat tiang yang tertanam dalam tanah W = 0,199 ton/m'

   W = 0,199 x 10 x 22

   W = 43,78 kN

   Daya dukung izin tiang – berat tiang Qall = (Qall – W)

   Qall = 868,07 – 43,78

   Qall = 824, 29 kN

3. Kapasitas dukung izin tiang terhadap gaya tarik

   Menurut Metode Coyle dan Castello (1981)

   Ta = (Qs / 5) + 0,9 x Wtiang

   Ta = (396,61 / 5) + 0,9 x 43,78

   Ta = 118,72 kN

4. Perhitungan jumlah tiang yang digunakan / dibutuhkan

   Diperoleh perencanaan klasifikasi pondasi sebagai berikut:

Tabel 2. 46 Perencanaan Klasifikasi Pondasi

Type	**Label**	**FZ (Max)**	**FX**	**FY**	**MX**	**MY**
Pondasi		kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Type P-1	41	965.31	25.1	-59.6	6.6	13.7
Type P-2	34	1778.00	-91.6	-96.8	29.3	-28.3
Type P-3	2	2564.52	150.5	100.7	-50.5	58.8
Type P-4	6	2919.35	-8.1	221.5	-92.9	1.8

Tabel 2. 47 Perencanaan Klasifikasi Pondasi

Type	**Est. Jlh**	**Jlh. Tiang**	**Jarak tiang**	**Jarak tepi Pile Cap**		
Pondasi	n= ∑V/Qa	dipakai	(2,5D - 3,0D)	ke AS	Sisa Jarak	Cek (>D)
Type P-1	1.17	2	1	0.65	0.45	Ok
Type P-2	2.16	4	1	0.65	0.45	Ok
Type P-3	3.11	5	1	0.65	0.45	Ok
Type P-4	3.54	6	1	0.65	0.45	Ok

Jarak antar tiang diambil min 2,5D – 3,0 D 2,5D = 1 m

3,0D = 1,2 m

Sehingga digunakan jarak antar tiang Sh (horizontal) = 1 m

Sv (vertikal) = 1 m

Jarak tiang ke pilecap, (spasi bersih > D)

Digunakan jarak tiang ke pilecap Ah (horizontal) = 0,65 m

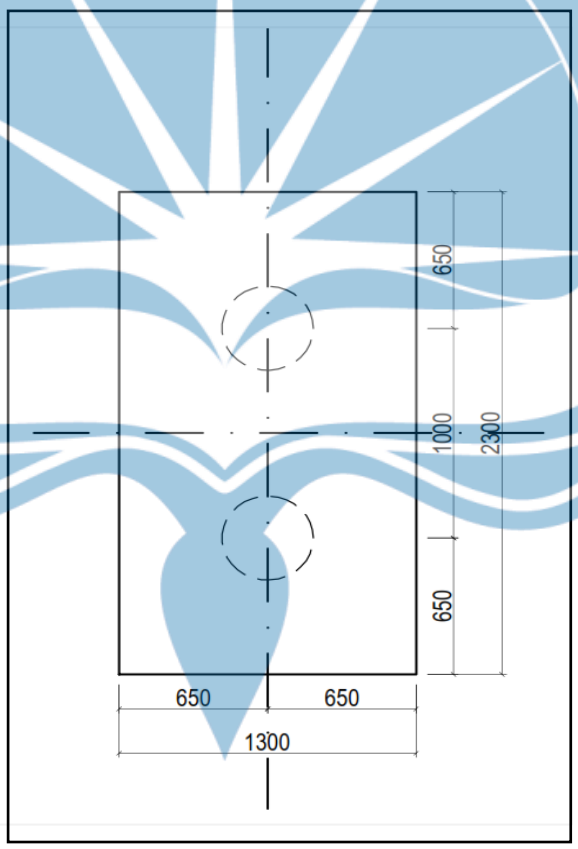
Sisa ah = 0,45 > D

Ah (vertikal) = 0,65 m

Sisa Av = 0,45 > D

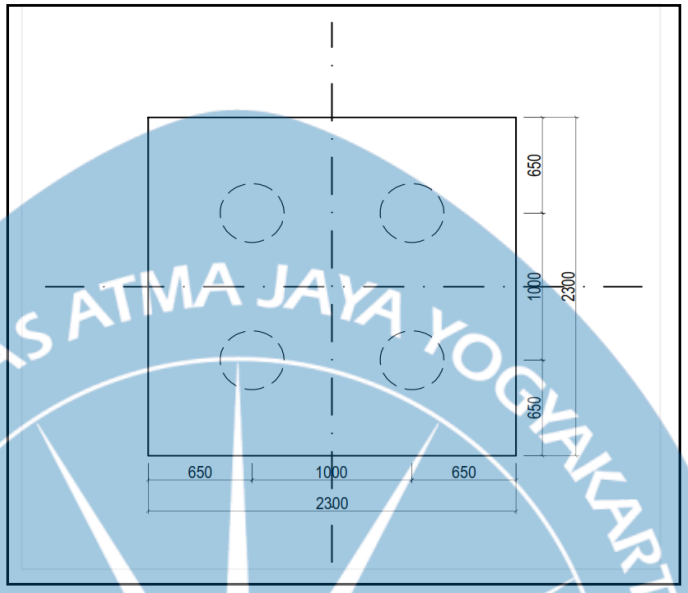
5. Sketsa type pondasi tiang

Type P-1



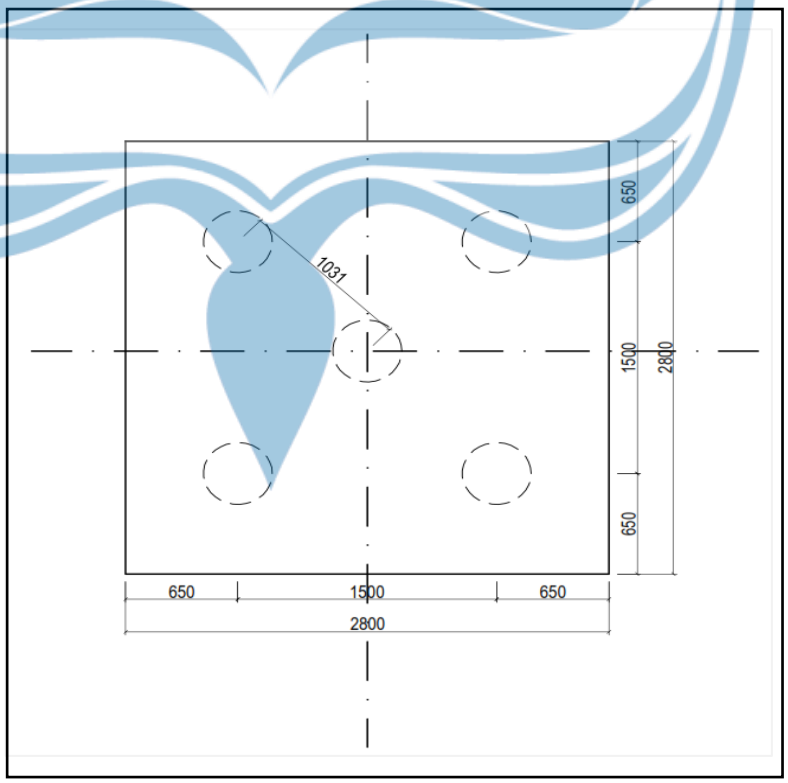
Gambar 2. 69 Pondasi Tiang Tipe P-1

Type P-2



Gambar 2. 70 Pondasi Tiang Tipe P-2

Type P-3



Gambar 2. 71 Pondasi Tiang Tipe P-3

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

Type P-4



Gambar 2. 72 Pondasi Tiang Tipe P-4

2.18.6 Kontrol Daya Dukung Tiang Type P-1

1. Data Beban

Tabel 2. 48 Data Beban

Type	Label	FZ (Max)	FX	FY	MX	MY
Pondasi		kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Type P-1	41	965.3	25.1	-59.6	6.6	13.7

Ukuran pile cap:

Panjang = 1,3 m

Lebar = 2,3 m

Tinggi = 0,9 m

Berat pilecap (W.cap) = 64,584 kN

Berat total beban vertikal,

V = Fz + W(cap) = 1029,9 kN

Jumlah tiang, n = 2 pancang

2. Titik pusat susunan tiang, central (Xo, Yo)

Xo = 0

Yo = 0

Tabel 2. 49 Titik Pusat Susunan Tiang Terhadap Xo

Tiang	n jl tiang	x (m)	$n(x)^2$
1	1	0	0
2	1	0	0
n =	2	∑x2 =	0 m2

Tabel 2. 50 Titik Pusat Susunan Tiang Terhadap Yo

Baris	n jl tiang	y (m)	$n(y)^2$
1	1	-0.5	0.25
2	1	0.5	0.25
n =	2	∑y2	0.5 m2

3. Kontrol Qa' terhadap beban tetap

$$P = \frac{\sum V}{n} + \frac{\sum Mx \,.\, X}{x2} + \frac{\sum My \,.\, Y}{y2}$$

Tabel 2. 51 Kontrol Qa' terhadap beban tetap

Tiang	∑V / n	x (m)	∑Mx.X / ∑x2	y (m)	∑My . Y / ∑y2	P (Kn)	Qa (Kn)	Check
1	514.9	0	0	-0.5	-13.71	501.24	824.29	Ok !
2	514.9	0	0	0.5	13.71	528.65		Ok !

4. Kontrol Ha' terhadap beban tetap

∑Elateral = 59,6 kN

H yang terjadi

Elateral / n = 59,6/2 = 29,81 kN < Ha = 64,53 (OK)

5. Efisiensi kelompok tiang

(Metode converse – Labarre)

Eg = $1 - q \frac{(n-1).m+(m-1).n}{90.m.n}$

D = 0,4

s = 1

θ = arc tg D/s = 21,80derajat

n = 2

m = 1

Eg = $1 - 21,80 \frac{(2-1).1+(1-1).2}{90.1.2}$ = 87,89 %

6. Daya dukung tiang group

Tabel 2. 52 Daya dukung tiang

Efisiensi	Eg	n (jlh tiang)	Qall (kN)	Qgroup (kN)	V (Kn)	Check
(Metode Converse - Labarre)	87.89%	2	868.07	1525.86	1029.9	Ok !

7. Rekapitulasi Daya Dukung Tiang

Tabel 2. 53 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang

Efisiensi	Eg	n (jlh tiang)	Qall (kN)	Qgroup (kN)	V (Kn)	Check
(Metode Converse - Labarre)	87.89%	2	868.07	1525.86	1029.9	Ok !
(Metode Converse - Labarre)	75,78%	4	868,07	2631,16	1892,3	Ok !
(Metode Converse - Labarre)	83,41%	5	868,07	3620,27	2733,9	Ok !
(Metode Converse - Labarre)	71,74%	6	868,07	3736,47	3083,3	Ok !

2.18.7 Data Material dan Dimensi Pondasi

Contoh perhitungan yang diuraikan merupakan tinjauan terhadap fondasi tipe 2. Berikut merupakan data material yang akan diuraikan sebagai berikut :

a. Dimensi Borepile = 40 cm
b. Kedalaman = 22 m
c. Kuat tekan beton (fc') = 30 Mpa
d. Kuat leleh baja = 420 Mpa
e. Berat beton bertulang = 24 kN/m3
f. Lebar kolom arah x (Bx) = 0,5 m
g. Lebar kolom arah y (By) = 0,5 m
h. Jarak tiang pancang terhadap sisi luar (a)= 0,65 m
i. Tebal pilecap (h) = 0,9 m
j. Tebal tanah di atas pile cap (z) = 0
k. Berat volume tanah diatas pilecap = 16,351 kN/m3
l. Posisi kolom = 40

2.18.8 Penulangan Pilecap

Pembesian pilecap pada fondasi tipe 2 dibagi menjadi tiga yaitu, tulangan lentur arah x, tulangan lentur arah y, dan tulangan susut yang akan diuraikan sebagai berikut :

1. Tulangan Lentur arah x
   a. Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap (Cx) = cx=(Lx - bx)/2
      = 0,900 m
   b. Jarak tiang terhadap sisi kolom (Ex) = ex = cx - a
      = 0,250 m
   c. Berat beton = 'W1 = cx x Ly x h x wc
      = 44,712 kN
   d. Berat tanah = 'W2 = cx x Ly x z x ws
      = 34,838 kN
   e. Momen yang terjadi pada pilecap = Mux = pumax x ex - W1 x cx / 2 - W2 x cx / 2

		= 62,134 kNm
f.	Modulus elastisitas baja	= Es = 200000 MPa
g.	β1	= 0,85
h.	pb	= b1x 0.85 x fc'/ fy x 600 / (600 + fy)
		= 0,03035714
i.	Φ	= 0,80
j.	Rmax	= 0.75 x rb x fy x [1-½x0.75x rb x fy / (0.85 x fc')]
		= 7,770
k.	Mn	= Mux / Φ
		= 77,667 kNm
l.	Rn	= Mnx10⁶/(b xd2)
		= 0,04566
m.	Cek	= Rn<Rmax →OK
n.	Rasio tulangan yang diperlukan	= p = 0.85 x fc' / fy x[1 - Ö {1 – 2 x Rn / (0.85x fc')}]
		= 0,0001
o.	Rasio tulangan minimum	= pmin = 0,0025
p.	Rasio tulangan digunakan	= p = 0,0025
q.	Luas tulangan yang digunakan	= As = p x b x d
		= 4945,00 mm²
r.	Diameter tulangan yang digunakan	= 19 mm
s.	Jarak tulangan maksimum	= Smax = 200 mm
t.	Jarak tulangan yang diperlukan	= s = π / 4 x D2 x b / As
		= 132 mm
u.	Jarak tulangan yang digunakan	= s = 150 mm
v.	Tulangan digunakan	= D 19 - 150

w. Luas tulangan terpakai = As = p / 4 x D2 x b / s
= 4347,44 mm²

x. Cek keperluan tulangan =

2. Tulangan Lentur arah y

a. Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap (Cx) = cy =(Ly - by)/2
= 0,900 m

b. Jarak tiang terhadap sisi kolom (Ex) = ey = cy - a
= 0,250 m

c. Berat beton = 'W1 = cx x Lx x h x wc
= 44,712 kN

d. Berat tanah = 'W2 = cx x Lx x z x ws
= 34,838 kN

e. Momen yang terjadi pada pilecap = Mux = pumax x ex - W1 x cx / 2 - W2 x cx / 2
= 62,134 kNm

f. Modulus elastisitas baja = Es = 200000 MPa

g. β1 = 0,85

h. pb = b1x 0.85 x fc'/ fy x 600 / (600 + fy)
= 0,03035714

i. Φ = 0,80

j. Rmax = 0.75 x rb x fy x [1-½x0.75x rb x fy / (0.85 x fc')]
= 7,770

k. Mn = Mux / Φ
= 77,667 kNm

l. Rn = Mnx10⁶/(b xd2)
= 0,03500

m. Cek = Rn<Rmax →OK

n. Rasio tulangan yang diperlukan = p = 0.85 x fc' / fy x[1 - Ö {1 – 2 x Rn / (0.85x fc')}]
= 0,0001

o. Rasio tulangan minimum = pmin = 0,0025

p. Rasio tulangan digunakan = p = 0,0025

q. Luas tulangan yang digunakan = As = p x b x d
= 6450,00 mm²

r. Diameter tulangan yang digunakan = 19 mm

s. Jarak tulangan maksimum = Smax = 200 mm

t. Jarak tulangan yang diperlukan = s = π / 4 x D2 x b / As
= 132 mm

u. Jarak tulangan yang digunakan = s = 150 mm

v. Tulangan digunakan = D 19 - 150

w. Luas tulangan terpakai = As = p / 4 x D2 x b / s
= 5670,57 mm²

x. Cek keperluan tulangan =

3. Tulangan susut

a. Rasio tulangan susut minimum = psmin = 0,0014

b. Luas tulangan susut arah x = Asx = psminxbxd
= 2769 mm²

c. Luas tulangan susut arah y = Asy = psminxbxd
= 3612 mm²

d. Diameter tulangan yang digunakan = ⌀ = 12 mm

e. Jarak tulangan susut arah x = sx = π / 4 x ⌀₂ x b / Asx
= 94 mm

f. Jarak tulangan susut maksimum arah x = sx,max = 200 mm

g. Jarak tulangan susut arah x yang digukanan = sx = 150 mm

h. Jarak tulangan susut arah y = sy = π / 4 x ⌀₂ x b / Asy
= 94 mm

i. Jarak tulangan susut maksimum arah y = sy,max = 200 mm

j. Jarak tulangan susut arah y yang digunakan = sx = 150 mm

k. Digunakan tulangan susut arah x = ⌀ 12 - 150

l. Digunakan tulangan susut arah y = ⌀ 12 - 150

2.17.9. Penulangan Borepile

Pembesian borepile ditinjau pada tulangan utama borepile max 1% luas tampang, dan tulangan geser borepile max 20% luas tulangan utama. Penulangan borepile diuraikan sebagai berikut :

1. Tulangan utama borepile max 1% luas tampang
   a. D tiang = 400 mm
   b. 1% tampang = 0,01 x 25 x π x 400 = 314,159
   c. D tulangan = 12 mm
   d. A tulangan = 113,1 mm2
   e. Jumlah tulangan = 1% tampang / A tulangan = 314,159 / 113,1
      = 2,77 = 3 buah
2. Tulangan geser borepile max 20% luas tulangan utama
   a. D tiang = 400 mm
   b. 20% tampang = 0,2 x 314,159 = 62,832
   c. D tulangan = 12 mm
   d. A tulangan = 113,1 mm
   e. Jumlah tulangan = 2 buah

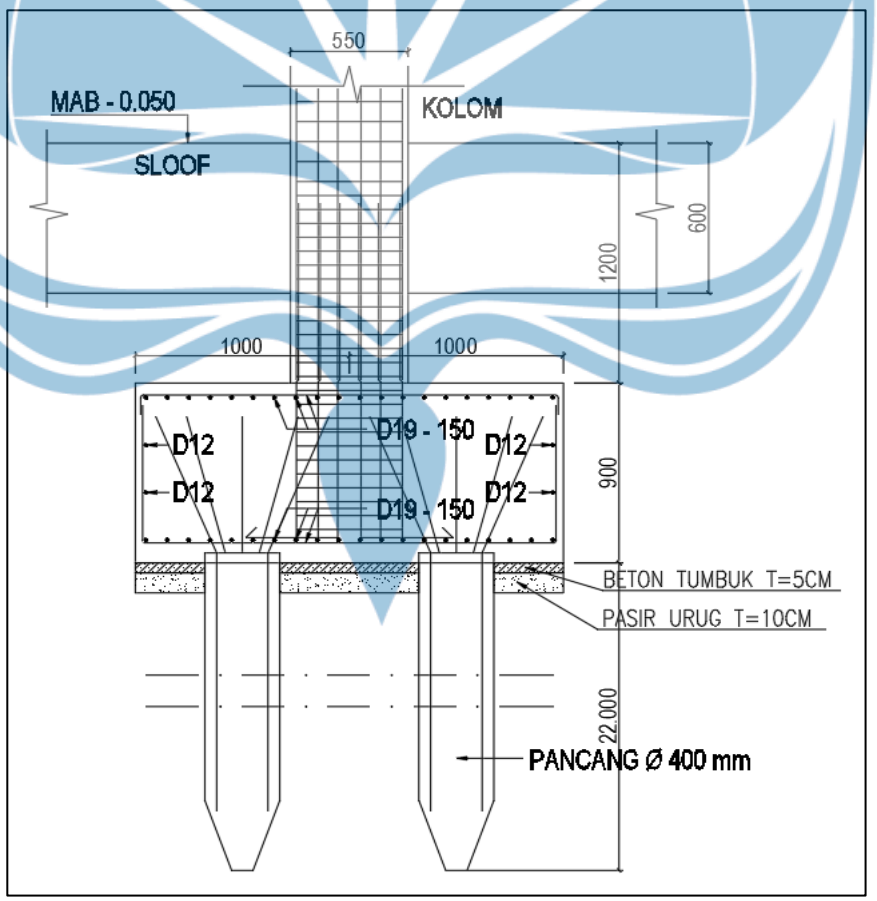
Maka, digunakan tulangan sengkang borepile max 1% yaitu 2D-150

2.18.10 Rekapitulasi Penulangan Fondasi

Rekapitulasi penulangan fondasi pada tipe 1, 2, 3, dan 4 terdiri dari penulangan pilecap dan penulangan borepile sebagai berikut:

Tabel 2. 54 Rekapitulasi penulangan fondasi

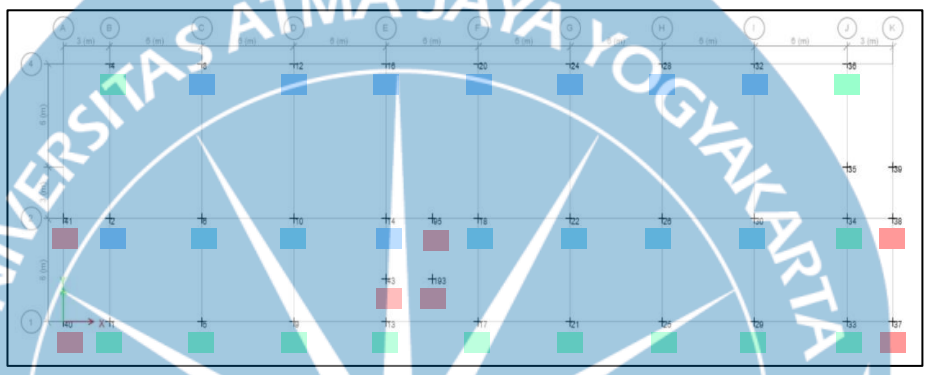
Tipe Fondasi	Penulangan Pilecap			Penulangan Borepile	
	Arah X	Arah Y	Susut	Utama	Sengkang
Type P-1	D19 - 150	D19 - 150	D12 - 150	12D22	2D - 150
Type P-2	D19 - 150	D19 - 150	D12 - 150	12D22	2D - 150
Type P-3	D22 - 200	D22 - 200	D12 - 200	12D22	2D - 150
Type P-4	D22 - 200	D22 - 200	D12 - 200	12D22	2D - 150



Gambar 2. 73 Penulangan Pile Cap

2.18.11 Denah Pondasi

Denah pondasi merupakan representasi grafis yang menggambarkan layout atau tata letak elemen elemen struktural pada bagian bawah bangunan, yang berfungsi untuk membagikan beban dari atas bangunan ke lapisan tanah yang lebih kuat untuk menahan beban. Denah fondasi Gedung Rumah Sakit Universitas Riau dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2. 74 Denah Fondasi

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA