

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG RSUD SULTAN SURIANSYAH BANJARMASIN

Distriyanto Rizani, Warsito, Anang Bakhtiar

Program Studi Teknol Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Malang

Jalan MT. Haryono 193 Malang, Jawa Timur

Email: distriyanto.rizani@gmail.com

ABSTRAKS

Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Sultan Suriansyah Banjarmasin merupakan rumah sakit yang dibangun dibawah tanggung jawab pemerintah kota Banjarmasin. Berdasarkan Undang-Undang No 44 Tahun 2009 tentang rumah sakit yang diperkuat oleh Peraturan Presiden (perpres) Tahun 2015 terkait standar pelayanan minimum. Struktur gedung rumah sakit menggunakan beton struktur bertulang, memiliki empat lantai dengan panjang bangunan 62 m, lebar bangunan 20m, dan tinggi bangunan 18 m. Perencanaan gedung meliputi perencanaan pelat, balok, kolom, dan pondasi dengan mengacu peraturan SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013. Beban yang dianalisa berupa beban mati, hidup, dan gempa (dinamik). Mutu baja tulangan ulir $f_y = 400$ Mpa, polos $f_y = 240$ Mpa, dan mutu beton $f_c' = 30$ Mpa Studi perencanaan ini menghasilkan tebal pelat lantai 12 cm dengan tulangan pokok $\varnothing 10-100$ dan tulangan bagi $\varnothing 8-300$. Beban gempa yang ditinjau dengan kombinasi dua arah orthogonal 100% gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya untuk arah tegak lurus, dengan jumlah gaya geser yaitu $V_x = 251,47$ kN dan $V_y = 169,75$ kN. Balok induk dimensi 35cm x 65cm dengan tulangan tumpuan atas 8D22 dan bawah 5D22 dengan sengkang 2 $\varnothing 12-150$, tulangan lapangan atas 5D22 dan tulangan bawah 8D22 dengan sengkang 2 $\varnothing 12-150$, kolom 40cm x 40cm dengan tulangan 8D22 jarak sengkang 2 $\varnothing 12-150$.

Kata Kunci : Perencanaan struktur, pelat lantai, Banjarmasin

PENDAHULUAN

Latar Belakang

Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Sultan Suriansyah Banjarmasin merupakan rumah sakit yang dibangun dibawah tanggung jawab pemerintah kota Banjarmasin. Berdasarkan Undang-Undang No 44 Tahun 2009 tentang rumah sakit yang diperkuat oleh Peraturan Presiden (perpres) Tahun 2015 terkait standar pelayanan minimum. Struktur gedung rumah sakit menggunakan beton struktur bertulang, memiliki empat lantai dengan panjang bangunan 62 m, lebar bangunan 20m, dan tinggi bangunan 18 m. Perencanaan gedung meliputi perencanaan pelat, balok, kolom, dan pondasi dengan mengacu peraturan SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013.

Tujuan dan Manfaat

Tujuan yang ingin didapat dari studi yang dilakukan ialah:

1. Menerapkan materi perkuliahan yang telah diperoleh selama perkuliahan dalam bentuk perencanaan utuh.
2. Mengetahui beban maksimum yang diterima oleh pondasi.
3. Mengetahui keamanan dari pondasi yang direncanakan.

Sedangkan manfaat dari “Studi Perencanaan Struktur Bangunan Gedung RSUD Sultan Suriansyah Banjarmasin”

1. Untuk memberi suatu hasil perencanaan struktur pada konstruksi gedung Poliklinik RSUD Sultan Suriansyah Banjarmasin.
2. Sebagai salah satu referensi Studi perencanaan dari Program Studi Jurusan Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Malang.

Identifikasi Masalah

Berdasarkan uraian diatas maka ada beberapa permasalahan yang perlu diidentifikasi yaitu antara lain:

1. Komplek RSUD Sultan Suriansyah Banjarmasin ini berada pada wilayah gempa Indonesia zona 1, yang dikelilingi daerah pemukiman (utara: jembatan, timur dan selatan: pemukiman warga, barat: sungai martapura).
2. Komplek RSUD Sultan Suriansyah Banjarmasin berada pada sempadan sungai martapura tersebut memiliki tinggi muka air 1-2 meter dibawah permukaan tanah.
3. Struktur bagian atas pada bangunan gedung Poliklinik RSUD Sultan Suriansyah Banjarmasin menggunakan portal beton bertulang.

Rumusan Masalah

Dari identifikasi masalah diatas, maka rumusan masalah yang akan dibahas yaitu:

1. Berapa dimensi pelat lantai dan penulangannya?
2. Berapa dimensi balok dan penulangannya?
3. Berapa dimensi kolom dan penulangannya?
4. Berapa dimensi pondasi dan penulangannya?

Batasan Masalah

Batasan masalah yang disampaikan dalam studi ini adalah sebagai berikut:

1. Untuk balok, kolom dan pelat lantai hanya ditinjau pada salah satu portal yang memiliki nilai momen terbesar.
2. Analisa yang akan digunakan yaitu analisa pada portal 2D dengan menggunakan bantuan aplikasi program *software* analisa struktur.

Lingkup Pembahasan

Terkait dengan rumusan masalah diatas, maka pembahasan – pembahasan yang dapat disampaikan dalam penulisan ini adalah sebagai berikut:

1. Perhitungan pelat lantai beton bertulang meliputi:
 - a. Perhitungan tebal pelat lantai

- b. Perhitungan pembebanan pelat lantai
 - c. Perhitungan momen pelat lantai
 - d. Perhitungan penulangan pelat lantai
2. Perhitungan balok
 - a. Perencanaan dimensi balok
 - b. Perhitungan tulangan lentur
 - c. Perhitungan tulangan geser
 - d. Kontrol lendutan
 3. Perhitungan kolom
 - a. Perencanaan dimensi kolom
 - b. Perhitungan tulangan lentur
 - c. Perhitungan tulangan geser
 - d. Kontrol tulangan hubungan balok dan kolom
 4. Perhitungan pondasi
 - a. Perencanaan pondasi
 - b. Perhitungan daya dukung tanah
 - c. Perhitungan dimensi dan tulangan pondasi
 - d. Perhitungan kontrol daya dukung pondasi

TINJAUAN PUSTAKA

Pembebanan

Beban-beban pada struktur gedung dapat terdiri dari beban mati, beban hidup, beban angin beban gempa, dan beban khusus lainnya. Beban yang bekerja dalam struktur gedung tergantung dari fungsi ruangan, lokasi, bentuk kekuatan, massa, dan ketinggian bangunan

Kombinasi Pembebanan

Struktur dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1. 1,4D
2. 1,2D + 1,6L
3. 1,2D + 1,0E + L
4. 0,9D + 1,0E

Struktur Bagian Atas

Struktur bagian atas (*Upperstructure*) adalah seluruh bagian struktur dari bangunan yang ada diatas permukaan tanah, yaitu kerangka-kerangka portal beton bertulang, beton pratekan ataupun rangka baja dari suatu bangunan. Yang berhubungan erat dengan kekuatan kesetabilan serta keamanan dari kerangka-kerangka pemikul, baik akibat gaya tarik bumi maupun gaya angin ataupun terjadinya gempa bumi. Yang termasuk dalam komponen kerangka-kerangka portal beton bertulang adalah pelat lantai, balok, dan kolom.

Pondasi

Dari beberapa macam tipe pondasi yang menggunakan salah satu diantaranya adalah pondasi tiang pancang. Pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk suatu bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mana mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan letak bebannya sangat dalam. Pondasi tiang pancang ini berfungsi untuk memindahkan atau menteransferkan beban-

beban dari konstruksi di atasnya (upperstructure) ke lapis tanah yang dalam.

METODOLOGI PERENCANAAN

Metode Pengumpulan Data

Metode yang dilakukan dalam proses pengumpulan data yaitu:

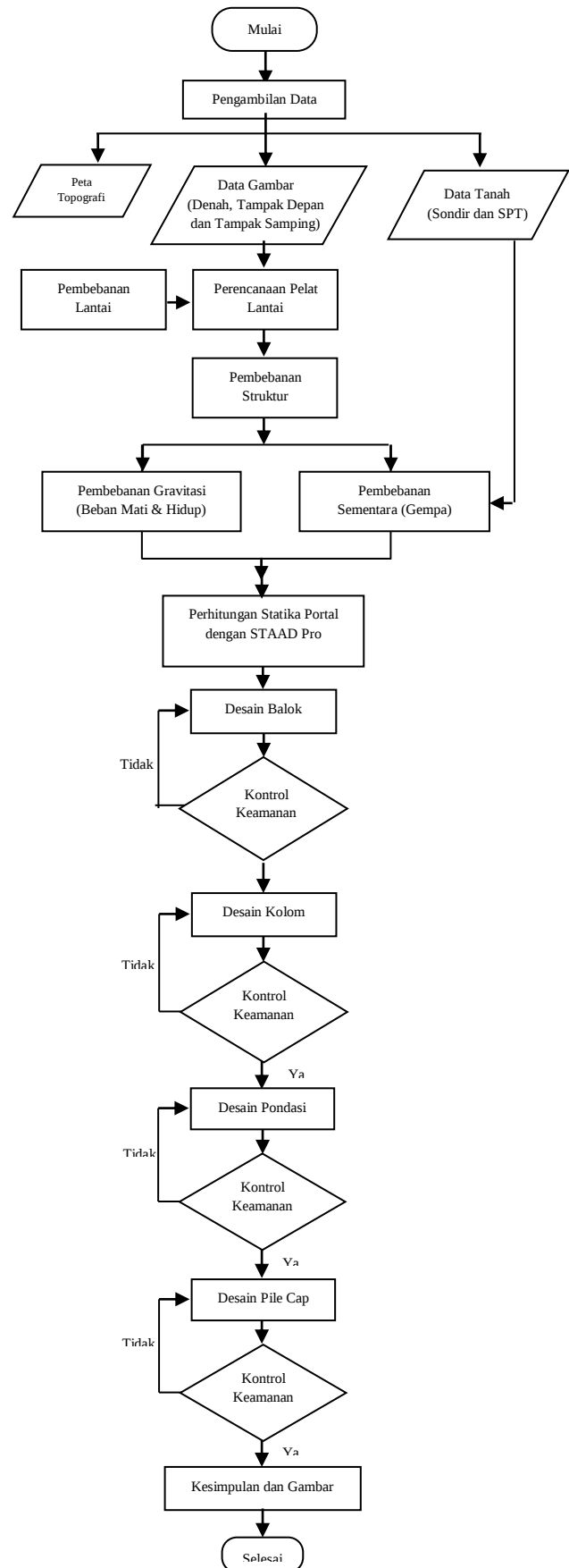
- Observasi
- Studi pustaka

Data Perencanaan

Data spesifikasi umum digunakan:

1. Fungsi bangunan : Gedung Rumah Sakit
2. Lokasi bangunan : Kota Banjarmasin
3. Mutu beton (f_c') : 30 Mpa
4. Mutu baja (f_y) : 240 Mpa (BJTP -24),
: 400 Mpa (BJTP -42),
5. Panjang bangunan : 62 meter
6. Lebar bangunan : 20 meter
7. Tinggi bangunan : 18 meter

Langkah-langkah dalam perencanaan gedung Rumah Sakit Umum Daerah (RSUD) Sultan Suriansyah Banjarmasin



HASIL DAN PEMBAHASAN

Pelat Lantai

Tebal pelat lantai yang direncanakan 12 cm kontrol tebal pelat sesuai SK SNI 03-2847-2013, dengan memakai rumus dibawah ini untuk mencari nilai α_{fm} , ketentuan $> 2,0$

$$h_{min} = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

nilai $\alpha_{fm} = 7,7$ sehingga tebal pelat memenuhi syarat ketebalan

Dengan menghitung bentang maksimum pada pelat sebagai acuan maka didapatkan penulangan pelat lantai sebagai berikut

Beban yang bekerja (q_u) = 9,27 kN/m²

$\rho_{min} = 0,0058$, $\rho_{mak} = 0,038$

Nilai momen maksimum, $M_{max} = 13,6$ kN.

Diketahui dalam perhitungan, nilai-nilainya yaitu

$R_n = 1,8$ Mpa

$m = 9,411$

$\rho = 0,0077$

karena $\rho = 0,0077 > \rho_{min} = 0,0058$ maka

$$A_{s_{perlu}} = \rho(b)(d_y) \\ = 0,0077(1000)(95) = 665 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 785,4 \text{ mm}^2$$

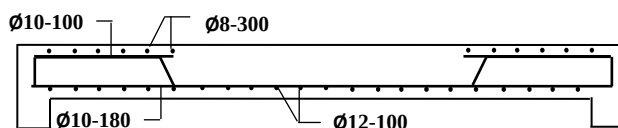
Dipakai tulangan pokok $\phi 10-100$,

$$A_{s_{susut}} = 0,0014 \cdot b \cdot h \\ = 0,0014(1000)(120) = 168 \text{ mm}^2$$

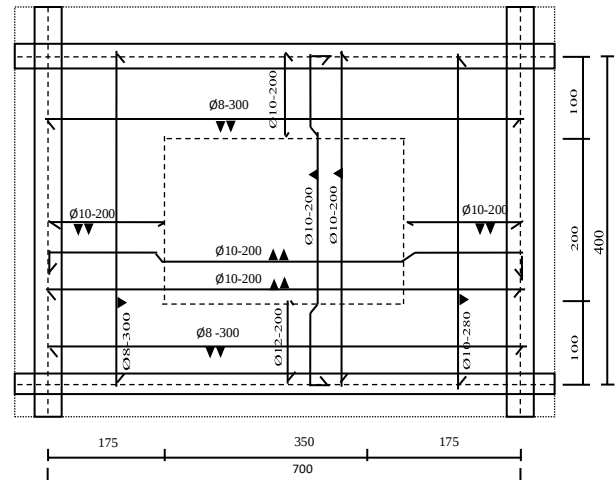
$$A_s = 167,6 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}}$$

Dipakai tulangan susut $\phi 8 - 300$

Tabel 1 Rekaputilasi Penulangan Pelat



Gambar 1 Tampak Depan



Gambar 2 Penulangan Pelat Lantai

Perhitungan Balok Induk

Pembebanan struktur adalah pembebanan yang terjadi akibat kombinasi pembebanan, seperti pembebanan gravitasi (Beban mati dan beban hidup) dan pembebanan sementara (Beban gempa)

Pembebanan Gravitasi

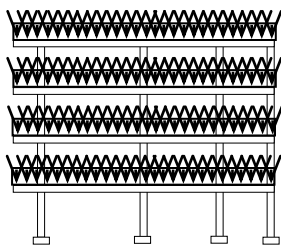
- Pembebanan yang di rencanakan dalam perencanaan ini adalah beban mati, beban hidup.
- Beban mati yang direncanakan dalam perencanaan ini sebagai berikut:
 1. Beban sendiri bangunan: (DL) sudah di hitung secara otomatis oleh Staad Pro atau dengan mengalikan volume penampang permeter dengan angka berat jenis beton 23,5 kN/m²
 2. Beban mati sendiri:
 - Balok B1 = 5,35 kN/m
 - Balok B2 = 4,23 kN/m
 - Balok B3 = 2,35 kN/m
 - Pelat lantai = 3,29 kN/m²
 - Kolom = 5,875 kN-m (sumber: IS 875:1987)
 3. Beban mati tambahan:
 - Total beban mati tambahan untuk pelat lantai adalah 1,356 kN/m²
 - Beban dinding = 2,5 kN/m²
 - Beban merata = 9,75 kN/m² (sumber: IS 875:1987)
 4. Beban hidup (LL)
 - Beban pada lantai gedung rumah sakit = 2,87 kN/m² (sumber SNI 1727: 2013)
 5. Beban hidup atap (Lr)

Beban pada lantai atap = $0,96 \text{ kN/m}^2$

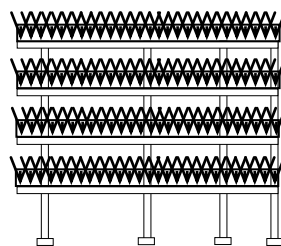
Penulangan lapangan arah X	$\varnothing 10 - 100 \text{ mm}$
Penulangan lapangan arah Y	$\varnothing 10 - 100 \text{ mm}$
Penulangan tumpuan arah X	$\varnothing 10 - 100 \text{ mm}$
Penulangan tumpuan arah Y	$\varnothing 10 - 100 \text{ mm}$
Tulangan bagi	$\varnothing 10 - 300 \text{ mm}$

Tabel 2 Total Beban Perlantai

No	Lantai	Berat Mati (kN)	Beban hidup (kN)	Berat total (kN)
1	Atap	8009,16	987,84	8997,00
2	Lantai 3	9197,23	2892,96	12090,19
3	Lantai 2	9197,23	2892,96	12090,19
4	Lantai 1	9197,23	2892,96	12090,19
Jumlah				45267,55



Gambar 3 Distribusi Beban Mati



Gambar 4 Distribusi Beban Hidup

Beban gempa (E)

Klasifikasi situs

Dalam menentukan nilai beban gempa yang direncanakan harus terlebih dahulu diketahui kelas situs atau kelas tanah tempat berdirinya gedung yang direncanakan berdasarkan nilai N-SPT dan menentukan nilai spektrum respon desain gempa berdasarkan peta wilayah gempa Indonesia.

Dalam studi perencanaan ini profil tanah seperti di jelaskan pada: **Tabel 3**

Tabel.3. Profil Tanah

Lapis ke i	Tabel Lapisan (di) dalam meter	Deskripsi Jenis Tanah	Nilai N-SPT
1	10	Lempung	4
2	4	Lempung berpasir	6
3	4	Pasir	6
4	4	Lempung berpasir	29
5	3	Lempung berpasir	17
6	5	Lempung	29
7	6	Lempung berpasir	44
8	2	Pasir sangat padat	55

N untuk lapisan tanah 30 m paling atas ditentukan sehingga nilai N adalah 6,94

Maka klasifikasi situs pada lokasi proyek termasuk kelas situs SE (tanah lunak) dengan nilai $N < 15$

Untuk menentukan spektrum respon desain untuk lokasi proyeksi data yang diperlukan adalah:

$S_s = 0,05 - 0,1 \text{ g}$ untuk daerah pada wilayah biru tua

$S_1 = < 0,05 \text{ g}$ untuk daerah pada wilayah abu-abu

KR = Katagori risiko IV (Tabel 1 SNI SNI 1727:2013)

I = 1,5 untuk rumah sakit (Tabel 2 SNI 1727:2013)

SC = E untuk tanah yang mempunyai nilai N-SPT < 15 (Tabel 3 SNI SNI 1727: 2013)

$F_a = 2,5$ untuk tanah kelas E nilai $S_s < 0,25 \text{ g}$ (Tabel 4 SNI 1727:2013)

$F_v = 3,5$ untuk tanah kelas E nilai $S_1 < 0,1 \text{ g}$ (Tabel 5 SNI)

KDS= C untuk $S_{D1} (0,167-0,33)$ (Tabel 7 SNI 1727:2013)

R = 5 untuk sistem rangka pemikul momen jenis rangka beton bertulang pemikul momen menengah (Tabel 9 SNI 1727: 2013)

CT = 0,0466 rangka beton pemikul momen (Tabel 15 SNI)

Parameter spektrum respon percepatan

$$\begin{aligned}
S_{MS} &= 0,25g \\
S_{M1} &= 0,175g \\
S_{DS} &= 0,167g \\
S_{D1} &= 0,117g
\end{aligned}$$

Spektrum respons desain

$$\begin{aligned}
T_0 &= 0,14 \text{ detik} \\
T_s &= 0,70 \text{ detik} \\
S_a &= 0,567g \\
S_a &= 0,167g
\end{aligned}$$

Berdasarkan pasal 6.5 SNI 1726:2012 struktur gedung berada pada katagori resiko IV dan nilai parameter respon percepatan periode pendek (S_{DS}) < 0,167. Sehingga struktur ditetapkan sebagai katagori desain seismik A dengan nilai $S_{DS} = 0,167$ g. Dan berdasarkan parameter respons percepatan periode 1 detik (S_{D1}) kondisi struktur berada pada katagori desain seismik C, dengan nilai S_{DS} berada di antara 0,067 dan 0,133. Nilai S_{DS} adalah sebesar 0,117 g. Struktur bangunan yang direncanakan untuk katagori desain seismik C harus direncanakan sesuai dengan persyaratan yang ada didalam pasal 7.5.3 SNI 1726:2012. Struktur harus dianalisis menggunakan Prosedur kombinasi ortogonal, analisa gaya lateral ekuivalen dalam pasal 7.8, analisis respon ragam 7.9

Waktu getar alami

$$\begin{aligned}
T_a &= C_t \cdot h_n^x = 0,0466 \times 18^{0,9} = 0,6282 \\
\text{Koefisien } R &= 5 ; C_d = 4,5 ; \Omega_0 = 3 ; I_e = 1,5
\end{aligned}$$

Geser dasar seismik

$$\begin{aligned}
V &= C_s \times W \\
W &= 45267,554 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Koefisien respon seismik, C_s , harus ditentukan dengan:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,167}{\left(\frac{5}{1,5}\right)} = 0,050$$

harus lebih kecil dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,117}{0,628 \left(\frac{5}{1,5}\right)} = 0,056$$

harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} I_e = 0,044 \times 0,167 \times 1,5 = 0,011$$

Sehingga nilai geser dasar seismik,

$$\begin{aligned}
V &= C_s \times W \\
&= 0,050 \times 45267,554 = 2263,37 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Distribusi vartikel gaya gempa

$$F_x = C_{vx} W$$

Dengan, C_{vx} merupakan faktor distribusi vertikel, yang ditentukan dengan persamaan:

$$C_{vx} = \frac{h_x^k w_x}{n \sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

dimana nilai k untuk struktur dengan perioda kurang dari atau sama dengan 0,5 detik maka k sama dengan 1 sehingga:

$$\begin{aligned}
C_{vx} \text{ Atap} &= \frac{w_x h_x^k}{n \sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \\
&= \frac{161945,96^1}{488380,97^1} = 0,332
\end{aligned}$$

Sehingga nilai distribusi vertikal gaya gempa adalah:

$$\begin{aligned}
F_x &= C_{vx} V \\
&= 0,332 \times 2263,38 \\
&= 751,4 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Distribusi horisontal gaya gempa

$$V_x = \sum_{i=x} F_i = 2263,38 \text{ kN}$$

Tabel 4 Distribusi Gaya Gempa Vertikal (F_x) dan Horisontal (V_x)

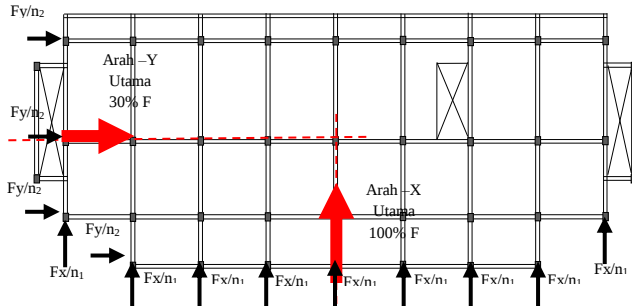
No	Lantai	Tinggi	Berat lantai	$W_x h_x$ (kN-m)	C_{vx}	F_x	V_x
		h_x (m)	W_x (kN)			$C_{vx} \cdot V$ (kN)	(kN)
1	Atap	18	8997,00	161945,96	0,332	751,44	751,44
2	Lantai 3	13,5	12090,19	163217,50	0,334	755,97	1507,41
3	Lantai 2	9	12090,19	108811,67	0,223	504,73	2012,14
4	Lantai 1	4,5	12090,19	54405,83	0,111	251,23	2263,38
		Σ	45267,5545	488380,97	Σ	2263,38	

Analisis dinamik

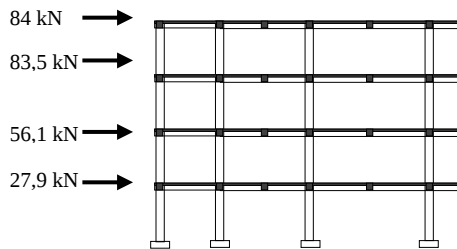
Analisa dinamik dilakukan dengan kombinasi beban arah x dan y menggunakan prosedur kombinasi ortogonal, dimana 100% gaya untuk satu arah, ditambah 30% gaya untuk arah tegak lurus

**Tabel 5 Gaya Geser Dasar Dinamik
Arah X dan Y**

No	Lantai	F _x (100%) (kN)	F _y (30%) (kN)	V _{t-X} (kN)	F _x /n ₁ n ₁ =9 (kN)	F _y /n ₂ n ₂ =4 (kN)
1	Atap	751,44	225,43	976,87	83,49	56,36
2	Lantai 3	755,97	226,79	1959,63	84,00	56,70
3	Lantai 2	504,73	151,42	2615,78	56,08	37,85
4	Lantai 1	251,23	75,37	2942,38	27,91	18,84
		2263,37	0,85 V	1923,86		



**Gambar 5 Distribusi Beban Gempa
Pada Lantai**



**Gambar 6 Distribusi Beban Gempa
Portal Arah X**

Arah X:

$$C_d = 4,5, l_e = 1,5, h_{xe} = 4500 \text{ mm}$$

$$\Delta x_{e \text{ atap}} = 20,316 \text{ mm}$$

$$\delta x = \frac{C_d \cdot \Delta x_{e \text{ atap}}}{l_e} = \frac{4,5 \cdot 20,316}{1,5} = 60,958 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Drift atap, } (\Delta a_{\text{atap}}) &= (\delta x_{e \text{ atap}} - \delta x_{e \text{ Lt.3}}) \times \frac{C_d}{l_e} \\ &= (20,316 - 17,332) \times \frac{4,5}{1,5} \\ &= 8,952 \text{ mm} \end{aligned}$$

Simpangan maksimum yang di iijinkan (Δa)

$$\Delta a = \frac{0,015 \cdot h_{sx}}{\rho} = \frac{0,015 \cdot 4500}{1,3} = 51,925$$

Jadi, simpangan yang terjadi pada lantai atap = 8,952 mm < simpangan maksimum ijin Δa lantai atap = 51,925 mm

**Tabel 6 Pemeriksaan terhadap syarat simpangan antar
lantai dalam arah x**

Lantai	Tinggi per lantai (m)	δx_e (mm)	δx (mm)	Drift Antar tingkat Δ	$\Delta a/1,3$	Drift < $\Delta a/1,3$
Atap	4,5	20,32	60,95	8,95	51,92	OK
Lantai 3	4,5	17,33	52,00	15,92	51,92	OK
Lantai 2	4,5	12,03	36,08	20,39	51,92	OK
Lantai 1	4,5	5,23	15,69	15,69	51,92	OK

**Tabel 7 Pemeriksaan terhadap syarat simpangan antar
lantai dalam arah y**

Lantai	Tinggi per lantai (m)	δx_e (mm)	δx (mm)	Drift Antar tingkat Δ	$\Delta a/1,3$	Drift < $\Delta a/1,3$
Atap	4,5	5,871	17,613	2,505	51,923	OK
Lantai 3	4,5	5,036	15,108	4,602	51,923	OK
Lantai 2	4,5	3,502	10,506	5,895	51,923	OK
Lantai 1	4,5	1,537	4,611	4,611	51,923	OK

Perhitungan Balok Induk

Direncanakan balok induk B2 deminsi 36/65 cm

$$D_p = 22 \text{ mm}, \phi_s = 10$$

Hasil perhitungan momen balok pada batang 4314 dan 4323, berada pada titik 748, 717, dan 685 dapat di rangkum pada Tabel 4.7. Diketahui bahwa momen tumpuan adalah 457,35 kNm dari kombinasi beban no. 3 (1,2DL + 1,0E + 1,0LL) dan pada tabel 4.7 diketahui bahwa momen lapangan adalah 326,67 kNm dari kombinasi beban no 2 (1,2DL + 1,6LL + 0,05R)

Tabel 8 Pembebanan

	Beban	Lokasi	Satuan kNm
	Mati (DL)	Ujung kiri	142,28
		Tengah	-161,87
		Ujung Kanan	211,65
	Hidup (LL)	Ujung kiri	72,72
		Tengah	-86,66
		Ujung Kanan	67,01
	Gempa	Ujung kiri	-116,54
		Tengah	13,47
		Ujung Kanan	136,15
	Atap	Ujung kiri	-0,32
		Tengah	0,06
		Ujung Kanan	0,17
No	Kombinasi		
	1.4DL	Ujung kiri	398,38
		Tengah	-453,24
		Ujung Kanan	592,20
	1.2DL + 1,6LL + 0,05R	Ujung kiri	573,85
		Tengah	-653,34
		Ujung Kanan	722,56

	1.2DL + 1.0E + 1.0LL	Ujung kiri	253,82
		Tengah	-527,12
		Ujung Kanan	914,30
	0,9DL + 1.0E	Ujung kiri	23,02
		Tengah	-264,43
		Ujung Kanan	653,28

Persyaratan SRPMM

Setiap struktur yang termasuk ke dalam Katagori Desain Seismik C di desain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) $P_u \leq A_g f_c / 10$ (SNI 2847:2013 pasal 21.3)

Tulangan longitudinal tumpuan

$$M_n^- = 528,58 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - 1/2a)$$

sebagai langkah awal anggap $(d - 1/2a) = 0,9d$

$$\phi A_s = \frac{M_n}{\phi f_y (d - \frac{1}{2a})} = \frac{528,58 (10)^6}{0,9(400)((0,9)(610))} = 2675 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{(2675)(400)}{0,85(30)(350)} = 120 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - 1/2a)$$

$$\phi A_s = \frac{M_n}{\phi f_y (d - \frac{1}{2a})} = \frac{528,58(10)^6}{0,9(400)(610 - 60)} = \frac{528,58(10)^6}{0,9(400)(550)} = 2670 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4}\pi D p^2} = \frac{2670}{\frac{1}{4}(3,14)(22^2)} = 7,02$$

~ 8 tulangan

$$A_{sada} = n(\frac{1}{4}\pi) D p^2 = 8(\frac{1}{4}3,14)(22^2) = 3040 \text{ mm}^2$$

$$\phi M_{nrencana} = \phi A_s f_y (d - 1/2a) = 0,9(3040)(400)(550)(10^{-6}) = 602 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{nrencana} = 602 \text{ kNm} > M_n^- = 528,58 \text{ kNm}$$

Tulangan atas pada tumpuan kiri dan kanan akan berhenti pada jarak

$$\frac{1}{4}L = 0,25(8000) = 2000 \text{ mm}$$

Tulangan bawah pada tumpuan kiri dan kanan akan berhenti pada jarak

$$\frac{1}{5}L = 0,2(8000) = 1600 \text{ mm}$$

Tulangan longitudinal lapangan

$$M_n^+ = 343 \text{ kN} = 343000000 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - 1/2a)$$

seagai langkah awal anggap $(d - 1/2a) = 0,9d$

$$\phi A_s = \frac{M_n}{\phi f_y (d - \frac{1}{2a})} = \frac{343,43(10)^6}{0,9(400)((0,9)(610))} = 1738 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{(1738)(400)}{0,85(30)(350)} = 77,9 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - 1/2a)$$

$$\phi A_s = \frac{M_n}{\phi f_y (d - \frac{1}{2a})} = \frac{343,42(10)^6}{0,9(400)(610 - 39)} = \frac{343,42(10)^6}{0,9(400)(571)} = 1671 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4}\pi D p^2} = \frac{1671}{\frac{1}{4}(3,14)(22^2)} = 4,40$$

~ 5 tulangan

$$A_{sada} = n(\frac{1}{4}\pi) D p^2 = 5(\frac{1}{4}3,14)(22^2) = 1900 \text{ mm}^2$$

$$\phi M_{nrencana} = \phi A_s f_y (d - 1/2a) = 0,9(1900)(400)(571)(10^{-6}) = 390,54 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{nrencana} = 390,54 \text{ kNm} > M_n^+ = 343,43 \text{ kN}$$

Jadi tulangan yang digunakan adalah:

Pada tumpuan adalah 8D22

Pada lapangan adalah 5D22

Jumlah tulangan maksimal per baris:

$$m = \frac{b - 2ds}{D + S_n} + 1 = \frac{350 - 2(61)}{22 + 40} + 1 = 4.67 \rightarrow \text{maksimal 4 batang}$$

Kontrol tulangan lentur

Kontrol tulangan lentur balok SNI 2847:2013 pasal 10.5.1 tulangan minimum pada struktur lentur yang tersedia tidak boleh lebih dari batas minimum dan maksimum

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f_c} b d}{4 f_y} = \frac{\sqrt{30}(350)(610)}{4.400} = 731 \text{ mm}^2$$

Tetapi tidak boleh kurang dari:

$$A_{smin} = \frac{1,4 b d}{f_y} = \frac{1,4(350)(610)}{400} = 747 \text{ mm}^2$$

$$A_{smax} = 0,025 b d = 0,025 \times 350 \times 610 = 5338 \text{ mm}^2$$

Persyaratan A_s

$$A_{smin} < A_{sada} < A_{smaks}$$

$$747 \text{ mm}^2 < 3039,52 \text{ mm}^2 \text{ dan } 1899,7 \text{ mm}^2 < 5338 \text{ mm}^2$$

Pada pasal 21.3 SNI 2847:2013 tentang persyaratan untuk rangka momen menengah di jelaskan bahwa gaya tekan aksial tidak boleh lebih besar dari $A_g f_c' / 10$

$$A_g f_c' / 10 = b h f_c' / 10 = \frac{350(650)(30)}{10} = 682500 \text{ N/mm} = 682,50 \text{ kNm}$$

Jadi balok yang direncanakan pada studi perencanaan ini sesuai dengan pasal 21.3 SNI 2847:2013 tentang

persyaratan untuk rangka momen menengah. Yaitu nilai $A_g \cdot f_c' / 10 > M_n = 528,58 \text{ kNm}$
 Sehingga tulangan sengkang dapat direncanakan sesuai pasal 21.3.4 SNI 2847:2013

Desain tulangan geser

Perencanaan penampang untuk menahan geser diatur pada pasal 11 $\phi V_n \geq V_u$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Pada balok, kuat geser rencana yang memikul beban gempa tidak boleh kurang dari:

$$V_u = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{l_n}$$

M_{nl} dan M_{nr} dihitung dari tulangan lentur terpasang

As tulangan = 3040 mm² (8D22)

M_{nl} dan $M_{nr} = 528,58 \text{ kNm}$

Beban mati DL terdiri dari

- Plat lantai = 0,14 (23,5) = 3,29 kN/m²
 - Berat Spesi = 0,025 (20,4) = 0,51 kN/m²
 - Berat Keramik = 0,02 (21) = 0,42 kN/m²
 - Berat M/E = 0,25 kN/m²
 - Plafond + penggantung = 0,176 kN/m² +
- Total = 4,646 kN/m²

$$q \text{ ekuivalen} = 2 \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot q \cdot L_x \cdot \left(3 - \frac{L_x^2}{L_y} \right) \right)$$

$$= 2 \cdot \left(\frac{1}{6} \right) (4,65) (7) \left(3 - \frac{7}{8} \right)$$

$$= 24,22 \text{ kN/m}$$

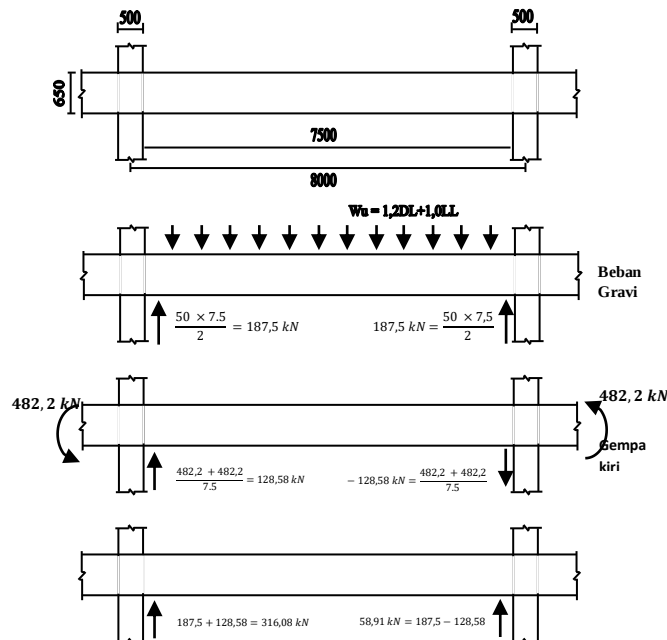
Berat balok = 0,35 x 0,65 x 23,5 = 5,35 kN/m +

- W beban mati = 29,58 kN/m

Beban hidup LL = 2,87 kN/m²

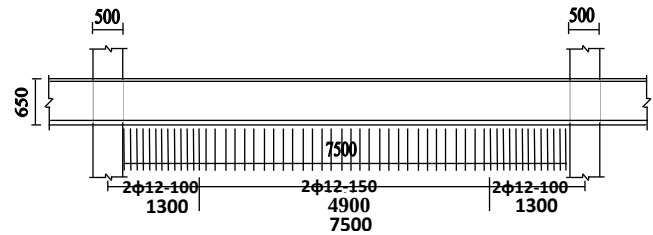
$$- W \text{ bean hidup} = 2 \left(\frac{1}{6} \cdot q \cdot L_x \cdot \left(3 - \frac{L_x^2}{L_y} \right) \right)$$

$$= 2 \cdot \left(\frac{1}{6} \right) (2,87) (7) \left(3 - \frac{7}{8} \right) = 14,50 \text{ kN/m}$$



Gambar 7 Desain Gaya Geser Balok

Ujung



Gambar 8 Detail penulangan sengkang balok B2

Kontrol prinsip SRPMM

$$\phi V_n / V_u > \phi M_n / M_u$$

$$V_c = 178265 \text{ N}$$

$$V_s = 259735 \text{ N}$$

$$V_n = V_c + V_s = 178265 + 259735 = 438000 \text{ N}$$

$$V_u = 328500 \text{ N}$$

$$\phi \text{ geser} = 0,75$$

$$M_n = 390,5 \text{ kNm}$$

$$= 390500 \text{ Nm}$$

$$M_n = 343,429 \text{ kNm}$$

$$= 343429 \text{ Nm}$$

$$\phi \text{ lentur} = 0,85$$

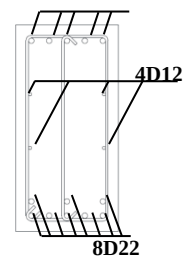
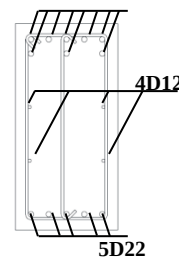
$$\phi V_n / V_u = (0,75)(438000) / (328500) = 1,00$$

$$\phi M_n / M_u = (0,85)(390500) / (343429) = 0,96$$

$$\text{Maka } \phi V_n / V_u = 1 > \phi M_n / M_u = 0,96 \quad (\text{OK})$$

8D22

5D22



Gambar 8 Penulangan Balok
Perhitungan Kolom

Direncanakan kolom K1 dimensi 50/50

Dp = 22 mm, $\phi_s = 12 \text{ mm}$

Dimensi kolom K1,

bk = 400 mm, hk = 400 mm

tinggi efektif kolom (d) = 350 mm

Mu = 248,96 kNm, Pu = 2483,55 kN

Modulus elastisitas beton
 $E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{30} = 25742 \text{ Mpa}$
 $\beta_1 = 0,85$ dan $\rho_g = 0,03$

Desain Tulangan Lentur

Persyaratan komponen SRPMM

Luas kotor penampang yang diperlukan

$$A_g \text{ perlu} = \frac{P_u}{0,80\phi\{0,85f_c'(1-\rho_g)+f_y\rho_g\}}$$

$$= \frac{2483,55(10^3)}{0,80(0,65)\{0,85(30)(1-0,03)+400(0,03)\}}$$

$$= 130013,82 \text{ mm}^2$$

Ukuran kolom yang diperlukan = $\sqrt{130013,82} = 361 \text{ mm}$
Maka ditetapkan ukuran kolom 400 mm

$$A_g \text{ akurat} = (400)^2 = 160000 \text{ mm}^2$$

Beban pada daerah beton

$$P_n \text{ beton} = 0,80\phi(0,85f_c')Ag(1-\rho_g)$$

$$= 0,80(0,65)(0,85)(30)(160000)(1-0,03)(10)^{-3}$$

$$= 2058 \text{ kN}$$

Beban yang harus disangga oleh batang tulangan baja

$$2483,55 - 2058 = 425,6 \text{ kN}$$

Kekuatan maksimum yang disediakan

$$A_{st} \text{ perlu} = \frac{P_n \text{ baja}}{0,80\phi f_y}$$

$$= \frac{425,6(10^3)}{0,80(0,65)(400)} = 2046,15 \text{ mm}^2$$

Untuk memenuhi luas tulangan tersebut, bila dipakai tulangan D22 (380) maka diperlukan tulangan sebanyak $2046,15/380 = 5,4 \approx 6$ batang.

Sesuai dengan pasal 10.3.6.2 SNI 2847:2013 yaitu kuat maksimum tekan rencana kolom tidak boleh diambil lebih besar dari $\phi P_{n(\max)}$:

$$\phi P_{n(\max)} = 0,80\phi[0,85f_c'(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y]$$

dengan memasang tulangan 8D22 = 3041 mm^2 , maka didapat:

$$\phi P_{n(\max)} = 0,80(0,65) [0,85(30)(160000 - 3041) + (3041)(400)]$$

$$= 2714 \text{ kN}$$

Gaya tekan aksial (P_u) yang bekerja pada komponen struktur tidak kurang dari $Ag f_c/10$. SNI 2847:2013 pasal 21.3.2

$$\frac{Ag \cdot f_c'}{10} = \frac{(400 \times 400) \times 30}{10}$$

$$= 480000 \text{ N} = 480 \text{ kN}$$

$$P_u = 2542,24 \text{ kN} > 480 \text{ kN} \dots \text{Ok}$$

Dengan demikian $\phi P_{n(\max)}$ harus lebih besar dari $Ag f_c/10$ dan P_u

$$\phi P_{n(\max)} = 2714 \text{ kN} > Ag f_c/10 = 480 \text{ kN}$$

$$\phi P_{n(\max)} = 2714 \text{ kN} > P_u = 2542,24 \text{ kN}$$

$$V_c = \left[1 + \frac{Nu}{14Ag}\right] \left[\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right] b.d$$

$$V_c = \left[1 + \frac{2542,24}{14(160000)}\right] \left[\frac{\sqrt{30}}{6}\right] (400)(350)$$

$$V_c = 140 \text{ kN}$$

Bila dipakai 2 ϕ 12 (226 mm^2) dan terpasang = 150 mm

$$V_s = \frac{As \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$V_s = \frac{(226)(400)(350)}{150} = 211 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 0,75(211 + 140)$$

$$V_n = 263,25 \text{ kN} > V_u = 245,10 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Jadi tulangan sengkang ikat terpasang sudah cukup menahan geser.

Pada pasal 21.3.2 SNI 2847:2013 dijelaskan bahwa bila beban aksial tekan terfaktor (P_u) melebihi $Ag f_c'/10$ terpenuhi, maka detail penulangan mengacu pada pasal 21.3.5.

Spasi tulangan S_o tidak boleh melebihi:

$$- 8$$

$$- \text{Kontrol Perinsip SRPMM}$$

1. Semua komponen struktur SRPMM tidak boleh runtuh oleh geser dengan menjamin kuat geser komponen lebih kuat dari kuat lentur nominal.

$$\phi V_n/V_u > \phi M_n/M_u$$

$$V_n = 263,25 \text{ kN}$$

$$V_u = 245,10 \text{ kN}$$

$$\phi \text{ geser} = 0,75$$

$$M_u = 483,85 \text{ kNm}$$

$$\phi \text{ lentur} = 0,85$$

$$\phi V_n/V_u = (0,75)(263,25)/(245,10) = 0,8$$

$$\phi M_n/M_u = (0,85)$$

2. Menjamin tiap ujung komponen SRPMM tersedia cukup dengan pengekan dengan s maksimum tertentu.

Kontrol tulangan hubung balok dan kolom

$$A_v \text{ min} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

$$= 0,062 \sqrt{30} \frac{(400)(150)}{400}$$

$$= 50,94 \text{ mm}^2$$

Tapi tidak boleh kurang dari $(0,30 b_w \cdot s)/f_y$

$$= \frac{0,30(400)(150)}{400} = 45 \text{ mm}^2$$

Jika digunakan tulangan 2 ϕ 12 mm ($A_s = 226 \text{ mm}^2$) dengan jarak $s = 150 \text{ mm}$, maka didapat

$$A_v = 226 \left(\frac{400}{150} + 1 \right) = 828,67 \text{ mm}^2 > 45 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Pondasi Tiang

Daya Dukung Ijin Tiang

Pondasi yang digunakan pada studi perencanaan ini adalah pondasi tiang pancang ukuran 40x40 cm² dengan mutu beton K-400 (400kg/cm²) atau MPa, menurut SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.1 nilai tegangan desain beton yang bekerja adalah sebesar 0,85f_c'. Menghitung kapasitas daya dukung pada tiang pancang digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_a &= \sigma_b(A_p) \\ \sigma'_b &= 400 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_b &= 0,2(400) \\ &= 80 \\ A_p &= 40 \times 40 \text{ cm} = 1600 \text{ cm}^2 \\ P_a &= \sigma_b(A_p) \\ &= 80(1600) \\ &= 128000 \text{ kg} = 1255 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan data sondir

Tabel Data-data yang diperoleh dari pengujian sondir

Kedalaman	qc maks	JHP
(m)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm)
25	120	3900
25	80	4550

Daya dukung ijin tarik

$$\begin{aligned} &\text{Titik sondir 3} \\ &\text{JHP} = 3900 \text{ kg/cm} \\ &A_p = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2 \\ &A_{st} = 4 \times 40 = 160 \text{ cm} \\ &\text{FK2} = 5 \\ &W_p = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,4 \times 0,4 \times 25 \\ &= 9600 \text{ kg} \\ &P_a = \frac{(\text{JHP} \times A_{st}) \times 0,70}{\text{FK2}} + W_p \\ &= \frac{(3900 \times 160) \times 0,70}{5} + 9600 \\ &= 97 \text{ ton} = 951 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang diperlukan

Jumlah tiang (np) yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi DL+LL (beban tak terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang.

$$\begin{aligned} P &= 2500 \text{ kN} \\ P_a &= 1287 \text{ kN} \\ n_p &= \frac{P}{P_a} \\ &= \frac{2500}{1255} = 2 = \text{Pembulatan 3 Tiang} \\ n_d &= 3d = 3(40) = 120 \text{ cm} \\ h_d &= 0,4n_d = 0,4(120) = 48 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= 5 \\ (n_d + 1d) + 30 \text{ cm} &= (120 + 40) + 30 = 190 \end{aligned}$$

Efisiensi Kelompok Tiang Pancang

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right) \\ \theta &= \arctan d/s = \arctan (40/120) = 18,43^\circ \\ m &= 2, n = 1 \\ E_g &= 1 - (18,43) \left(\frac{((1-1)2 + (2-1)1)}{90 \times 2 \times 1} \right) \\ &= 0,87 \end{aligned}$$

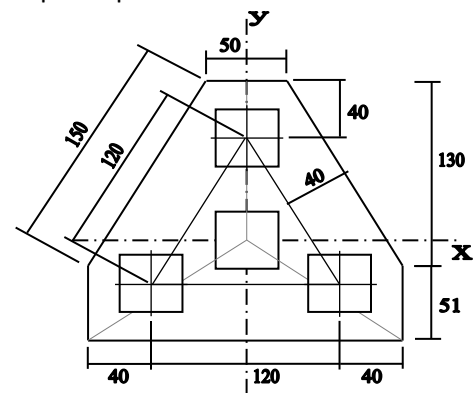
$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung satu tiang} &= E_g P_a \\ &= 0,87(1255) = 1091 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung kelompok tiang ijin} &= E_g n P_a \\ &= 0,87(3)(1255) = 3275 \text{ kN} > 2500 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban maksimum tiang pada kelompok tiang

$$\begin{aligned} P_{\text{maks}} &= \left(\frac{V}{n} + \frac{My(X_{\text{maks}})}{\sum x^2} + \frac{Mx(Y_{\text{maks}})}{\sum y^2} \right) \\ V &= 2500 \text{ kNm} \\ n &= 3 \\ M_x &= 42 \text{ kNm} \\ M_y &= 150 \text{ kNm} \\ X_{\text{maks}} &= 0,6 \text{ m} \\ Y_{\text{maks}} &= 0,7 \text{ m dan } 0,35 \text{ m} \\ \sum x^2 &= 2(0,35^2) + 1(0,7^2) = 0,735 \text{ m}^2 \\ \sum y^2 &= 1(0,6^2) + 1(0,6^2) = 0,72 \text{ m}^2 \\ P_{\text{maks}} &= \left(\frac{V}{n} + \frac{My(X_{\text{maks}})}{\sum x^2} + \frac{Mx(Y_{\text{maks}})}{\sum y^2} \right) \\ &= \left(\frac{2500}{3} + \frac{42 \times (-0,6)}{0,735} + \frac{153 \times 0,7}{0,72} \right) \\ &= 833 + (-34,3) + 148,8 \\ &= 947,5 \text{ kN} < P_1 \text{ tiang} = 1091 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dimensi pile cap



Gambar Pile Cap

Dimana:

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 30 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 D &= 40 \text{ cm} \\
 a &= 3D = 3(40) = 120 \text{ cm} \\
 l &= a + 2D = 120 + 2(40) = 200 \text{ cm} \\
 A &= ((200)(51)) + ((130)(50)) + (2(0,5)(70)(130)) \\
 &= 25800 \text{ cm}^2 \\
 S &= \frac{a}{2} \cdot \frac{1}{\cos 30^\circ} \\
 &= \frac{120}{2} \cdot \frac{1}{\cos 30^\circ} = 69,28 \text{ cm} \\
 h &= S = 69,28 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Lebar penampang kritis B'

$$\begin{aligned}
 B' &= \text{lebar pile cap}/2 - \text{lebar kolom}/2 \\
 &= 200/2 - 40/2 = 80 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Berat pile cap pada penampang kritis q'

$$\begin{aligned}
 q' &= 23,5L \\
 &= 23,5(2)(0,70) = 32,9 \text{ kNm}' \\
 M_u &= 2(P_u/3)(S) - \frac{1}{2}(q')(B')^2 \\
 &= 2(2500/3)(0,4) - \frac{1}{2}(32,9)(0,8)^2 \\
 &= 667 - 10,52 = 656,48 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - \frac{1}{2}a)$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \\
 &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}
 \end{aligned}$$

Bila dipakai tulangan dengan d16-180

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \pi D_p^2 \\
 &= \frac{1}{4}(3,14)(16^2) =
 \end{aligned}$$

gaya untuk arah tegak lurus, yaitu sebesar $V_x = 251,47 \text{ kN}$ dan $V_y = 169,75 \text{ kN}$.

3. Dimensi portal yang balok induk dan kolom, balok B1 = 35cm x 65cm dengan tulangan tumpuan atas 8D22 dan bawah 5D22 dengan sengkang 2Ø12-150, tulangan lapangan atas 5D22 dan tulangan bawah 8D22 dengan sengkang 2Ø12-150.
4. Dimensi kolom K1 = 40cm x 40cm dengan tulangan 8D22 jarak sengkang 2Ø12-150
5. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang ukuran 40x40 cm dengan mutu beton K-400 berjumlah 3 titik pada setiap kelompok tiang.

Saran

Saran yang berkaitan dengan Studi Perencanaan Struktur Bangunan Gedung RSUD Sultan Suriansyah Banjarmasin antara lain:

1. Untuk mempermudah proses analisis struktur, dapat digunakan program bantu software, selain STAAD Pro, masih banyak lagi software analisis struktur seperti TEKLA dan ETABS yang bisa lebih detail dalam analisis bangunan serta outputnya.
2. Dalam perencanaan struktur peraturan atau standar yang digunakan harus mengikuti peraturan - peraturan yang terbaru yang ditetapkan oleh pemerintah untuk saat ini, peraturan terbaru adalah SNI 2847-2013 untuk persyaratan beton struktur gedung, SNI 1726-2012 untuk perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, dan SNI 1727-2013 untuk beban minimum untuk perencanaan bangunan gedung dan struktur lain.

PENUTUP

Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Pelat lantai yang digunakan mempunyai ketebalan 120 mm dengan pembebanan yang digunakan dalam perencanaan pelat lantai beban mati (q_d) = 4 kN/m², dan beban hidup (q_l) = 2,87 kN/m², sehingga didapatkan tulangan tumpuan dan lapangan Ø10 – 100mm untuk semua arah dan Ø8 – 300mm untuk tulangan bagi.
2. Beban gempa dengan analisa dinamik respon spectrum yang direncanakan pada sistem ganda (dual system) yang ditinjau dengan kombinasi beban gempa 100% gaya satu arah, ditambah 30%

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Non Gedung**, SNI 1726-2012. Jakarta : Standarisasi Nasional Indonesia.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Persyaratan Beton Struktur Untuk Bangunan Gedung**, SNI 2847-2013. Jakarta : Standarisasi Nasional Indonesia.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain**, SNI 1727-2013. Jakarta : Standarisasi Nasional Indonesia

- Adiyono. 2006. **Menghitung Konstruksi Beton Untuk Pembangunan Rumah Bertingkat dan Tidak Bertingkat**. Griya Kreasi : Depok
- Dipohoso, Istimawan. 1999. **Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 Departemen Pekerjaan Umum RI**, Jakarta : PT Gramedia Pustaka
- Hardiyatmo, Hary Cristady. 2011 **Analisa dan Perencanaan Fondasi**, Gadjah Mada, Yogyakarta
- Pamungkas, Anugrak dkk, 2009. **Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa**, ITS Press: Surabaya
- Sardjono HS, 1991. **Fondasi Tiang Pancang Jilid I**, Sinar Wijaya, Surabaya
- Surendro, Bambang 2015. **Rekayasa Fondasi Teori dan Penyelesaian Soal**, Graha Ilmu : Yogyakarta