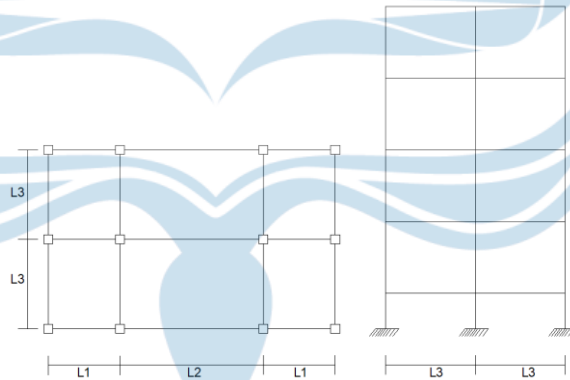


## BAB II PERANCANGAN BANGUNAN GEDUNG

### 2.1 Gambaran Umum Proyek

Deskripsi umum dari proyek bangunan gedung 4 lantai yang akan dirancang adalah sebagai berikut:

- a. Elevasi antar lantai : 4 m
- b. Fungsi bangunan : Gedung perkantoran
- c. Mutu Beton : 20 MPa
- d. Mutu tulangan baja : 240 MPa ( $\phi \leq 12$  mm)  
400 MPa ( $\phi > 12$  mm)
- e. Lokasi : Kota Kupang, NTT
- f. L1 : 4 m
- g. L2 : 8 m
- h. L3 : 5 m
- i. Kedalaman tanah keras : 2 m



Gambar 2.1 Spesifikasi Gedung yang Dirancang

### 2.2 Estimasi Dimensi Kolom, Balok dan Pelat

#### 2.2.1 Dimensi Kolom

Pada Sistem Pemikul Momen Khusus lebar kolom harus memenuhi syarat  $b \geq 300$  mm yang terdapat pada SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.1.1 , dalam penginputan dimensi kolom pada aplikasi ETABS dicoba – coba menggunakan kontrol  $b \geq 300$  yaitu dengan dimensi 300 x 300 mm ternyata kolom dengan dimensi tersebut tidak aman. Dicoba dengan dimensi 600 x 600 mm pada aplikasi ETABS, didapatkan dimensi kolom aman, sehingga digunakan dimensi kolom 600 x 600 mm.

### 2.2.2 Dimensi Balok

Pada perencanaan dimensi balok ditentukan berdasarkan aturan yang terdapat pada SNI 2847 : 2013 pasal 9.5 yaitu dengan menentukan tinggi minimal dari balok,  $h$  minimal dapat ditentukan dengan aturan  $\frac{L}{18,5}$  dan  $\frac{L}{10}$  sampai  $\frac{L}{15}$ . Lebar balok  $b$  minimal juga dapat ditentukan dengan rumus  $\frac{1}{2}h$  sampai  $\frac{2}{3}h$ .

Berikut merupakan contoh perhitungannya:

Bentang balok = 4 m = 4000 mm

$$- \frac{L}{18,5} = \frac{4000}{18,5} = 216,2162 \text{ mm}$$

$$- \frac{L}{10} = \frac{4000}{10} = 400 \text{ mm} \text{ hingga } \frac{L}{15} = \frac{4000}{15} = 266,6667 \text{ mm}$$

Digunakan  $h = 400 \text{ mm}$

$$- \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \times 400 = 200 \text{ mm} \text{ hingga } \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 400 = 266,6667 \text{ mm}$$

Digunakan  $b = 200 \text{ mm}$

Setelah diinputkan di ETABS ukuran balok tidak aman, maka digunakan

$b = 300 \text{ mm}$  dan  $h = 600 \text{ mm}$

Tabel 2.1 Estimasi Balok Induk

Bentang (mm)	L/18,5 (mm)	L/10 (mm)	L/15 (mm)	$\frac{1}{2}h$ (mm)	$\frac{2}{3}h$ (mm)	Dimensi Hitungan (mm)	Dimensi pada ETABS (mm)
4000	216,21	400	266,67	200	266,67	200 x 400	300 x 600
5000	270,27	500	333,33	250	333,33	250 x 500	300 x 600
8000	432,43	800	533,33	350	466,67	350 x 700	350 x 700

Balok anak yang digunakan = 200 x 400 mm

Balok bordes yang digunakan = 250 x 500 mm

### 2.2.3 Tebal Pelat Lantai

a. Tebal pelat lantai ditetapkan = 120 mm

b. Tebal pelat atap ditetapkan = 100 mm

### 2.2.4 Pembebanan Pelat

a. Contoh perhitungan pada lantai 1

- Dead Load (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0,12 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

- Superimposed Dead Load (SDL)

$$\begin{aligned} \text{Berat ubin} &= 0,02 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 0,48 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Berat ubin} &= 0,02 \times 21 \text{ kN/m}^3 = 0,42 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Total SDL} &= 0,90 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Live Load (LL)} &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \text{ (perkantoran) (SNI 1727 : 2013, tabel 4-1)} \end{aligned}$$

Tabel 2.2 Pembebanan Pelat

Beban pada pelat	DL (kN/m <sup>2</sup> )	SDL (kN/m <sup>2</sup> )	LL (kN/m <sup>2</sup> )
Lantai 1	2,88	0,90	4,79
Lantai 2 - 4	2,88	1,08	4,79
Lantai 4	2,4	0,60	1

### 2.2.5 Pembebanan Dinding

Dinding pasang batako dengan lubang (HB15) 150 kg/m (1,5 kN/m<sup>2</sup>).

## 2.3 Perhitungan Pelat Lantai

### 2.3.1 Perhitungan Pelat Lantai

Perhitungan ini digunakan untuk menentukan tebal pelat minimum. Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 9.5.3.3 tebal pelat minimum yang digunakan untuk pelat dengan balok yang membentang diantara tumpuan pada semua sisinya. Dari perhitungan yang didapat nilai  $\alpha_{fm}$  lebih besar dari 2,0 yaitu  $\alpha_{fm} = 38,4204 > 2$ . Menurut ketentuan apabila  $\alpha_{fm}$  lebih besar dari 2,0, maka  $h$  min tidak boleh kurang dari 90 mm.

Dari perhitungan dengan rumus  $h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$

Pada lantai didapatkan  $h$  min = 83,028 mm < 90 mm → digunakan 120 mm

Pada atap didapatkan  $h$  min = 83,028 mm < 90 mm → digunakan 100 mm

## 2.4 Perencanaan Tangga

### 2.4.1 Perhitungan Tangga

Perhitungan tangga dimulai dengan perencanaan ruang tangga, perkiraan jumlah anak tangga adalah sebanyak 24 buah.

H antar lantai = 4000 mm

An = antara 280 – 300 mm → diambil 300 mm

Op = antara 150 – 200 mm → diambil 160 mm

$$\text{Hitungan banyak anak tangga} \left( \frac{H}{Op} \right) - 1 = \frac{4000}{1600} - 1 = 24$$

$$\text{Kemiringan tangga} = \tan \alpha = \frac{Op}{An} = \frac{160}{300} = 0,5333 \rightarrow \alpha = 28,0725^\circ$$

Tebal pelat tangga diasumsikan 130 mm.

## 2.4.2 Pembebanan Tangga

Pembebanan tangga maupun pada bordes beban yang diperhitungkan adalah beban mati (DL) dan beban hidup (LL), berikut merupakan rincian pembebanan tangga sesuai hitungan.

Untuk tangga, beban yang diperhitungkan:

$$\text{Beban mati (DL)} = 8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (LL)} = 4,79 \text{ kN/m}^2 \text{ (perkantoran) (SNI 1727 : 2013, tabel 4-1)}$$

Untuk bordes, beban yang diperhitungkan:

$$\text{Beban mati (DL)} = 8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (LL)} = 4,79 \text{ kN/m}^2 \text{ (perkantoran) (SNI 1727 : 2013, tabel 4-1)}$$

## 2.5 Hitungan Beban Gempa

### 2.5.1 Perhitungan Beban Gempa

Perhitungan gempa pada Praktik Perancangan Gedung ini berdasarkan pada SNI 1726:2012. Berikut merupakan hasil hitungan beban gempa:

- a. Nilai  $S_s$  dan  $S_1$  berdasarkan lokasi bangunan yaitu di Kota Kupang

$$S_s = 1,113 \text{ g (periode 0,2 detik)}$$

$$S_1 = 0,296 \text{ g (periode 1 detik)}$$

- b. Kelas situs dan menentukan nilai  $F_a$  dan  $F_v$ :

Situs kelas : D

$$F_a = 1,0548 \text{ (koefisien periode pendek 0,2 detik)}$$

$$F_v = 1,808 \text{ (koefisien periode 1 detik)}$$

- c. Hitungan  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,174 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 0,535 \text{ g}$$

- d. Hitungan  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0,783 \text{ g}$$

$$S_{M1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0,356 \text{ g}$$

e. Kategori resiko

Ditentukan berdasarkan fungsi gedung, karena akan dimanfaatkan sebagai gedung perkantoran, maka termasuk kategori resiko II.

f. Kategori desain seismik (KDS)

$$S_{DS} = 0,783 \text{ g} \rightarrow \text{maka KDS} = \text{D}$$

$$S_{M1} = 0,356 \text{ g} \rightarrow \text{maka KDS} = \text{D}$$

Digunakan yang terbesar, maka KDS terpilih adalah D

g. Penentuan sistem struktur dan parameter struktur berdasarkan KDS

Sistem yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK), karena tidak ada batasan untuk setiap kategori KDS.

$$R = 8$$

$$C_d = 5,5$$

$$\Omega_0 = 3$$

h. Penentuan faktor keutamaan  $I_E$

Berdasarkan kategori resiko, maka  $I_E = 1$

i. Penentuan periode fundamental

$$T_a = C_t \times h^x = 0,565 \text{ detik}$$

Nilai  $C_t$  dan  $x$  didapat dari tabel parametrik  $C_t$  dan  $x$  SNI 1726:2012

$T_{comp}$  adalah periode struktur yang didapat dari pemodelan pada aplikasi ETABS

$T_{comp}$  pada arah x diambil dari mode 2 pada ETABS = 0,6077 detik

$T_{comp}$  pada arah y diambil dari mode 1 pada ETABS = 0,6486 detik

j. Penentuan faktor respon gempa

$$C_{sx} = 0,07323$$

$$C_{sy} = 0,06861$$

k. Berat efektif bangunan

Berdasarkan perhitungan didapatkan sebagai berikut.

Tabel 2.3 Berat Efektif Bangunan

Lantai	Berat (kN)
Atap	1152,48
Lantai 4	2706,89
Lantai 3	3371,48
Lantai 2	4036,10
Lantai 1	4243,46
W Total	15510,40

l. Gaya geser gempa

$$V_x = 1335,779 \text{ kN}$$

$$V_y = 1064,158 \text{ kN}$$

m. Distribusi beban lateral pada lantai

Tabel 2.4 Distribusi Beban Lateral  
Beban Statik

Tingkat Lantai	Perhitungan Gempa 100 % arah yang ditinjau & 30 % arah tegak lurus			
	Fx (kN)	30% Fx (kN)	Fy (kN)	30% Fy (kN)
Lantai 1	87,071	26,121	79,2151	23,7642
Lantai 2	171,932	51,579	158,652	47,595
Lantai 3	298,165	89,449	279,062	83,718
Lantai 4	367,012	110,103	346,359	103,907
Atap	211,597	63,479	200,868	60,260

## 2.6 Perencanaan Penulangan Balok dan Balok Bordes

Berikut merupakan rekap hasil perhitungan perencanaan penulangan balok.

### 2.6.1 Balok 350 × 700 mm

Hasil perhitungan pada ETABS diperoleh hasil sebagai berikut.

$$M_{tumpuan} = 420,935 \text{ kNm}$$

$$V_{tumpuan} = 269,56 \text{ kNm}$$

$$M_{lapangan} = 251,125 \text{ kNm}$$

$$V_{lapangan} = 271,48 \text{ kNm}$$

### 2.6.2 Balok 300 × 600 mm

Hasil perhitungan pada ETABS diperoleh hasil sebagai berikut.

$$M_{\text{tumpuan}} = 192,537 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{u_tumpuan}} = 145,45 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{lapangan}} = 130,535 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{u_lapangan}} = 175,01 \text{ kNm}$$

### 2.6.3 Balok Anak 200 × 400 mm

Hasil perhitungan pada ETABS diperoleh hasil sebagai berikut.

$$M_{\text{tumpuan}} = 2,786 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{u_tumpuan}} = 29,03 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{lapangan}} = 45,618 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{u_lapangan}} = 29,37 \text{ kNm}$$

### 2.6.4 Balok Bordes 250 × 500 mm

Hasil perhitungan pada ETABS diperoleh hasil sebagai berikut.

$$M_{\text{tumpuan}} = 175,482 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{u_tumpuan}} = 131,03 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{lapangan}} = 80,064 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{u_lapangan}} = 153,53 \text{ kNm}$$

### 2.6.5 Penulangan Balok

Berikut merupakan tabel rekap penulangan balok.

Tabel 2.5 Rekap Tulangan Balok

Balok	Posisi penulangan		Sengkang	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
B 350 x 700	5D25	3D25	2P10 – 120	2P10 – 120
B 300 x 600	3D25	2D25	2P10 – 250	2P10 – 150
B Anak 200 x 400	2D25	2D25	2P10 – 300	2P10 – 300
B Bordes 250 x 500	3D25	2D25	2P10 – 120	2P10 – 120

## 2.7 Perencanaan Penulangan Tangga

Pemodelan tangga dimodelkan pada aplikasi SAP dengan momen yang didapat adalah sebagai berikut.

$$M_{\text{tangga lapangan}} = 23,66 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{bordes lapangan}} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{tangga tumpuan}} = 5,276 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{bordes tumpuan}} = 5,275 \text{ kNm}$$

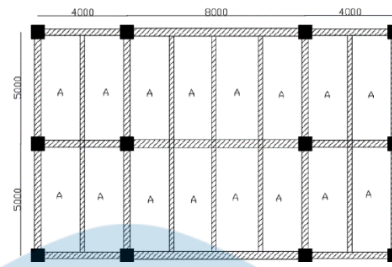
### 2.7.1 Penulangan Tangga

Berikut merupakan tabel rekap penulangan tangga.

Tabel 2.6 Rekap Tulangan Tangga

Posisi	Tulangan Tangga		Tulangan Bordes	
	Tulangan pokok	Tulangan susut	Tulangan pokok	Tulangan susut
Tumpuan	D13 – 200	P8 – 200	D13 – 500	P8 – 200
Lapangan	D13 – 200	P8 – 200	D13 – 500	P8 – 200

## 2.8 Perencanaan Penulangan Pelat Lantai



Gambar 2.2 Pembagian Pias – Pias Pelat lantai dan Atap

Pelat area A memiliki ukuran  $2000 \times 5000 \text{ mm}^2$ , pembagian pias – pias pelat sama baik untuk pelat lantai maupun pada pelat atap.

$$\text{Pelat A} = L_x/L_y = 2000/5000 = 0,4 < 2 \rightarrow \text{Pelat 2 arah}$$

### 2.8.1 Penulangan Pelat Lantai P120

$$M_u = 24,34 \quad \text{kNm}$$

$$\text{Penulangan arah X} = P10 - 50$$

$$V_u = 40,50 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{Penulangan arah Y} = P10 - 50$$

### 2.8.2 Penulangan Pelat Atap P100

$$M_u = 10,27 \quad \text{kNm}$$

$$\text{Penulangan arah X} = P10 - 100$$

$$V_u = 17,32 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{Penulangan arah Y} = P10 - 100$$



## 2.9 Perencanaan Penulangan Kolom

Dalam perencanaan ini digunakan kolom persegi berukuran 600 x 600 mm dengan menggunakan tulangan D25, direncanakan 10D25. Data analisis yang didapatkan setelah analisis pada aplikasi ETABS didapatkan data sebagai berikut.

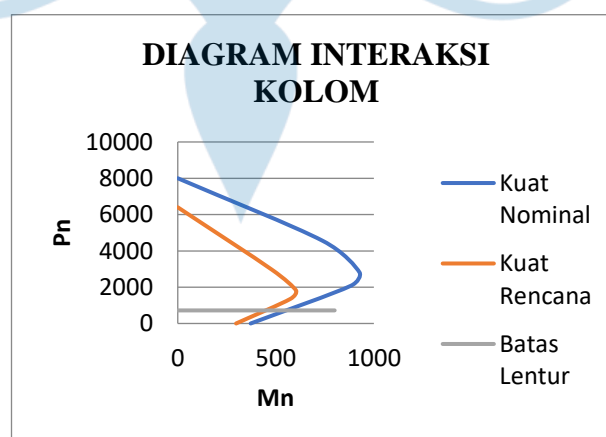
$$\begin{aligned} P_u &= 2665,17 \quad \text{kN} \\ M_u &= 289,634 \quad \text{kNm} \\ V_u &= 225,79 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

### 2.9.1 Diagram Interaksi Kolom

Rekap perhitungan kolom ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 2.7 Rekap Perhitungan Kolom

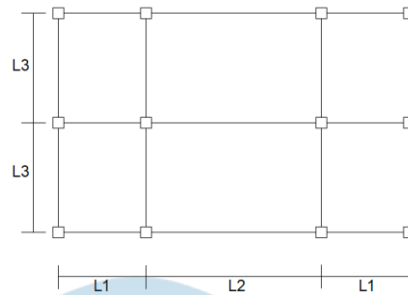
	Mn (kNm)	Pn (kN)	$\phi M_n$ (kNm)	$\phi P_n$ (kN)
Tinjauan bebas sentris	0	8000	0	6400
Terkendali tekan	739,43	4551,9	480,63	2958,7
Kondisi berimbang	927,15	2809,1	602,65	1825,9
Terkendali tarik	883,24	2080,8	574,1	235,5
Keadaan P = 0	489,47	0	391,57	0
Batas struktur hanya dianggap boleh menahan momen lentur	0	720	-	-
	800	720	-	-



Gambar 2.3 Diagram Interaksi Kolom

Menurut hasil analisa kolom dan diagram interaksi kolom dapat disimpulkan kolom mampu memikul beban dan momen yang tersedia.

## 2.10 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang



Gambar 2.4 Rencana Denah Pondasi

Perencanaan pondasi tiang pancang meliputi daya dukung tanah, daya dukung pondasi, penentuan jumlah tiang pondasi serta pile cap. Pembebanan pondasi yang direncanakan berasal dari beban kolom yang dimasukkan sebagai input data untuk program ETABS yang menghasilkan output berupa gaya dalam yang bekerja pada pondasi (reaksi peletakan pada *joint* tumpuan). Dalam perancangan pondasi dilakukan 2 pekerjaan penyelidikan tanah yaitu sebagai berikut.

1. Uji bor

Berupa grafik bor log beserta tabel data hasil pengujian berupa tanah, ketebalan masing-masing lapisan tanah, nilai SPT, dan kedalaman muka air.

2. Sondir (CPT)

Berupa nilai tahanan konus ( $q_c$ ) dan total gesekan ( $t_f$ ). Penyelidikan tanah dilaksanakan dengan kedalaman mencapai 20 meter.

Data klasifikasi pondasi tiang pancang yang digunakan berdasarkan perencanaan pondasi tiang pancang yang menggunakan produk dari PT Wijaya Karya Beton. Data pondasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut.

Tabel 2.8 Pondasi Tiang Pancang PT Wijaya Karya Beton

Outside Diameter (D) (mm)	Wall Thickness (t) (mm)	Class	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Length (L) (m)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
500	90	C	1159	290	6 - 16	12.50	25.00	134.90
		A1				10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
600	100	B	1571	393	6 - 16	15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
		A1				17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
600	100	A3	1571	393	6 - 16	22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50

1. Pondasi kelas : B
2. Diameter tiang pancang luar (DL) : 600 mm
3. Panjang tiang (H) : 10 m
4. Luas penampang beton (Ab) : 0,2826 m<sup>2</sup>
5. Luas selimut (Ap) : 18,84 m<sup>2</sup>
6. f'c tiang pancang : 41,50 MPa
7. f'c pile cap : 55 MPa
8. fy baja tulangan : 400 MPa

### 2.10.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan daya dukung tiang pancang ditinjau berdasarkan kekuatan bahan, N-SPT, dan CPT.

- a. Daya dukung berdasarkan kekuatan bahan

Berdasarkan spesifikasi pondasi tiang pancang WIKA Beton, didapatkan daya dukung tiang,  $P_u \text{ Max} = 238,3 \text{ ton}$ . Dengan nilai  $M_u \text{ Max} = 45 \text{ ton.m}$

- b. Berdasarkan hasil uji sondir (CPT)

Daya dukung tiang pancang ( $Q_{all}$ ) berdasarkan hasil sondir dihitung dengan menggunakan Metode Bagemann dengan persamaan berikut.

$$Q_{all} = \frac{q_c \times A_b}{3} + \frac{JHP \times O}{5}$$

Besarnya nilai  $q_c$  dan TF hasil pengujian sondir ditunjukkan pada table lampiran hasil pengujian sondir. Perbandingan hasil hitungan nilai daya dukung tanah (kuat bahan, N-SPT, bore log) diambil nilai daya dukung tanah yang terkecil (berdasarkan kuat bahan) yaitu  $Q_{all} = 191,1757 \text{ ton}$ .

### 2.10.2 Perhitungan Tiang Pancang dan Pile Cap

Struktur pondasi direncanakan mampu menahan berbagai pembebanan berupa beban mati, hidup, dan gempa dengan kondisi maksimum. Gaya-gaya yang diterima pondasi untuk beberapa kombinasi yang dimasukkan dalam program ETBAS akan ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 2.9 Kombinasi Pembebanan yang diterima Pondasi

Kombinasi Pembebanan	P (Ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1D + 1L	206,249	3,0362	6,2618
1D + 1L + 1RSPx	214,353	6,2342	17,301
1D + 1L + 1RSPy	208,684	13,3177	9,5789

Perkiraan kebutuhan tiang tanpa efisiensi:

$$n = \frac{P_u}{Q_{all}} = \frac{214,353}{191,1757} = 1,12 \rightarrow \text{digunakan 4 tiang}$$

Dari perhitungan yang telah dilakukan didapatkan

Untuk penampang pile cap yang digunakan yaitu:

$$P = 3750 \text{ mm}$$

$$L = 3750 \text{ mm}$$

$$T = 800 \text{ m}$$

$$w_1 = \gamma b \times V_b = 2,4 \times 3,37 \times 0,8 = 27 \text{ ton (berat sendiri pile cap)}$$

$$w_1 = \gamma b \times V_t = 2,4 \times 0,2826 \times 10 = 6,78 \text{ ton (berat sendiri tiang pancang)}$$

a. Kontrol Gaya Bekerja pada Tiang Pancang

$$P_u = 214,353 \text{ ton}$$

$$\sum Pv = P_u + w_1 + w_2 = 248,1354 \text{ ton}$$

$$\text{Eff} = 0,82$$

$$P_{ijin} = P_{all} = \text{Eff} \times Q_{all} = 158,5 \text{ ton}$$

**Kontrol Keamanan:**

$$P_{group} \geq \sum Pv =$$

$$(4 \times 158,5 = 634,001) \geq 248,1354 \text{ ton} = 634,001 \text{ ton} \geq 248,1354 \text{ ton (Aman)}$$

b. Kontrol Beban Maksimum (Pmaks) Tiang Pancang

Kontrol beban maksimum yang bekerja pada pondasi berupa gaya aksial dan momen untuk arah x dan y berdasarkan arah gempa sesuai dengan kombinasi beban berikut.

- Untuk kondisi maksimum akibat gempa arah x dengan kombinasi beban **1D+1L+1RSPx**

$$P_{maks} = 59,363 \text{ ton} < P_{ijin} = 158,5 \text{ ton (Aman)}$$

- Untuk kondisi maksimum akibat gempa arah y dengan kombinasi beban **1D+1L+1RSPy**

$$P_{maks} = 59,363 \text{ ton} < P_{ijin} = 158,5 \text{ ton (Aman)}$$

c. Cek Terhadap Geser Pons dari Kolom

Perhitungan geser pons bertujuan untuk mengetahui apakah tebal *pile cap* cukup kuat untuk menahan beban terpusat yang terjadi. Berdasarkan SNI-03-2847-2002 pasal 13.12.2.1 kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari tiga persamaan berikut:

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \frac{\sqrt{f'c} \times b_o \times d}{6}$$

$$V_{c2} = \left( \frac{\alpha s \times d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f'c} \times b_o \times d}{12}$$

$$V_{c3} = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Hasil perhitungan dari ketiga rumus diatas adalah sebagai berikut.

$$V_{c1} = 13960849,04 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 17309118,04 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 9307232,691 \text{ N}$$

Maka diambil nilai  $V_c$  terkecil yaitu  $V_c = 9307232,691 \text{ N}$ .

Peristiwa geser pons dapat dicegah dengan dipenuhinya persyaratan:

$$P_u \leq \phi V_c$$

$$2143530 \text{ N} \leq 0,75 \times 9307232,691 \text{ N}$$

$$2143530 \text{ N} \leq 6980424,518 \text{ N} \text{ (**Aman**)}$$

Maka ketebalan dan ukuran *pile cap* mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial kolom.

d. Cek Terhadap Geser Pons Tiang Pancang

Berdasarkan SNI-03-2847-2002 pasal 13.12.2.1 kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil, dan perhitungannya serta rumus yang digunakan untuk mencari gaya geser  $V_c$  sama seperti perhitungan sebelumnya pada poin c.

Hasil perhitungan geser pons tiang pancang adalah sebagai berikut.

$$V_{c1} = 3578258803 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 1205408436 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 2385505869 \text{ N}$$

Maka diambil nilai  $V_c$  terkecil yaitu  $V_c = 1205408436 \text{ N}$ .

Peristiwa geser pons dapat dicegah dengan dipenuhinya persyaratan:

$$P_u \leq \phi V_c$$

$$2143530 \text{ N} \leq 0,75 \times 1205408436 \text{ N}$$

$$2143530 \text{ N} \leq 904056327 \text{ N} \text{ (**Aman**)}$$

Maka ketebalan dan ukuran *pile cap* mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial dari *pile cap*.