BAB II
PERANCANGAN STRUKTUR ATAS & BAWAH

2.1 Perancangan Struktur

Dalam perancangan struktur bangunan gedung, diperlukan pemilihan sistem struktur yang sesuai dengan ketentuan yang tercantum dalam SNI 1726:2019. Standar ini mengatur berbagai aspek perencanaan struktur guna memastikan keamanan dan ketahanan bangunan terhadap beban yang bekerja, termasuk beban gravitasi dan beban lateral akibat gempa. Untuk struktur beton bertulang, SNI 1726:2019 mengklasifikasikan sistem struktur menjadi tiga jenis, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Dalam tugas akhir perancangan infrastruktur ini, perancangan dan analisis struktur Gedung Laboratorium Terpadu ini dilakukan dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sistem ini dipilih karena memiliki kapasitas daktilitas yang tinggi sehingga mampu menahan gaya gempa yang signifikan, sesuai dengan Kategori Desain Seismik (KDS) D yang berlaku untuk lokasi tersebut. Analisis yang dilakukan meliputi pengecekan struktur beton bertulang pada setiap lantai untuk memastikan bahwa desain yang diterapkan memenuhi persyaratan ketahanan gempa serta keselamatan struktural yang ditetapkan dalam standar perencanaan.

2.2 Perancangan Struktur Atap

Perancangan struktur atap bertujuan untuk memastikan keamanan, kestabilan, dan efisiensi dalam menahan beban yang bekerja. Pada perancangan struktur atap Gedung Laboratorium Terpadu ini, perancangan mengacu pada data-data umum sesuai pada Tabel 2.1 di bawah ini.

Tabel 2.1 Data Umum Perancangan Struktur Atap

Keterangan	Data	Satuan
Jarak Antar Gording	1,2	m
Kemiringan	35	°
Jarak Antar Kuda-Kuda	4	m
Beban Atap	0,732	kN/m
Beban Plafon	0,240	kN/m
Berat Gording	0,0927	kN/m
Fy Baja	240	MPa
Tinggi Struktur	25.5	m
Tinggi Atap	7	m

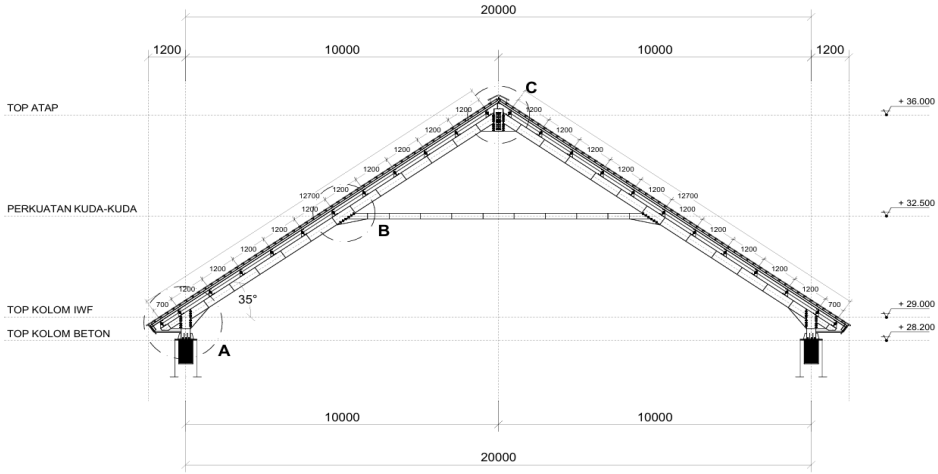
Melalui data umum yang telah ditentukan, kemudian dilakukan perancangan struktur atap sebagai berikut.

2.2.1. Perancangan Atap

Perancangan atap meliputi perencanaan gording, kemudian dilanjukan dengan perencanaan beban kuda-kuda baja. Berikut merupakan perhitungan dari perancangan atap.

1. Rencana Gording

   Perencanaan gording dilakukan sesuai dengan gambar rencana dan kuda-kuda pada desain arsitektur Gedung Laboratorium Terpadu, seperti yang tertera pada Gambar 2.1 berikut.



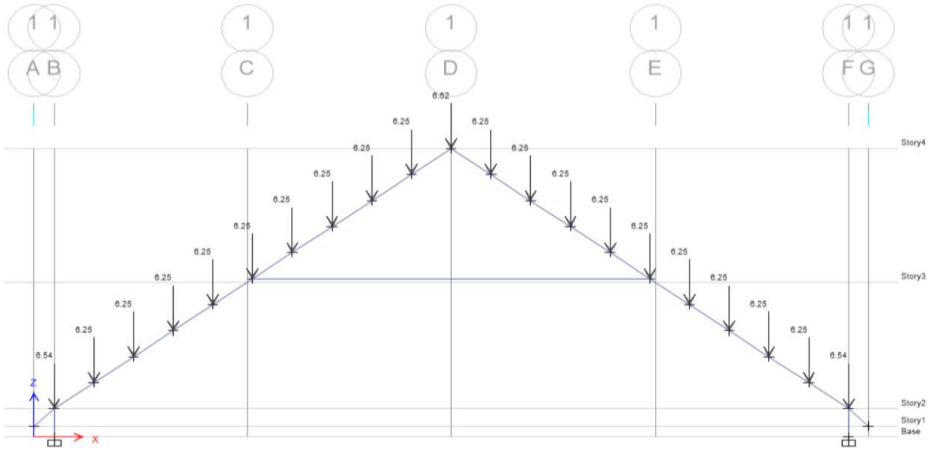
Gambar 2.1 Detail Rencana Gording dan Kuda-Kuda

a. Beban Gording

Perhitungan beban gording pada gedung Laboratorium Terpadu adalah sebagai berikut:

- Berat sendiri = 9,27 kg/m = 0,0927 kN/m
- Berat atap $= \frac{1,2}{\cos 35^\circ} \times 0.5$ = 0,732 kN/m
- Berat plafon + hollow = 1,2 × 0.2 = 0,24 kN/m
- Dead load (DL) rencana gording = 1,065 kN/m
- Live load (LL), diambil sebesar = 1 kN/m

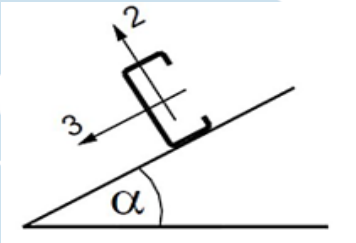
Dari beban yang telah dihitung, kemudian dimodelkan melalui *software* ETABS seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.2 berikut.



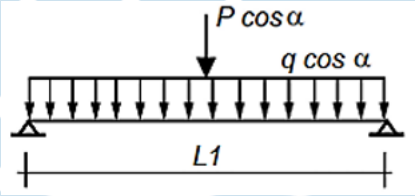
Gambar 2.2 Pemodelan Gording Laboratorium

b. Rencana Momen Gording

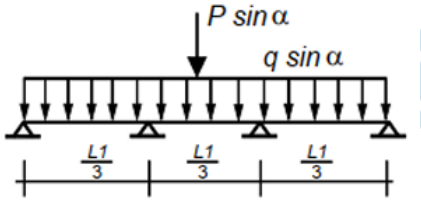
Gording dipasang miring mengikuti bentuk kuda-kuda, beban yang diterima akan terdistribusi ke dalam komponen pada sumbu 2 dan sumbu 3, seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.3. Beban tersebut kemudian membentuk proyeksi momen pada kedua sumbu, sebagaimana diperlihatkan pada Gambar 2.4 dan Gambar 2.5.



Gambar 2.3 Proyeksi Sumbu Gording



Gambar 2.4 Momen Gording Sumbu 2



Gambar 2.5 Momen Gording Sumbu 3

Momen gording pada sumbu 2 dan 3 dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

- Momen gording sumbu 2

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

$= \frac{1}{8} \times 1{,}065 \times \cos 35^\circ \times (4)^2$

$= 1{,}754$ kNm

$M_{2,}$ L $= \frac{1}{4} \times P \times \cos \alpha \times L_1$

$= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 35^\circ \times 4$

= 0,819 kNm

$M_{2,}$ U = 1,4 × $M_{2,}$ D

= 1,4 × 1,754

= 2,443 kNm

$M_{2,}$ U = 1,2 × $M_{2,}$ D + 1,6 × $M_{2,}$ L

= 1,2 × 1,754 + 1,6 × 2,443

= 3,405 kNm

- Momen gording sumbu 3

$M_{3,}$ D $= \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times (\frac{L1}{3})^2$

$= \frac{1}{8} \times 1{,}065 \times \cos 35^\circ \times (\frac{4}{3})^2$

= 0.136 kNm

$M_{3,}$ L $= \frac{1}{4} \times P \times \cos \alpha \frac{L1}{3}$

$= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 35^\circ \times \frac{4}{3}$

= 0,191 kNm

$M_{3,}$ U = 1,4 × $M_{2,}$ D

= 1,4 × 0,136

= 0,19 kNm

$M_{3,}$ U = 1,2 × $M_{3,}$ D + 1,6 × $M_{3,}$ L

= 1,2 × 0,136 + 1,6 × 0,191

= 0,469 kNm

c. Cek Tegangan Pada Profil C

Pengecekan tegangan pada profil C dilakukan melalui perhitungan dengan rumus dibawah ini.

$$fb = \frac{M_3U}{\emptyset W_3} + \frac{M_2U}{\emptyset W_2} \leq Fy$$

digunakan profil C 200 × 75 × 20 tebal 3,2 mm.

W_3 = 71600 mm^3

W_2 = 15800 mm^3

maka,

$$fb = \frac{3{,}4047 \times 10^6}{0{,}9 \times 71600} + \frac{0{,}4688 \times 10^6}{0{,}9 \times 15800} \leq 240 \text{ MPa}$$

= 85,802 Mpa ≤ 240 MPa **OK**

Berdasarkan perhitungan tersebut, tegangan profil C tergolong aman.

d. Cek Defleksi Gording

Pengecekan keamanan defleksi gording dilakukan melalui perhitungan sebagai berikut.

$I_3 = I_x$ = 7160000 mm^4

$I_2 = I_y$ = 840000 mm^4

maka,

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \propto (L_1)^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \propto (L_1)^3}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{1{,}065 \cos 35° \, (4000)^4}{200000 \times 7160000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cos 35° \, (4000)^3}{200000 \times 7160000}$$

= 2,0318 mm

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \propto \left(\frac{L_1}{3}\right)^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \propto \left(\frac{L_1}{3}\right)^3}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{1{,}065 \sin 35° \left(\frac{4000}{3}\right)^4}{200000 \times 840000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \sin 35° \left(\frac{4000}{3}\right)^3}{200000 \times 840000}$$

= 0,1542 mm

pengecekan,

$$\delta = \sqrt{{\delta_2}^2 + {\delta_3}^2} \leq \frac{1}{240} L$$

$$= \sqrt{(2{,}0318)^2 + (0{,}1542)^2} \leq \frac{1}{240} (4000)$$

= 2,0376 ≤ 16,6667 **OK**

Berdasarkan perhitungan tersebut, defleksi gording tergolong aman.

e. Rencana Sag-rod

Perencanaan sag-rog dilakukan melalui perhitungan seperti yang ditunjukkan sebagai berikut.

Jumlah gording yang digunakan sebanyak 11 buah

$F_{t1,}$ D $= n \times (\frac{L}{3} \times q \times \sin\alpha)$

$= 11 \times (\frac{4}{3} \times 1{,}065 \times \sin 35^{\circ})$

$= 8{,}961$ kN

$F_{t1,}$ L $= \frac{n}{2} \times P \times \sin\alpha$

$= \frac{11}{2} \times 1 \times \sin 35^{\circ}$

$= 3{,}1547$ kN

f. Kombinasi Beban

Kombinasi beban pada gording dihitung melalui perhitungan seperti yang ditunjukkan di bawah ini.

$F_{t,}$ U $= 1{,}4 \times F_{t1}$ D

$= 1{,}4 \times 8{,}961$

$= 12{,}5449$ kNm

$F_{t,}$ U $= 1{,}2 \times F_{t1}$ D $+ 1{,}6 \times F_{t1}$ L

$= 1{,}2 \times 8{,}961 + 1{,}6 \times 3{,}1547$

$= 15{,}8$ kNm

Luas batang Sagrod yang diperlukan :

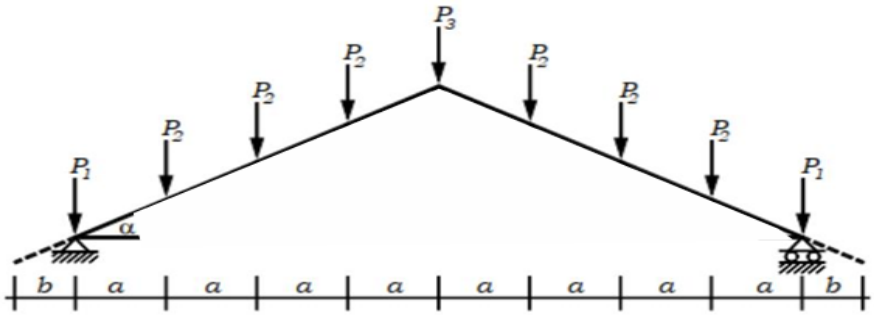
Asr $= \frac{Ft,U \times 10^3}{\theta\, Fy}$

$= \frac{15{,}8 \times 10^3}{0{,}9 \times 240}$

$= 73{,}149$ mm^2

2. Perencanaan Beban Kuda-Kuda

Beban titik pada kuda-kuda dihitung berdasarkan posisi gording dan telah disesuaikan dengan tributary area. Distribusi beban tersebut pada kuda-kuda atap dapat dilihat pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6 Beban Titik Pada Kuda-Kuda *Monoframe*

a. Beban P1

Perhitungan beban P1 sebagai berikut:

- Berat sendiri kuda-kuda $= \frac{a}{2} \times W_{kuda\text{-}kuda}$

  $= \frac{1,2}{2} \times 0,36$ = 0,216 kN
- Berat gording = L × berat gording per m'

  = 4 × 0,0927 = 0,371 kN
- Berat atap $= \left(\frac{\frac{a}{2}+b}{\cos\propto}\right) \times L \times W$ atap

  $= \left(\frac{\frac{1,2}{2}+0,5}{\cos 35°}\right) \times 4 \times 0,732$ = 3,934 kN
- Berat plafon $= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times W$

  $= \left(\frac{1,2}{2} + 0,5\right) \times 4 \times 0,24$ = 2,016 kN +

  Beban P1 = 6,537 kN

b. Beban P2

- Berat sendiri kuda-kuda $= a \times W_{Kuda\text{-}kuda}$

  = 1,2 × 0.36 = 0,432 kN
- Berat gording = L × berat gording per m'

  = 4 × 0,0927 = 0,371 kN
- Berat atap $= \left(\frac{a}{cos\propto}\right) \times L \times W_{Atap}$

  $= \left(\frac{1,2}{\cos 35°}\right) \times 4 \times 0,732$ = 4,292 kN

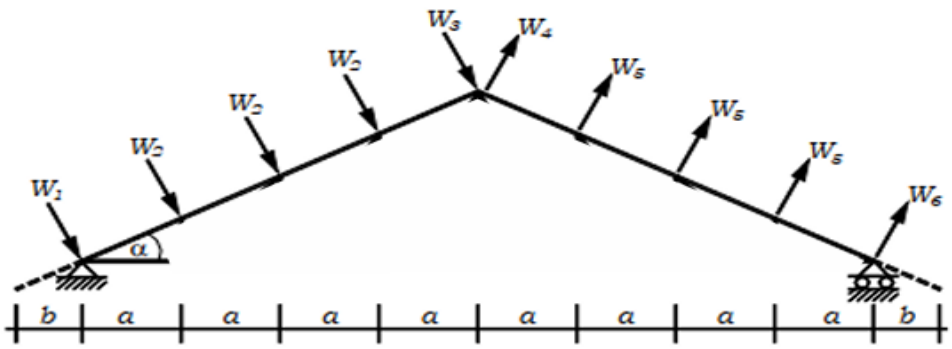
- Berat plafon = a × L × W
  = 1,2 × 4 × 0,24 = 1,152 kN +
  Beban P2 = 6,247 kN

c. Beban P3

- Berat sendiri kuda-kuda = a × $W_{Kuda\text{-}kuda}$
  = 1,2 × 0.36 = 0,432 kN
- Berat gording = 2L × berat gording per m'
  = 8 × 0,0927 = 0,742 kN
- Berat atap = $\left(\frac{a}{cos\propto}\right)$ × L × W_{Atap}
  = $\left(\frac{1,2}{\cos 35°}\right) \times 4 \times 0,732$ = 4,292 kN
- Berat plafon = a × L × W
  = 1,2 × 4 × 0,24 = 1,152 kN +
  Beban P3 = 6,618 kN

d. Beban Angin

Beban angin yang diterapkan pada struktur dihitung sebagai beban titik yang bekerja pada elemen-elemen seperti gording. Perhitungan ini didasarkan pada koefisien angin tiup (Cti) dan koefisien angin isap (Cis), sesuai dengan pedoman dalam SNI 1727:2020. Koefisien tersebut digunakan untuk menentukan besarnya tekanan angin yang mempengaruhi elemen struktur, dengan mempertimbangkan faktor-faktor seperti ketinggian bangunan dan kondisi lingkungan sekitar untuk memastikan struktur tetap aman terhadap pengaruh gaya angin. Distribusi beban titik pada kuda-kuda atap dapat dilihat pada Gambar 2.7 berikut.



Gambar 2.7 Beban Angin Pada Kuda-Kuda *Monoframe*

Beban Angin pada setiap titik dihitung sebagai berikut:

- Beban W_1 $= \left(\frac{\frac{a}{2}+b}{cos\propto}\right) \times C_{ti} \times L \times Q_w$

  $= \left(\frac{\frac{1,2}{2}+0,5}{cos\ 35°}\right) \times 0,2 \times 4 \times 0,25$

  = 0,2540 kN

- Beban W_2 $= \left(\frac{a}{cos\propto}\right) \times C_{ti} \times L \times Q_w$

  $= \left(\frac{1,2}{cos\ 35°}\right) \times 0,2 \times 4 \times 0,25$

  = 0,2771 kN

- Beban W_3 $= \frac{1}{2} \times \left(\frac{a}{cos\propto}\right) \times C_{ti} \times L \times Q_w$

  $= \frac{1}{2} \times \left(\frac{1,2}{\cos 35°}\right) \times 0,2 \times 4 \times 0,25$

  = 0,1386 kN

- Beban W_4 $= \frac{1}{2} \times \left(\frac{a}{cos\propto}\right) \times C_{is} \times L \times Q_w$

  $= \frac{1}{2} \times \left(\frac{1,2}{\cos 35°}\right) \times (-0,6) \times 4 \times 0,25$

  = -0,4157 kN

- Beban W_5 $= \left(\frac{a}{cos\propto}\right) \times C_{is} \times L \times Q_w$

  $= \left(\frac{1,2}{\cos 35°}\right) \times (-0,6) \times 4 \times 0,25$

  = -0,8314 kN

- Beban W_6 $= \left(\frac{\frac{a}{2}+b}{cos\propto}\right) \times C_{is} \times L \times Q_w$

$$= \left(\frac{\frac{1,2}{2}+0,5}{\cos 35°}\right) \times (-0,6) \times 4 \times 0,25$$

= -0,7621 kN

2.2.2. Perancangan Elemen Kuda-Kuda

Perancangan Gedung Laboatorium Terpadu ini menggunakan kuda-kuda baja monoframe. Pada perencanaan tersebut, digunakan profil WF 300.150.6,5.9 : kolom H 300.150. Gaya dalam pada elemen kuda-kuda didapatkan melalui analisis dengan *software* ETABS. Data gaya dalam elemen kuda-kuda dapat dilihat pada Tabel 2.2 berikut.

Tabel 2.2 Rekap Gaya Dalam Kuda-Kuda Atap

TABLE: Element Forces - Braces

Story	Brace	Unique Nar	Output Ca	Case Typ	Statio	P	V2	V3	T	M2	M3
Story3	D8	18	Comb2	Combination	0	-125.54	-16.37	0	0	0	-24.3215
Story3	D18	28	Comb2	Combination	0	-125.54	-16.37	0	0	0	-24.3215
Story3	D8	18	Comb2	Combination	0.6161	-125.54	-16.37	0	0	0	-14.2357
Story3	D18	28	Comb2	Combination	0.6161	-125.54	-16.37	0	0	0	-14.2357

TABLE: Element Forces - Braces

Story	Brace	Unique Nar	Output Ca	Case Typ	Statio	P	V2	V3	T	M2	M3
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story4	D17	27	Comb2	Combination	1.2322	-29.706	15.5096	0	0	0	-19.8314
Story4	D27	37	Comb2	Combination	1.2322	-29.706	15.5096	0	0	0	-19.8314
Story4	D17	27	Comb2	Combination	0.6161	-29.706	15.5096	0	0	0	-10.2756
Story4	D27	37	Comb2	Combination	0.6161	-29.706	15.5096	0	0	0	-10.2756

TABLE: Element Forces - Braces

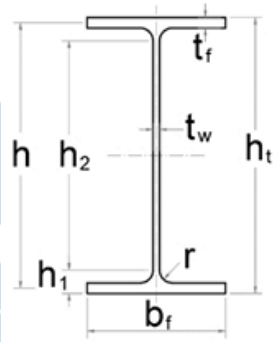
Story	Brace	Unique Nar	Output Ca	Case Typ	Statio	P	V2	V3	T	M2	M3
Story3	D18	28	Comb4	Combination	0	-103.3136	-16.2279	0	0	0	-26.5799
Story3	D8	18	Comb2	Combination	0	-125.54	-16.37	0	0	0	-24.3215
Story3	D18	28	Comb2	Combination	0	-125.54	-16.37	0	0	0	-24.3215
Story3	D18	28	Comb3	Combination	0	-111.7035	-15.7277	0	0	0	-24.0627

Berikut merupakan perhitungan dalam perancangan elemen kuda-kuda pada Gedung Laboratorium Terpadu.

1. Data Bahan
   - Tegangan leleh baja (fy) = 240 MPa
   - Modulus elastik baja (E) = 200000 MPa
   - *Poisson ratio* (U) = 0,3
   - Profil baja = WF 300.150.6,5.9

2. *Section Propertis* Profil Baja

Data yang diperlukan terkait profil baja disesuaikan dengan data-data yang ditunjukan pada Gambar 2.8 dibawah ini.

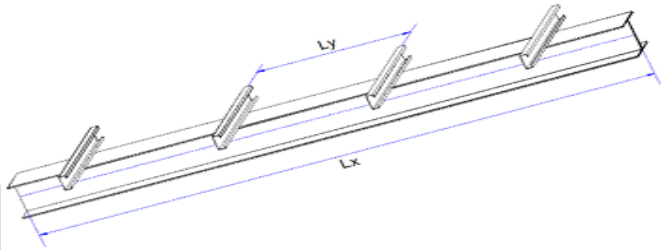


Gambar 2.8 *Section Propertis* Profil Baja

- ht = 300 mm
- bf = 150 mm
- tw = 6,5 mm
- tf = 9 mm
- r = 13 mm
- A = 4678 mm^2
- w = 367 N/m
- Ix = 72100 mm^4
- Iy = 5080000 mm^4
- rx = 124 mm
- ry = 32,9 mm
- Sx = 481000 mm^3
- Sy = 67700 mm^3

3. Detail Kuda-Kuda WF

Detail kuda-kuda WF disesuaikan dengan Gambar 2.9 untuk penentuan data-data yang diperlukan.



Gambar 2.9 Detail Kuda-Kuda WF

- G = 77200 MPa
- h_1 = tf + r = 22 mm
- h_2 = ht – $2h_1$ = 256 mm
- h = ht – tf = 291 mm
- J = $2 \times \frac{1}{3} \times bf \times tf^3 + \frac{1}{3}(ht - 2tf)(tw^3)$ = 98714,8 mm^4
- Iw = $Iy \times \frac{h_2}{4}$ = 1,08E+11 mm^6
- X_1 = $\frac{p}{S_x} \times \sqrt{(E \times G \times J \times \frac{A}{2}}$ = 12407,37 MPa
- X_2 = $4 \times (\frac{S_x}{G \times J}) \times 2 \times \frac{I_w}{I_y}$ = 0,000329 mm^2/N^2
- Z_x = $t_w \times \frac{{h_t}^2}{4} + (b_f - t_w) \times (h_t - t_f) \times t_f$ = 524064,6 mm^3
- Z_y = $t_f \times \frac{{b_f}^2}{2} + (h_t - 2 \times tf) \times \frac{{t_w}^2}{4}$ = 104321 mm^3

Keterangan,

G = Modulus Geser

J = Konstanta Puntir Torsi

I_w = Konstanta Puntir Lengkung

X_1 = Koefisien Momen Tekuk Torsi Lateral -1

X_2 = Koefisien Momen Tekuk torsi Lateral -2

Z_x = Modulus Penampang Plastis Terhadap Sumbu x

Z_y = Modulus Penampang Plastis Terhadap Sumbu x

4. Data Balok Kolom (*Rafter*)

Data *rafter* pada atap Gedung Laboratorium Terpadu dapat dilihat sebagai berikut:

- Panjang elemen sumbu x, (Lx) = 12000 mm
- Panjang elemen sumbu y, (Ly) = 1200 mm
- Momen maksimum akibat beban terfakor, (Mu) = 4509600 Nmm
- Gaya aksial akibat beban terfaktor, (Nu) = 59145,2 N
- Gaya geser akibat beban terfaktor, (Vu) = 764,5 N
- Faktor reduksi kekuatan untuk aksial tekan, (ϕn) = 0,9
- Faktor reduksi kekuatan untuk lentur (ϕb) = 0,9
- Faktor reduksi kekuatan untuk geser (ϕf) = 0,9

5. Perhitungan Kekuatan

Perhitungan kekuatan kuda-kuda atap pada Gedung Laboratorium Terpadu adalah sebagai berikut:

a. Momen Nominal Pengaruh *Local Buckling*

- Kelangsingan penampang sayap,

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$= 8{,}3333$$

- Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *compact*

$$\lambda p = 0{,}38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 10{,}9697$$

- Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *non-compact*

$$\lambda r = \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$=28{,}8675$$

$\lambda<\lambda p$ dan $\lambda< \lambda r$, maka ***Compact***

- Kelangsingan penampang badan

  $\lambda \quad = \frac{h}{t_w}$

  $= 44{,}091$

- Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *compact*

  $\lambda p \quad = 3{,}76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

  $= 108{,}5419$

- Batas kelangsingan maksimum untuk penampang *non-compact*

  $\lambda r \quad = 5{,}7 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

  $=164{,}5448$

$\lambda < \lambda p$ dan $\lambda < \lambda r$, maka ***Compact***

Berdasarkan perhitungan tersebut didapatkan hasil bawah momen nominal pengaruh *local buckling* adalah *compact*, oleh karena itu Mn = Mp

Momen Plastis $= F_y \times Z_x$

$= 125775504$ Nmm

b. Momen Nominal Pengaruh *Lateral Buckling*

Lb = 8000 mm

- Panjang bentang maksimum balok yang mampu menahan momen plastis

  $Lp = 1{,}76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

  $= 1671{,}544$ mm

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

  Rts = 13

  $\frac{Jc}{S_{xh}} = 0.000714$

  $Lr = 1{,}95\ Rts \times \frac{E}{0{,}7 \times F_y} \times \sqrt{\frac{Jc}{sx\ ho} + \sqrt{\left(\frac{jc}{sxho}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7fy}{E}\right)^2}}$

  $= 1656{,}14$ mm

Lb > Lp dan Lb > Lr, maka tidak terjadi *local torsional buckling* (LTB) Berdasarkan perhitungan tersebut didapatkan hasil bawah tidak terjadi LTB, oleh karena itu Mn = Mp = 71676087,13 Nmm.

c. Tahanan Momen Lentur

Momen nominal berdasarkan pengaruh *local buckling* dan lateral *buckling*

Mn = 71676087,13 Nmm

ϕMn = 64508478,41 Nmm

d. Tahanan Aksial Tekan

- Parameter kelangsingan terhadap sumbu x

  Lcx/rx = 96,77

- Parameter kelangsingan terhadap sumbu y

  Lcy/ ry = 36,47

- Parameter kelangsingan maksimum

  Lc/r $< 4{,}71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

  96,77 < 135,966

Maka, tegangan tekuk:

$F_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{L_c}{r})^2}$

= 210,77

$F_{cr} = (0{,}658^{\frac{fy}{fe}})$ fy

= 149,0147 MPa

Tahanan aksial tekan, ϕPn = 0,9 Fcr × Ag = 627381,83 N

e. Interaksi Aksial Tekan dan Momen Lentur

$\frac{Pu}{\phi Pn} = 0{,}09427$

Maka, $\frac{Pu}{2\phi Pn} + \frac{Mu}{\phi Mn} = 0.1564 < 1$ **OK**

f. Tahanan Geser

- Kontrol tahanan geser nominal pelat badan tanpa pengaku

  $h_2 / t_w \leq 1{,}1\sqrt{\frac{KvE}{fy}}$, dengan kv = 5,34

  38,788 $\leq$ 73,379

- Tahanan gaya geser nominal,

  Vn = 0,6 × fy × Aw

  = 285120 N

- Tahanan gaya geser

  ϕVn > Vu

  0,9 Vn > Vu

  256608 N > 764,5 N **OK**

Karena ϕVn > Vu, maka tahanan geser aman.

g. Interaksi Geser dan Lentur

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

$\frac{Mu}{\phi Mn} + 0{,}625\,\frac{Vu}{\phi Vn} \leq 1{,}375$

0,0718 $\leq$ 1,375 **OK**

2.2.3. Perancangan Sambungan Elemen Kuda-Kuda

Perancangan sambungan elemen kuda-kuda yang digunakan pada Gedung Laboratorium Terpadu ini menggunakan sambungan baut. Di bawah ini merupakan perhitungan elemen sambungan kuda-kuda yang digunakan.

1. Data Profil

- t_w = 6,6 mm
- t_f = 9 mm
- h_t = 300 mm
- bf = 150 mm

2. Spesifikasi baut yang digunakan
   - Tipe baut = A325
   - Diameter baut = 16 mm
   - Fnt = 372 Mpa
   - Fut = 620 Mpa
3. Spesifikasi Pelat Buhul
   - fu = 370 Mpa
   - fy = 240 Mpa
   - Tebal pelat (tp) = 10 mm
   - Mutu pelat = BJ37

Pada Peraturan SNI 1729 tahun 2020 telah mendapatkan ukuran lubang baut nominal sebagai yang tercantum pada Tabel 2.3 berikut.

Tabel 2.3 Data Ukuran Dimensi Lubang Baut

Dimensi Lubang Nominal				
Diameter Baut	Standar (diameter)	Ukuran berlebih (diameter)	Standar (diameter)	Slot Panjang (Lebar x Panjang)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27	30	27 x 30	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥M36	d + 3	d + 8	(d + 3) x (d + 10)	(d + 3) x 2,5d

4. Tahanan Geser Baut

   Beban Rencana (øPn) = 627,38 kN

   Berdasarkan Load and Resistance Factor Design (LRFD), Faktor reduksi yang digunakan sebesar 0,75 maka, desain kuat rencana adalah

   øRn = ø × Ab × fnt

   øRn = 0,75 × $\frac{1}{4}$ x 3,14 x 16^2 × 372 = 56,067 kN → 1 baut

5. Tahanan Tumpu Baut

fu = nilai tegangan tarik putus terendah dari baut dan pelat

øRd = 2 × ø × db × tp × fu

= 2 × 0,75 × 16 × 10 × 370

= 88800 N = 88,8 kN → 1 baut

Maka di dapatkan kuat geser baut sebesar 56,067 kN/baut, dan kuat tumpu baut 88,8 kN/baut. Setelah kuat geser dan tumpu ditentukan, maka dilakukan perhitungan untuk mencari jumlah baut menggunakan nilai terkecil dari kuat geser dan tumpu pada baut yaitu 56,067 kN/baut.

6. Jumlah baut (n) $= \frac{øPn}{øRn}$

$= \frac{627,38}{56,067}$

= 11,189 ≈ 12 baut

Hitung kuat geser baut untuk seluruh baut

øRn = n x øRn

= 12 × 56,067

= 672,804 kN

Maka kuat geser baut seluruhnya adalah 672,804 kN

7. Jarak antar baut

Menurut SNI 1729 tahun 2020, jarak antara pusat-pusat baut harus diatur sedemikian rupa sehingga tidak kurang dari 2 ⅔ kali diameter nominal baut atau sering kali digunakan tidak kurang dari 3 kali diameter baut (3d).

Maka:

S ≥ 3 x D baut

3 x 16 = 48 mm

Diambil jarak antar baut adalah 48 mm

8. Jarak tepi minimum

   Karena diameter baut adalah 16 mm dan memiliki diameter lubang standar maka jarak tepi minimum adalah sebesar 22 mm. Direncanakan jarak tepi sebesar 1,5 kali diameter baut.

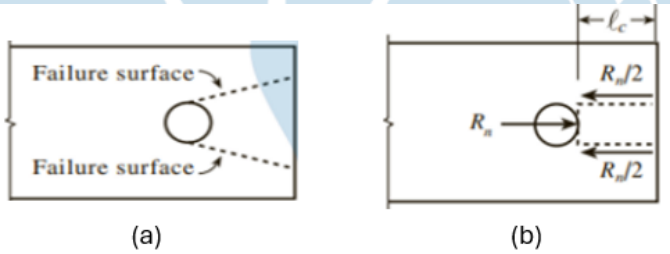
   S tepi > 1,5 x D baut

   1,5 x 16 = 24 mm

   Maka, jarak tepi yang direncanakan sebesar 24 mm.

9. Rencana kuat tumpu pelat

   Gaya geser dapat menyebabkan pelat mengalami sobekan, yang menunjukkan kuat tumpu pelat. Hal ini dapat diperlihatkan dalam ilustrasi Gambar 2.10 di bawah ini



Gambar 2.10 Kuat Tumpu Pelat

   Pada Gambar a, terlihat kemungkinan kegagalan yang dapat terjadi adalah sobeknya pelat pada bagian ujung. Jika kita menyederhanakan luasan kegagalan seperti yang ditunjukkan pada Gambar b, kuat tumpu di satu sisi sama dengan kegagalan patah pada area geser atau

   $\frac{Rn}{2}$ = 0,6 x Fu x ℓc x t

   Dimana:

   0,6 Fu = tegangan geser pada pelat yang terhubung

   ℓc = jarak ujung lubang dan tepi pelat yang terhubung

   t = tebal pelat

Kekuatan total adalah:

Rn = 2 (0,6 Fu ℓc t)

= 2 x 0,6 2 Fuℓct

= 1,2 Fuℓct

Namun, kegagalan ini dibatasi agar lubang baut tidak melebar lebih dari ¼ inci atau 6,25 mm, yang menghasilkan batas kuat nominal sebesar

Rn = 2,4 x db x t x Fu

a. Penentuan Jarak bersih antara tepi lubang dengan tepi yang berdekatan (ℓc)

- Baut 1

  Baut 1 adalah baut yang berada terdekat pada tepi material dimana

  ℓc $= S \frac{Dlubang}{2}$

  $= \frac{48-18}{2}$

  = 15 mm

- Baut 2 dan 3

  Baut 2 dan 3 adalah baut yang saling berdampingan maka

  ℓc = S – Dlubang

  = 40 – 18

  = 32 mm

b. Kuat tumpu rencana

Kuat tumpu rencana diperhitungkan berdasarkan posisi baut

- Baut 1

  Rn = 1,2Fuℓct

  = 1,2 x 15 x 6,5 x 370

  = 43,29 kN

- Baut 2 dan 3

  Rn = 1,2Fuℓct

  = 1,2 x 32 x 6,5 x 370

  = 92,35 kN

c. Batasan

Kuat tumpu pada setiap baut dibatasi dan akan diambil nilai terkecil di setiap posisi baut

Rn = 2,4 x db x t x Fu

= 2,4 x 16 x 6,5 x 370

= 92,35 kN

Diambil nilai terkecil di setiap baut maka, baut 1 memiliki kuat tumpu sebesar 43,29 kN, baut 2 dan 3 memiliki kuat tumpu sebesar 92,35 kN

d. Kuat tumpu pelat

Kuat tumpu total merupakan penjumlahan kuat tumpu disetiap baut maka

Rn total = 2 x (43,29 + (2 x 92,35))

= 455,98 kN

Sesuai LRFD kuat tumpu harus direduksi dengan faktor reduksi sebesar 0,75

øRn = 0,75 x Rn

= 0,75 x 455,98

= 341,98 kN

Maka, kuat tumpu sambungan baut adalah sebesar 341,98 kN.

Dalam sambungan ini, kekuatan terlemah adalah kemungkinan terjadinya kegagalan. Oleh karena itu, kegagalan yang mungkin terjadi pada desain sambungan baut ini adalah kegagalan akibat kuat tumpu sambungan baut. Untuk memastikan keamanannya terhadap setiap bangunan, dilakukan pemeriksaan agar nilai Pu ≤ kuat rencana, seperti dibawah ini

Pu ≤ kuat rencana

59,145 ≤ 341,98 (Aman)

2.3. *Preliminary Design*

Preliminary design atau perancangan awal merupakan tahap awal dalam proses perencanaan struktur yang bertujuan untuk menentukan dimensi awal elemen-elemen struktural berdasarkan beban yang bekerja. Tahap ini mencakup estimasi ukuran elemen struktur seperti balok, kolom, dan pelat lantai dengan mempertimbangkan ketentuan dari peraturan yang berlaku, seperti SNI 1726:2019 untuk perencanaan ketahanan gempa serta SNI 2847:2019 untuk perancangan beton bertulang. Hasil dari tahap ini akan menjadi dasar dalam analisis struktur lebih lanjut untuk memastikan bahwa struktur yang dirancang mampu menahan beban kerja dengan aman sesuai dengan persyaratan peraturan yang berlaku. Poses *preliminary design* membutuhkan beberapa trial and error dalam menentukan hasil dimensi awal yang optimal. Berikut merupakan perhitungan dari *preliminary design* gedung laboratorium.

2.3.1. *Preliminary Design* Balok

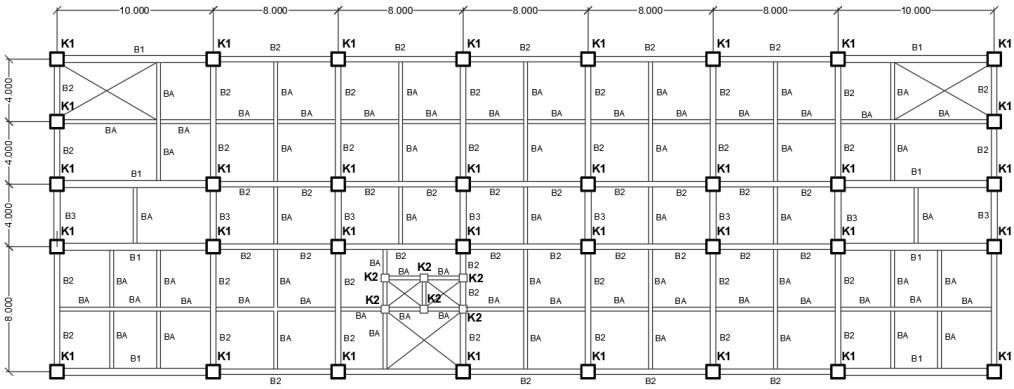
Jarak bentang antara kolom adalah informasi penting dalam menentukan dimensi balok. Tinggi balok (h) ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1, sedangkan lebar balok (b) mengacu pada ketentuan dalam SNI 2847:2019 Tabel 18.6.2.1. Berikut ini merupakan perhitungan *preliminary design* balok pada Gedung Laboratorium Terpadu.

1. Balok Induk Tipe 1 (L = 10000 mm)
   - Tinggi Balok (h) = L/14
     = 10000/14
     = 714,26 mm ≈ 800 mm
   - Lebar Balok (b) = ½ × tinggi balok
     = ½ × 800 mm
     = 400 mm ≈ 450 mm
2. Balok Induk Tipe 2 (L = 8000 mm)
   - Tinggi Balok (h) = L/12
     = 8000/12
     = 666,6 mm ≈ 700 mm

- Lebar Balok (b) = ½ × tinggi balok
  = ½ × 700 mm
  = 350 mm

3. Balok Induk Tipe 3 (L = 4000 mm)
   - Tinggi Balok (h) = L/10
     = 4000/10
     = 400 mm ≈ 600 mm
   - Lebar Balok (b) = ½ × tinggi balok
     = ½ × 600 mm
     = 300 mm ≈ 400 mm
4. Balok Anak (L = 4000 m)
   - Tinggi Balok (h) = L/10
     = 4000/10
     = 400 mm ≈ 450 mm
   - Lebar Balok (b) = ½ × tinggi balok
     = ½ × 450 mm
     = 225 mm ≈ 250 mm

Berdasarkan hasil perhitungan *preliminary design* balok, dimensi balok yang digunakan pada Gedung Laboratorium Terpadu ini sesuai yang ditunjukkan pada Gambar 2.11 dan Tabel 2.4 berikut.



Gambar 2.11 Denah Balok Pada Gedung

Tabel 2.4 Rekap *Preliminary Design* Balok

Tipe Balok	Bentang (mm)	b (mm)	h (mm)	Dimensi Pakai (mm)
B1	10000	400	714,3	450 x 800
B2	8000	350	666,6	350 x 700
B3	4000	300	400	400 x 600
BA	4000	200	400	250 x 450

2.3.2. *Preliminary Desain* Kolom

Dalam *preliminary design* kolom, dimensi awal kolom ditentukan berdasarkan ketentuan dalam SNI 2847:2019. Pemilihan ukuran kolom perlu memperhatikan aspek kekakuan struktur untuk mengurangi deformasi lateral yang berlebihan. Faktor rasio antara tinggi dan lebar kolom menjadi pertimbangan utama guna memastikan kestabilan struktur secara keseluruhan. Acuan penentuan dimensi kolom digunakan rumus:

1. Menentukan Dimensi Kolom

   $p = b = (2 \times 50) + b_{balok\ terbesar}$ (mm)

   keterangan :

   p = panjang kolom (mm)

   b = lebar kolom (mm)

   maka,

   $p = b = (2 \times 50) + 450 = 550 \approx 850$ mm

   digunakan dimensi kolom 850 x 850 mm

2. Cek Syarat Kolom *Strong Coloum Weak Beam* (SCWB)

   Didapatkan dimensi kolom 850 x 850 mm, dengan pengecekan syarat sebagai berikut:

   - $B \leq H$

     $850 \leq 850$ ...(OK)

   - Perbandingan $B/H \geq 0,4$

     $850 / 850 \geq 0,4$

     $1 \geq 0,4$ ...(OK)

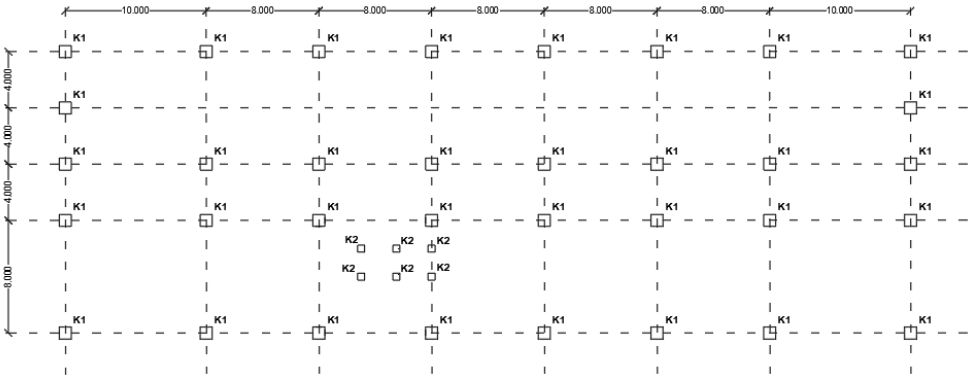
- Perbandingan B ≥ 300 mm

  850 ≥ 300 ...(OK)

Berdasarkan hasil perhitungan *preliminary design* kolom, dimensi kolom yang digunakan pada Gedung Laboratorium Terpadu ini sesuai yang ditunjukkan pada Tabel 2.5 dan Gambar 2.12 berikut.

Tabel 2.5 Rekap *Preliminary Design* Kolom

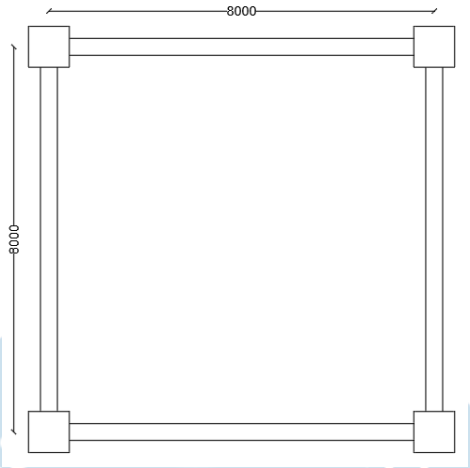
Tipe Kolom	B (mm)	H (mm)	Dimensi Pakai (mm)
K1	850	850	850 x 850
KL	500	500	500 x 500



Gambar 2.12 Denah Kolom Pada Gedung

2.3.3. *Preliminary Desain* Pelat

Ketebalan pelat yang direncanakan ditentukan berdasarkan pedoman yang tercantum dalam SNI 2847:2019. Untuk pelat satu arah, acuan yang digunakan adalah Tabel 7.3.1.1, sedangkan untuk pelat dua arah mengacu pada Tabel 8.3.1.2. Berikut ini merupakan contoh perhitungannya, mengacu pada jenis pelat seperti yang ditunjukkan Gambar 2.13.



Gambar 2.13 Bentang Pelat Lantai

Lx = 8000 mm

Ly = 8000 mm

1. Identifikasi Pelat Lantai

   Nilai $\frac{ly}{lx} = \frac{8000}{8000} = 1 < 2$

   maka, termasuk pelat dua arah.

2. Menentukan Tebal Pelat Lantai

   Diasumsikan tebal pelat 130 mm

   maka, nilai $\alpha_{fm} = \frac{Ecb.lb}{Ecs.ls}$ karena Ecb = Ecs maka $\alpha_{fm} = \frac{lb}{ls}$

   $\alpha_1 = \frac{\frac{1}{12}x450x800^{\,3}}{\frac{1}{12}x10000x130^{\,3}} = 10{,}49$

   $\alpha_2 = \frac{\frac{1}{12}x350x700^{\,3}}{\frac{1}{12}x8000x130^{\,3}} = 6{,}83$

   $\alpha_3 = \frac{\frac{1}{12}x400x600^{\,3}}{\frac{1}{12}x4000x130^{\,3}} = 9{,}83$

   $\alpha_4 = \frac{\frac{1}{12}x250x450^{\,3}}{\frac{1}{12}x4000x130^{\,3}} = 2{,}59$

   $\alpha_m = \frac{\Sigma\alpha}{5} = \frac{10{,}49+6{,}83+9{,}83+2{,}59}{4} = 7{,}4 > 2$

   maka, digunakan rumus: $h = \ln \frac{(0.8+\frac{fy}{1400})}{36+9\beta} \geq 90$ mm

   dengan:

ln = 8000-$(\frac{350}{2}) - (\frac{175}{2})$ = 7737,5

fy = 280 Mpa

β = $\frac{7737,5}{10000-\left(\frac{300}{2}\right)-(\frac{150}{2})}$ = 0,7916

sehingga,

h = 7737,5 x $\frac{(0.8+\frac{280}{1400})}{36+(9x0,7916)}$ = 179,423 ≥ 90 mm (OK)

Digunakan tebal pelat 130 mm.

2.4. Perancangan Pelat

Perancangan pelat dalam suatu bangunan harus mempertimbangkan aspek kekuatan dan ketahanan. Standar yang digunakan dalam perancangan pelat adalah SNI 2847:2019. Terdapat 2 tipe pelat sesuai SNI, 2847:2019, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Pada perancangan pelat Gedung Laboratorium Terpadu ini digunakan pelat dua arah, oleh karena itu contoh perhitungan pelat pada bangunan ini adalah sebagai berikut.

2.4.1. Pelat Lantai 2 Arah

Data-data yang digunakan dalam perhitungan pelat lantai dua arah adalah sebagai berikut:

fc’	= 30 MPa
fy	= 420 MPa
Lx	= 8 m
Ly	= 8 m
Selimut beton	= 20 mm
Diameter tulangan	= 13 mm
LL	= 4,8 kN/m^2
SIDL	= 2,57 kN/m^2
Tebal pelat	= 130 mm
Dimensi balok	= 350 mm × 750 mm
Dimensi kolom	= 850 mm × 850 mm

Melalui data-data tersebut, perhitungan pelat lantai ditunjukkan seperti yang tertera di bawah ini.

1. Perhitungan Beban Terfaktor

q_D = SIDL + (tebal pelat × bj.beton)

= 2,57 + (0,13 × 24)

= 5,69 kN/m^2

q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L

= 1,2 × 5,69 + 1,6 × 4,8

= 14,51 kN/m^2

q_L = 4,8 kN/m^2

2. Perhitungan Momen Pelat

a. Arah Memanjang

- Momen terfaktor dalam arah memanjang

MoL $= \frac{quL_2\ Ln1^2}{8}$

$= \frac{14{,}51 \times 8 \times (8-0{,}85)^2}{8}$

= 741,69 kNm

- Koefisien momen

Koefisien momen + $= \frac{L2}{L1} = \frac{4}{4} = 1$

Koefisein momen - $= \frac{L2}{L1} = \frac{2}{2} = 1$

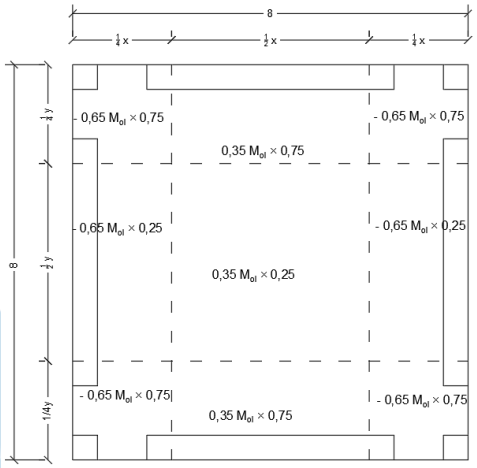
maka, koefisien momen memanjang sesuai SNI 2847:2019 Pasal 8.10.5.5

Koefisien - = 0,75

Koefisien + = 0,75

- Momen arah memanjang

Berdasarkan koefisien distribusi untuk bentang ujung maka untuk mencari nilai Mu adalah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.14 berikut.



Gambar 2.14 Perhitungan Momen Arah Memanjang

Rekap momen pelat lantai arah memanjang dapat dilihat pada Tabel 2.6 di bawah ini.

Tabel 2.6 Rekap Momen Balok dan Pelat Lantai Arah Memanjang

Rekap Momen Memanjang	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen Balok	307,34	165,49
Momen Pelat	54,24	29,20
∑ Balok + Pelat	361,57	194,69
Momen Lajur Tengah	120,52	64,90

b. Arah Memendek

- Momen terfaktor dalam arah memendek

MoS $= \frac{qu L_2 \; Ln1^2}{8}$

$= \frac{14{,}51 \times 8 \times (8-0{,}85)^2}{8}$

= 741,69 kNm

- Koefisien momen

Koefisien momen + $= \frac{L2}{L1} = \frac{4}{4} = 1$

Koefisien momen - $= \frac{L2}{L1} = \frac{2}{2} = 1$

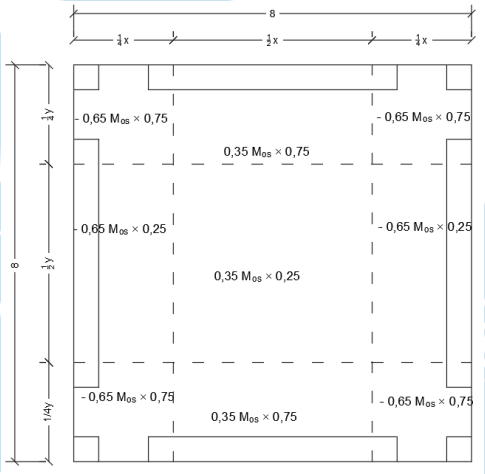
maka, koefisien momen memendek sesuai SNI 2847:2019 Pasal 8.10.5.5

Koefisien - = 0,75

Koefisien + = 0,75

- Momen arah memendek

  Berdasarkan koefisien distribusi untuk bentang ujung maka untuk mencari nilai Mu adalah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.15 berikut.



Gambar 2.15 Perhitungan Momen Arah Memendek

Rekap momen pelat lantai arah memendek dapat dilihat pada Tabel 2.7 di bawah ini.

Tabel 2.7 Rekap Momen dan Pelat Lantai Arah Memendek

Rekap Momen Memendek	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen Balok	307,34	165,49
Momen Pelat	54,24	29,20
∑ Balok + Pelat	361,57	194,69
Momen Lajur Tengah	120,52	64,90

3. Perhitungan Tulangan Pelat

   Diasumsikan lebar pelat adalah 1000 mm

   ds = tebal pelat – selimut beton – D tul. / 2

   $= 130 - 20 - (\frac{13}{2})$

   = 103,5 mm

   Mu = 29,20 kNm

$\rho = \frac{0,85\ f'c}{fy}\ [\ 1- \frac{\sqrt{4Mu}}{1,7\ \emptyset f'c\ b\ d^2}\ ]$

$= \frac{0,85\ (30)}{420}\ [\ 1- \frac{\sqrt{4\ (29,20) \times 10^6}}{1,7\ (0,9)\ (30)\ (1000)\ 103,5^2}\ ]$

= 0,0077

As min = 0,002 × b × h

= 0,002 × 1000 × 130

= 260 mm^2

As perlu = ρ × b × d

= 0,0077 × 1000 × 103,5

= 797,01 mm^2

Asumsi tulangan diameter 13 mm

S < 3 × tebal pelat (syarat)

$\frac{0,25\pi d^2 b}{As}$ < 3 × tebal pelat

$\frac{0,25\ \pi\ (13)^2 (1000)}{797,01}$ < 3 × 130

166,54 mm < 390 mm **OK**

Digunakan jarak antar tulangan sebesar 150 mm, sehingga untuk tulangan pokok digunakan D13-150.

Melalui perhitungan dengan cara yang sama, didapatkan rekap tulangan pelat 2 arah untuk pelat lantai dan pelat atap seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.8 dan Tabel 2.9 berikut ini.

Tabel 2.8 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai

Pelat Lantai	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen Negatif	Momen Postif	Momen Negatif	Momen Postif	Momen Negatif	Momen Postif	Momen Negatif	Momen Postif
Mu	54,24	29,20	120,52	64,90	54,24	29,20	120,52	64,90
ρ	0,0153	0,0077	0,0522	0,0190	0,0153	0,0077	0,052	0,0190
As	1586,58	797,01	5406,02	1966,51	1586,58	797,01	5405,32	1966,51
As min	260	260	260	260	260	260	260	260
s	83,66	166,54	24,55	67,50	83,66	166,54	24,56	67,50
Digunakan	D13-150	D13-150	D13-150	D13-150	D13-150	D13-150	D13-150	D13-150

Tabel 2.9 Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap

Pelat Atap	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen Negatif	Momen Postif	Momen Negatif	Momen Postif	Momen Negatif	Momen Postif	Momen Negatif	Momen Postif
Mu	23,25	12,52	51,67	27,82	23,25	12,52	56,46	27,82
ρ	0,0122	0,0062	0,0336	0,0149	0,0122	0,0062	0,039	0,0149
As	911,40	465,43	2519,88	1118,89	911,40	465,43	2941,79	1118,89
As min	200	200	200	200	200	200	200	200
s	86,17	168,75	31,17	70,19	86,17	168,75	26,70	70,19
Digunakan	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150

2.5. Perancangan Tangga

Tangga ini dirancang dengan mempertimbangkan faktor keamanan, kenyamanan, serta efisiensi dalam penggunaan ruang. Perancangan meliputi analisis pembebanan dan perencanaan penulangan agar tangga mampu menahan beban yang bekerja sesuai standar yang berlaku. Pada Gedung Laboratorium Terpadu ini terdapat 3 tangga pada setiap lantainya. Contoh perhitungan dalam perancangan tangga dijelaskan sebagai berikut.

2.5.1. Pembebanan Tangga

Data perhitungan untuk perancangan tangga pada Gedung Laboratorium Terpadu ini adalah sebagai berikut:

Lebar bordes = 1887 mm

Optrede = 150 mm

Antrede = 300 mm

Tinggi lantai = 4500 mm

Tebal pelat tangga = 150 mm

Berat volume beton = 24 kN/m^3

Berat jenis spesi = 21 kN/m^3

Jumlah anak tangga (n) $= \frac{H_{et}}{o}$

$= \frac{4500}{150}$ = 30 buah

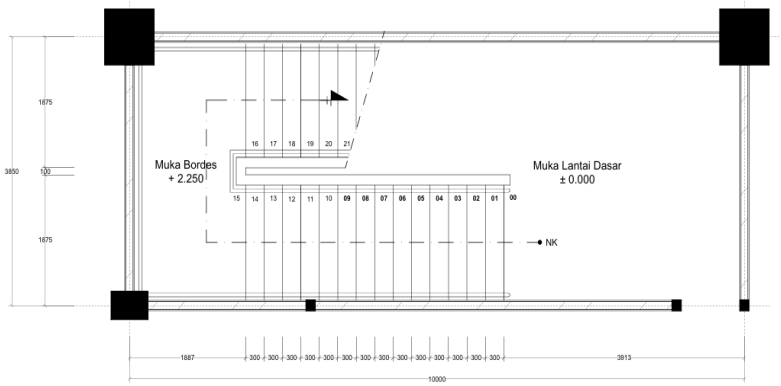
Lebar tangga (L_{tg}) $= \left(\frac{1}{2} \times \frac{H_{et}}{o} - 1\right) A$

$= \left(\frac{1}{2} \times 30 - 1\right) 300$ = 4350 mm

Kemiringan (α) $= \text{arc tan } \frac{o}{A}$

$= \text{arc tan } \frac{150}{300}$ = 27°

Denah tangga tipe A lantai dasar pada Gedung laboratorium ini dapat dilihat pada gambar 2.16 berikut ini.



Gambar 2.16 Denah Tangga Tipe A

1. Rencana beban merata pada tangga

Berat sendiri tangga $= \frac{h_{tg}}{\cos\propto} \times$ bj beton

$= \frac{0,15}{\cos 27°} \times 24$ = 4,025 kN/m^2

Berat anak tangga $= \frac{1}{2} \times O \times$ bj beton

$= \frac{1}{2} \times 0,15 \times 24$ = 1,8 kN/m^2

Berat ubin dan spesi = 0,05 × bj ubin

= 0,05 × 21 = 1,05 kN/m^2

Berat railing = 1 kN/m^2 +

Beban q_{tg} = 7,875 kN/m^2

2. Rencana beban merata pada bordes

Berat sendiri tangga = h_{tg} × bj beton

= 0,15 × 24 = 3,6 kN/m^2

Berat ubin dan spesi = 0,05 × bj ubin

= 0,05 × 21 = 1,05 kN/m^2

Berat railing = 1 kN/m^2 +

Beban q_{bd} = 5,65 kN/m^2

3. Beban hidup (LL) tangga

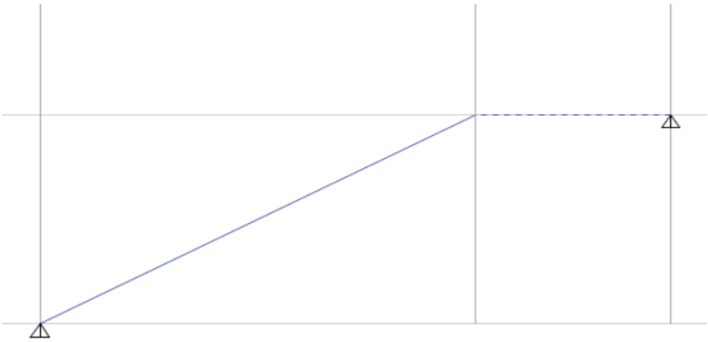
LL_{tg} = 4,79 kN/m^2

Berdasarkan pemodelan tangga yang dibuat dengan *software* ETABS seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.17 ini, hasil pembebanan tangga didapatkan sebagai berikut:

Mu tumpuan = 26,81 kNm

Mu lapangan = 42, 89 kNm

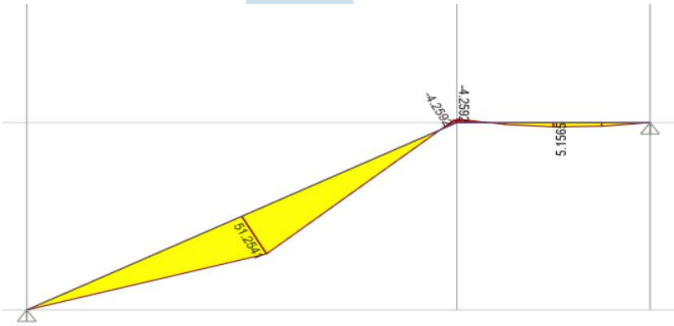
Vu = 46,826 kN



Gambar 2.17 Pemodelan Tangga Pada ETABS

Diagram BMD dan SFD untuk tangga Tipe A lantai dasar Gedung Laboratorium Terpadu ini dapat dilihat pada Gambar 2.18 dan Gambar 2.19 berikut ini.

Gambar 2.18 BMD Tangga



Gambar 2.19 SFD Tangga

2.5.2. Penulangan Tangga

Rencana penulangan salah satu tipe tangga pada Gedung Laboratorium Terpadu dihitung sebagai berikut.

- Diameter tulangan pokok = 10 mm
- Diamter tulangan susut = 8 mm
- Fy tulangan pokok = 380 MPa
- Fy tulangan susut = 280 MPa
- F'c = 30 MPa
- B = 1500 mm
- h_{tg} = 150 mm
- Selimut beton = 20 mm
- β1 = 0,85

Berdasarkan data material dan ketentuan untuk merancang tangga diatas, berikut perhitungan penulangan tangga dijelaskan sebagai berikut:

1. Tulangan tumpuan

d_s $= h_{tg} - \text{selimut beton} - \frac{D\ tul.}{2}$

$= 150 - 20 - \frac{10}{2}$

$= 125$ mm

$\rho = \frac{0{,}85 f'c}{fy}[1 - \sqrt{1 - \frac{4\ Mu}{1{,}7\ \phi\ f'c\ b\ d^2}}$

$= \frac{0{,}85 \times 30}{380}[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 26{,}807 \times 10^6}{1{,}7 \times 0{,}9 \times 30 \times 1500 \times 10^2}}$

$= 0{,}003432$

$As_{min} = 0{,}002 \times b \times h$

$= 0.002 \times 1500 \times 150$

$= 450\ mm^2$

$As_{perlu} = \rho \times b \times ds$

$= 0{,}003432 \times 1500 \times 125$

$= 643{,}53\ mm^2$

S $= \frac{0.25\ \pi\ d^2\ b}{A_s}$

$= \frac{0.25 \times \pi \times 10^2 \times 1500}{643{,}53}$

= 183,07

Sehingga untuk tulangan pokok pada tumpuan digunakan D10-150 mm.

Pengecekan terhadap gaya geser:

V_c $= 0{,}17\sqrt{f'c} \times b \times ds$

$= 0{,}17\ \sqrt{30} \times 1500 \times 125$

= 174586,57 N ≈ 174,587 kN

$ØV_c$ $= 0{,}75 \times V_c$

$= 0{,}75 \times 174{,}587$

= 130,94 kN

dikarena $ØV_c > V_u$ = 130,94 > 46,826, maka pengecekan gaya geser adalah aman.

A tul. susut $= \frac{1}{4}\pi \times d^2$

$= \frac{1}{4}\pi \times 8^2$

$= 50{,}265\ mm^2$

S $= \frac{A\ tul.\ susut \times b}{A_s\ min}$

$= \frac{50{,}265\ \times 1500}{450}$

= 167,552 mm

Sehingga untuk tulangan susut pada tumpuan digunakan P8-150 mm

2. Tulangan lapangan

d_s $= h_{tg}$ – selimut beton - $\frac{D\ tul.}{2}$

$= 150 - 20 - \frac{10}{2}$

= 125 mm

ρ $= \frac{0{,}85 f'c}{fy}[1 - \sqrt{1 - \frac{4\ Mu}{1{,}7\ \phi\ f'c\ b\ d^2}}$

$= \frac{0{,}85 \times 30}{380}[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 42{,}891 \times 10^6}{1{,}7 \times 0{,}9 \times 30 \times 1500 \times 10^2}}$

= 0,005583

As_{min} = 0,002 × b × h

= 0.002 × 1500 × 150

= 450 mm^2

As_{perlu} = ρ × b × ds

= 0,005583 × 1500 × 125

= 1046,86 mm^2

S $= \frac{0.25\ \pi\ d^2\ b}{A_s}$

$= \frac{0.25 \times \pi \times 10^2 \times 1500}{1046,86}$

= 100 mm^2

Sehingga untuk tulangan pokok pada tumpuan digunakan D10-100 mm.

Pengecekan terhadap gaya geser

V_c $= 0,17\sqrt{f'c} \times b \times ds$

$= 0,17\ \sqrt{30} \times 1500 \times 125$

= 174586,57 N ≈ 174,587 kN

$ØV_c$ = 0,75 × V_c

= 0,75 × 174, 587

= 130,94 kN

dikarena $ØV_c > V_u$ = 130,94 > 46,826, maka pengecekan gaya geser adalah aman.

A tul. susut $= \frac{1}{4}\pi \times d^2$

$= \frac{1}{4}\pi \times 8^2$

= 50,265 mm^2

S $= \frac{A\ tul.\ susut \times b}{A_s\ min}$

$= \frac{50,265\ \times 1500}{450}$

= 167,552 mm

Sehingga untuk tulangan susut pada tumpuan digunakan P8-150 mm.

2.6. Interpretasi Data Tanah dan Kelas Situs

Klasifikasi situs tanah dihitung berdasarkan pengolahan data N-SPT dengan mengacu pada rumus yang tercantum dalam SNI 1726:2019 Pasal 5.4.2. Klasifikasi situs tanah diperoleh melalui perhitungan data tanah dengan melihat nilai N-rerata. Data tanah pada proyek Gedung Laboratorium ini dapat dilihat pada Lampiran. Perhitungan kelas situs pada gedung laboratorium ini dijelaskan pada Tabel 2.10 dan Tabel 2.11 berikut.

Tabel 2.10 Perhitungan N-SPT Titik BH-1

Kedalaman (m)	N (SPT)	T (m)	N'' = T/N
0 - 2	7,97	2	0,2508
2 - 4	23,21	2	0,0862
4 - 6	25,54	2	0,0783
6 - 8	33,90	2	0,0590
8 - 10	31,57	2	0,0633
10 - 12	37,55	2	0,0533
12 - 14	13,10	2	0,1527
14 - 16	11,45	2	0,1747
16 - 18	17,36	2	0,1152
18 - 20	18,78	2	0,1065
20 - 22	14,14	2	0,1414
22 - 24	28,94	2	0,0691
24 - 26	29,00	2	0,0690
26 - 28	27,55	2	0,0726
28 - 30	27,19	2	0,0735
Jumlah		30	1,5657
N rerata			19,16

Tabel 2.11 Perhitungan N-SPT Titik BH-2

Kedalaman (m)	N (SPT)	T (m)	N'' = T/N
0 - 2	14,65	2	0,1365
2 - 4	27,73	2	0,0721
4 - 6	41,80	2	0,0478
6 - 8	39,89	2	0,0501
8 - 10	36,18	2	0,0553
10 - 12	36,42	2	0,0549
12 - 14	12,67	2	0,1578
14 - 16	11,05	2	0,1809
16 - 18	16,74	2	0,1195
18 - 20	18,08	2	0,1106
20 - 22	13,60	2	0,1471
22 - 24	27,79	2	0,0720
24 - 26	27,82	2	0,0719
26 - 28	26,40	2	0,0757
28 - 30	26,04	2	0,0768
Jumlah		30	1,4292
N-rerata			20,99

Berdasarkan pada perhitungan didapatkan nilai N_{rerata} sebesar 19,16 untuk BH-1 dan nilai N_{rerata} sebesar 20,99 untuk BH-2. Oleh karena itu didasarkan pada SNI 1726:2019 pasal 5.3 tentang klasifikasi situs tanah, laboratorium terpadu ini dibangun pada tanah dengan kelas situs SD (tanah sedang) karena memiliki nilai N_{rerata} diantara nilai 15 sampai 50 sesuai pada Tabel 2.12 berikut.

Tabel 2.12 Klasifikasi Situs

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 sampai 100
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, $\bar{S}_u$ < 25 kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m) - 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 $\bar{S}_u$ < 50 kPa		

2.7. Penentuan Sistem Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019, perencanaan struktur mengadopsi Konsep Keselamatan Hidup. Konsep ini didasarkan pada prinsip bahwa ketika terjadi gempa besar sesuai dengan zona gempa, struktur dirancang untuk menyerap energi gempa sehingga dapat mengalami kerusakan yang terkendali. Oleh karena itu, diperlukan penentuan parameter tambahan untuk memperhitungkan beban gempa serta faktor lainnya. Berikut adalah perhitungan parameter yang digunakan pada perancangan gedung laboratorium ini.

2.7.1. Penentuan Kategori Resiko

Kategori risiko suatu bangunan ditentukan berdasarkan fungsi pemanfaatan dari bangunan tersebut. Gedung laboratorium terpadu ini memiliki jenis pemanfaatan bangunan sebagai fasilitas pendidikan. Berdasarkan pasal 4.1.2 SNI 1726:2019, maka bangunan ini masuk dalam kategori resiko IV sesuai yang ditunjukkan pada Tabel 2.13 berikut.

Tabel 2.13 Kategori Resiko Bangunan

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	IV

- 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.	

2.7.2. Penentuan Faktor Keutamaan Gempa

Penentuan faktor keutamaan gempa dilakukan dengan melihat kategori risiko dari bangunan itu sendiri sesuai dengan ketetapan nilai pada SNI. Gedung laboratorium terpadu ini memiliki kategori risiko bangunan IV, oleh karena itu berdasarkan pasal 4.1.2 SNI 1726:2019 bangunan ini memiliki nilai faktor keutamaan (*Ie*) sebesar 1,50 sesuai yang ditunjukkan pada Tabel 2.14 berikut.

Tabel 2.14 Faktor Keutamaan Gempa

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

2.7.3. Penentuan Parameter C_t dan x

Penentuan periode fundamental diatur dalam pasal 7.8.2 SNI 1726:2019. Bangunan laboratorium terpadu ini menggunakan struktur rangka beton pemikul momen, oleh karena itu memiliki nilai C_t sebesar 0,0466 dan x sebesar 0.9 sesuai yang ditunjukkan pada Tabel 2.15 berikut.

Tabel 2.15 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100% gaya seismik yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya sesimik:		
• 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

2.7.4. Penentuan Parameter Respon Spektra

Dalam membuat kurva desain respon spektrum diperlukan beberapa parameter perhitungan. Parameter-parameter tersebut disesuaikan dengan kota lokasi gedung dibangun dan klasifikasi situsnya. Berikut merupakan nilai parameter-parameter yang dibutuhkan:

Nama Kota = Sleman

Kelas Situs = SD – Tanah Sedang

PGA = 0,4263

Ss = 0,9951 g

S1 = 0,4634 g

TL = 20 detik

Fa = 1,1020

Fv = 1,5366

Sms = 1,0985 g

Sm1 = 1,0966 g

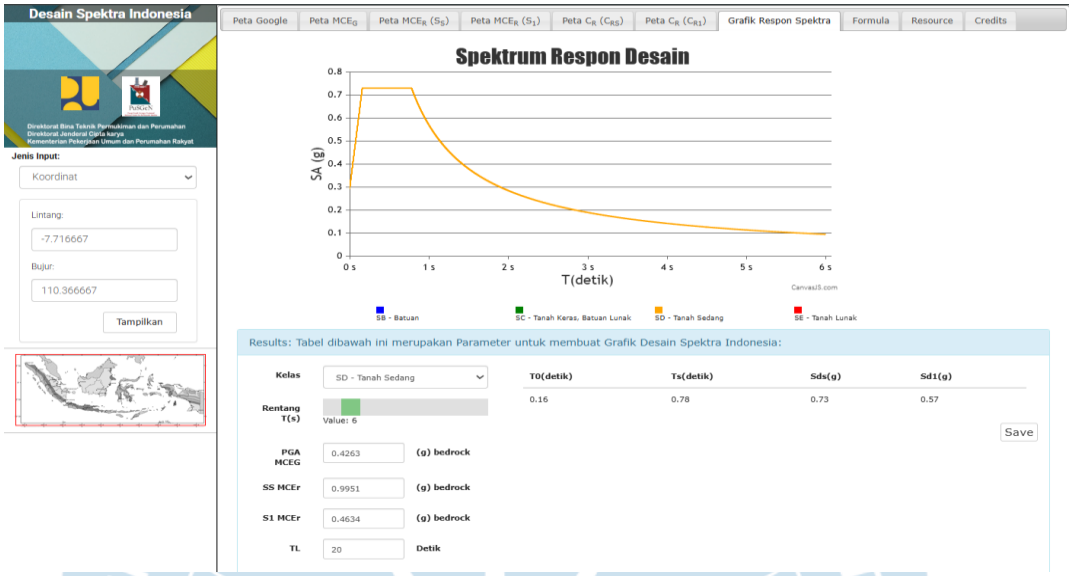
Sds = 0,7121 g

Sd1 = 0,4747 g

T0 = 0,16 detik

Ts = 0,78 detik

Melalui semua nilai parameter tersebut, maka kurva respon desain sprektrum dibuat seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.20.



Gambar 2.20 Grafik Respons Spektrum

2.7.5. Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS)

Penentukan kategori desain seismik memerlukan nilai SDS yang didapatkan melalui desain respon spektrum. Pada gedung laboratorium terpadu ini, nilai SDS yang didapatkan adalah sebesar 0,7121 g. Dalam SNI 1726:2019 pasal 6.5, gedung laboratorium terpadu ini memiliki kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek adalah KDS D. Hal tersebut dikarenakan gedung ini memiliki kategori resiko IV dan nilai SDS yang lebih besar dari 0,50 g seperti yang tercantum pada Tabel 2.16 berikut.

Tabel 2.16 Kategori Desain Seismik

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

2.7.6. Penentuan Koefisien Modifikasi Respons (R)

Sistem struktur yang digunakan dalam perancangan Gedung Laboratorium Universitas Pembangunan Nasional "Veteran" Yogyakarta adalah Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Berdasarkan pasal 7.2.2 SNI 1726:2019, nilai faktor R, C_d dan Ω_0 yang digunakan dalam perancangan gedung ini adalah R sebesar 8, C_d sebesar 5,5, dan Ω_0 sebesar 3, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.17 berikut.

Tabel 2.17 Faktor R, C_d dan Ω_o Untuk Sisem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R^a	$\Omega_0{}^b$	$C_d{}^c$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)[d]				
				Kategori desain seismik				
				A	B	C	D	E
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI

2.7.7. Prosedur Analisis

Prosedur analisis yang digunakan dalam menentukan kriteria pemodelan ini disesuai dengan kategori desain sesimik, seperti yang diatur dalam pasal 7.7.2 SNI 1726:2019. Gedung Laboratorium Terpadu ini memiliki kategori desain seismik D dan struktur tanpa ketidakberaturan, oleh karena itu prosedur analisis yang diperbolehkan adalah sesuai yang ditunjukkan pada Tabel 2.18 berikut.

Tabel 2.18 Prosedur Analisis yang Diizinkan

KDS	Karakteristik Struktur	Analisis gaya lateral ekivalen pasal 0	Analisis spektrum respons ragam pasal 0	Prosedur respons riwayat waktu seismik pasal 0
B. C	Semua struktur	I	I	I
D, E. F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebih 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Sruktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggiannya tidak melebihi 48,8 m	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan strukturan dengan ketinggian melebihi 48,8 m dan T < 3,5 Ts	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2,3,4 atau 5 atau ketidaberaturan vertikal tipe 4, 5a atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

CATATAN I: Diizinkan, TI: Tidak Diizinkan

2.8. Perencanaan Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan struktur merupakan tahap penting dalam analisis dan desain bangunan untuk memastikan bahwa struktur mampu menahan beban yang bekerja dengan aman dan efisien. Beban yang diperhitungkan dalam perencanaan ini meliputi beban mati dan beban hidup. Perencanaan pembebanan struktur dijelaskan sebagai berikut.

2.8.1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban yang berasal dari seluruh elemen konstruksi bangunan yang terpasang secara permanen, baik komponen struktural dan arsitektural lainnya. Penentuan beban mati mengacu pada SNI 1727:2020, yang menyediakan panduan untuk menghitung berat berbagai elemen bangunan. Pada Gedung Laboratorium Terpadu, perhitungan beban mati dapat dilihat sebagai berikut:

1. Berat Satuan Pelat Atap (t = 100 mm)

Berat sendiri pelat	= 0,10 × 24	= 2,4 kN/m^2	
Waterproofing		= 1,2 kN/m^2	
Plafon, ME, dll		= 0,25 kN/m^2	+
DL		= 3,85 kN/m^2	
DL		= 1,45 kN/m^2	

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, beban mati (*Dead Load*) pada pelat atap diketahui sebesar 3,85 kN/m². Namun, saat pemodelan ke dalam aplikasi analisis struktur, nilai *Dead Load* akan dikurangi dengan berat sendiri pelat. Sehingga, beban mati tanpa mempertimbangkan berat sendiri pelat adalah 1,45 kN/m².

2. Berat Satuan Pelat Lantai Tipikal (t = 130 mm)

Berat sendiri pelat	= 0,13 × 24	= 3,12 kN/m^2	
Pasir 4 cm	= 0,04 × 17	= 0,68 kN/m^2	
Spesi 2 cm	= 0.02 × 20	= 0,4 kN/m^2	
Penutup Lantai	= 0,01 × 24	= 0,24 kN/m^2	
Plafon, ME, dll		= 0,25 kN/m^2	
Partisi		= 1 kN/m^2	+
DL		= 5,69 kN/m^2	
DL		= 2,57 kN/m^2	

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, beban mati (*dead load*) pada pelat lantai tipikal diketahui sebesar 5,69 kN/m². Namun, saat pemodelan ke dalam aplikasi analisis struktur, nilai *dead load* akan dikurangi dengan berat sendiri

pelat. Sehingga, beban mati tanpa mempertimbangkan berat sendiri pelat adalah 2,57 kN/m².

3. Berat Satuan Balok
   - Balok Induk 1 (BI 1) 450 × 800 mm

     W = 0,45 × (0,8 – 0,13) × 24

     = 7,24 kN/m^2
   - Balok Induk 2 (BI 2) 350 × 700 mm

     W = 0,35 × (0,7 – 0,13) × 24

     = 4,79 kN/m^2
   - Balok Induk 3 (BI 3) 400 × 600 mm

     W = 0,4 × (0,6 – 0,13) × 24

     = 4,51 kN/m^2
   - Balok Anak (BA) 250 × 450 mm

     W = 0,25 × (0,45 – 0,13) × 24

     = 1,92 kN/m^2

   Berdasarkan hasil perhitungan di atas didapatkan hasil berat sendiri balok yang direkap sebagai berikut pada Tabel 2.19.

Tabel 2.19 Rekap Berat Sendiri Balok

Nama Balok	Dimensi (mm)	W (kN/m^2)
BI 1	450 x 800	7,24
BI 2	350 x 700	4,79
BI 3	400 x 600	4,51
BA	250 x 450	1,92

4. Berat Satuan Kolom
   - Kolom 1 (K1) 850 × 850 mm

     W = 0,85 × 0,85 × 24

     = 17,34 kN/m^2

- Kolom *Lift* (KL) 500 × 500 mm

  W = 0,5 × 0,5 × 24

  = 6 kN/m^2

Berdasarkan hasil perhitungan di atas didapatkan hasil berat sendiri kolom yang direkap sebagai berikut pada Tabel 2.20.

Tabel 2.20 Rekap Berat Sendiri Kolom

Nama Kolom	Dimensi (mm)	W (kN/m^2)
K1	850 x 850	17,34
KL	500 x 500	6

2.8.2. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup (*live load*) pada gedung laboratorium terpadu ini merupakan beban yang muncul karena penggunaan bangunan atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan. Nilai beban hidup pada bangunan ini disesuaikan dengan pasal 4.3.1 SNI 1727:2020 tentang beban hidup yang diperlukan. Nilai beban hidup pada gedung ini dijelaskan pada Tabel 2.21 berikut.

Tabel 2.21 Beban Hidup Pakai

Penggunaan	**Beban Merata, Lo (kN/m^2)**
Laboratorium	1,9
Ruang Kelas	1,9
Ruang Pertemuan	4,8
Ruang Komputer	4,8
Kantor	2,4
Koridor	2,4
Lobby	4,8
Toilet	4,8
Gudang Penyimpanan	6,0

2.8.3. Beban Gempa

Beban gempa merupakan salah satu faktor utama yang harus diperhitungkan dalam perancangan struktur bangunan. Penentuan beban gempa dilakukan berdasarkan ketentuan dalam Pasal 7 SNI 1726:2019, yang mempertimbangkan berbagai parameter seperti kategori desain seismik (KDS), jenis tanah, dsb. Berikut merupakan perhitungan pembebanan gempa pada gedung Laboratorium.

1. Beban per lantai

- Lantai Dasar

Pelat	= 1200 × 2,57	= 3084 kN	
BI 1	= 250 × 7,24	= 1809 kN	
BI 2	= 32 × 4,79	= 153,22 kN	
K1	= 24,57 × 17,34	= 425,96 kN	
KL	= 1,5 × 6	= 9 kN	+
	W_{dasar}	= 5481,17	

- Lantai 1

Pelat	= 1200 × 2,57	= 3084 kN	
BI 1	= 80 × 7,24	= 578,88 kN	
BI 2	= 288 × 4,79	= 1378,94 kN	
BI 3	= 32 × 4,51	= 144,38 kN	
BA	= 288 × 1,92	= 552,96 kN	
K1	= 24,57 × 17,34	= 425,96 kN	
KL	= 1,5 × 6	= 9 kN	+
	W_1	= 6174,13 kN	

- Lantai 2

Pelat	= 1160 × 2,57	= 2981,2 kN
BI 1	= 80 × 7,24	= 578,88 kN
BI 2	= 288 × 4,79	= 1378,94 kN
BI 3	= 32 × 4,51	= 144,38 kN
BA	= 291 × 1,92	= 552,72 kN

K1	= 24,57 × 17,34	= 425,96 kN	
KL	= 1,5 × 6	= 9 kN	+
	W_2	= 6077,09 kN	

- Lantai 3

Pelat	= 1200 × 2,57	= 3084 kN	
BI 1	= 80 × 7,24	= 578,88 kN	
BI 2	= 288 × 4,79	= 1378,94 kN	
BI 3	= 32 × 4,51	= 144,38 kN	
BA	= 288 × 1,92	= 552,96 kN	
K1	= 24,57 × 17,34	= 425,96 kN	
KL	= 1,5 × 6	= 9 kN	+
	W_3	= 6174,13 kN	

- Lantai 4

Pelat	= 1200 × 2,57	= 3084 kN	
BI 1	= 80 × 7,24	= 578,88 kN	
BI 2	= 288 × 4,79	= 1378,94 kN	
BI 3	= 32 × 4,51	= 144,38 kN	
BA	= 288 × 1,92	= 552,96 kN	
K1	= 24,57 × 17,34	= 425,96 kN	
KL	= 1,5 × 6	= 9 kN	+
	W_4	= 6174,13 kN	

- Lantai 5

Pelat	= 1200 × 2,57	= 3084 kN	
BI 1	= 80 × 7,24	= 578,88 kN	
BI 2	= 288 × 4,79	= 1378,94 kN	
BI 3	= 32 × 4,51	= 144,38 kN	
BA	= 288 × 1,92	= 552,96 kN	
K1	= 24,57 × 17,34	= 425,96 kN	
KL	= 1,5 × 6	= 9 kN	+
	W_5	= 6174,13 kN	

- Lantai Atap

Pelat	= 400 × 2,57	= 3084 kN	
BI 1	= 40 × 7,24	= 578,88 kN	
BI 2	= 208 × 4,79	= 1378,94 kN	
BI 3	= 24 × 4,51	= 144,38 kN	
BA	= 100 × 1,92	= 552,96 kN	+
	W_{atap}	= 6174,13 kN	

2. Nilai Ta

T_a = $C_t \times h_n^{0,9}$

= $0,0466 \times 25,5^{0,9}$ = 0,8596

3. Nilai k

k = 0,5Ta + 0,75

= 0,5 × 0,8596 + 0,75 = 1,1798

4. Nilai *V*

$V_x = V_y$ = $C_s \times W$

= 0,1335 × 37801,65 = 5047,23 kN

Berdasarkan data tersebut didapatkan hasil distribusi beban gempa/lateral setiap lantai seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.22 di bawah ini

Tabel 2.22 Distribusi Beban Gempa Perlantai

Distribusi Vertikal Gaya Seismik					
Lantai	**W (kN)**	**h (m)**	**W × H^k**	**C_v**	**F (kN)**
Atap	2165.63	4.2	11772.78	0.0647	761.91
5	6174.13	4.2	33563.71	0.1845	6192.75
4	6174.13	4.2	33563.71	0.1845	6192.75
3	6174.13	4.2	33563.71	0.1845	6192.75
2	6077.09	4.2	33036.18	0.1816	5999.61
1	6174.13	4.5	36409.93	0.2002	7287.57
Dasar	5481.17	0	0	0	0
TOTAL			181910.02	1	**32627.33**

2.8.4. Kombinasi Pembebanan

Struktur bangunan Laboratorium terpadu ini perlu didesain menggunakan kombinasi pembebanan sesuai ketentuan yang tercantum dalam pasal 4.2 SNI 1726:2019. Kombinasi pembebanan yang dimasukkan dalam pemodelan struktur adalah sebagai berikut:

1. 1,4 DL + 1,4 SIDL
2. 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1,6 LL
3. 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1,6 LL
4. 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL
5. 1,2 DL + 1,2 SIDL
6. 1,2 DL + 1,2 SIDL
7. 1,2 DL + 1,2 SIDL
8. 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL
9. 1,2 DL + 1,2 SIDL
10. 1,2 DL + 1,2 SIDL
11. 1,2 DL + 1,2 SIDL
12. 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL
13. 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL
14. 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL
15. 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL
16. 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL
17. 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL
18. 0,9 DL + 0,9 SIDL
19. 0,9 DL + 0,9 SIDL
20. 0,9 DL + 0,9 SIDL
21. 1,346 DL + 1,346 SIDL + 1 LL + 1,3 Ex + 0,39 Ey
22. 1,346 DL + 1,346 SIDL + 1 LL + 1,3 Ex - 0,39 Ey
23. 1,346 DL + 1,346 SIDL + 1 LL - 1,3 Ex + 0,39 Ey
24. 1,346 DL + 1,346 SIDL + 1 LL - 1,3 Ex – 0,39 Ey
25. 1,346 DL + 1,346 SIDL + 1 LL + 0,39 Ex + 1,3 Ey
26. 1,346 DL + 1,346 SIDL + 1 LL - 0,39 Ex + 1,3 Ey

27. 1,346 DL + 1,346 SIDL + 1 LL + 0,39 Ex - 1,3 Ey
28. 1,346 DL + 1,346 SIDL + 1 LL - 0,39 Ex - 1,3 Ey
29. 0,754 DL + 0,754 SIDL + 1,3 Ex + 0,39 Ey
30. 0,754 DL + 0,754 SIDL + 1,3 Ex - 0,39 Ey
31. 0,754 DL + 0,754 SIDL - 1,3 Ex + 0,39 Ey
32. 0,754 DL + 0,754 SIDL - 1,3 Ex - 0,39 Ey
33. 0,754 DL + 0,754 SIDL + 0,39 Ex + 1,3 Ey
34. 0,754 DL + 0,754 SIDL - 0,39 Ex + 1,3 Ey
35. 0,754 DL + 0,754 SIDL + 0,39 Ex – 1,3 Ey
36. 0,754 DL + 0,754 SIDL - 0,39 Ex – 1,3 Ey

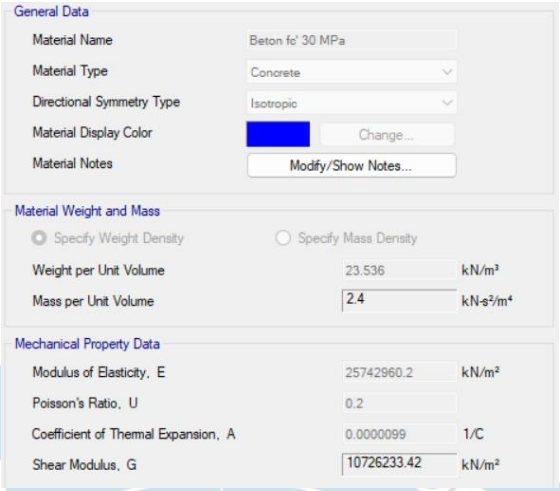
2.9. Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur merupakan proses penting dalam perencanaan, desain, dan analisis struktur bangunan. Pemodelan struktur pada gedung laboratorium ini dilakukan melalui *software* E-TABS, sehingga dapat menciptakan representasi digital yang akurat dari struktur, memungkinkan analisis kekuatan, kestabilan, dan kinerja terhadap berbagai beban dan kondisi lingkungan. Berikut merupakan data visual pemodelan menggunakan *software* E-TABS.

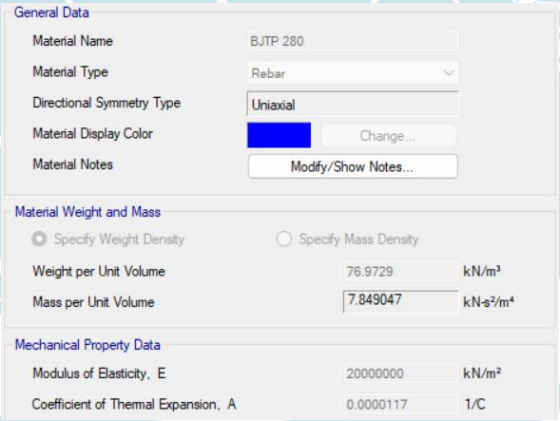
1. Data Material

   Material yang digunakan dalam pemodelan adalah sebagai berikut, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.21, Gambar 2.22, dan Gambar 2.23.

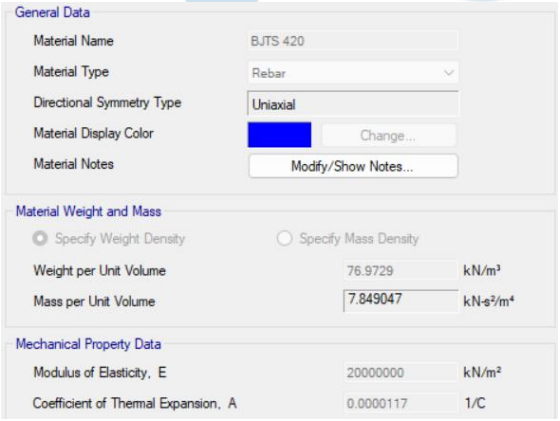
   - Mutu beton, f'c = 30 Mpa
   - Mutu tulangan polos, fy = 280 Mpa
   - Mutu tulangan sirip, fy = 420 Mpa



Gambar 2.21 Data Material Beton



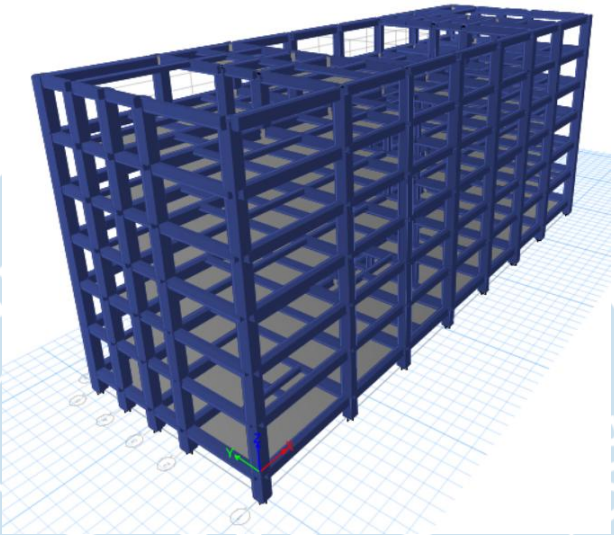
Gambar 2.22 Data Material Baja Polos



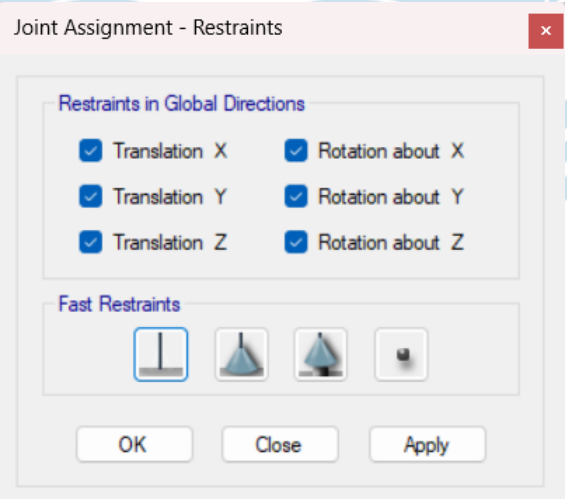
Gambar 2.23 Data Material Baja Sirip

2. Pemodelan 3D Dalam E-TABS

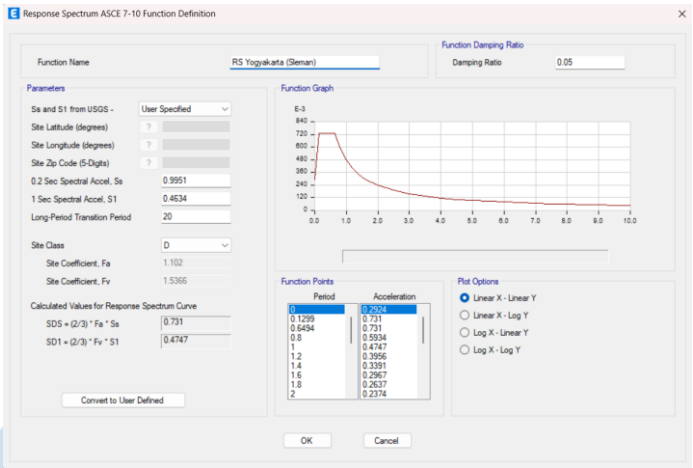
   Pemodelan bangunan yang dibuat dalam *software* E-TABS adalah sebagai berikut, seperti yang ditunjukkan pada Gambar-Gambar dibawah ini.



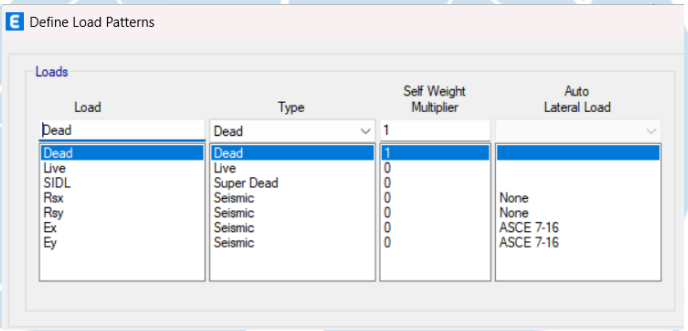
Gambar 2.24 Pemodelan 3D Laboratorium Terpadu



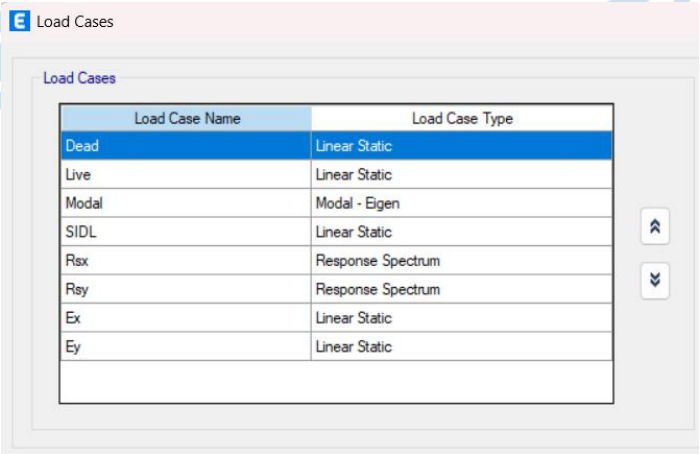
Gambar 2.25 Tumpuan Jepit



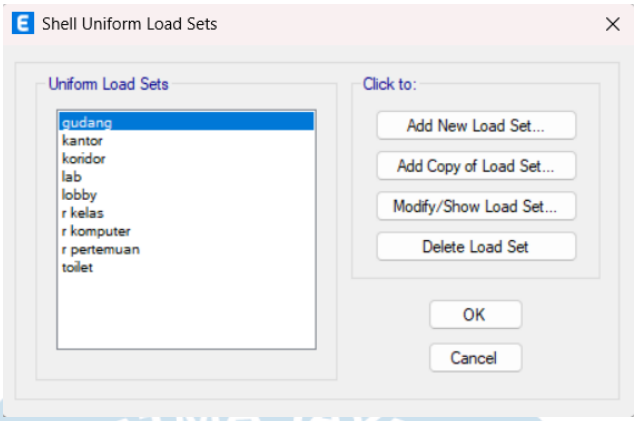
Gambar 2.26 Input Respon Spektrum Gedung Laboratorium



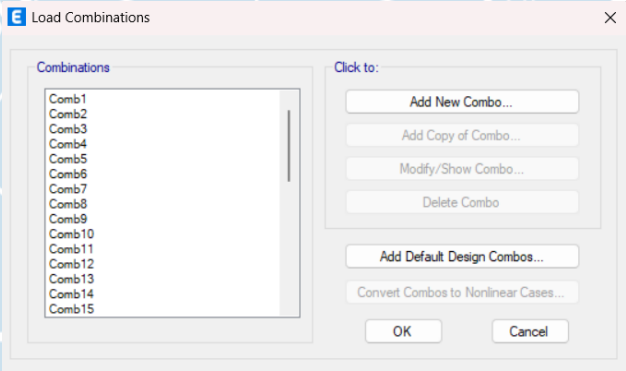
Gambar 2.27 *Load Pattern* Gedung



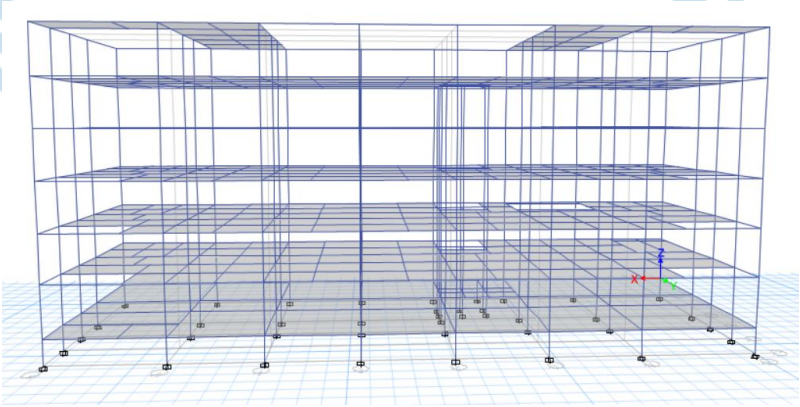
Gambar 2.28 *Load Cases* Gedung



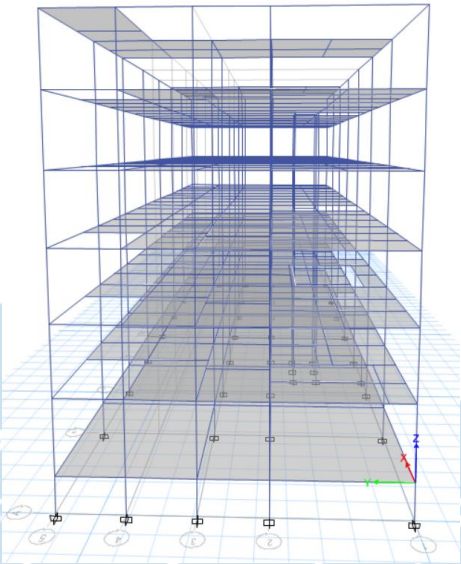
Gambar 2.29 *Shell Uniform Load* Gedung



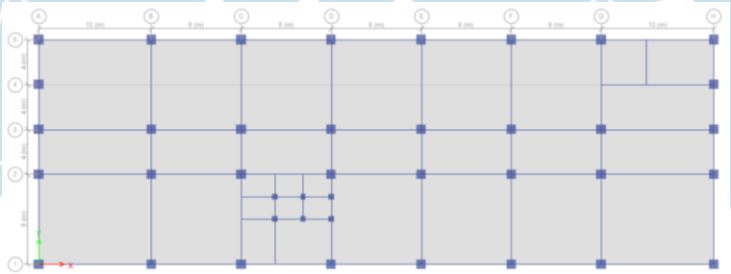
Gambar 2.30 *Load Combinations* Gedung



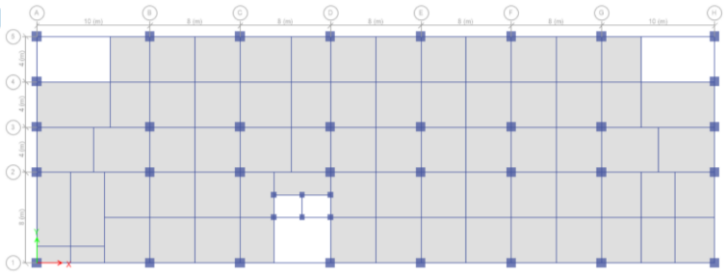
Gambar 2.31 Arah Memanjang Gedung



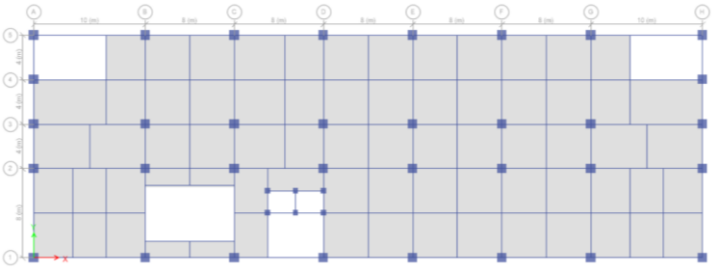
Gambar 2.32 Arah Memendek Gedung



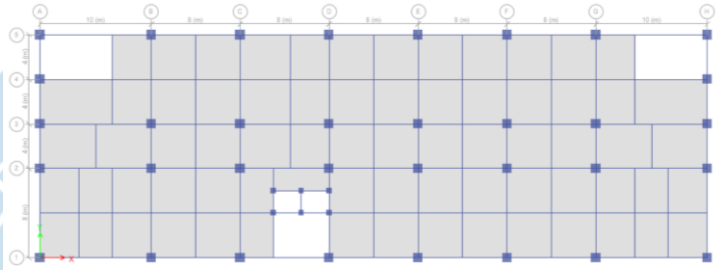
Gambar 2.33 Denah Balok dan Kolom Lantai Dasar



Gambar 2.34 Denah Balok dan Kolom Lantai 1



Gambar 2.35 Denah Balok dan Kolom Lantai 2



Gambar 2.36 Denah Balok dan Kolom Lantai 3 - 5

Gambar 2.37 Denah Balok dan Kolom Lantai Atap

2.10. Interpretasi Output Pemodelan

Tahapan setelah pemodelan struktur selesai, maka dilakukan analisis terhadap model tersebut. Interpretasi output pemodelan struktur yang dilakukan dijelaskan sebagai berikut.

2.10.1. Pemeriksaan Ketidakberaturan Struktur

Pengecekan ketidakberaturan dalam bangunan merupakan proses penting dalam memastikan keamanan dan kelayakan struktural. Ini melibatkan evaluasi dua aspek utama yaitu pengecekan ketidakberaturan horizontal dan vertikal.

- Ketidakberaturan Horizontal

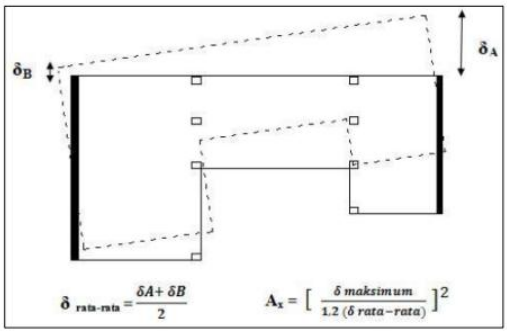
Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal dilakukan dengan mengacu pada pasal 7.3.3 SNI 1726:2019 mengenai batasan dan persayaratan tambahan untuk sistem dengan ketidakberaturan struktur seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.23 di bawah ini.

Tabel 2.23 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	**Pasal referensi**	**Penerapan kategori desain seismik**
1a	**Ketidakberaturan torsi** didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan Ax = 1,0, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata dikedua 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 2.15 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 Ax = 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 2.15	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 2.15	D, E, dan F D, E, dan F
3	**Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma** didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan	0 Tabel 2.15	D, E, dan F D, E, dan F

	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**.**		
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 2.15 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 2.15 0	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

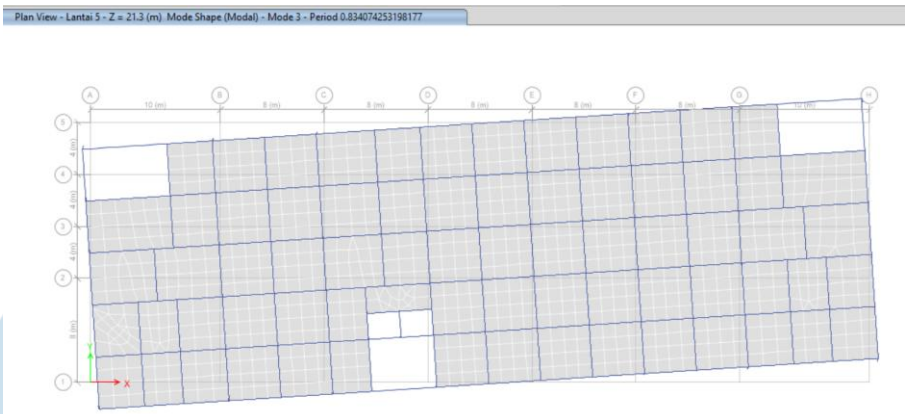
1. Ketidakberaturan torsi (1a), memiliki arti jika simpangan antar lantai tingkat maksimum disebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Sedangkan, Ketidakberaturan torsi berlebihan (1b), diartikan jika ada simpangan antar lantai tingkat maksimum disebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata dikedua ujung struktur. Ketidakberaturan horizontal 1a dan 1b pada struktur, ditunjukkan pada Gambar 2.38 berikut.



Gambar 2.38 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b

(Sumber: SNI 1726:2019)

Berdasarkan pemeriksaan ketidakberaturan horizontal 1a dan 1b pada pemodelan struktur yang dibuat, didapatkan hasil bahwa tidak terjadi ketidakberaturan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.39, Tabel 2.24 dan Tabel 25. di bawah ini.



Gambar 2.39 Ketidakberaturan Horizontal 1a &1b Pada Pemodelan

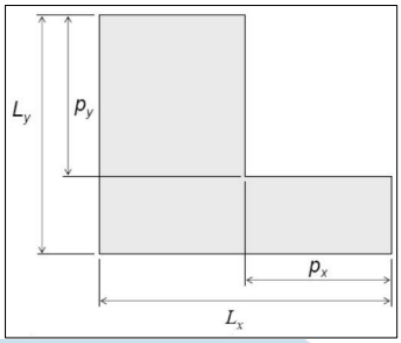
Tabel 2.24 Ketidakberaturan Horizontal 1a

TABLE: Story Max Over Avg Drifts								
Story	Output Ca	Case Ty	Step Typ	Step Numb	Directio	Max Dri	Avg Dri	Ratio
Atap	Ex	LinStatic	Step By Step	3	X	0,003813	0,003293	1,158
Lantai 5	Ex	LinStatic	Step By Step	3	X	0,00467	0,004618	1,011
Lantai 4	Ex	LinStatic	Step By Step	3	X	0,006511	0,00648	1,005
Lantai 3	Ex	LinStatic	Step By Step	3	X	0,00792	0,007885	1,004
Lantai 2	Ex	LinStatic	Step By Step	3	X	0,008394	0,008333	1,007
Lantai 1	Ex	LinStatic	Step By Step	3	X	0,007074	0,007019	1,008
Lantai Dasar	Ex	LinStatic	Step By Step	3	X	0,001111	0,000993	1,118

Tabel 2.25 Ketidakberaturan Horizontal 1b

TABLE: Story Max Over Avg Drifts								
Story	Output Ca	Case Ty	Step Typ	Step Numb	Directio	Max Dri	Avg Dri	Ratio
Atap	Ey	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,004478	0,0034	1,317
Lantai 5	Ey	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,004468	0,00431	1,037
Lantai 4	Ey	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,006212	0,00603	1,03
Lantai 3	Ey	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,007473	0,007265	1,029
Lantai 2	Ey	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,007834	0,007615	1,029
Lantai 1	Ey	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,006504	0,006319	1,029
Lantai Dasar	Ey	LinStatic	Step By Step	3	Y	0,000977	0,000878	1,113

2. Ketidakberaturan sudut dalam, didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan, seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.40 berikut.



Gambar 2.40 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2

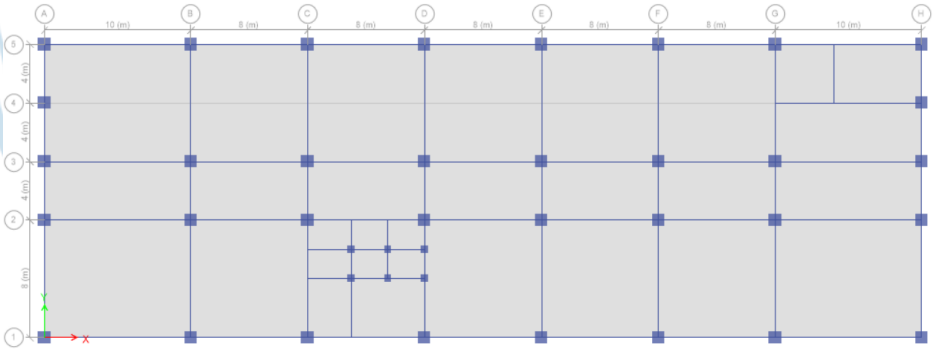
(Sumber: SNI 1726:2019)

Pada pemodelan yang dibuat nilai P_x dan P_y adalah sebagai berikut:

Px = 0

Py = 0

Berdasarkan hal tersebut, tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 2 pada struktur yang ditinjau, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.41 di bawah ini.



Gambar 2.41 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2 Pada Pemodelan

3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya. Ketidakberaturan horizontal tipe 3 dapat dilihat pada Gambar 2.42 berikut.

Gambar 2.42 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3

(Sumber: SNI 1726:2019)

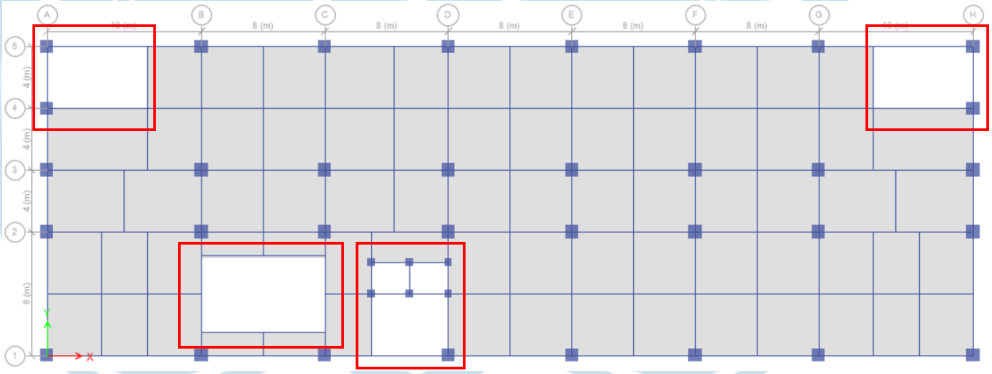
Pada pemodelan yang dibuat seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.43, didapatkan hasil sebagai berikut:

Syarat = 50% x (Luas Bangunan)

= 50% x 1200 m

= 600 m

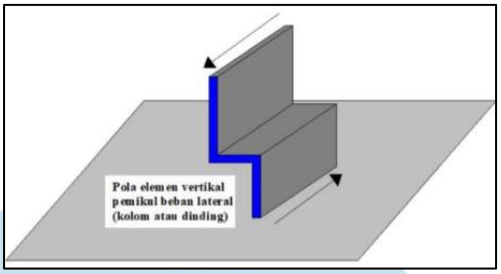
Total Luas Void = 480,25 m < 600m **OK**



Gambar 2.43 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3 Pada Pemodelan

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, diperoleh hasil bahwa tidak terjadi ketidakberaturan horizontal tipe 3 pada struktur yang ditinjau.

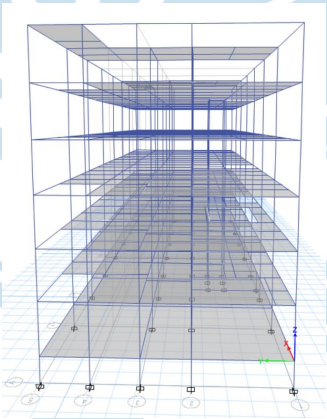
4. Pemeriksaan ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang ditunjukkan pada Gambar 2.44 berikut ini.



Gambar 2.44 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4

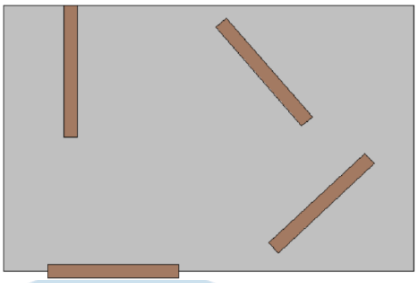
(Sumber: SNI 1726:2019)

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang, didapatkan hasil bahwa proyeksi denah struktur tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 4, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.45 berikut.



Gambar 2.45 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4 Pada Pemodelan

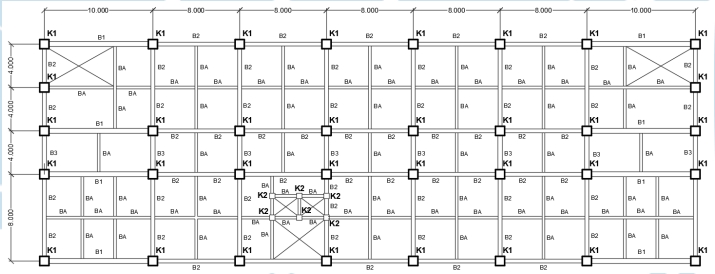
5. Ketidakberaturan sistem nonparalel, didefinisikan ada jika elemen penahan vertikal tidak parallel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.46 di bawah ini.



Gambar 2.46 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5

(Sumber: SNI 1726:2019)

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan sistem nonparalel, tidak ditemukan adanya ketidakberaturan tersebut. Sehingga tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 5, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.47 berikut ini.



Gambar 2.47 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5 Pada Pemodelan

- Ketidakberaturan Vertikal

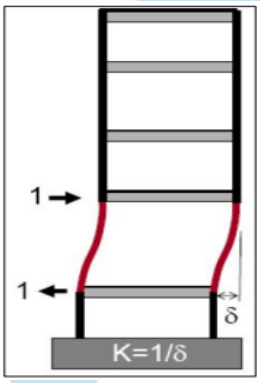
Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal dilakukan dengan mengacu pada pasal 7.3.3 SNI 1726:2019 mengenai batasan dan persayaratan tambahan untuk sistem dengan ketidakberaturan struktur seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.26 di bawah ini.

Tabel 2.26 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 2.15	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.	0 Tabel 2.15	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 2.15	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 2.15	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.	0 0 Tabel 2.15	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.	0 Tabel 2.15	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.	0 0 Tabel 2.15	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

1. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (1a), didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata 3 tingkat diatasnya. Sedangkan, Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan, diartikan sebagai bila ada suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya. Ketidakberaturan vertikal 1a dan 1b pada struktur, ditunjukkan pada Gambar 2.48 berikut.



Gambar 2.48 Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b

(Sumber: SNI 1726:2019)

Berdasarkan pemeriksaan ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b pada pemodelan struktur yang dibuat, didapatkan hasil bahwa tidak terjadi ketidakberaturan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.27 dan Tabel 2.28 di bawah ini.

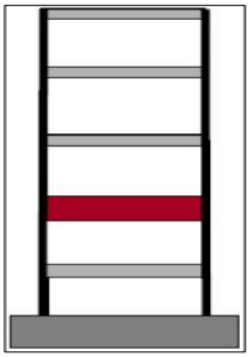
Tabel 2.27 Ketidakberaturan Vertikal 1a

TABLE: Story Stiffness								Stiffness above	Stiffness avg
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Shear X	Drift X	Stiff X	Min 70%	Min 80%
Lantai 5	Statix Ex	LinStatic	Step By Step	3	959.9802	0.003293	291535.394		134%
Lantai 4	Statix Ex	LinStatic	Step By Step	3	3004.4857	0.004618	650665.93	223%	
Lantai 3	Statix Ex	LinStatic	Step By Step	3	4608.8199	0.006481	711135.191	109%	
Lantai 2	Statix Ex	LinStatic	Step By Step	3	5796.9656	0.007885	735170.226	103%	
Lantai 1	Statix Ex	LinStatic	Step By Step	3	6580.6223	0.008333	789726.275	107%	
Lantai dasar	Statix Ex	LinStatic	Step By Step	3	7025.531	0.007052	996212.608	126%	
					7133.2735	0.000993	7180828.377		

Tabel 2.28 Ketidakberaturan Vertikal 1b

TABLE: Story Stiffness								Stiffness above	Stiffness avg
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Shear Y	Drift Y	Stiff Y	Min 70%	Min 80%
Lantai 5	Statix Ey	LinStatic	Step By Step	3	926.9892	0.0034	272678.932		140%
Lantai 4	Statix Ey	LinStatic	Step By Step	3	2905.1344	0.00431	674040.627	247%	
Lantai 3	Statix Ey	LinStatic	Step By Step	3	4461.0693	0.00603	739844.181	110%	
Lantai 2	Statix Ey	LinStatic	Step By Step	3	5616.7718	0.007265	773090.447	104%	
Lantai 1	Statix Ey	LinStatic	Step By Step	3	6382.0191	0.007615	838036.984	108%	
Lantai dasar	Statix Ey	LinStatic	Step By Step	3	6819.0222	0.006319	1079171.321	129%	
					6926.2749	0.000878	7889328.115		

2. Ketidakberaturan berat (massa), didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Ketidakberaturan vertikal tipe 2 pada struktur ditunjukkan pada Gambar 2.49 di bawah ini.



Gambar 2.49 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

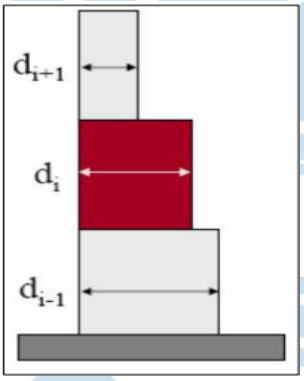
(Sumber: SNI 1726:2019)

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan berat (massa), didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 2 pada struktur yang ditinjau, seperti yang ditunjukkan pada data dalam Tabel 2.29 berikut.

Tabel 2.29 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

TABLE: Mass Summary by Story					
Story	UX	UY	UZ		
	ton	ton	ton	Ratio	Cek > 1,5
Lantai 5	1257.6676	1257.6676	0	1.0	tidak terjadi
Lantai 4	1255.781	1255.781	0	1.0	tidak terjadi
Lantai 3	1255.781	1255.781	0	1.0	tidak terjadi
Lantai 2	1234.2098	1234.2098	0	1.0	tidak terjadi
Lantai 1	1271.0729	1271.0729	0	0.9	tidak terjadi
Lantai dasar	1202.6642	1202.6642	0	0.0	tidak terjadi

3. Ketidakberaturan geometri vertikal, didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya. Contoh ketidakberaturan vertikal tipe 3 dapat dilihat pada Gambar 2.50 di bawah ini.



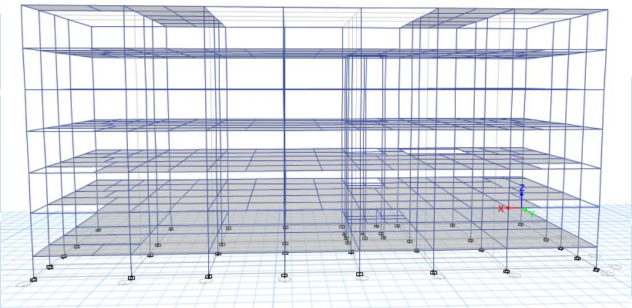
Gambar 2.50 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

(Sumber: SNI 1726:2019)

Berdasarkan pengecekan, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 3 pada struktur yang ditinjau, seperti yang ditunjukkan data pada Tabel 2.30 dan Gambar 2.51 berikut.

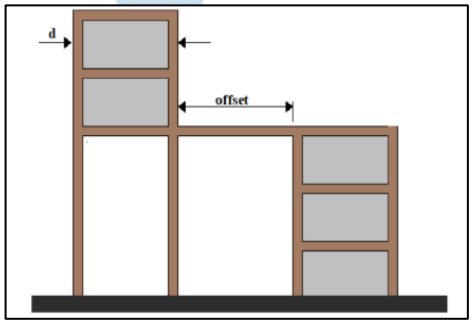
Tabel 2.30 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

Level	L (mm)	Cek
Lantai 5	850	**OK**
Lantai 4	850	**OK**
Lantai 3	850	**OK**
Lantai 2	850	**OK**
Lantai 1	850	**OK**
Lantai Dasar	850	**OK**



Gambar 2.51 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Pada Pemodelan

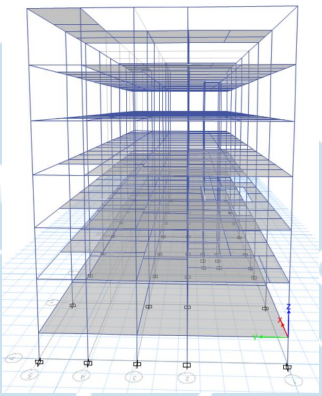
4. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal, diartikan jika pergeseran arah bidang elemen penahan lateral 27 lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya. Contoh ketidakberaturan vertikal tipe 4 dapat dilihat pada Gambar 2.52 berikut.



Gambar 2.52 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4

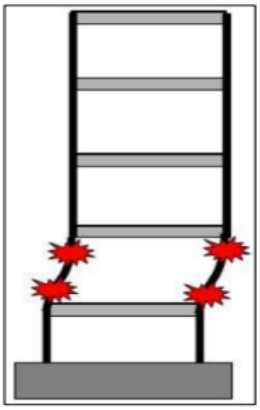
(Sumber: SNI 1726:2019)

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 4 pada struktur, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.53 di bawah ini.



Gambar 2.53 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4 Pada Pemodelan

5. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat, didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. Sedangkan, diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan, didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Ketidakberaturan vertikal 5a dan 5b dapat dilihat pada Gambar 2.54 di bawah ini.



Gambar 2.54 Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b

(Sumber: SNI 1726:2019)

Berdasarkan pemeriksaan, didapatkan hasil tidak terjadi ketidakberaturan vertikal seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.31, Tabel 2.32, Tabel 2.33 dan Tabel 2.34 berikut.

Tabel 2.31 Output ETABS Ketidakberaturan Vertikal 5a

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
						kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Lantai 5	Ex	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	-3004.4857	0	30450.9733	0	-4031.92
Lantai 4	Ex	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	-4608.8199	0	46309.5657	0	-16650.8
Lantai 3	Ex	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	-5796.9656	0	58054.2003	0	-36007.8
Lantai 2	Ex	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	-6580.6223	0	65882.6755	0	-60355.1
Lantai 1	Ex	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	-7025.531	0	70268.4986	0	-87993.7
Lantai Dasar	Ex	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	-7133.2735	0	71336.2361	0	-119609

Tabel 2.32 Ketidakberaturan Vertikal 5a

Lantai	Vx	Cek	
	kN	Ki<80%(Ki+1)	
Lantai 5	3004.4857		OK
Lantai 4	4608.8199	153%	OK
Lantai 3	5796.9656	126%	OK
Lantai 2	6580.6223	114%	OK
Lantai 1	7025.531	107%	OK
Lantai dasar	7133.2735	102%	OK

Tabel 2.33 Output ETABS Ketidakberaturan Vertikal 5b

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
						kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Lantai 5	Ey	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	0	-2905.1344	-87598.836	3893.35	0
Lantai 4	Ey	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	0	-4461.0693	-134056.88	16094.9	0
Lantai 3	Ey	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	0	-5616.7718	-168564.54	34831.4	0
Lantai 2	Ey	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	0	-6382.0191	-191605.86	58421.9	0
Lantai 1	Ey	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	0	-6819.0222	-204622.56	85226.3	0
Lantai Dasar	Ey	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	0	-6926.2749	-207895.63	115912	0

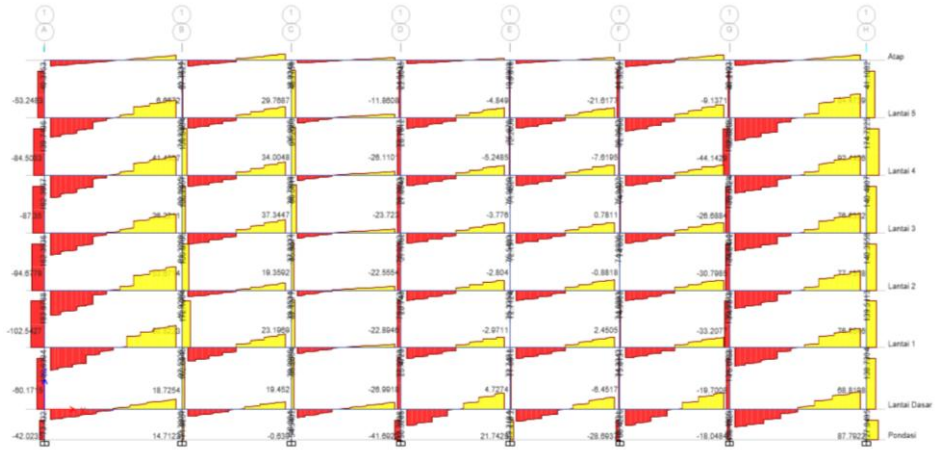
Tabel 2.34 Ketidakberaturan Vertikal 5b

Lantai	Vy	Cek	
	kN	Ki<80%(Ki+1)	
Lantai 5	2905.1344		OK
Lantai 4	4461.0693	154%	OK
Lantai 3	5616.7718	126%	OK
Lantai 2	6382.0191	114%	OK
Lantai 1	6819.0222	107%	OK
Lantai dasar	6926.2749	102%	OK

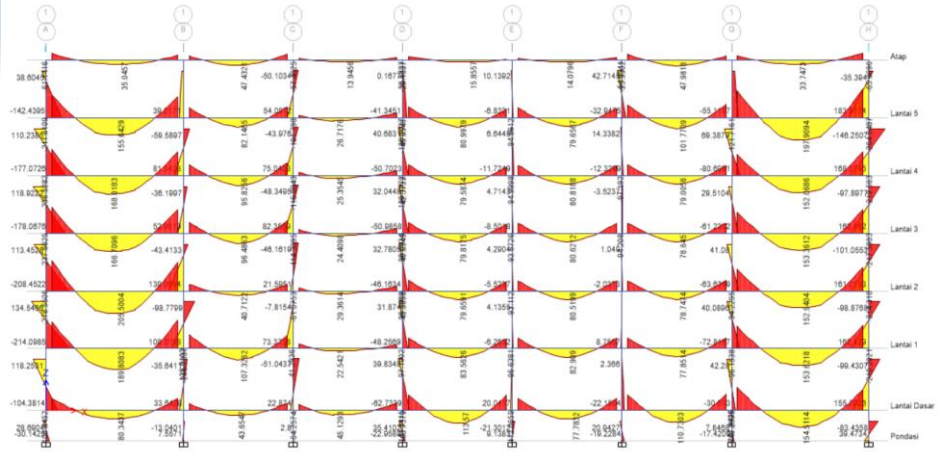
2.10.2. Pengambilan Gaya Dalam Struktur

Analisis terhadap pengambilan gaya dalam mencakup pengumpulan data pada elemen-elemen struktur, seperti balok dan kolom. Hasil analisis tersebut kemudian dikaitkan dengan diagram momen lentur (BMD) serta diagram gaya

geser (SFD) guna memahami distribusi beban dan respons struktur secara lebih mendetail. Diagram BMD dan SFD untuk Gedung Laboratorium ini dapat dilihat pada Gambar 2.58 dan Gambar 2.59.



Gambar 2.55 SFD Struktur Gedung Laboratorium



Gambar 2.56 BMD Struktur Gedung Laboratorium

Dari hasil analisis menggunakan ETABS, diperoleh gaya-gaya dalam pada balok anak, balok induk, dan kolom dari Gedung Laboratorium yang akan digunakan dalam proses perancangan. Rakapituliasi gaya-gaya dalam dapat dilihat pada Tabel 2.35, Tabel 2.36, dan Tabel 2.37 di bawah ini.

Tabel 2.35 Gaya Dalam Balok Anak

Posisi	Kondisi	BA
Tumpuan	Vu- (kN)	84,01
	Mu- (kNm)	118,39
Lapangan	Vu+ (kN)	78,96
	Mu+ (kNm)	78,13

Tabel 2.36 Gaya Dalam Balok Induk & Balok Anak

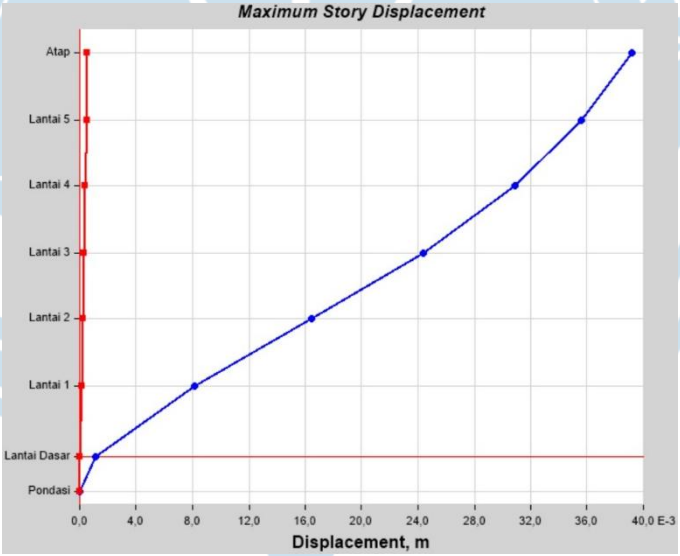
Posisi	Kondisi	B1	B2	B3
Tumpuan	Mu+ (kNm)	396.72	381.40	281.74
	Mu- (kNm)	830.93	508.06	304.22
	Vu (kN)	396.42	330.98	231.61
	Vg ki (kN)	84.224	51.844	-243.205
	Vg ka (kN)	498.226	420.823	317.225
Lapangan	Mu+ (kNm)	361.28	377.21	27.60
	Mu- (kNm)	374.43	506.67	55.38
	Vu (kN)	240.27	334.86	189.84

Tabel 2.37 Gaya Dalam Kolom

Kondisi	K1 850x850			KL 500x500		
	P	M2	M3	P	M2	M3
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNM
Pu Max	215.07	171.88	122.71	63.51	38.07	59.50
Pu Min	-3748.54	-575.31	-366.02	-737.37	-226.45	-122.75
M2 Max	-1294.78	624.09	574.92	-100.51	237.90	24.63
M2 Min	-3653.01	-591.20	-494.61	-737.37	-226.45	-122.75
M3 Max	-620.89	527.47	576.25	-45.92	106.99	116.55
M3 Min	-2619.77	-311.38	-638.24	-737.37	-226.45	-122.75

2.10.3. Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai

Pemeriksaan simpangan antar lantai dilakukan untuk memastikan bahwa deformasi lateral bangunan akibat beban gempa tetap dalam batas yang diizinkan sesuai dengan standar perencanaan. Sesuai dengan pasal 7.12 SNI 1726:2019, simpangan antar lantai harus memenuhi batas maksimum yang ditentukan berdasarkan tinggi lantai dan tingkat daktilitas struktur. Jika hasil pemeriksaan menunjukkan bahwa simpangan melebihi batas yang diperbolehkan, maka perlu dilakukan perbaikan desain, seperti peningkatan kekakuan struktur atau penggunaan sistem peredam gaya gempa. Berdasarkan pemeriksaan pada pemodelan struktur yang dilakukan, didapatkan kesimpulan bahwa simpangan antar lantai pada struktur adalah aman, seperti ditunjukkan pada Gambar 2.57, Gambar 2.58, Gambar 2.59, Gambar 2.60 dan Tabel 2.38 berikut.



Gambar 2.57 Grafik Simpangan Arah Ex

Story	Elevation m	Location	X-Dir m	Y-Dir m
Atap	25,5	Top	0,039188	0,000515
Lantai 5	21,3	Top	0,035561	0,000494
Lantai 4	17,1	Top	0,030903	0,000407
Lantai 3	12,9	Top	0,024391	0,000307
Lantai 2	8,7	Top	0,016478	0,000204
Lantai 1	4,5	Top	0,008137	0,000119
Lantai Dasar	0	Top	0,001111	3,5E-05
Pondasi	-2,2	Top	0	0

Gambar 2.58 Data Simpangan Arah Ex

Gambar 2.59 Grafik Simpangan Arah Ey

Story	Elevation m	Location	X-Dir m	Y-Dir m
Atap	25,5	Top	0,000507	0,037349
Lantai 5	21,3	Top	0,000413	0,033402
Lantai 4	17,1	Top	0,000337	0,028975
Lantai 3	12,9	Top	0,000262	0,022763
Lantai 2	8,7	Top	0,000173	0,015292
Lantai 1	4,5	Top	7,9E-05	0,007468
Lantai Dasar	0	Top	1,9E-05	0,000977
Pondasi	-2,2	Top	0	0

Gambar 2.60 Data Simpangan Arah Ey

Tabel 2.38 Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai

Lantai	H	Perpindahan		Perpindahan Elastik		*Story Drift*		*Drift Limit*	Syarat
		δx	δy	δex	δey	Δ_X	Δ_Y		
	mm	mm	mm	mm	mm	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	4200	39.30	37.38	3.66	3.97	13.40	14.55	32.31	**OK**
5	4200	35.65	33.41	4.66	4.43	17.08	16.23	32.31	**OK**
4	4200	30.99	28.99	6.51	6.21	23.88	22.77	32.31	**OK**
3	4200	24.48	22.78	7.92	7.47	29.03	27.40	32.31	**OK**
2	4200	16.56	15.30	8.36	7.83	30.65	28.71	32.31	**OK**
1	4200	8.20	7.47	7.07	6.50	25.92	23.82	32.31	**OK**
Dasar	4500	1.13	0.98	1.13	0.98	4.14	3.59	34.62	**OK**

2.11. Perancangan Balok

Perancangan balok terbagi menjadi dua bagian, yaitu balok induk dan balok anak, di mana perancangan balok anak mengacu pada SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. Dengan demikian, persamaan gaya internal balok diperoleh sebagaimana berikut:

Cc = 0,85 × fc' c a × b

Ts = As × fy

Cc = As' (fs - 0,85 × fc)

Rumus momen nominal balok yang digunakan untuk mencari rumus tinggi balok tegangan persegi ekivalen beton adalah sebagai berikut:

Mn = Cc (d-a/2) + (d-d') (substitusi Cc ke dalam rumus Mn)

Sehingga khusus perhitungan balok dengan tulangan tunggal:

Mn = 0,85 *fc'* × a × b × (d – a/2)

$$Mn = 0{,}85\ fc' \times a \times b \times d - \frac{0{,}85\ fc' \times a^2 \times b \times c}{2}$$

$$Mn + \frac{0{,}85 \times fc \times b \times c}{2} \times a^2 - 0{,}85 \times fc' \times a \times b \times d = 0$$

Didapat rumus tinggi balok tegangan yaitu

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2\ Mu}{\emptyset\ 0{,}85\ f'c\ b}}$$

Rumus garis netral balok, yaitu:

$c = \frac{a}{\beta 1}$ (untuk nilai β1 dapat dilihat pada SNI 2847:2019 pada tabel 21.2.2)

Penentuan faktor reduksi kekuatan untuk struktur yang mengalami lentur dan aksial dapat dilihat pada SNI 2847:2019 seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.39 di bawah ini.

Tabel 2.39 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ) Untuk Momen, Gaya Aksial, atau Kombinasi Momen dan Gaya Aksial

Regangan tarik netto (ε_t)	Klasifikasi	ϕ			
		Jenis tulangan transversal			
		Spiral sesuai 25.7.3		Tulangan lainnya	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	a)	0,65	b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0{,}005$	Transisi[1]	$0{,}75+0{,}15\,\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0{,}005-\varepsilon_t)}$	c)	$0{,}65+0{,}25\,\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0{,}005-\varepsilon_t)}$	d)
$\varepsilon_t \geq 0{,}005$	Tegangan terkontrol	0,90	e)	0,90	f)

[1]Untuk penampang transisi, diperbolehkan memakai nilai faktor kekuatan yang sama dengan penampang terkontrol tekan

Agar faktor reduksi kekuatan (ϕ) menjadi 0,9 (terkendali tarik), maka nilai a harus dibatasi dengan regangan baja tarik terluas €s minimum = 0,005

c max $= \frac{\varepsilon c\ max}{\varepsilon c + \varepsilon s\ min} \times d$; dengan ε_c max = 0,003 ; ε_s min = 0,005

c max = 0,375 d

Kontrol regangan tulangan balok induk:

$\varepsilon_s = \frac{0{,}003\,(d-c)}{c} > 0{,}005$ (terkendali tarik) ; jika $\varepsilon_s < 0{,}004$ (desain tul. rangkap)

Hitung luas perlu tulangan balok anak yang diperlukan

As $= \frac{Mu}{\emptyset\, fy\left(d-\frac{a}{2}\right)}$; bila c < c max

Hitung luas perlu tulangan balok induk yang di perlukan :

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

Dengan luas tulangan:

$A_{tul} = \frac{\pi}{4} d^2$

Dengan syarat luasan minimum dan maksimum sebagai berikut :

$A_{min\ 1} = \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy}$ b d

$A_{min\ 2} = \frac{1{,}4}{fy}$ b d

$A_{max} = \frac{0{,}36\ \beta 1\ f'c\ b\ d}{fy}$

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

$As_{min} > As_{use}$ gunakan As_{min}

$As_{use} > As_{max}$ gunakan As_{max}

$As_{min} < As_{use} < As_{max}$ gunakan As_{use}

Perencanaan tulangan geser telah dihitung seperti yang ditunjukkan pada perhitungan di bawah ini

2.11.1. Perancangan Balok Induk

Data yang digunakan dalam perhitungan pada perancangan balok induk adalah sebagai berikut :

F'c	= 30 Mpa
Fy tul. Utama	= 420 Mpa
Fy tul. Sengkang	= 280 Mpa
Selimut beton	= 40 mm
Diameter tul. Utama	= 25 mm
Diameter tul. Sengkang	= 13 mm
Dimensi balok	= 450 × 800
Tinggi bersih balok (d)	= 800– 40 – 10 - $(\frac{25}{2})$ = 734,5 mm

Output data dari software ETABS pada balok induk sebagai berikut:

Vu Tumpuan (-)	= 396,422 kN
Vu Lapangan (+)	= 240,270 kN
Mu Tumpuan (-)	= 830,929 kNm
Mu Tumpuan (+)	= 396,725 kNm
Mu Lapangan (-)	= 374,429 kNm
Mu Lapangan (+)	= 361,282 kNm
Vg	= 291,225 kN

Berikut merupakan contoh perhitungan dalam perancangan balok pada gedung Laboratorium.

1. Perencanaan Tulangan Longitudinal Tumpuan (-)

a $= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset\ 0{,}85\ f'c\ b}}$

$= 734{,}5 - \sqrt{(734{,}5)^2} - \frac{2(830{,}929x\ 10^6)}{(0{,}9)(0{,}85)(30)(0{,}45)}$

= 119,22 mm

Karena nilai f'c = 30 Mpa, maka $\beta 1$ = 0,8

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

= 142,65 mm

ε_s $= \frac{0{,}003\ (d-c)}{c}$

$= \frac{0{,}003\ (734{,}5-142{,}65)}{142{,}65}$

= 0,012 > 0,005 (terkendali tarik)

A_s $= \frac{0{,}85\ f'c\ a\ b}{fy}$

= 3257,15 mm^2

A_{tul} $= \frac{\pi}{4}\ d^2$

= 490,87 mm^2

Pengecekan terhadap As min dan As max:

$A_{min\ 1}$ $= \frac{0{,}25\sqrt{f_c'}}{fy} \times b \times d$

= 1077,60 mm^2

$A_{min\ 2}$ $= \frac{1{,}4}{fy} \times b \times d$

= 1101.75 mm^2

A_{max} $= \frac{0{,}36\ \beta 1\ f'c\ b\ d}{fy}$

= 7102,91 mm^2

$As_{min} < As_{use} < As_{max}$ sehingga digunakan As_{use}

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

= 6,63541 ≈ 7 buah tulangan (digunakan 7D25)

Pengecekan spasi tulangan:

S_1 $= \frac{b-2(sel.beton)-2(d.sengkang)-nD}{n-1}$

= 28,16667 > 25 (Aman)

Sehingga pemasangan tulangan longitudinal dilakukan satu lapis.

2. Perencanaan Tulangan Longitudinal Tumpuan (+)

a $= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset\ 0{,}85\ f'c\ b}}$

$= 734{,}5 - \sqrt{(734{,}5)^2} - \frac{2(396{,}725\ x\ 10^6)}{(0{,}9)(0{,}85)(30)(0{,}45)}$

= 54,3078 mm

Karena nilai f'c = 30 Mpa, maka $\beta 1$ = 0,8

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

= 64,9837 mm

$\varepsilon_s = \frac{0{,}003\ (d-c)}{c}$

$= \frac{0{,}003\ (634{,}5-137{,}62)}{137{,}62}$

= 0,03 > 0,005 (terkendali tarik)

$A_s = \frac{0{,}85\ f'c\ a\ b}{fy}$

= 1483,7669 mm^2

$A_{tul} = \frac{\pi}{4}\ d^2$

= 490,87 mm^2

Pengecekan terhadap As_{min} dan As_{max}

$A_{min\ 1} = \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy}\ b\ d$

= 1077,5952 mm^2

$A_{min\ 2} = \frac{1{,}4}{fy}\ b\ d$

= 1101,75 mm^2

$A_{max} = \frac{0{,}36\ \beta 1\ f'c\ b\ d}{fy}$

= 7102,9148 mm^2

$As_{min} < As_{use} < As_{max}$ sehingga digunakan As_{use}

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

= 3,0227 ≈ 4 buah tulangan (digunakan 4D25)

pengecekan spasi tulangan

$S_1 = \frac{b-2(sel.beton)-2(d.sengkang)-nD}{n-1}$

= 81,333 > 25 (Aman)

Sehingga pemasangan tulangan longitudinal dilakukan dengan satu lapis

3. Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan (-)

a $= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset\ 0{,}85\ f'c\ b}}$

$= 734{,}5 - \sqrt{(734{,}5)^2} - \frac{2(374{,}429\ x\ 10^6)}{(0{,}9)(0{,}85)(30)(0{,}45)}$

= 51,14 mm

Karena nilai f'c = 30 Mpa, maka $\beta 1$ = 0,8

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

= 61,19 mm

$\varepsilon_s = \frac{0{,}003\ (d-c)}{c} = \frac{0{,}003\ (734{,}5-61{,}19)}{61{,}19}$

= 0,033 > 0,005 (terkendali tarik)

$A_s = \frac{0{,}85\ f'c\ a\ b}{fy}$

= 1397,25 mm^2

$A_{tul} = \frac{\pi}{4}\ d^2$

= 490,87 mm^2

Pengecekan terhadap As min dan As max

$A_{min\ 1} = \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy}\ b\ d$

= 1077,60 mm^2

$A_{min\ 2} = \frac{1{,}4}{fy}\ b\ d$

= 1101,75 mm^2

$A_{max} = \frac{0{,}36\ \beta 1\ f'c\ b\ d}{fy}$

= 7102,91 mm^2

$As_{min} < As_{use} < As_{max}$ sehingga digunakan As_{use}

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

$= 2{,}8464 \approx 3$ buah tulangan (digunakan 3D25)

pengecekan spasi tulangan

$S_1 = \frac{b-2(sel.beton)-2(d.sengkang)-nD}{n-1}$

$= 134{,}5 > 25$ (Aman)

Sehingga pemasangan tulangan longitudinal dilakukan dengan satu lapis

4. Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan (+)

a $= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset\ 0{,}85\ f'c\ b}}$

$= 734{,}5 - \sqrt{(734{,}5)^2} - \frac{2(361{,}282\ x\ 10^6)}{(0{,}9)(0{,}85)(30)(0{,}45)}$

$= 49{,}28$ mm

Karena nilai f'c = 30 Mpa, maka $\beta 1 = 0{,}8$

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

$= 58{,}97$ mm

$\varepsilon_s = \frac{0{,}003\ (d-c)}{c} = \frac{0{,}003\ (734{,}5-58{,}97)}{58{,}97}$

$= 0{,}034 > 0{,}005$ (terkendali tarik)

$A_s = \frac{0{,}85\ f'c\ a\ b}{fy}$

$= 1346{,}42\ mm^2$

$A_{tul} = \frac{\pi}{4}\ d^2$

$= 490{,}87\ mm^2$

Pengecekan terhadap As_{min} dan As_{max}

$A_{min\ 1} = \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy}\ b\ d$

$= 1077{,}60\ mm^2$

$A_{min\ 2} = \frac{1{,}4}{fy}\ b\ d$

$= 1101{,}75\ mm^2$

A_{max} $= \frac{0{,}36\ \beta 1\ f'c\ b\ d}{fy}$

$= 7102{,}91\ mm^2$

$As_{min} < As_{use} < As_{max}$ sehingga digunakan As_{use}

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

$= 2{,}7429 \approx 3$ buah tulangan (digunakan 3D25)

pengecekan spasi tulangan

S_1 $= \frac{b-2(sel.beton)-2(d.sengkang)-nD}{n-1}$

$= 134{,}5 > 25$ (Aman)

Sehingga pemasangan tulangan longitudinal dilakukan dengan satu lapis

5. Perencanaan Tulangan Geser Tumpuan dan Lapangan

   Menghitung Momen Probabilitas (Mpr)

   - Tumpuan kiri (-) dengan 7 tulangan (7D25)

     Apr = $\frac{As\ 1{,}25\ fy}{0{,}85\ f'c\ b}$ = 157,208 mm

     Mpr = As. 1,25. Fy. (d - $\frac{Apr}{2}$) = 1183,211 kNm

   - Tumpuan kanan (+) dengan 4 tulangan (4D25)

     Apr = $\frac{As\ 1{,}25\ fy}{0{,}85\ f'c\ b}$ = 89,833 mm

     Mpr = As. 1,25. Fy. (d-$\frac{Apr}{2}$) = 710.847 kNm

Berikut merupakan rekapan gaya geser desain balok induk Gedung Laboratorium Riset Terpadu, dapat dilihat pada Tabel 2.40.

Tabel 2.40 Rekapan Gaya Geser Balok Induk

Menghitung Gaya Geser Desain (Ve)	
Gaya (kN) dan momen (kNm)	Tumpuan kiri
Mpr (+)	710,847
Mpr (-)	1183,211
VE	207,001
VG	291,225
VE_Ki	84,224
VE_Ka	498,226

Nilai Vu = 396,422 kN

Nilai Ve = 498,226 kN

Cek

0,5 Vu < Ve, maka Vc = 0

0,5 (396,422) < 494,772 maka Vc = 0

$\emptyset$ Vs = Ve - $\emptyset V$ x Vc = 664,3012 kN

Diasumsikan tulangan geser memiliki 4 kaki sehingga

S = $\frac{\emptyset\ Av.fyt.d}{VE}$ = 164,3696 mm

Spasi minimum

- S_1 = $\frac{d}{4}$ = 183,625 mm
- S_2 = 6 d_b = 150 mm
- S_3 = 150 mm

Spasi aman sehingga digunakan 4D13–150 mm pada tulangan geser tumpuan.

V_c = 0,17 $\tau \sqrt{f,c}$ bw d = 301,727 kN

V_s = $\frac{Ve.lap}{\emptyset}$ - Vc = 226,835 kN

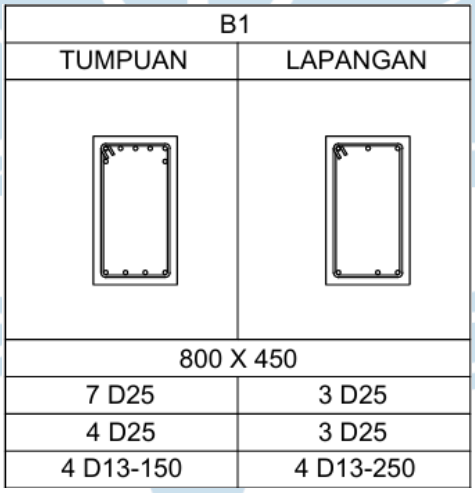
S = $\frac{Av\ fyt\ d}{Vs}$ = 367,25 mm

Sehingga digunakan tulangan geser pada lapangan sebesar 4D13–350 mm.

Berikut merupakan Tabel 2.41 yang berisi rekap perencanaan penulangan balok induk serta Gambar 2.61 terkait contoh penulangan balok induk pada gedung Laboratorium.

Tabel 2.41 Rekapan Balok Induk

Balok (mm^2)	Bentang (m)	Tulangan	Tumpuan (-)	Tumpuan (+)	Lapangan (-)	Lapangan (+)
450 x 800	10000	Longitudinal	7D25	4D25	3D25	3D25
		Geser	4D13 - 150		4D13 - 250	
350 x 700	8000	Longitudinal	5D25	4D25	5D25	4D25
		Geser	4D13 - 150		4D13 - 250	
400 x 600	4000	Longitudinal	4D25	4D25	3D25	3D25
		Geser	4D13 - 150		4D13 - 250	



Gambar 2.61 Penulangan Tumpuan & Lapangan Balok Induk I

2.11.2. Perancangan Balok Anak

Diketahui data-data sebagai berikut :

F'c = 30 Mpa

Fy tul. Utama = 420 Mpa

Fy tul. Sengkang = 280 Mpa

Selimut beton = 40 mm

Diameter tul. Utama = 22 mm

Diameter tul. Sengkang = 10 mm

Dimensi balok = 250 x 450

Tinggi bersih balok (d) = 450 – 40 – 10 - ($\frac{22}{2}$) = 389 mm

Diketahui *output* dari ETABS yaitu :

Vu Tumupuan (-) = 84, 011 kN

Vu Lapangan (+) = 80,209 kN

Mu Tumpuan (-) = 118,387 kN

Mu Lapangan (+) = 70,238 kN

1. Perencanaan Tulangan Longitudinal Tumpuan

a = d - $\sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset\ 0{,}8\ f'c\ b}}$

= 389 - $\sqrt{(389)^2}$ - $\frac{2(118{,}387 \times 10^6)}{(0{,}9)(0{,}8)(30)(0{,}25)}$

= 58,23 mm

Karena nilai f'c 30 Mpa, maka $\beta 1$ = 0,836

c = $\frac{a}{\beta 1}$ = 69,787 mm

c max = 0,375 d = 145,875 mm

As = $\frac{Mu}{\theta\ fy\ (d - \frac{a}{2})}$ = 884,458 mm^2

As tul = $\frac{\pi}{4}$ d^2 = 380,133 mm^2

Pengecekan terhadap As min dan As max

Amin $\frac{1{,}4}{fy}$ $b\ d$ = 324,167 mm2

Amax = $\frac{0{,}36\ \beta 1\ f'c\ b\ d}{fy}$ = 2089,883 mm2

As min < As use < As max sehingga digunakan As use

n = $\frac{As}{Atul}$ = 2,327 ≈ 3 buah tulangan

Jadi, pada area tumpuan digunakan 3 buah tulangan diameter 22 mm (3D22)

2. Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan

a = d - $\sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset\ 0{,}8\ f'c\ b}}$

$= 389 - \sqrt{(389)^2 - \frac{2(70{,}238 \times 10^6)}{(0{,}9)(0{,}8)(30)(0{,}25)}}$

= 33,446 mm

Karena nilai f'c = 30 Mpa, maka $\beta 1$ = 0,836

c = $\frac{a}{\beta 1}$ = 40,021 mm

c max = 0,375 d = 145,875 mm

As = $\frac{Mu}{\theta\ fy\ (d - \frac{a}{2})}$ = 503,577 mm^2

As tul = $\frac{\pi}{4}$ d^2 = 380,133 mm^2

Pengecekan terhadap As min dan As max

Amin $\frac{1{,}4}{fy}\ b\ d$ = 324,167 mm2

Amax = $\frac{0{,}36\ \beta 1\ f'c\ b\ d}{fy}$ = 2089,883 mm^2

As $_{min}$ < As $_{use}$ < As $_{max}$ sehingga digunakan As $_{use}$

n = $\frac{As}{Atul}$ = 1,325 ≈ 3 buah tulangan

Jadi, pada area tumpuan digunakan 3 buah tulangan diameter 22 mm (3D22)

3. Perencanaan Tulangan Geser Tumpuan

$\theta Vc = \theta\ 0{,}17\ \lambda \sqrt{f'c}\ b\ d$

$= (0{,}75) \times (0{,}17) \times 1 \times \sqrt{30} \times 250 \times 389$

= 67,914 kN

Vs = $\frac{Vu - \theta Vc}{\theta}$

$= \frac{84{,}011 - 67{,}914}{0{,}75}$

= 21,462 kN

Diasumsikan digunakan sengkang 2 kaki dengan diameter 10 mm

Sehingga nilai Av adalah sebagai berikut :

Av = n $\frac{\pi}{4}\ d^2$ = 78,540 mm^2

S = $\frac{Av\ fyt\ d}{Vs}$ = 175,778 mm < $\frac{389}{2}$ = 194,5

Sehingga digunakan spasi tulangan sengkang 2D10- 125

4. Perencanaan Tulangan Geser Lapangan

θVc $= \theta\ 0{,}17\ \lambda \sqrt{f'c} b\ wd$

$= 0{,}75 \times 0{,}17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 300 \times 440{,}5$

$= 67{,}914$ kN

Vs $= \frac{Vu - \theta Vc}{\theta}$

$= \frac{80{,}209 - 67{,}914}{0{,}75}$

$= 16{,}393$ kN

Diasumsikan digunakan sengkang 2 kaki dengan diameter 10 mm

Sehingga nilai Av adalah sebagai berikut :

Av = n $\frac{\pi}{4} d^2$ = 78,540 mm2

S = $\frac{Av\ fyt\ d}{Vs}$ = 175,778 mm < $\frac{440{,}5}{2}$ = 194,5

Sehingga digunakan spasi tulangan sengkang 2D10-175

Berdasarkan perhitungan diatas, rekap balok anak pada gedung Laboratorium ini dapat dilihat pada Tabel 2.42 di bawah ini. Gambar penulangan anak dapat dilihat pada Gambar 2.62 berikut.

Tabel 2.42 Rekapan Balok Anak

BA 250 x 450	
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan	3D22
Longitudinal Lapangan	3D22
Tulangan Transversal / Sengkang	
Sengkang Tumpuan	2D10-125
Sengkang Lapangan	2D10-175

BA	
TUMPUAN	LAPANGAN
450 X 250	
3 D22	3 D22
3 D22	3 D22
3 D13-125	3 D13-175

Gambar 2.62 Penulangan Tumpuan & Lapangan Balok Anak

2.12. Perancangan Kolom SRPMK

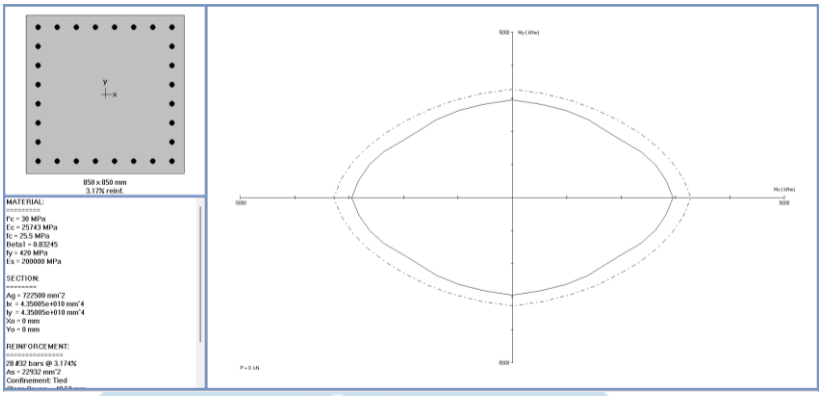
Perancangan kolom pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) harus memenuhi prinsip *Strong Column Weak Beam* (SCWB) agar mekanisme kegagalan terjadi pada balok, bukan kolom, sehingga struktur tetap stabil saat terjadi gempa. Perancangan ini mencakup penentuan dimensi kolom, perencanaan tulangan longitudinal dan transversal, serta perhitungan panjang penyaluran tulangan. Perhitungan perancangan kolom dilakukan melalui *software* ETABS, spColumn, dan Excel untuk memastikan akurasi. Berikut merupakan contoh perhitungan dari kolom SRPMK pada gedung Laboratorium.

1. Perancangan Kolom Longitudinal

   Dimensi kolom = 850 × 850 mm

   KDS bangunan = D

   Rekap gaya dalam pada kolom ditunjukkan pada Gambar 2.63 dan Tabel 2.43 berikut.



Gambar 2.63 Penulangan Kolom menggunakan SpColumn

Tabel 2.43 Hasil Output Kolom Pada ETABS

	P	**M2**	**M3**
	kN	kNm	kNm
P Max	215.07	171.88	122.71
Pu Min	-3748.54	-575.31	-366.02
M2 Max	-1294.78	624.09	574.92
M2 Min	-3653.01	-591.20	-494.61
M3 Max	-620.89	527.47	576.25
M3 Min	-2619.77	-311.38	-638.24

a. Data Kolom:

- b = 850 mm
- h = 850 mm
- t = 4200 mm
- Ø Tul. Longitudinal = 32 mm
- Selimut beton = 40 mm
- Jumlah tulangan = 28 buah
- F’c = 30 MPa
- Fy longitudinal = 420 MPa

b. Data Sengkang:

- Ø Tul, Sengkang = 13 mm
  = 850 – 40 – (13/2)
  = 803.5 mm
- Fy sengkang = 280 MPa

c. Data Balok:

- Mpr ki = 710,847 kNm
- Mpr ka = 1183,211 kNm
- Mpr k = $\frac{1}{2}$ × (Mpr ki + Mpr ka)
  = 0,5 × (710,847 + 1183,211)
  = 947,029 kNm

d. Data SP Column & Etabs:

- Vu = 296,556 kN
- Pu = 3661,934 kN

e. Syarat Dimensi Penampang:

- B < h (Aman)
- B ≥ 300 mm (Aman)
- b/h ≥ 0,4 (Aman)
- $\Sigma Mn_c \geq 1{,}2\ \Sigma Mn_b$ ≈ 3661,934 kN ≥ 2272,869 kN (Aman)

Perancangan kolom dilakukan menggunakan *software* SpColumn dan mendapatkan *output* seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.44 berikut.

Tabel 2.44 Hasil Output *SpColumn* Kolom Tipe I

No	P_u	M_{ux}	M_{uy}	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_n/M_u$	NA Depth	d_t Depth	ε_t	ϕ
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm		
1	-215.07	-171.88	-122.71	-2181.64	-1557.54	12.693	412	1089	0.00493	0.894
2	3748.54	575.31	366.02	2148.41	1366.84	3.734	559	1085	0.00282	0.712
3	1294.78	-624.09	-574.92	-1939.46	-1786.67	3.108	477	1105	0.00395	0.81
4	3653.01	591.2	494.61	1922.89	1608.71	3.253	572	1105	0.0028	0.71
5	620.89	-527.47	576.25	-1787.64	1952.96	3.389	453	1105	0.00432	0.842
6	2619.77	311.38	638.24	1194.84	2449.1	3.837	490	1057	0.00347	0.768

f. Menghitung Kuat Geser Perlu

Ve = $\frac{Mprc_a + Mprc_b}{lc}$ = 565,39 kN

Nilai V yang digunakan = 565.39 kN

Vs = $\frac{V_u}{\emptyset} - 0$ = 753853,8933 N

$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d}$ = 3,351

Cek:

Pu < 0,3Agfc'

215071.7 < 6502500

g. Parameter Perhitungan

Bc = 770 mm

Ag = 722500 mm

Ach = 592900 mm2

$\frac{A_{sh}}{Sb_c}$ = 0,3 $\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'c}{f_{yt}}$ = 0,007026

$\frac{A_{sh}}{s}$ = 5,41 mm^2/mm

$\frac{A_{sh}}{Sb_c}$ = 0,09 $\frac{f'c}{f_{yt}}$ = 0,009643

$\frac{A_{sh}}{s}$ = 7,425 mm^2/mm

Sehingga digunakan $\frac{A_{sh}}{S_{pakai}}$ = 7,425 mm^2/mm

2. Tulangan Transversal di daerah sepanjang Lo

Asumsi spasi = 100 mm

Ash = 742,5 mm2

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

Av = 132,7323

Sehingga jumlah kaki tulangan transversal adalah 5,594 ≈ 6 buah

Berdasarkan hal tersebut, digunakan 6D13-100

Penentuan Spasi Maksimum

S1 = ¼ × B = 212,5 mm

S2 = 6 × d_b = 192 mm

n tulangan = 6 buah

hx = 205,938 mm

S3 = 148,021mm

Digunakan Spasi 100 mm (pilih minimum spasi)

Kontrol Spasi Aman

3. Tulangan Transversal diluar daerah sepanjang Lo

Ve = 565,3904 kN

Vc = $0{,}17\sqrt{35}b_w d$

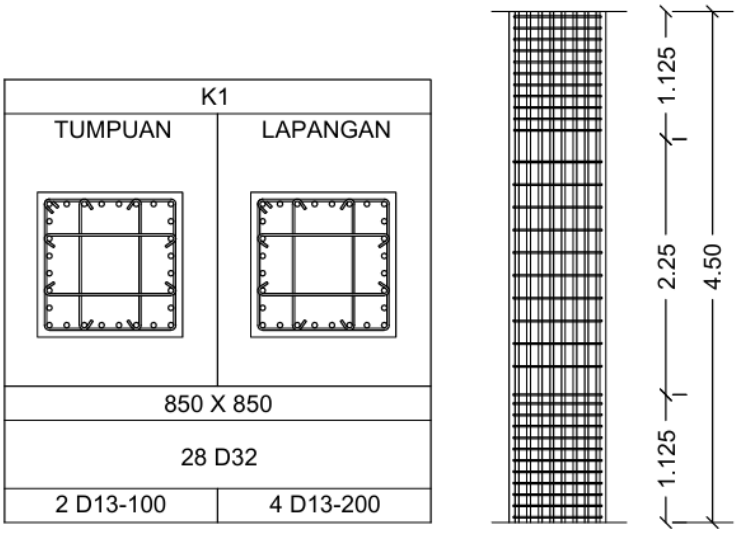
= 635,937 kN

Vc ≥ Ve , digunakan spasi 200 mm

Melalui perhitungan perancangan kolom pada gedung Laboratorium ini, didapatkan rekap tulangan kolom pada gedung tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.45 dan contoh detail penulangan pada Gambar 2.64 berikut.

Tabel 2.45 Rekapan Penulangan Kolom

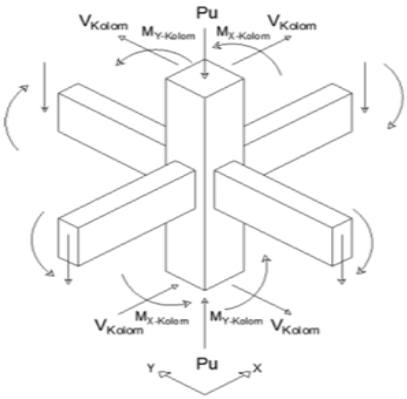
Tipe	**K1 850 × 850**		**KL**	
Posisi	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Tul. Utama	28D32	28D32	20D25	20D25
Sengkang	6D13 - 100	4D13 - 200	5D13 - 100	4D13 - 200
Selimut Beton	40 mm			
Mutu Beton	f'c = 30 MPa			
Mutu Baja	Longitudinal: BJTS 420, Sengkang: BJTS 280			



Gambar 2.64 Detail Penulangan Kolom Tipe I

2.13. Perancangan Hubungan Balok dan Kolom (HBK)

Hubungan balok dan kolom (HBK) merupakan area pertemuan antara elemen balok dan kolom yang berperan sebagai bagian struktur untuk menahan beban gempa. Pada bagian ini, terjadi interaksi gaya dan momen dari kedua elemen tersebut. Oleh karena itu diperlukan perencanaan khusus untuk memastikan ketahanan struktur saat terjadi gempa. Di dasari pada SNI 2847:2019, perencanan HBK menggunakan konsep sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Dimana keduanya harus mampu menahan beban gempa yang signifikan, adapun interaksi gaya yang terjadi pada hubungan balok dan kolom dapat dilihat pada Gambar 2.65 berikut.



Gambar 2.65 Interaksi Hubungan Balok dan Kolom

(Sumber: SNI 2847:2019)

Perhitungan Hubungan Balok Kolom pada gedung Laboratorium ini dihitung sebagai berikut.

- F'c = 35 Mpa
- Fy = 420 Mpa
- Λ =1
- Panjang kolom = 4200 mm
- Dimensi kolom = 850 × 850 mm

1. Arah x
   a. Dimensi balok kiri
      b = 450 mm
      h = 800 mm
   b. Dimensi balok kanan
      b = 350 mm
      h = 700 mm
   c. Ln = 4200 - 800
      = 3400 mm
   d. Tulangan atas balok kiri (7D25)
      As- kiri = 3436,117 mm^2
      Mprb- kiri = 1183,211 kNm
   e. Tulangan bawah balok kanan (5D25)
      As+ kanan = 2454,369 mm^2
      Mprb+ kanan = 594.534 kNm
   f. Luas efektif join (As)
      Lebar balok = 450 mm
      Tinggi joint = 850 mm
      x = (850 – 450) / 2 = 200 mm
      B+h = 450 + 850 = 1300 mm
      B + 2x = 450 + 2(200) = 850 mm
      Syarat (b + h > b + 2x)
      Lebar efektif = b + 2x

= 850 mm

Luas joint efektif As = 850 × 850

= 722500 mm^2

g. Tulangan transversal

Lebar balok b = 450 mm

3/4 lebar kolom = 3/4 × 850

= 637,5 mm

Ash/s = 7,425 mm2

Jarak yang dipakai = 100 mm

Jumlah tulangan = 6 buah

Diameter tulangan = 13 mm

Ash diperlukan = 742,5 mm^2

Ash pakai = 796,394 mm^2

Ash pakai > Ash diperlukan (**OK**)

Maka digunakan 6D13 – 100

h. Kuat geser

Mprb- ki = 1183,211 kNm

Mprb+ ka = 594,534 kNm

Df atas = 0,5435

Df bawah = 0,4565

V sway = 522,866 kN

i. Gaya tarik tulangan atas kiri hubungan balok kolom

As- ki =3436,11 mm^2

T1 =1803,961 kN

C1 = T1

= 1803,961 kN

j. Gaya tarik tulangan bawah kanan hubungan balok kolom

As+ ka = 2454,369 mm^2

T2 = 1073,786 kN

C2 = T2

= 1073,786 kN

Vj = 2354,882 kN

Vn = 6727402,313 N

ΦVn = 5718291,97 N

Karena ΦVn > Vj, maka Aman.

2. Arah y
   a. Dimensi balok kiri

      b = 400 mm

      h = 600 mm
   b. Dimensi balok kanan

      b = 350 mm

      h = 700 mm
   c. Ln = 4200 - 700

      = 3500 mm
   d. Tulangan atas balok kiri (4D25)

      As- kiri = 1963,495 mm^2

      Mprb- kiri = 498,892 kNm
   e. Tulangan bawah balok kanan (4D25)

      As+ kanan = 1963,495 mm^2

      Mprb+ kanan = 594.534 kNm
   f. Luas efektif join (As)

      Lebar balok = 400 mm

      Tinggi joint = 850 mm

      x = (850 – 400) / 2 = 225 mm

      B+h = 400 + 850 = 1250 mm

      B + 2x = 400 + 2(225) = 850 mm

      Syarat (b + h > b + 2x)

      Lebar efektif = b + 2x

      = 850 mm

      Luas joint efektif As = 850 × 850

      = 722500 mm^2

g. Tulangan transversal

Lebar balok b = 400 mm

3/4 lebar kolom = 3/4 × 850

= 637,5 mm

Ash/s = 7,425 mm2

Jarak yang dipakai = 100 mm

Jumlah tulangan = 6 buah

Diameter tulangan = 13 mm

Ash diperlukan = 742,5 mm^2

Ash pakai = 796,394 mm^2

Ash pakai > Ash diperlukan **(OK)**

Maka digunakan 6D13 - 100

h. Kuat geser

Mprb- ki = 498,892 kNm

Mprb+ ka = 594,535 kNm

Df atas = 0,5435

Df bawah = 0,4565

V sway = 312,408 kN

i. Gaya tarik tulangan atas kiri hubungan balok kolom

As- ki = 1963,495 mm^2

T1 = 1030,8351 kN

C1 = T1

= 1030,8351 kN

j. Gaya tarik tulangan bawah kanan hubungan balok kolom

As+ ka = 1963,4954 mm^2

T2 = 859,029 kN

C2 = T2

= 859,029 kN

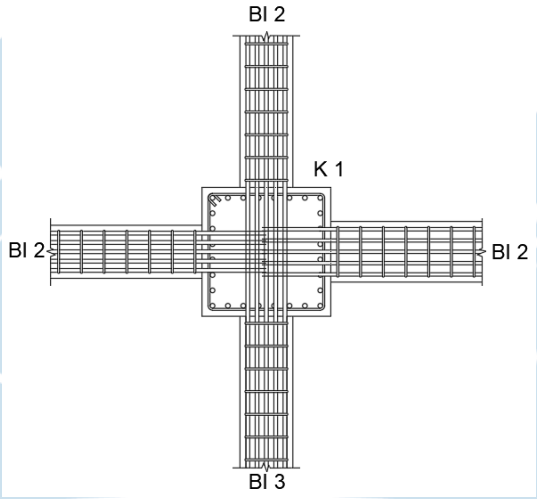
Vj = 1577,457 kN

Vn = 6727402,313 N

ΦVn = 5718291,97 N

Karena ΦVn > Vj, maka Aman.

Melalui perhitungan yang sama pada hubungan balok dan kolom lainnya pada Gedung Laboratorium Terpadu ini, semua hubungan balok kolom didapatkan hasil aman. Berikut merupakan Gambar 2.66 terkait contoh hubungan balok kolom pada Gedung Laboratorium Riset Terpadu.



Gambar 2.66 Contoh Detail Gambar Hubungan Balok Kolom

2.14. Daya Dukung Fondasi

Daya dukung fondasi merupakan kemampuan tanah untuk menahan beban yang diberikan oleh struktur di atasanya sehingga tidak menyebabkan keruntuhan geser atau penurunan yang berlebihan. Perhitungan daya dukung fondasi merupakan bagian yang sangat penting dalam merancang struktur untuk memastikan kestabilan dan keamanan struktur. Dalam perancangan Gedung Laboratorium, perhitungan daya dukung fondasi akan dilakukan dengan menggunakan metode *Mayerhoff*, yang dilakukan berdasarkan hasil pengujian standard penetration test (SPT) di lapangan.

Berikut adalah persamaan daya dukung ujung tiang metode Mayerhoff:

1. Daya dukung fondasi pada tanah kohesif

   $Qp = 40 \times Nb \times Ap$

2. Daya dukung ujung fondasi pada tanah tak kohesif

   $Qp = 9 \times Cu \times Ap$

3. Daya dukung selimut untuk tanah kohesif

   Qs = 2 × N-SPT × P × Li

4. Daya dukung selimut tiang tak kohesif

   Qs = α × Cu × P × Li

5. Daya dukung ultimit fondasi

   Qu = Qp + Qs

   Qall = Qu / SF

Keterangan :

Qp = Daya dukung ujung tiang (kN)

Nb = $\frac{N1+N2}{2}$

N1 = N-SPT di kedalaman 10D diatas tiang

N2 = N-SPT di kedalaman 4D diatas tiang

Ap = Luas penampang (m^2)

Cu = Kohesi tanah (kN/ m^2)

α = Adhesi Empiris

P = Keliling (m)

Li = Tebal lapisan tanah (m)

SF = Safety Factor

2.14.1. Daya Dukung Fondasi Bored Pile dengan Metode *Mayerhoff*

Pada perhitungan bored pile penulis menggunakan persamaan daya dukung fondasi pada tanah kohesif

- Qp = 40 × Nb × Ap

  1. Data fondasi

     Diameter (D) = 80 cm

     Keliling (P) = π × D

     = 3,14 × 0,8

     = 2,5 m

     Luas penampang (Ap) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

     = 0,5 m^2

     Kedalaman tiang (Li) = 20 m

2. Menghitung nilai N-SPT

N1 → 10D = 10 × 0,8

= 8

(Kedalaman – 10D)

N1 = 20 – 8 = 12

→ N-SPT = 34

N2 → 4D = 4 × 0,8

= 3,2

N2 = 20 + 3,2 = 23,2

→ N-SPT = 19

Nb $= \frac{N1+N2}{2} = \frac{34+19}{2}$

= 26,5

3. Menghitung daya dukung tiang

Qp = 40 × Nb × Ap

= 40 × 26,5 × 0,5

= 533,32

4. Menghitung daya dukung selimut

Qs = 2 × N-SPT × P × Li

= 2 × 26,5 × 2,5 × 20

= 2666,61 kN

5. Menghitung daya dukung ultimate fondasi

Qult = Qp +Qs

= 533,32 kN + 2666,61 kN

= 3199,94 kN

6. Menghitung daya dukung fondasi

Qall $= \frac{Qult}{SF}$

$= \frac{3199,24}{3}$

= 1066,65 kN

2.15. Perancangan Bored Pile

Dalam perancangan pondasi bored pile, untuk menentukan kebutuhan jumlah tiang, efisiensi dan desain penulangan digunakan pembebanan yang berbeda untuk setiap analisis. Dalam perhitungan efisiensi digunakan pembebanan LRFD atau metode tegangan izin, yang mempertimbangkan faktor pengali gempa kuat. Sedangkan dalam desain penulangan digunakan pembebanan ASD atau metode ultimit.

2.15.1. Penentuan Jumlah Tiang Pondasi Bored Pile

Dalam perancangan fondasi bored pile, langkah pertama yang dilakukan adalah menentukan kebutuhan jumlah tiang pada suatu kolom. Untuk menentukan kebutuahan jumlah tiang, rumus yang digunakan adalah

$$N = \frac{Paksial\ kolom}{Daya\ dukung\ izin\ fondasi}$$

1. P_{aksial} kolom (850 × 850) cm = 2148,027 kN

   Jumlah Tiang $= \frac{2148,027}{1066,65}$

   = 2,01 ≈ 3 tiang

2. P_{aksial} kolom (500 × 500) cm = 623,62 kN

   Jumlah Tiang $= \frac{623,6199}{1066,65}$

   = 0,6 ≈ 1 tiang

2.15.2. Efisiensi Daya Dukung Tiang

Efisisensi daya dukung tiang pada struktur bawah Gedung Laboratorium Terpadu ini dihitung sebagai berikut.

1. Perhitungan efisiensi tiang dengan jumlah rencana 4 tiang

   P_{aksial} = 2148,027 kN

   Daya dukung = 1066,65 kN

   Jumlah Tiang $= \frac{2148,027}{1066,65}$

   = 2,01 ≈ 3 tiang

   Jumlah tiang dipakai = 4

2. Syarat perencanaan kelompok tiang

   2,5D < S < 3D

   2,5 × 0,8 < S < 3 × 0,8

   2 < 0,8 < 2,4

   Jarak (spasi antar tiang) dipakai = 2

   η = 1- ($\frac{(n-1)m+(m+1)n}{90 \times m \times n}$) × θ

   η = efisiensi kelompok (%)

   m = Jumlah arah vertikal

   n = Jumlah arah horizontal

   θ = arc tg d/s

   S = Jarak AS tiang (m)

   D = diameter tiang (m)

3. Efisiensi 4 tiang

   θ = arc tan $\frac{d}{s}$ = arc tan $\frac{0,8}{2}$ = 21,8

   n = 2 ; m = 2

   η = 1- ($\frac{(n-1)m+(m+1)n}{90 \times m \times n}$) × θ

   = 1- ($\frac{(2-1)2+(2+1)2}{90 \times 2 \times 2}$) × 21,8

   = 0,76 %

4. Kapasitas daya dukung dalam kelompok tiang

   Qg = η × n' × Q_{izin}

   = 0,76 × 4 × 1066,65 kN

   = 3233,054 kN

Berdasarkan hitungan di atas, didapatkan hasil rekapitulasi efisiensi daya dukung tiang seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.46 berikut ini.

Tabel 2.46 Rekapitulasi Efisisensi Tiang

Tipe	n rencana	spasi	m	n	E (%)	n terpakai
PC A	34	2	2	2	76	4
PC B	6	1,25	1	2	85,24	2

2.15.3. Penulangan Bored Pile

Bored Pile Tipe D80, dihitung penulangannya seperti yang ditunjukkan pada perhitungan dibawah ini.

1. Tulangan Lentur ;

D tiang = 800 mm

Luas penampang (Ag) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

= $\frac{1}{4} \times \pi \times 800^2$

= 502654,8246 mm^2

Fc = 30 MPa

Fy = 420 MPa

Selimut beton = 80 mm

D tul utama = 22 mm

D tul sengkang = 13 mm

As min = 0,01 × Ag

= 0,01 × 502654,8246 mm^2

= 5026,5482 mm^2

As max = 0,06 × Ag

= 0,06 × 502654,8246 mm^2

= 30159,2895 mm^2

As tul = $\frac{1}{4} \times \pi \times$ D tul utama

= $\frac{1}{4} \times \pi \times 22$

= 380,1327 mm^2

n tul = $\frac{As\ min}{As\ tul}$

$= \frac{5026,5482}{380,1327}$

$= 13,223 \approx 14$

Spasi $= \frac{D}{n\ tul}$

$= \frac{800}{14}$

$= 57,14$

2. Tulangan Sengkang

A $= 5026,5482\ mm^2$

20% × (1% tampang) $= 20\% \times 5026,5482$

$= 1005,309649\ mm^2$

D $= 13$ mm

As tul $= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$

$= 132,732289 \approx 133$

n tul $= \frac{20\% \times (1\%\ tampang)}{As\ tul}$

$= 7,573964497 \approx 8$

Spasi $= \frac{D}{n\ tul}$

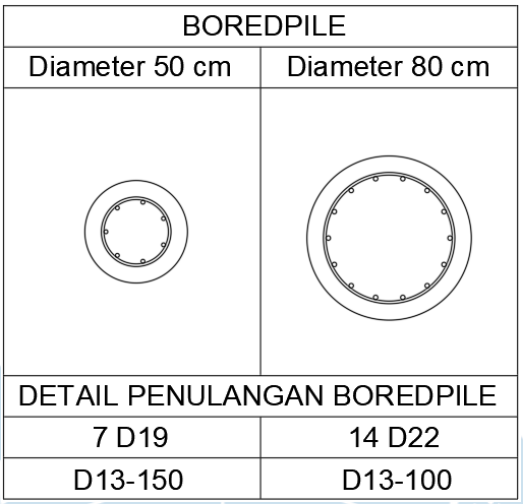
$= \frac{800}{8}$

$= 100$

Berdasarkan hitungan di atas, didapatkan hasil rekapitulai penulangan bored pile pada struktur bawah gedung ini seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.47 dan Gambar 2.67 di bawah ini.

Tabel 2.47 Rekap Penulangan Bored Pile

No	Tipe Bored Pile	Tulangan Lentur	Tulangan Geser
1	Bored Pile D80	Digunakan 14D22	Dipakai 8D13-100
2	Bored Pile D50	Digunakan 7D19	Dipakai 3D13-150



Gambar 2.67 Detail Penulangan Bored Pile

2.16. Perhitungan Pile Cap

Dalam perencanaan pile cap, dimensi pile cap dapat dihitung berdasarkan perhitungan efisiensi sebelumnya yang didapatkan jarak antar tiang 2 m untuk D80 dan 1,25 m untuk D50. Dengan menggunakan selimut beton 80 mm, maka didapatkan dimensi pile cap yang digunakan sebagai berikut sepeti yang ditunjukkan pada Tabel 2.48.

Tabel 2.48 Rekapitulasi Dimensi Pile Cap

Tipe	D (m)	Selimut (m)	Tebal	Lx (m)	Ly (m)
PC A	0,8	0,08	1,2	3,6	3,6
PC B	0,5	0,08	1	2,85	1,6

2.16.1. Pemeriksaan Terhadap Gaya Geser

Pemeriksaan terhadap gaya geser dijelaskan dalam perhitungan seperti yang ditunjukkan di bawah ini.

1. Kontrol geser 1 arah, Pile cap A dengan jumlah 4 tiang

   Data Pile Cap

   $P_{ultimit}$ = 4654,88 kN

   B = 3,6 m

   L = 3,6 m

   D Tiang = 0,8 m

Tebal = 1,2 m

Selimut beton = 80 mm

Fc = 30 Mpa

bk = 0,85 m

hk = 0,85 m

- Tegangan geser pada pondasi

  Qu $= \frac{Pu}{A}$

  = 359,1728 kN/m^2

- Tebal efektif pile cap

  d = B – Selimut - $\frac{D\ tiang}{2}$

  = 3,6 – 0,08 - $\frac{0,8}{2}$

  = 3,12 m

  d = d - $(\frac{B}{2})$ - $(\frac{bk}{2})$

  = 3,12 - $(\frac{3,6}{2})$ - $(\frac{0,85}{2})$

  = 0,895 m

- Daerah kritis untuk geser 1 arah

  x = 0,5(B – bk) – d

  = 0,5(3,6 – 0,85) – 0,895

  = 0,48 m

- Gaya geser pada penampang kritis

  Vu = Qu × L × x

  = 359,1728395 × 3,6 × 0,48

  = 620,6506667 kN

- ϕ = 0,75
- Vc $= \frac{1}{6} \times (\sqrt{Fc} \times L \times 1000 \times d_{efektif})$

  $= \frac{1}{6} \times (\sqrt{30} \times 3,6 \times 1000 \times 0,895)$

  = 2941,270 kN

- Φ Vc = 0,75 × 2941, 270

  = 2205,95 kN

Φ Vc = 2205,95 kN > Vu = 620,650 kN, maka pondasi aman terhadap gaya geser 1 arah. Berikut merupakan Tabel 2.49 terkait kontrol geser 1 arah.

Tabel 2.49 Rekapitulasi Kontrol Geser 1 Arah

REKAPITULASI KONTROL GESER 1 ARAH												
No.	**Tipe**	**Pu**	**B**	**L**	**bk**	**hk**	**d**	**x**	**Qu**	**Vu**	**Vc**	**Vu< Φ Vc**
		kN	**m**	**m**	**m**	**m**	**m**	**m**	**kN**	**kN**	**kN**	
1	PC A	4654,88	3,6	3,6	0,85	0 ,85	3,12	0,48	359,172	620,650	2941,270	**OK**
2	PC B	951,207	2,85	1,6	0,5	0,5	2,52	0,33	208.598	110,139	1234,201	**OK**

2. Kontrol geser 2 arah, pile cap A (4 tiang)

- Panjang penampang kritis

  B1' $= (bk) + 2 \times \frac{d_{efektif}}{2}$

  $= 0,85 + 2 \times \frac{0,895}{2}$

  = 1,745

- Lebar penampang kritis

  B2' $= (hk) + 2 \times \frac{d_{efektif}}{2}$

  $= 0,85 + 2 \times \frac{0,895}{2}$

  = 1,745

- Vu = Qu × L × B

  = 359,1728 × 3,6 × 3,6

  = 4654,88 kN

- Nilai Vc diambil nilai terkecil dari

  βc $= \frac{B}{L}$

  $= \frac{0,85}{0,85} = 1$

- Keliling penampang kritis pile cap

  bo = 2 × (B1' + B2')

  = 2 × (1,745 + 1,745)

  = 6,98 m

- αs = 40 → Kolom dalam
- Nilai Vc diambil yang terkecil

  Vc1 = $(0{,}17 \times 1 + 2/\beta c \times 1 \times \sqrt{Fc} \times bo \times d_{efektif}) \times 1000$

  = $(0{,}17 \times 1 + 2/1 \times 1 \times \sqrt{30} \times 6{,}98 \times 0{,}895) \times 1000$

  = 17450,556 kN

  Vc2 = $(0{,}083 \times \alpha 2 \times d_{efektif}/bo + 2 \times 1 \times \sqrt{Fc} \times bo \times d_{efektif}) \times 1000$

  = $(0{,}083 \times 40 \times 0{,}895/6{,}98 + 2 \times 1 \times \sqrt{30} \times 6{,}98 \times 0{,}895)1000$

  = 20246.134 kN

  Vc3 = $(0{,}33 \times 1 \times \sqrt{Fc} \times bo \times d_{efektif}) \times 1000$

  = $(0{,}33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 6{,}98 \times 0{,}895) \times 1000$

  = 11291,536 kN

  Dipakai yang terkecil yaitu Vc3 = 11291,536 kN
- Kuat geser beton

  ϕ = 0,75

  ϕ Vc = Vc × ϕ

  = 11291,536 × 0,75

  = 8468,652 kN

ϕVc = 8468,652 kN > Vu = 4654,88 kN, Maka pondasi aman terhadap geser 2 arah. Berikut merupakan Tabel 2.50 terkait rekapitulasi kontrol geser 2 arah.

Tabel 2.50 Rekapitulasi Kontrol Geser 2 Arah

REKAPITULASI KONTROL GESER 2 ARAH												
No.	**Tipe**	**Qu**	**B1'**	**B2'**	**bk**	**hk**	**a2**	**βc**	**bo**	**Vu**	**Vc**	**Vu< Φ Vc**
		kN	**m**	**m**	**m**	**m**	**m**	**m**	**kN**	**kN**	**kN**	
1	PC A	359,172	1,745	1,745	0,85	0 ,85	40	1	6,98	4654,88	11291,53604	**OK**
2	PC B	208,598	1,345	1,345	0,5	0,5	40	1,78	5,38	951,2071	8217,005	**OK**

2.16.2. Penulangan Pile Cap

Perhitungan penulangan pile cap dilakukan sebagai berikut. Sebagai contoh pada data pile cap A 4 tiang.

Pu = 4654,88 kN

Lx = 3,6 m

Ly = 3,6 m

A (Luas) = 12,96 m^2

D = 0,8 m

H Pile Cap = 1,2 m

Selimut beton = 0,08 m

BJ Tanah = 1,75

BJ Beton = 2,4

Fc = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

D tul = 25 mm

lx = 0,85 m

ly = 0,85 m

- Tulangan lentur arah x

  Momen lentur pada muka kolom

  Pu = 4654,88 kN

  Cx = (Lx – lx) / 2

  = (3,6 – 0,85) / 2 = 1,375 m

  Ex = Cx - Selimut beton

  = 1,375 – 0,8 = 0,575 m

  ws = 14,55 kN

  wc = 19,96 kN

  Mux = 2 × 4654,88 × 0,575 – (14,55-(1,375/2)) - (19,96*(1,375/2))

  = 5325,5251 kN/m

  d = $H \times 1000 - \frac{Selimut\ beton}{1000} - \frac{Dtul}{2}$

  = $1{,}2 \times 1000 - \frac{0{,}08}{1000} - \frac{25}{2}$

  = 1187,50 mm

  ϕ = 0,9

  Rn = $\frac{Mux}{\phi \times Ly \times d^2}$

  = $\frac{5325{,}5251}{0{,}9 \times 3{,}6 \times 1187{,}5^2}$

$= 0{,}00117$

Rasio tul $= 0{,}085 \times \left(\left(\frac{0{,}085 \times Fc}{Fy}\right) \times \frac{600}{600+Fy}\right)$

$= 0{,}085 \times \left(\left(\frac{0{,}085 \times 30}{420}\right) \times \frac{600}{600+420}\right)$

$= 0{,}030$

ρ min $= \frac{1{,}4}{Fy}$

$= \frac{1{,}4}{420}$

$= 0{,}003$

ρ max $= 0{,}75 \times$ Rasio tul

$= 0{,}75 \times 0{,}030$

$= 0{,}023$

ρ perlu $= 0{,}85 \times \frac{Fc}{Fy} \times \left(\frac{(1-2 \times Rn)}{0{,}85 \times Fc}\right)$

$= 0{,}85 \times \frac{30}{420} \times \left(\frac{(1-2 \times 0{,}00117)}{0{,}85 \times 30}\right)$

$= 0{,}002$

Cek rasio, ρ perlu < ρ min, maka digunakan ρ min

$As\ perlu\ (Asx) = \rho\,\text{min} \times (\text{Ly} \times 1000) \times \text{d}$

$= 0{,}003 \times (3{,}6 \times 1000) \times 1187{,}50$

$= 14250\ \text{mm}^2$

Direncanakan menggunakan D25

$As\ tul = \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times Dtul^2$

$= \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2$

$= 490{,}87\ \text{mm}^2$

$n\ tul = \frac{Asperlu}{Astul}$

$= \frac{14250}{490{,}87}$

$= 29{,}03 \approx 30$

$$Spasi = \frac{(Ly \times 1000)}{n\ tul}$$

$$= \frac{(3{,}6 \times 1000)}{30}$$

$$= 120$$

Melalui perhitungan, digunakan 30D25

- Tulangan lentur arah y

Pu = 4654,88 kN

Cx = (Lx – lx) / 2

= (3,6 – 0,85) / 2 = 1,375 m

Ex = Cx - Selimut beton

= 1,375 – 0,8 = 0,575 m

ws = 14,55 kN

wc = 19,96 kN

Mux = 2 × 4654,88 × 0,575 – (14,55-(1,375/2)) - (19,96*(1,375/2))

= 5325,5251 kN/m

d = $H \times 1000 - \frac{Selimut\ beton}{1000} - \frac{Dtul}{2}$

= $1{,}2 \times 1000 - \frac{0{,}08}{1000} - \frac{25}{2}$

= 1187,50 mm

ϕ = 0,9

Rn = $\frac{Mux}{\phi \times Ly \times d^2}$

= $\frac{5325{,}5251}{0{,}9 \times 3{,}6 \times 1187{,}5^2}$

= 0,00117

Rasio tul = $0{,}085 \times \left(\left(\frac{0{,}085 \times Fc}{Fy}\right) \times \frac{600}{600+Fy}\right)$

= $0{,}085 \times \left(\left(\frac{0{,}085 \times 30}{420}\right) \times \frac{600}{600+420}\right)$

= 0,030

ρ min = $\frac{1{,}4}{Fy}$

$= \frac{1,4}{420}$

= 0,003

ρ max = 0,75 × Rasio tul

= 0,75 × 0,030

= 0,023

ρ perlu $= 0,85 \times \frac{Fc}{Fy} \times \left(\frac{(1-2\times Rn)}{0,85\times Fc}\right)$

$= 0,85 \times \frac{30}{420} \times \left(\frac{(1-2\times 0,00117)}{0,85\times 30}\right)$

= 0,002

Cek rasio, ρ perlu < ρ min, maka digunakan ρ min

$As\ perlu\ (Asx) = \rho\ \min \times (\mathrm{Ly} \times 1000) \times \mathrm{d}$

$= 0,003 \times (3600 \times 1000) \times 1187,50$

= 14250 mm^2

Direncanakan menggunakan D25

$As\ tul = \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times Dtul^2$

$= \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 25^2$

= 490,87 mm^2

$n\ tul = \frac{Asperlu}{Astul}$

$= \frac{14250}{490,87}$

$= 29,03 \approx 30$

$Spasi = \frac{(Ly \times 1000)}{n\ tul}$

$= \frac{(3600 \times 1000)}{30}$

$= 120$

Melalui perhitungan di atas, digunakan 30D25

- Tulangan susut

  ρ min = 0,003

  As perlu Asx = ρ × Ly × d

  = 0,003 × 3600 × 1187,50

  = 14250 mm^2

  As perlu Asy = 0,003 × 3600 × 1187,50

  = 14250 mm^2

  Direncanakan menggunakan D22

  Spasi (Sx) $= \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times Dtul^2 \times \frac{Ly}{Asx}$

  $= \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 22^2 \times \frac{3600}{1425}$

  = 96,033 mm

  Spasi (Sy) $= \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times Dtul^2 \times \frac{Lx}{Asx}$

  $= \left(\frac{1}{4}\right) \times \pi \times 22^2 \times \frac{3600}{1425}$

  = 96,033 mm

Berdasarkan perhitungan diatas, digunakan D22-100

- Kontrol panjang penyaluran tulangan

  $$\frac{ld}{db} = \left(\frac{12 \times fy \times 1 \times \beta \times}{25 \times \sqrt{fc}}\right)$$

  Ld $= \left(\frac{12 \times 420 \times 1 \times 1 \times 1}{25 \times \sqrt{30}}\right) 25$

  = 920,174 mm

  Ld1 $= \frac{3600}{2} - \frac{800}{2} - 80$

  = 1320 mm

  ld < ld1 = OK

- Kontrol transfer beban kolom ke pondasi

  $R_{ultimit}$ = 1358,12

  Kuat tumpu pada dasar kolom

  N1 $= \varphi(0{,}85 \times fc' \times A1$

$= 0{,}85(0{,}85 \times 30 \times 850 \times 850$

= 15660 kN

Dikarenakan $N_1 \geq R_{ultimit}$ maka dinyatakan aman.

Kuat tumpu pada sisi atas pondasi,

A_2 $= 3600 \times 3600$

= 12960000 mm^2

A_1 $= 850 \times 850$

= 722500 mm^2

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{12960000}{722500}}$

= 4,23

Karena $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq 2$, Dinyatakan tidak aman, maka digunakan N_2

N_2 $= 2 \times N_1$

$= 2 \times 15660$

= 31320 kN

Karena $N_2 \geq R_{ultimit}$ maka dinyatakan aman.

- Panjang penyaluran tulangan stek

  Panjang penyaluran tulangan tekan, diambil dari nilai terbesar antara:

  $$l_{dc} = \frac{0{,}24\, fy}{\lambda \sqrt{fc'}} \times db$$

  $$= \frac{0{,}24 \times 420}{\lambda \sqrt{30}} \times 25$$

  = 460,08 mm

  $$l_{dc} = 0{,}043 \times fy \times d_b$$

  $$= 0{,}043 \times 420 \times 25$$

  $l_{dc} =$ 451,5 mm

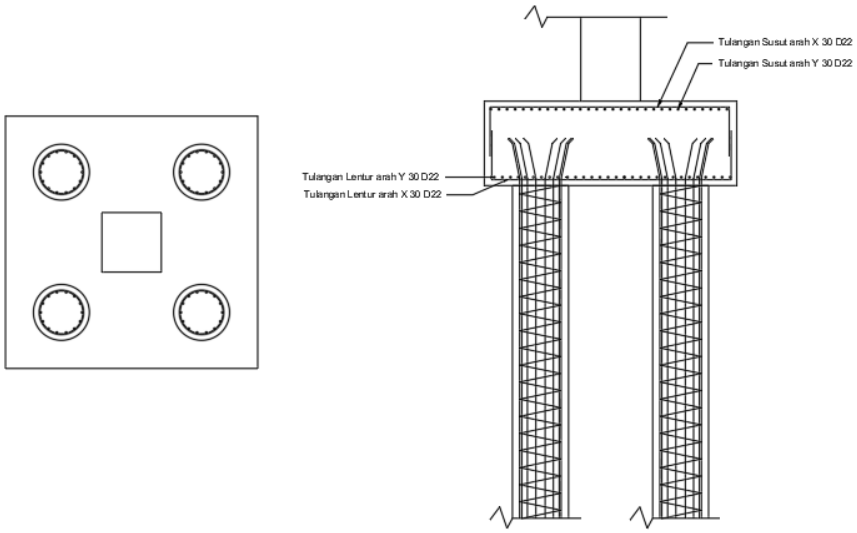
  Tebal pile cap = 1200 mm

  l_{dc} < Tebal pile cap, maka tulangan dapat ditanam sepenuhnya tanpa melebihi batas tebal plat.

Hasil perhitungan rekapitulasi pada setiap tipe pile cap dapat dilihat pada Tabel 2.51 dan contoh detail penulangan pile cap dapat dilihat pada Gambar 2.68 di bawah ini.

Tabel 2.51 Rekapitulasi Penulangan Pile Cap

No.	Tipe Pile Cap	Tulangan Lentur		Tulangan Susut	
		Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
1	PC A	Digunakan D25-120	Digunakan D25-120	Digunakan D22-100	Digunakan D22-100
2	PC B	Digunakan D22-100	Digunakan D22-100	Digunakan D22-100	Digunakan D22-100



Gambar 2.68 Detail Penulangan Pile Cap