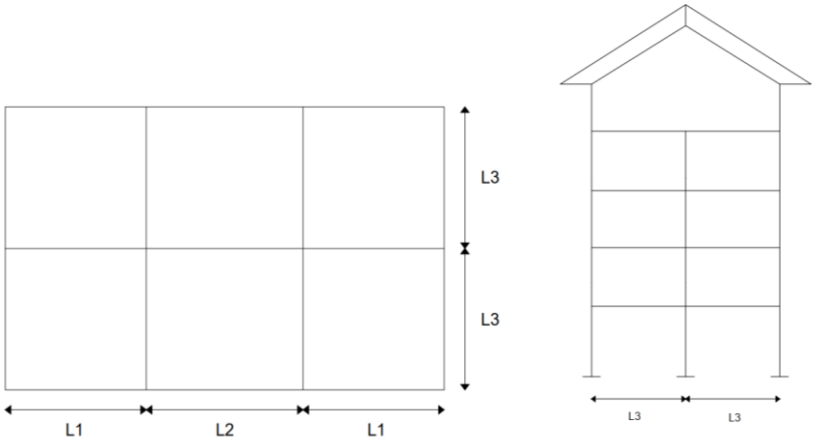
BAB II PERANCANGAN BANGUNAN GEDUNG

2.1 Detail Perancangan

Pada praktik perancangan Gedung sudah disediakan detail perancangan yang dugunakan untuk merancang bangunan. Bangunan 5 lantai terbuat dari struktur beton betulang dengan fondasi telapak. Bentuk atap pelana dengan rangka atap baja dan penutup atap dari genting ringan. Bangunan termasuk Kategori Desain Seismik (KDS) B.

Kemiringan atap	: 35°
L1	: 4,5 m
L2	: 5 m
L3	: 4,5 m
Tinggi antar lantai	: 3 m
Tekanan tiup angin	: 25kg/m^2
Jenis sambungan	: Baut dengan mutu baut A-325 (Fu = 825 MPa)
Mutu beton	: 25 MPa
Mutu tulangan baja	: 240 MPa (Ø ≤ 12 mm) dan 400 MPa (Ø > 12 mm)
Kedalaman tanah keras	: 2 m
Berat volume tanah	: 16 KN/m^3
Daya dukung tanah	: 220 KN/m^2
Mutu baja profil	: BJ37

Portal beton bertulang dirancang sebagai SRMPB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa) dan perhitungan rangka atao menggunakan beban mati, beban hidup dan beban angin.



Gambar 2.1 Denah Bangunan

2.2 Perancangan Gording

a) Jarak Gording

$$\text{Cos } \alpha = \frac{\frac{1}{2}\text{ bentang kuda-kuda}}{\text{sisi miring kuda-kuda}}$$

sisi miring kuda-kuda = 5,6 m^2

$$X = \frac{\text{sisi miring kuda-kuda}}{4} = 1{,}4 \text{ m}$$

b) Pembebanan gording

Beban Mati (*Dead Load*) = 0,2976 KNm

Beban Hidup (*Live Load*) = 1 KNm

Beban Angin (*Wind Load*) = 0,105 KNm

c) Kombinasi beban

Menggunakan peraturan SNI 03-1729-2015 sebagai berikut :

Kombinasi 3 : M = 1,2D + 1,6La + 0,8W

Muz = 2,7673 KNm ; Muy = 0,5613 KNm

(Rencanan momen gording diambil dari nilai terbesar)

d) Desain Gording

Menggunakan profil $C_{150x50x20x3,2}$

Mutu Baja BJ37

Fu = 370 Mpa ; Fy = 240 Mpa ; Fr = 70 Mpa

$\lambda = \frac{B}{t} = 15{,}625$ $\lambda r = \frac{370}{\sqrt{F_y - Fr}} = 28{,}3777$

$\lambda p = \frac{170}{\sqrt{F_y}} = 10{,}973$ penampang profil kanan tidak kompak

karena $\lambda p < \lambda < \lambda r$

Zz = 45427,65 mm^3 Sz = 37400 mm^3

Zy = 4777,534 mm^3 Sy = 8198 mm^3

Momen nominal terhadap sumbu kuat (Mnz)

Mpz = Fy x Zz = 240 x 45427,6273 = 10,9026 KNm < 1,5 Fy.Sz = 13,464 KNm

Mr = 0,7 x Fy x Sz = 6,2832 Knm

$Mnz = Mp - (Mp - Mr) \frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}$

= 9,668 KNm

Momen nominal terhadap sumbu man (Mny)

Mpy = Fy x Zy = 240 x 11943,8351 = 2,8665 KNm < 1,5 Fu.Sy = 2,9484 KNm

Mry = 1,3759 KNm

$Mny = Mp - (Mp - Mr) \frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}$

= 2,4681 KNm

Kontrol Penampang

$$\frac{Muz}{\phi Muz} + \frac{Muy}{\phi Muy} \leq 1$$

Kombinasi 2 = 0,314 ≤ 1

Kombinasi 3 = 0,571 ≤ 1

Kontrol Lendutan

δy = 8,8778 mm

δz = 1,134 mm

$\delta = \sqrt{\delta y^2 + \delta z^2} < \frac{L}{240}$

= 8,9499 mm < 20,833 mm (ok)

2.3 Perencanaan Kuda-Kuda

Profil kuda-kuda 2L 50x50x5

a) Beban Kuda-kuda

Beban mati sebelah atas:

Beban mati sebelah atap = 0,998 KN

Berat gording = 0,3211 KN

Berat sagrod = 0,09 KN

Berat sendiri batang kuda-kuda dihitung menggunakan *software* SAP

ρ beban mati = 1,4091 KN

Beban mati sebelah bawah:

Berat sendiri batang kuda-kuda dihitung menggunakan *software* SAP

Berat langit-langit penggantung = 1,197 KN

Beban Hidup (La) = 1 KN

Beban Angin:

Tekanan tiup angin = 0,25 KN/m^2

Sudut = 35°

Koefisien tiup angin = 0,02 x α – 0,08 = 0,3 KN

Koefisien hisap angin = 0,4 KN

Wtiup (Wt)

Wt = 0,25 x 0,3 x (1,4 x 4,75) = 0,4988 KN

Wt_h = Wt x cos α = 0,2861 KN

Wt_v = Wt x sin α = 0,4086 KN

Whisap (Wh)

Wh = 0,25 x 0,4 (1,4 x 4,75) = 0,665 KN

Wh_h = Wh x cos α = 0,63814 KN

Wh_v = Wh x sin α = 0,5447 KN

b) Batang Kuda-kuda

Fy = 240 MPa

E = 2 x 10^5

Ag = 9,604 cm^2

Lk = 1292,7 mm

A total = 9,604 x 10^{-4} m^{-2}

d = 0,0191 m

Iy total = 58,1298 cm^4

r min = 1,5205 cm

$\lambda_c = \frac{Lk}{\pi\, r\, min} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}}$

λ_c = 0,5474 < 1,2

$W = \frac{1{,}43}{1{,}6\ x\ 0{,}9375\ \lambda_L}$

= 1,4714

Batang tekan:

$$Nn = Ag \times \frac{fy}{w}$$

Nn = 156,6508 KN

$$\Phi\, Nn \geq Nu$$

0,85 x 156,6508 ≥ 69,934

133,1532 ≥ 69,934 (Aman)

Batang Tarik:

$$Nn = Ag \times Fy$$

Nn = 230,496 KN

$$\Phi\, Nn \geq Nu$$

0,9 x 230,496 ≥ 69,934

207,4464 ≥ 69,934 (Aman)

2.4 Perencanaan Sambungan Baut

a) Sambungan Baut

Diameter baut 1/2” = 15,875 mm (Mutu A-325)

F_u = 825 MPa

r_1 = 0,4 (baut dengan ulir)

Φ = 0,75

b) Kuat Geser Baut

Ab = 2 x ¼ π d_b^2 = 188,205 mm^2

Vn = r_1 x F_u x A_b = 621,076 KN

Vd = ΦVn = 476,807 KN

c) Jumlah Baut

$$n = \frac{P}{Vd} = \frac{139,56}{314,325} = 0,4439 \approx 2 \text{ buah baut minimal}$$

d) Jarak Baut

Jarak minimal 4 cm

Jarak maksimal 6 cm

2.5 Perencanaan Pelat Lantai

a) Perhitungan beban pelat lantai

Beban mati = 4 KN/m^2

Beban hidup = 4,79 KN/m^2

Wu lantai = 1,2DL + 1,6LL = 12,464 KN/m^2

b) Pemeriksaan luasan terbesar

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{5000}{4500} = 1,1 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Tebal pelat = 110 mm

Selimut beton = 20 mm

$\beta_1 = 0,85 \rightarrow Fc' = 20$ Mpa

Tulangan Φ 12 mm ; Fy = 240 Mpa

dx = 84 mm

dy = 72 mm

c) Menghitung momen yang terjadi

M = 0,001 x Wu x L x k

MLx = 10,601 KNm ; Mtx = 10,601 KNm

MLy = 9,339 KNm ; Mty = 9,339 KNm

d) Perencanaan penulangan pelat

Tabel 2.1 Penulangan Pelat Lantai

Tulangan	Arah X (mm)	Arah Y (mm)
Tumpuan	P12-150	P12-150
Lapangan	P12-150	P12-150
Susut	P8-200	P8-200

2.6 Perencanaan Tangga

a) Denah ruang tangga

L1 = 3 m Jumlah anak tangga = 20 buah

L2 = ½ L1 = 1,5 m L3 = (½ x n-1) A = 2,7 m

Optrade = 150 mm Sudut kemiringan tangga (n)

Antrade = 300 mm Tan α = $\frac{O}{A}$ = 26,565°

Tebal pelat yang direncanakan (t) = 130 mm

b) Penulangan tangga

Tabel 2.2 Hasil Perancangan Tulangan Tangga

Lapangan	D16-150 mm
Tumpuan	D16-200 mm
Susut	P8-150 mm

c) Penulangan balok bordes

Dimensi balok bordes b = 250 mm ; h = 400 mm ; d = 342 mm

Tabel 2.3 Hasil Perancangan Tulangan Balok Bordes

Penulangan Tekan	3D16
Penulangan Tarik	3D16
Sengkang	P10-150 mm

2.7 Analisis Beban Gempa

a) Analisis gaya gempa statis equivalen

SDs = 0,25 detik

SD1 = 0,085 detik

b) Menentukan KDs

Fungsi bangunan = Gedung pertemuan (Kategori III)

Kategori resiko = B

Faktor keamanan (Ic) = 1,25

c) Sistem struktur SRPMB

R = 3

Ω_0 = 3

Cd = 2,5

d) Periode fundamental

Ct = 0,0466

X = 0,9

Ta = Ct x h^x = 0,597 detik

Karena SD1 < 0,1 maka, Cu = 1,7

Cu x Ta = 1,015 detik

e) Menentukan faktor respon gempa Cs

Cs = $\frac{SDs}{(R/Ic)}$ = 0,104

Cs maks = $\frac{SDs}{T\ (R/Ic)}$ = 0,035

Cs min = 0,44 SDs x Ie $\geq$ 0,01

= 0,014 ≥ 0,01

Digunakan cs = 0,35

f) Berat efektif bangunan (W)

Tabel 2.4 Berat Efektif Bangunan

Lantai	Beban Mati (KN)			Beban Hidup	W (KN)
	Balok	Pelat Lantai	E Vertikal		
4	206,64	453,6	1128,744	642,132	2431,116
3	206,64	453,6	815,745	609,132	2085,117
2	206,64	453,6	893,505	609,132	2162,877
1	206,64	453,6	1438,005	609,132	2707,377
Total					9386,377

g) Gaya geser gempa

Vs = Cs x W

= 328,527 KN

Distribusi gaya lateral perlantai

T = 0,597 detik

0,5 < T < 2,5 ; maka k = 0,25 T + 0,75 = 1,0485

Tabel 2.5 Distribusi Gaya Latera Perlantai

Lantai	Wi (KN)	Hi	Wi x Hi^k	Fi
4	2431,116	14	38683,07	129,38
3	2085,117	11	25765,05	86,18
2	2162,877	8	19139,11	64,01
1	2707,377	5	14635,88	48,95
Total			∑ = 98223,09	∑ = 328,53

Kontrol simpang antar lapangan

$\Delta n = \frac{Cd\ (\delta en - \delta en\_1)}{Ie}$ cd = 2,5 & Ie = 1,25

Tabel 2.6 Simpangan Antar Tingkat Arah x

Lantai	Hsx (KN)	δe (mm)	δe – δen-1	Δn (mm)	Δa (mm)
4	3	15,452	2,551	5,102	45
3	3	12,901	3,344	6,688	45
2	3	9,557	4,011	8,022	45
1	5	5,546	5,5466	11,092	75

Δn < Δa (Ok)

Tabel 2.7 Simpangan Antar Tingkat Arah y

Lantai	Hsx (KN)	δe (mm)	δe – δen-1	Δn (mm)	Δa (mm)
4	3	12,54	1,948	3,896	45
3	3	10,592	2,599	5,198	45
2	3	7,993	3,207	6,414	45
1	5	4,786	4,786	9,572	75

Δn < Δa (Ok)

2.8 Estimasi Dimensi

a) Dimensi balok

h = 400 mm

b = 250 mm

b) Dimensi kolom

Lantai 4 = K400 x 400 mm^2

Lantai 3 = K400 x 400 mm^2

Lantai 2 = K500 x 500 mm^2

Lantai 1 = K500 x 500 mm^2

c) Dimensi pelat lantai

Tebal pelat lantai = 110 mm

2.9 Perancangan Balok

Perancangan penulangan balok

f'c = 25 MPa selimut beton = 40 mm

fy = 400 MPa $d_{sengkang}$ = 10 mm

b = 250 mm $d_{tulangan}$ = 22 mm

h = 450 mm

berdasarkan analisis Etabs diperoleh

M Tumpuan (+) = 62,035 KNm

M Lapangan (-) = 97,231 KNm

d = n – d' = 400 – (40 + 10 + ½ x 22) = 339 mm

a) Tulangan Tumpuan

$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = 0,0035$

$\rho \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4fy} = 0,003125$

$\rho \text{ maks} = 0,429 \text{ x } \frac{0,85 \text{ x fc' x } \beta}{fy} = 0,019$

Asumsi Ø = 0,9

Mu = 62,035 KNm

$K = \frac{Mu}{\emptyset b d^3} = 2,399 \text{ N/mm}^2$

$\rho = \frac{0,85\, fc'}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,45 fc'}}\right)$

= 0,006381

ρ > ρ min ; ρ < ρ maks (Tulangan Tunggal)

$\text{jumlah tulangan (n)} = \frac{\rho \text{ b d}}{\frac{1}{4}\pi d^2} = 1,42 \approx 2 \text{ buah}$

Digunakan 2D22

$X = \frac{\text{b - (2 x selimut + 2(d sengkang) + 4 (d tulangan)}}{\text{n tulangan-1}}$

= 106 mm > 25 mm (Memenuhi)

ds aktual = 61 mm

d = 339 mm

cek ϕ Mn > Mu

a = $\frac{\text{As fy}}{0{,}85\ \text{fc'b}}$ = 57,243 mm

Mn = As fy (d - $\frac{a}{2}$) = 94,388 KNm

C = $\frac{a}{\beta_1}$ = 67,345 mm

εt = ($\frac{d - c}{c}$) x 0,003 = 0,0121 > 0,005 Terkendali Tarik

Cek:

ϕ = 0,9

ϕMn > Mu = 84,949 > 62,035 (Ok)

b) Tulangan Lapangan

ρ min = $\frac{1{,}4}{\text{fy}}$ = 0,0035

ρ min = $\frac{\sqrt{fc'}}{4\text{fy}}$ = 0,00312

ρ maks = 0,429 x $\frac{0{,}85 \text{ x fc' x } \beta}{\text{fy}}$ = 0,019

Asumsi Ø = 0,9

Mu = 97,231 KNm

K = $\frac{\text{Mu}}{\emptyset b d^3}$ = 3,76 N/mm^2

ρ = $\frac{0{,}85\ fc'}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0{,}45 fc'}}\right)$

= 0,0104

ρ > ρ min ; ρ < ρ maks (Tulangan Tunggal)

jumlah tulangan (n) = $\frac{\rho\ b\ d}{\frac{1}{4}\pi d^2}$ = 2,319 ≈ 3 buah

Digunakan 3D22

X $= \frac{\text{b - (2 x selimut + 2(d sengkang) + 4 (d tulangan)}}{\text{n tulangan-1}}$

= 42 mm > 25 mm (Memenuhi)

ds = 61 mm

d = 339 mm

As aktual = 3 x 0,25 πd^2

= 1140,398mm

cek ϕ Mn > Mu

a $= \frac{\text{As fy}}{\text{0,85 fc'b}}$ = 82,865 mm

Mn = As fy (d - $\frac{a}{2}$) = 135,054 KNm

C $= \frac{a}{\beta_1}$ = 101,018 mm

εt = ($\frac{d - c}{c}$) x 0,003 = 0,007068 > 0,005 Terkendali Tarik

Cek:

ϕ = 0,9

ϕMn > Mu = 121,549 > 97,231 (Ok)

c) Tulangan Geser

Tumpuan:

Vu Etabs = 111,322 KN

Vs maks = 0,66$\sqrt{fc'}$ bw d

Vc = 0,17 $\lambda \sqrt{fc'}$ bw d = 279,675 KN

= 72,038 KN Maka Vs < Vs maks (Ok)

Vs $= \frac{Vu}{\phi}$ – Vc = 76,391 KN

Digunakan 2P10

2P10 = 2 x ¼ x π x10^2 = 157,08 mm^2

$s = \frac{av\ fy\ d}{Vs} = 167,3 \approx 150$ mm

s maks = $\frac{d}{2}$ = 169,5 mm

Maka digunakan 2P10 - 150

Lapangan:

Vu Etabs = 76,3 KN Vs maks = $0,66\sqrt{fc'}$ bw d

Vc = $0,17\ \lambda\ \sqrt{fc'}$ bw d = 279,675 KN

= 72,038 KN Maka Vs < Vs maks (Ok)

Vs = $\frac{Vu}{\phi}$ – Vc = 29,695 KN

Digunakan 2P10

2P10 = 2 x ¼ x π x10^2 = 157,08 mm^2

$s = \frac{av\ fy\ d}{Vs}$ = 430,376 mm

s maks = $\frac{d}{2}$ = 169,5 ≈ 150 mm

Maka digunakan 2P10 - 150

2.10 Perancangan Kolom

Perancangan Penulangan Kolom (500x500) ; tinggi kolom (3m)

Data Etabs

Mu2 = 106,67 KN Mu3 = 122 KN

ϕ Tulangan Longitudinal = 25 mm fy = 400 MPa

ϕ Tulangan Transversal = 10 mm Pu = 1590,379 KN

fc’ = 25 MPa Vu = 44,594 KN

34 x 12 $\frac{m1}{m2}$ = 162,5 mm > 40 mm (Kolom Pendek)

Mu Ekuivalen = Muy + Mux $\frac{b}{h}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right)$ = 179,438 KNm

Nod = $\frac{Pu}{fc'\ b\ h}$ = 0,485

Mod $= \frac{Mu}{fc' \; b \; h} = 0{,}525$

Berdasarkan diagram interaksi kolom didapatkan $\rho = 1\%$

As Total = ρ x Ag $= 2500 \text{ mm}^2$

As Tulangan = 0,25 π d2 = 490,874 mm^2

N tulangan = $\frac{\text{As Total}}{\text{As Tulangan}} = 5{,}09 \approx 8$ buah

Digunakan 8D25

Tinjauan terhadap geser:

Vc = 0,17 $\left(1 + \frac{Mu}{14Ag}\right) \lambda \sqrt{fc'}$ bw d = 140,689 KN

ϕVc > Vu = 0,75 x 140,689 > 44,594 (Ok)

s maks = $\frac{d}{2}$ = 168,75 mm $\approx$ 150 mm

digunakan D10 - 150

2.11 Perencanaan Pondasi

Pada perencanaan bangunan 5 lantai ini pada bagian pondasi menggunakan pondasi telapak. Berikut perencanaan pondasinya:

Daya dukung tanah σ $= 220 \text{ KN/m}^2$

Berat volume tanah γ $= 16 \text{ KN/m}^2$

Selimut beton = 50 mm (SNI 03-247-2012)

a) Penetuan dimensi pondasi

Berat pondasi = 24 x 0,5 = 12 KN/m^3

Berat tanah urug = (2,5 – 0,5) 16 = 32 KN/m^3

Berat total = 44 KN/m^3

a (gedung pertemuan) = 4,79KN/m^3

σ netto = σ tanah - γ beton (h) - γ tanah (H – h) – q

= 220 – 12 – 32 – 4,79

= 171,21 KN/m^2

Didapat dari aplikasi Etabs

PDL = 780,4406 KN/m

PLL = 408,6563 KN/m

b) Luas telapak yang diperoleh

A perlu = $\frac{\text{PDL + PLL}}{\sigma \text{ netto}}$ = 6,9543 m^2

Diambil b = h = $\sqrt{6,9543}$ = 2,64≈ 28 m

Maka A = 2,8 x 2,8 = 7,84 m^2

A = 7,84 m^2 > 6,9543 m^2 (Ok)

c) Beban terfaktor

Dari Etabs diperoleh Pu= 1590,3789 KN

qn = σ netto = $\frac{\text{Pu}}{\text{A perlu}}$ = 202,854 KN/m^2

d) Tinggi efektif pondasi

Asumsi Φ = 19 mm

D = 500 – (50 + 10 x ½ x 19) = 430,5 mm

e) Pemeriksaan kuat geser

Geser 1 arah

x = $\frac{2,8 - 0,5}{2}$ – 0,4305 ≈ 0,72 m

Vu = qn x A’ = 202,854 x 2,8 x 0,72 = 408,954 KN

Vc = 0,17 λ $\sqrt{fc'}$ bw d = 1024,59 KN

Cek:

ϕVc > Vc = 0,75 x 1024,59 > 408,954 (Ok)

Geser 2arah

Vu = qu x A’ = 1414,704 KN

b_0 = 2 (c1 + d) + 2 (c2 + d)

= 3,722 m

Vc1 = 0,33 λ $\sqrt{fc'}$ b_0 d = 2643,83 KN

Vc2 = 0,083 $\left(\frac{\propto_s \text{ x d}}{b_0} + 2\right)$ λ $\sqrt{fc'}$ b_0 d

= 4404,756 KN

Vc3 = 0,17 $\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$ λ $\sqrt{fc'}$ b_0 d

= 4085,919 KN

Vc menentukan 2643,83 KN (terkecil)

Syarat

ϕ Vc > Vu = 1982,873 > 1414,704 (Ok)

f) Tulangan lentur

x = 0,9 per satu meter lebar

qu = 202,854 KN/m

Mu = ½ qu x 2 = 134,137 KNm

Asumsi ϕ = 0,9

$K = \frac{Mu}{\phi\ b\ d^2} = 0{,}804$

$\rho = \frac{0{,}85\ fc'}{fy}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2\ k}{0{,}85\ fc'}}\right] = 0{,}00205$

g) Luas tulangan

As = ρ b d = 882,325 mm^2

As min = 0,0018 b h = 900 mm^2

Dipilih yang terbesar yaitu 900 mm^2

Jarak spasi = $\frac{1/4 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1006{,}724}$ = 223,402 ≈ 200 mm

Maka digunakan D16 - 200

h) Tulangan susut

As min = 900 mm^2

As = ½ x 900 = 450 mm^2

Jarak spasi (s) = $\frac{1/4 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{450}$ = 251,32 ≈ 250 mm

Maka digunakan D12 - 250