

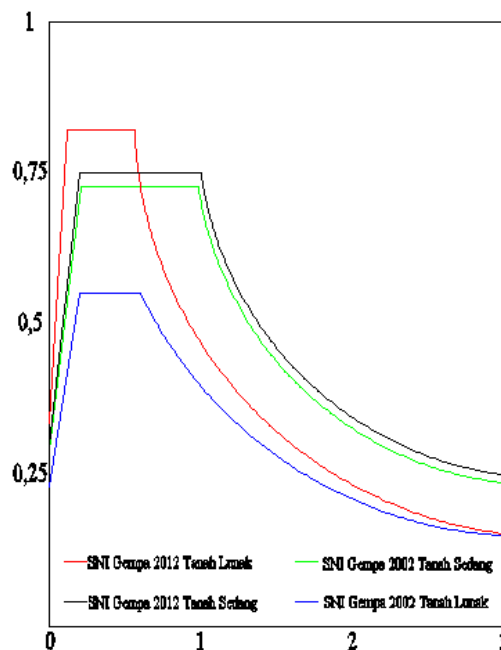
BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Perbandingan Spektra Desain SNI Gempa 2012 dan SNI Gempa 2002

Dalam penelitian ini spektra desain SNI Gempa 2012 diambil berdasarkan perangkat lunak Desain Spektra Indonesia (2013), yang dapat dilihat pada situs http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/.

Perbandingan spektra desain dilakukan untuk 25 kota besar di Indonesia, yaitu: Banda Aceh, Medan, Padang, Pekanbaru, Jambi, Palembang, Bengkulu, Bandar Lampung, Jakarta, Yogyakarta, Bandung, Semarang, Surabaya, Denpasar, Mataram, Palangkaraya, Banjarmasin, Samarinda, Manado, Palu, Makasar, Kendari, Ternate, Jayapura dan Manokwari. Berikut contoh perbandingan spektral percepatan kota yogyakarta yang dapat dilihat pada Gambar 5.1



Gambar 5.1 Perbandingan Spektral Percepatan Yogyakarta

5.1.1 Beban Gempa Statik Ekuivalen Berdasarkan SNI Gempa 2012

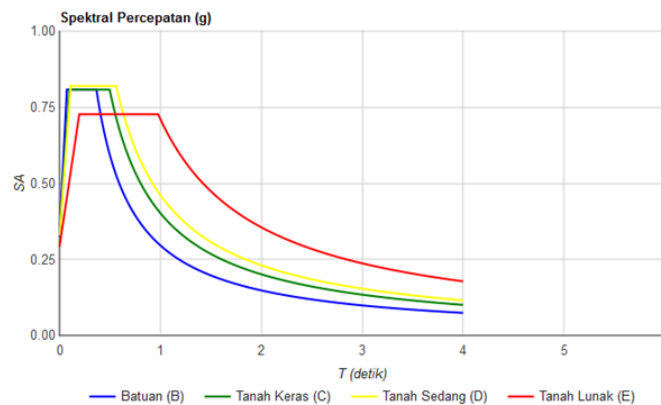
Bangunan Hotel akan dibangun di kota Yogyakarta. Jenis tanah tempat pembangunan yang ditinjau adalah Tanah Sedang (SD). Bangunan direncanakan dengan tingkat daktilitas penuh.

Perhitungan pembebanan gempa dapat dihitung menggunakan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Menentukan S_s , S_1 , S_{DS} , dan S_{D1}

Berdasarkan perangkat lunak Desain Spektra Indonesia (2013), yang dapat dilihat pada situs :

http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/.



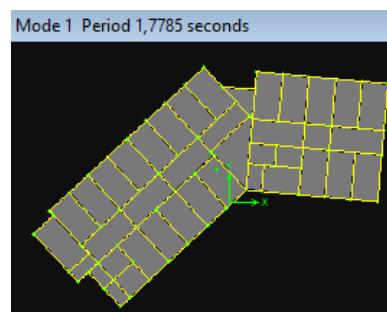
Gambar 5.2 Spektral Percepatan Yogyakarta

Didapatkan :

$$S_s = 1,212 \text{ g}, S_1 = 0,444 \text{ g}, S_{DS} = 0,82 \text{ g}, S_{D1} = 0,461 \text{ g}$$

2. Periode Fundamental Struktur

Waktu getar alami fundamental struktur diperoleh melalui analisis modal 3D di dalam *software* ETABS v9.6, didapatkan periode getar struktur $T_c = 1,778$ detik



Gambar 5.3 Nilai Periode Getar Struktur Analisis ETABS v 9.6

Waktu getar alami fundamental (T) yang didapatkan dari hasil analisis modal software ETABS v 9.6 tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan (T_a).

Koefisien C_t dan x ditentukan oleh sistem yang menahan gaya gempa, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, sehingga, nilai $C_t = 0,0466$ dan nilai $x = 0,9$.

$$\begin{aligned} T_a &= C_t h^x \\ &= 0,0466 \cdot 30,3^{0,9} \\ &= 1,00389 \text{ detik} \end{aligned}$$

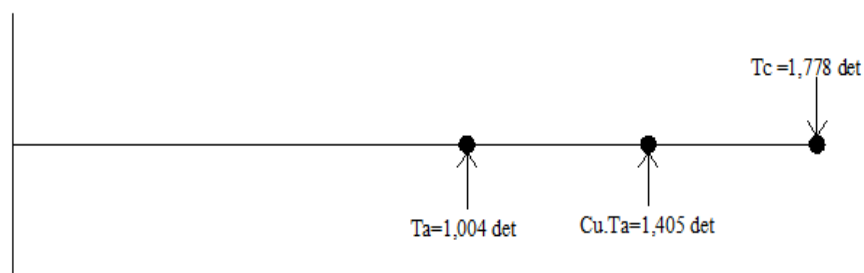
$$\begin{aligned} T_{\text{max yang diijinkan}} &= C_u \cdot T_a \\ &= 1,4 \cdot 1,00389 \\ &= 1,405 \text{ detik} \end{aligned}$$

Ketentuan :

Jika $T_c > T_a \cdot C_u$, maka gunakan $T = T_a \cdot C_u$

Jika $T_a < T_c < T_a \cdot C_u$, maka gunakan $T = T_c$

Jika $T_c < T_a$, maka gunakan $T = T_a$



Gambar 5.4 Ilustrasi Periode Getar yang Digunakan

Berdasarkan ketentuan diatas maka digunakan $T = T_a \cdot C_u = 1,405 \text{ detik}$

3. Menentukan koefisien modifikasi respons, R

Berdasarkan Tabel 5.1 (Tabel 9 SNI 1726:2012 hlm. 36 didapat nilai R = 8)

Tabel 5.1 Faktor R, Cd, dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_s (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2%	2%	2%	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4%	3	4	TB	TB	10 ^{h,j}	TI ^h	TI ^j
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ^j
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI

4. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa

Berdasarkan Tabel 5.2 (Tabel 1 SNI 1726:2012 hlm. 15) berdasarkan kategori resiko II untuk gedung apartemen didapat nilai I = 1

Tabel 5.2 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Tabel 5.3 Faktor Keutamaan Gempa, I_e

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

5. Menentukan Koefisien Respons Seismik, C_s

Ditentukan dengan persamaan :

$$C_{S1} = S_{DS} / (R/I) = 0,82 / (8/1) = 0,1025$$

Nilai C_S dari persamaan diatas tidak perlu melebihi :

$$C_{S2} = S_{D1} / T (R/I) = 0,461 / 1,405 \times (8/1) = 0,041$$

Nilai C_S juga tidak kurang dari :

$$C_{S3} = 0,044 \times S_{DS} \times I = 0,044 \times 0,82 \times 1 = 0,03608 > 0,01$$

Dipakai, $C_S = 0,041$

6. Menentukan Gaya Geser Dasar, V

$$V = C_S \times W_t = 0,041 \times W_t = 0,041 W_t$$

Berdasarkan perhitungan diatas didapatkan gaya geser dasar nominal statik ekivalen V berdasarkan SNI gempa 2012 untuk Yogyakarta kategori tanah sedang (SD) sebesar 4,1 % berat total struktur W_t .

5.1.2 Beban Gempa Statik Ekivalen Berdasarkan SNI Gempa 2002

Sebagai contoh bangunan hotel akan dibangun di kota Yogyakarta. Jenis tanah tempat pembangunan yang ditinjau adalah Tanah Sengah (SD). Bangunan direncanakan dengan tingkat daktilitas penuh.

Perhitungan pembebanan gempa dapat dihitung menggunakan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Menentukan Faktor Keutamaan I

Untuk gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkan toran, $I = 1$, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.4

Tabel 5.4 Faktor Keutamaan I untuk berbagai Kategori Gedung dan Bangunan

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

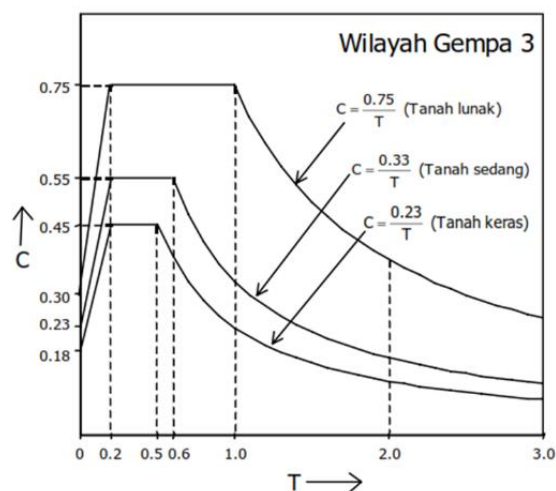
2. Menentukan Faktor Reduksi Gempa R

Berdasarkan Tabel 5.5 digunakan faktor reduksi gempa $R = 8,5$

Tabel 5.5 Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R pers.(6)
Elastik penuh	1,0	1,6
Daktail parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
	5,0	8,0
Daktail penuh	5,3	8,5

3. Menentukan Nilai Faktor Respons Gempa



Gambar 5.5 Spektrum Respons Gempa Rencana Wilayah 3

Pada SNI gempa 2002 Yogyakarta termasuk dalam wilayah 3. Berdasarkan Gambar 5.3 , Dengan $T = 1,405$ detik, didapatkan nilai faktor respons gempa $C_1 = 0,33 / 1,405 = 0,235$

4. Menentukan Gaya Geser Dasar, V

Apabila kategori gedung memiliki Faktor Keutamaan I menurut Tabel 5.4 dan strukturnya untuk suatu arah sumbu utama denah struktur dan sekaligus pembebanan gempa rencana memiliki faktor reduksi gempa R dan waktu getar alami fundamental T, maka beban geser dasar nominal statik ekivalen V yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{C_1 I}{R} \cdot W_t \\
 &= \frac{0,235 \cdot 1}{8,5} \cdot W_t \\
 &= 0,0276 W_t
 \end{aligned}$$

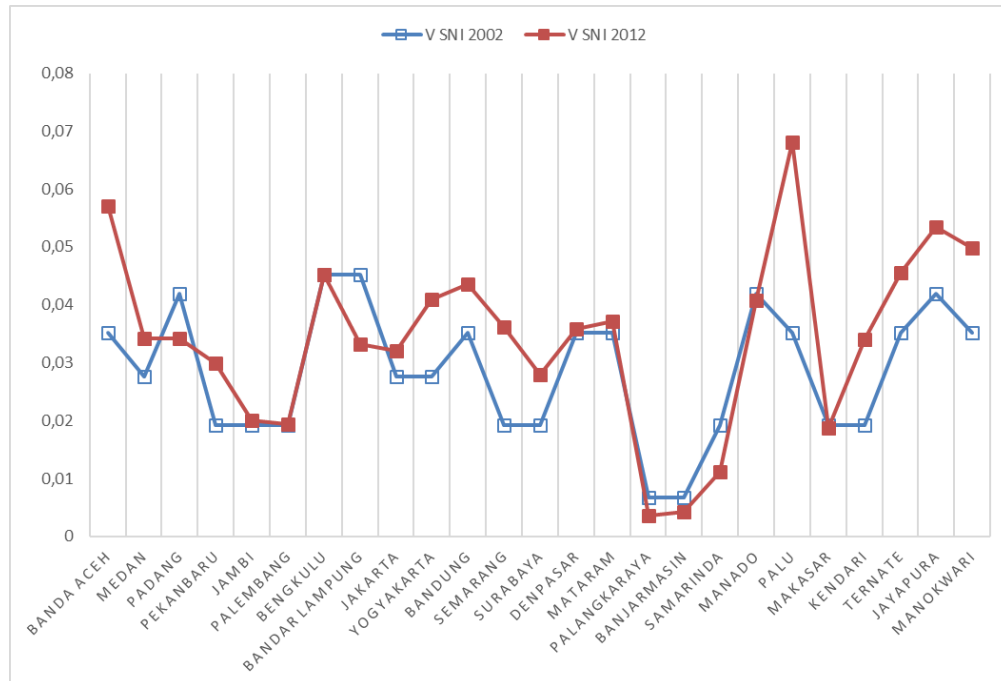
Berdasarkan perhitungan diatas didapatkan gaya geser dasar nominal statik ekuivalen V berdasarkan SNI gempa 2002 untuk Yogyakarta kategori tanah sedang (SD) sebesar 2,76 % berat total struktur W_t .

5.1.3 Perbandingan nilai gaya geser dasar nominal statik ekuivalen V berdasarkan SNI gempa 2002 dan SNI gempa 2012 untuk 25 kota besar di Indonesia

Untuk nilai gaya geser dasar nominal statik ekuivalen V berdasarkan SNI gempa 2002 dan SNI gempa 2012 untuk 25 kota besar di Indonesia dapat dilihat pada Tabel 5.6

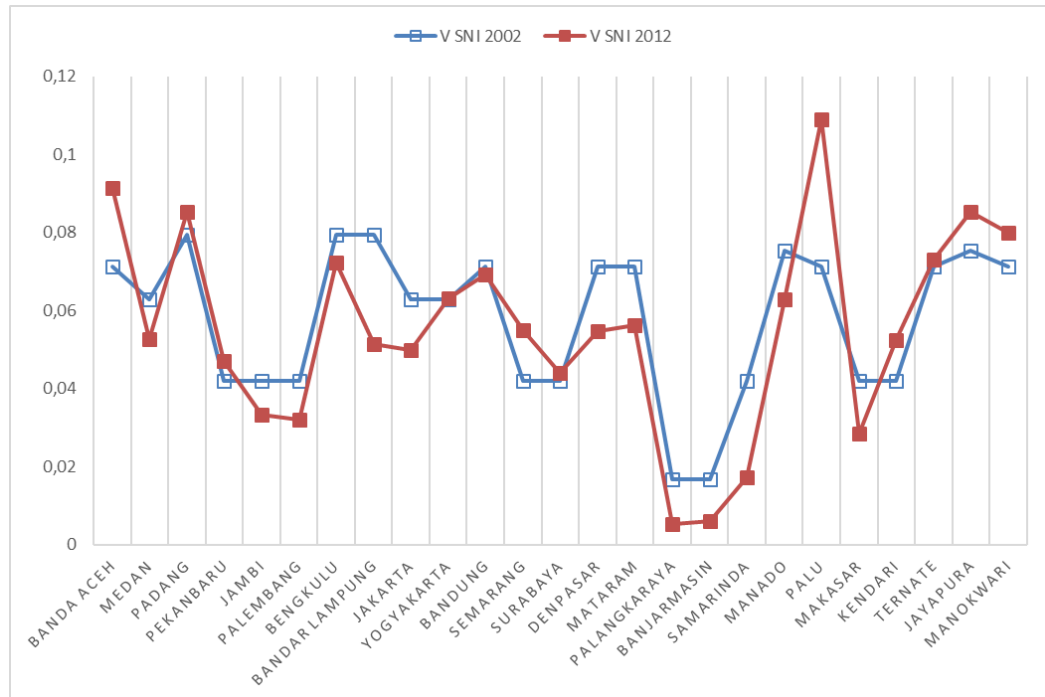
Tabel 5.6 Rekapitulasi Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen 25 Kota

Kota	SNI 2002		SNI 2012		Persentase Kenaikan (%)	
	Tanah Sengah	Tanah Lunak	Tanah Sengah	Tanah Lunak	Tanah Sengah	Tanah Lunak
	V	V	V	V		
Banda Aceh	0,0352 W_t	0,0712 W_t	0,0571 W_t	0,0913 W_t	38,43	22,10
Medan	0,0276 W_t	0,0628 W_t	0,0342 W_t	0,0527 W_t	19,33	-19,24
Padang	0,0419 W_t	0,0795 W_t	0,0342 W_t	0,0854 W_t	-22,23	6,86
Pekanbaru	0,0193 W_t	0,0419 W_t	0,0300 W_t	0,0470 W_t	35,77	11,04
Jambi	0,0193 W_t	0,0419 W_t	0,0200 W_t	0,0333 W_t	3,76	-25,83
Palembang	0,0193 W_t	0,0419 W_t	0,0194 W_t	0,0320 W_t	0,88	-30,72
Bengkulu	0,0452 W_t	0,0795 W_t	0,0452 W_t	0,0723 W_t	-0,05	-9,98
Bandar Lampung	0,0452 W_t	0,0795 W_t	0,0333 W_t	0,0514 W_t	-35,89	-54,69
Jakarta	0,0276 W_t	0,0628 W_t	0,0320 W_t	0,0498 W_t	13,73	-26,05
Yogyakarta	0,0276 W_t	0,0628 W_t	0,0410 W_t	0,0632 W_t	32,63	0,72
Bandung	0,0352 W_t	0,0712 W_t	0,0436 W_t	0,0691 W_t	19,33	-2,96
Semarang	0,0193 W_t	0,0419 W_t	0,0361 W_t	0,0549 W_t	46,68	23,73
Surabaya	0,0193 W_t	0,0419 W_t	0,0279 W_t	0,0441 W_t	31,06	5,12
Denpasar	0,0352 W_t	0,0712 W_t	0,0358 W_t	0,0546 W_t	1,91	-30,29
Mataram	0,0352 W_t	0,0712 W_t	0,0372 W_t	0,0561 W_t	5,43	-26,78
Palangkaraya	0,0067 W_t	0,0167 W_t	0,0037 W_t	0,0053 W_t	-82,86	-213,11
Banjarmasin	0,0067 W_t	0,0167 W_t	0,0042 W_t	0,0062 W_t	-57,64	-172,11
Samarinda	0,0193 W_t	0,0419 W_t	0,0111 W_t	0,0173 W_t	-73,00	-142,40
Manado	0,0419 W_t	0,0753 W_t	0,0408 W_t	0,0629 W_t	-2,52	-19,81
Palu	0,0352 W_t	0,0712 W_t	0,0680 W_t	0,1089 W_t	48,33	34,64
Makasar	0,0193 W_t	0,0419 W_t	0,0188 W_t	0,0285 W_t	-2,59	-47,06
Kendari	0,0193 W_t	0,0419 W_t	0,0341 W_t	0,0524 W_t	43,48	20,10
Ternate	0,0352 W_t	0,0712 W_t	0,0455 W_t	0,0729 W_t	22,79	2,44
Jayapura	0,0419 W_t	0,0753 W_t	0,0534 W_t	0,0854 W_t	21,57	11,76
Manokwari	0,0352 W_t	0,0712 W_t	0,0499 W_t	0,0799 W_t	29,54	10,91



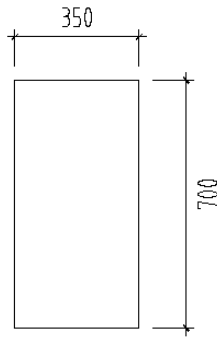
Gambar 5.6 Perbandingan Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen Untuk Tanah Sedang

Untuk klas situs SD (tanah sedang), nilai-nilai gaya geser dasar nominal statik ekuivalen V untuk 25 kota besar ditunjukkan pada Gambar 5.6. Tampak bahwa kenaikan terbesar terjadi pada kota Palu, yaitu sebesar 48,3 % nilai pada SNI Gempa 2002. Selanjutnya Semarang mengalami kenaikan sebesar 46,68 % nilai pada SNI Gempa 2002. Banda Aceh, Medan, Pekanbaru, Jakarta, Yogyakarta, Bandung, Semarang, Surabaya, Kendari Ternate, Jayapura dan Manokwari juga mengalami kenaikan nilai gaya geser dasar nominal statik ekuivalen V untuk klas situs SD (tanah sedang) untuk lebih lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.6.



Gambar 5.7 Perbandingan Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen Untuk Tanah Lunak

Untuk klas situs SE (tanah lunak), nilai-nilai gaya geser dasar nominal statik ekuivalen V untuk 25 kota besar ditunjukkan pada Gambar 5.7. Tampak bahwa kenaikan terbesar terjadi pada kota Palu, yaitu sebesar 34,64 % nilai pada SNI Gempa 2002. Selanjutnya Semarang mengalami kenaikan sebesar 23,73 % nilai pada SNI Gempa 2002. Banda Aceh, Padang, Pekanbaru, Kendari, Jayapura dan Manokwari juga mengalami kenaikan nilai gaya geser dasar nominal statik ekuivalen V untuk klas situs SE (tanah lunak)



Gambar 5.9 Tampang Balok B1

2. Balok Anak 1 (BA1)

Panjang bentang (L) = 6 m

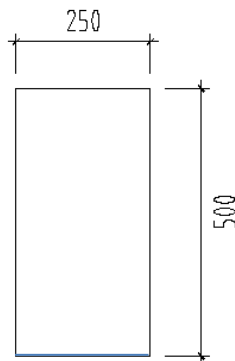
$$h = (1/12 - 1/14) \times L$$

$$h = (1/14) \times 6 \times 1000 = 428,571 \text{ mm}$$

Dipakai h = 500 mm

$$b = \frac{h}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

b/h = 0,5 > 0,3 dan b > 250 mm → memenuhi syarat SRMPK



Gambar 5.10 Tampang Balok Anak BA1

Untuk perhitungan estimasi ukuran balok yang lain dilakukan dengan cara yang sama sampai didapatkan estimasi ukuran balok seperti pada Tabel 5.7

Tabel 5.7 Hasil Estimasi Ukuran Balok

No	Balok	Lebar balok,b (mm)	Tinggi balok,h (mm)
1	B1	350	700
2	B2	250	500
3	B3	250	500
4	B4	250	300
5	BA1	250	500
6	BA2	250	400

Pada struktur bangunan yang digunakan sebagai model penelitian, kodefikasi kolom dibagi menjadi 4 jenis berdasarkan luasan pelat. Berikut denah estimasi awal kolom pada tingkat ke 4-8 yang dapat dilihat pada Gambar 5.11 Di bawah ini dicontohkan perhitungan kolom K2:



$$\begin{aligned} h &= \sqrt{Ag} \\ &= \sqrt{6071,798} \\ &= 77,922 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dipakai $h = 80 \text{ cm}$

$b = 80 \text{ cm}$

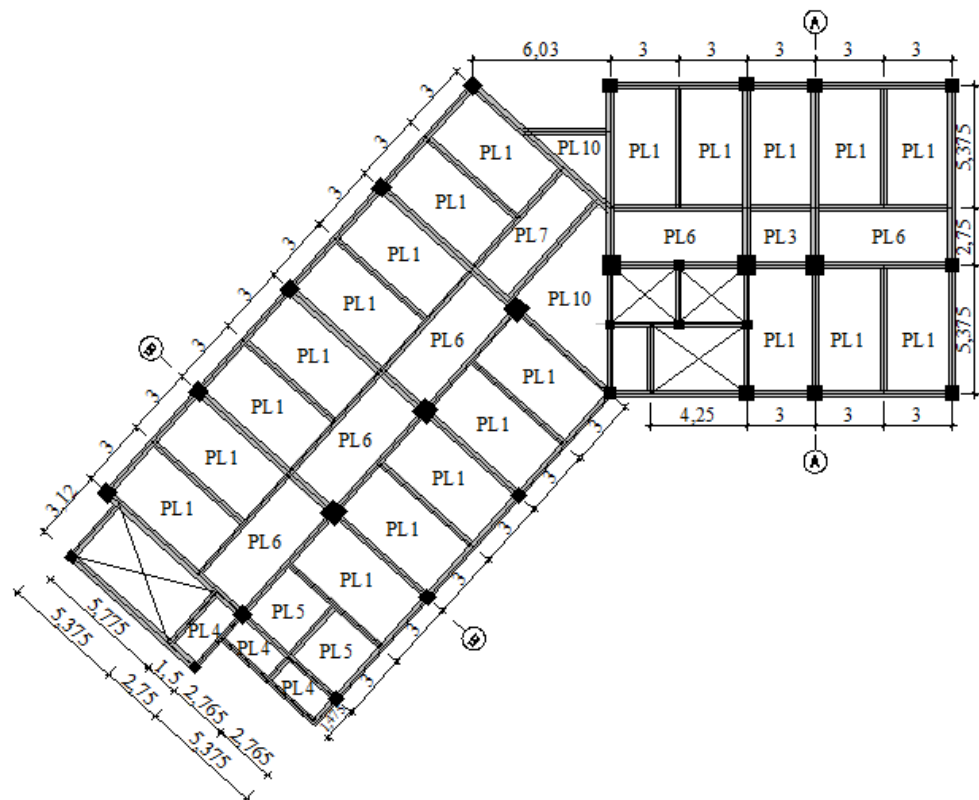
Untuk perhitungan estimasi ukuran kolom yang lain dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasil yang didapatkan dapat dilihat pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Estimasi Ukuran Kolom

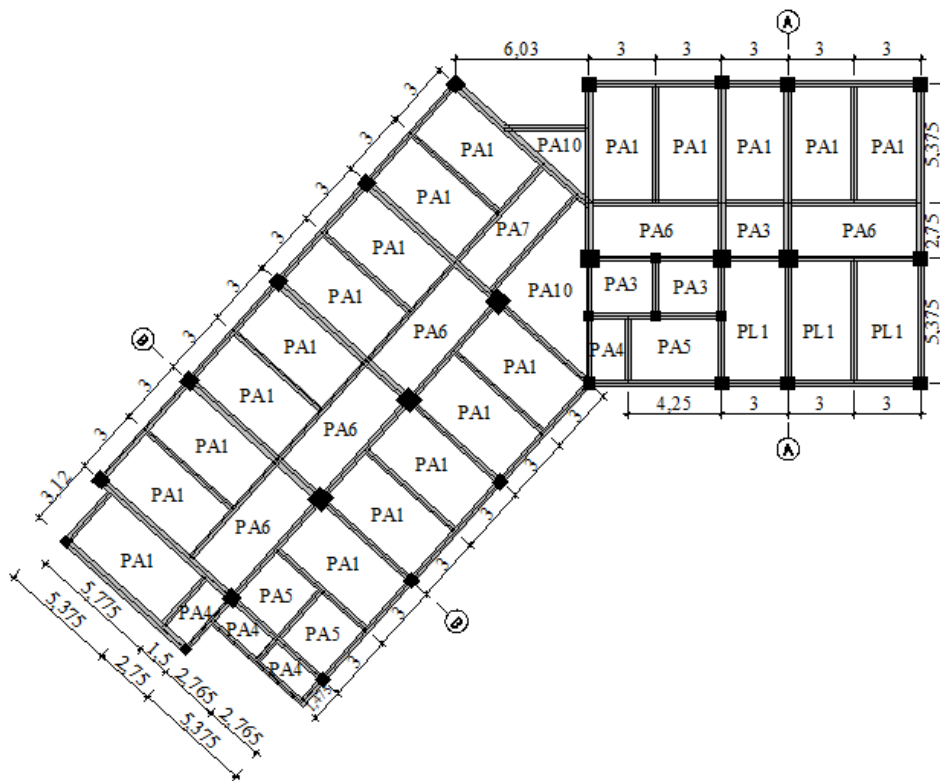
No	Kolom	Lebar kolom (cm)	Tinggi kolom (cm)
1	K1	80	80
2	K2	60	60
3	K3	50	50
4	K4	40	40

5.2.3 Pelat

Pada struktur bangunan yang akan digunakan sebagai model penelitian, dibedakan menjadi 2 tipe yaitu pelat lantai (tingkat ke 1-8) dan pelat atap (tingkat ke 9) .



Gambar 5.12 Denah Pelat Lantai



Gambar 5.13 Denah Pelat Atap

Nilai f'_c untuk pelat dan balok sebesar 24,9 MPa. Berikut contoh perhitungan pelat lantai tipe 1:

$$L_y = 5,375 \text{ m}$$

$$L_x = 3 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5,375}{3} = 1,792 \rightarrow \text{Pelat 2 arah}$$

$$L_{ny} = 5,375 - \left(\frac{0,35}{2}\right) - \left(\frac{0,35}{2}\right) = 5,025 \text{ m}$$

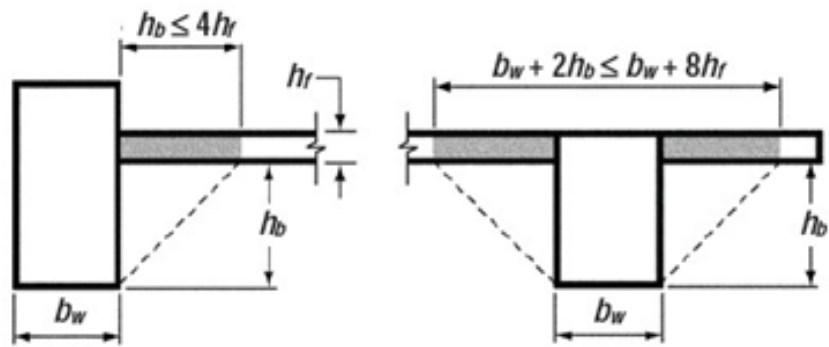
$$L_{nx} = 3 - \left(\frac{0,35}{2}\right) - \left(\frac{0,35}{2}\right) = 2,65 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{L_{ny}}{L_{nx}} = \frac{5,025}{2,65} = 1,896$$

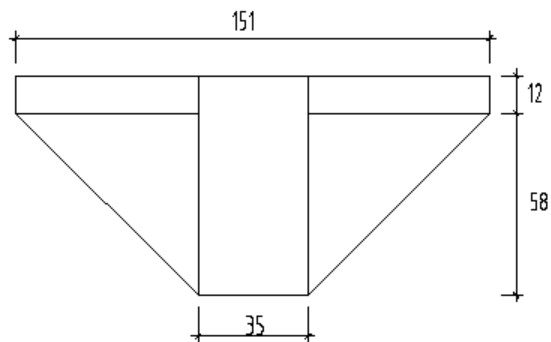
$$E_{cb} = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 4700 \cdot \sqrt{24,9} = 23453$$

$$E_{cp} = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 4700 \cdot \sqrt{24,9} = 23453$$

Tebal pelat harus dicek dengan acuan sesuai SNI 2847:2013 Pasal 13.2.4



Gambar 5.14 Contoh Bagian Slab yang Disertakan dengan Balok



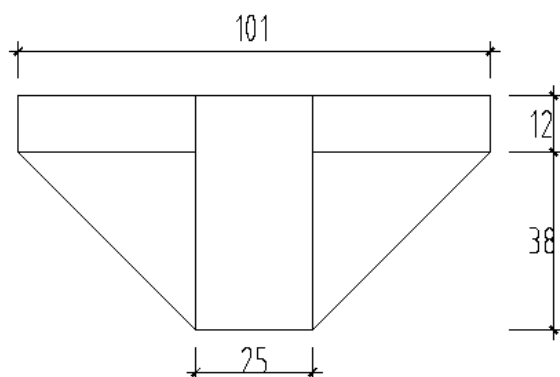
Gambar 5.15 Penampang Balok Lintang

$$A_t = (151 \cdot 12) + (35 \cdot 58) = 3842 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{(151 \cdot 12) \cdot 6 + (35 \cdot 58) \cdot 35}{3842} = 21,323 \text{ cm}$$

Momen inersia terhadap sumbu x:

$$\begin{aligned} I_{x1} &= \frac{1}{12} \cdot 151 \cdot 12^3 + 12 \cdot 151 \cdot (6 - 21,323)^2 + \frac{1}{12} \cdot 35 \cdot 58^3 + 35 \cdot 58 \cdot (35 - 21,323)^2 \\ &= 1396000,46 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$



Gambar 5.16 Penampang Balok Bujur

$$A_t = (101 \cdot 12) + (25 \cdot 38) = 2162 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{(101 \cdot 12) + (25 \cdot 38) \cdot 25}{2162} = 14,35 \text{ cm}$$

Momen inersia terhadap sumbu x:

$$I_{x1} = \frac{1}{12} \cdot 101 \cdot 12^3 + 12 \cdot 101 \cdot (6 - 14,35)^2 + \frac{1}{12} \cdot 25 \cdot 38^3 + 25 \cdot 38 \cdot (25 - 14,35)^2$$

$$= 321115,712 \text{ cm}^4$$

Momen inersia pelat lantai

$$\text{Arah x, } I_s = \frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 12^3 = 43200 \text{ cm}^4$$

$$\text{Arah y, } I_s = \frac{1}{12} \cdot 537,5 \cdot 12^3 = 77400 \text{ cm}^4$$

Nilai α_i

$$\text{arah x, } \alpha_1 = I_x/I_s = 321115,712 / 43200 = 7,4$$

$$\text{arah y, } \alpha_1 = I_x/I_s = 1396000,46 / 7400 = 18,04$$

$$\text{Jadi nilai } \alpha_m = 2 (7,4 + 18,04) / 4 = 12,72$$

Dalam hal ini $\alpha_m > 2$, maka harus memenuhi Persamaan (9-13) SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3

$$h = \frac{\ln (0,8 + f_y/1500)}{36 + 9 \beta} = \frac{5025 (0,8 + 382,459/1500)}{36 + 9 \cdot 1,896}$$

$$= 75,76$$

Dipakai tebal pelat, $h = 120 \text{ mm}$

Untuk perhitungan tebal pelat yang lain dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasil yang didapatkan dapat dilihat pada Tabel 5.9.

Tabel 5.9 Rekapitan Tebal Pelat

Tipe Pelat	Tebal Pelat (mm)
Pelat Lantai	120
Pelat Atap	100

5.3 Pembebanan Struktur

Perhitungan beban pada pelat atap dan lantai ini berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI-1.3.53.1987).

5.3.1 Beban Mati

1. Pelat Lantai

Beton/pelat	$= 0,12 \cdot 2,4$	$= 0,288 \text{ t/m}^2$	
Tegel		$= 0,012 \text{ t/m}^2$	
Pasir	$= 0,04 \cdot 1,7$	$= 0,068 \text{ t/m}^2$	
Spesi	$= 0,025 \cdot 2,1$	$= 0,0525 \text{ t/m}^2$	
Ducting AC		$= 0,015 \text{ t/m}^2$	
Eternit		$= 0,012 \text{ t/m}^2$	
Pipa		$= 0,01 \text{ t/m}^2$	
		<hr/>	+
		$q_d = 0,46 \text{ t/m}^2$	

Karena dalam analisis menggunakan ETABS v16, beban mati sendiri balok, pelat, dan kolom dihitung oleh ETABS v16 langsung maka beban mati tambahan yang perlu dimasukkan ke pembebanan adalah sebagai berikut :

$$q_d = 0,46 - 0,288 = 0,17 \text{ t/m}^2$$

2. Pelat Atap

Beton/pelat	$= 0,10 \cdot 2,4$	$= 0,240 \text{ t/m}^2$	
Spesi	$= 0,025 \cdot 2,1$	$= 0,060 \text{ t/m}^2$	
Kedap Air	$= 0,02 \cdot 1,8$	$= 0,036 \text{ t/m}^2$	
Ducting AC		$= 0,015 \text{ t/m}^2$	
Eternit		$= 0,012 \text{ t/m}^2$	
Pipa		$= 0,01 \text{ t/m}^2$	
		<hr/>	+
		$q_d = 0,366 \text{ t/m}^2$	

Karena dalam analisis menggunakan SAP2000 v14, beban mati sendiri balok, pelat, dan kolom dihitung oleh SAP2000 v14 langsung maka beban mati tambahan yang perlu dimasukkan ke pembebanan adalah sebagai berikut :

$$q_d = 0,366 - 0,24 = 0,125 \text{ t/m}^2$$

5.3.2 Beban Hidup

1. Pelat Lantai

Fungsi bangunan adalah bangunan hotel, berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI-1.3.53.1987), nilai beban hidup pelat lantai $q_l = 250 \text{ kg/m}^2 = 0,25 \text{ t/m}^2$

2. Pelat Atap

Nilai beban hidup pelat atap $q_l = 100 \text{ kg/m}^2 = 0,1 \text{ t/m}^2$

5.3.3 Beban Dinding

1. Beban Dinding 60 %

$$\begin{aligned} q \text{ tembok} &= \text{Tebal tembok} \times \text{tinggi tembok} \times \\ &\quad \text{berat volume pasangan bata} \times 60 \% \\ &= 0,15 \times (3,2 - 0,7) \times 1,8 \times 60\% = 0,4 \text{ t/m} \end{aligned}$$

2. Beban Dinding 100 %

$$\begin{aligned} q \text{ tembok} &= \text{Tebal tembok} \times \text{tinggi tembok} \times \\ &\quad \text{berat volume pasangan bata} \\ &= 0,15 \times (3,2 - 0,7) \times 1,8 = 0,675 \text{ t/m} \end{aligned}$$

5.3.4 Beban Gempa Statik Ekuivalen

Bangunan Hotel akan dibangun di kota Yogyakarta. Jenis tanah tempat pembangunan yang ditinjau adalah Tanah Sedang (SD) dan Tanah Lunak (SE). Bangunan direncanakan dengan tingkat daktilitas penuh.

1. Menentukan Gaya Geser Per Lantai

Sebelum menghitung gaya geser per lantai, berat bangunan per lantai perlu diketahui. Berat bangunan didapat dari hasil output analisis ETABS v9.6 seperti pada Gambar 5.16

Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY
►	1	DGF	93.5908	93.5908
	2	DM	63.7054	63.7054
	3	DL1	69.4323	69.4323
	4	DL2	67.1993	67.1993
	5	DL3	67.2085	67.2085
	6	DL4	67.2085	67.2085
	7	DL5	67.2085	67.2085
	8	DL6	67.2085	67.2085
	9	DR	38.6805	38.6805

Gambar 5.17 Output ETABS v9.6 Massa Per Lantai

Dari Gambar didapatkan m massa bangunan , Berat bangunan $W = m \cdot g$, dengan $g = 9,8 \text{ m/s}^2$. Sehingga di dapatkan berat total bangunan per lantai seperti pada Tabel. 5.10

Selanjutnya menentukan eksponen yang terkait dengan perioda struktur, berdasarkan SNI 1726:2012 hlm. 57 dengan interpolasi didapat nilai $k = 1,45$

Untuk lebih jelasnya gaya geser per lantai dan gaya geser tingkat untuk wilayah Yogyakarta dengan kategori tanah sedang, dapat dilihat pada Tabel 5.10 dan Gambar 5.17 untuk perhitungan berdasarkan SNI Gempa 2012 dan Tabel 5.11 dan Gambar 5.18 untuk perhitungan berdasarkan SNI Gempa 2002

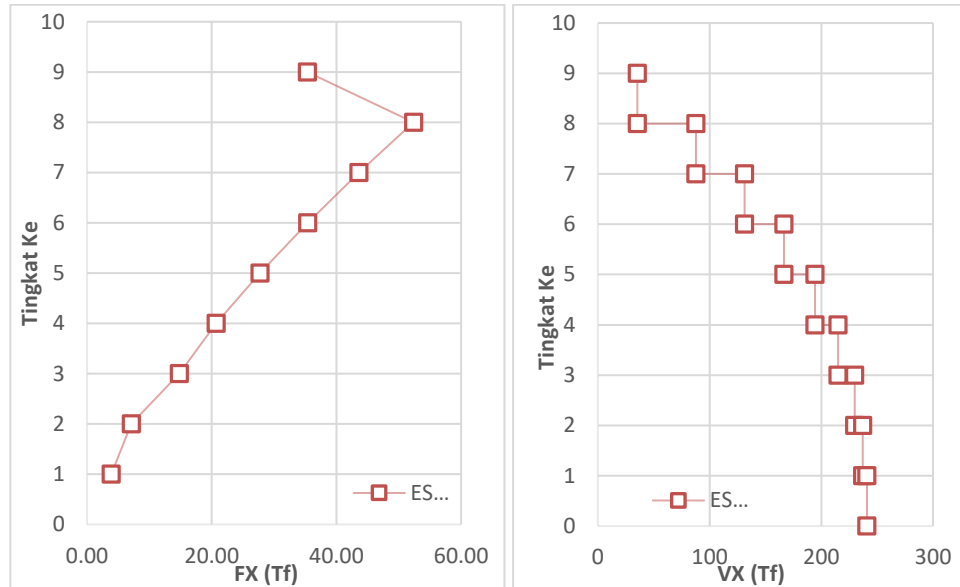
Tabel 5.10 Tabel Gaya Geser Gempa Per Lantai Pada Tanah Sedang SNI Gempa 2012

Tingkat ke	Berat (W)	Tinggi (H)	H^k	$W \cdot H^k$	$F = \frac{W_i \cdot H_i^k}{\sum W_i \cdot H_i^k} \cdot V$
	Ton	m	M	Tm	Ton
9	376,876	30,30	141,84	53455,78	35,34
8	656,736	27,10	120,61	79209,80	52,36
7	656,736	23,90	100,49	65995,45	43,63
6	656,736	20,70	81,55	53559,68	35,41
5	656,736	17,50	63,90	41966,60	27,74
4	656,646	14,30	47,66	31293,70	20,69
3	678,551	11,10	32,99	22382,81	14,80
2	622,628	7,10	17,24	10732,03	7,09
1	914,760	3,60	6,43	5879,45	3,89
Σ	5876,409			364475,32	240,94

Kontrol : $V = \Sigma F$,

$$V = C_s \cdot W_t = 0,041 \cdot 5876,409 = 240,94 \text{ Ton}$$

240,94 = 240,94... Ok!



Gambar 5.18 Hasil Analisis Gaya Gempa Per Lantai dan Gaya Geser Tingkat Statik Ekuivalen SNI Gempa 2012

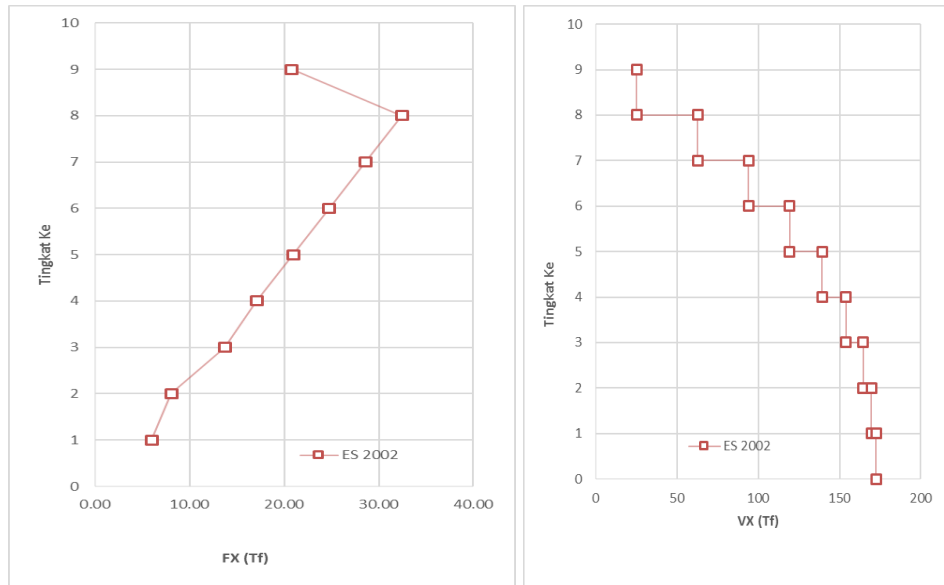
Tabel 5.11 Tabel Gaya Geser Gempa Per Lantai Pada Tanah Sedang SNI Gempa 2002

Tingkat ke	Berat (W)	Tinggi (H)	W.H	$F = \frac{W_i \cdot H_i}{\Sigma W_i \cdot H_i} \cdot V$
	Ton	m	Tm	Ton
9	376,876	30,30	11419.36	19.59
8	656,736	27,10	17797.55	30.53
7	656,736	23,90	15696.00	26.92
6	656,736	20,70	13594.44	23.32
5	656,736	17,50	11492.89	19.71
4	656,646	14,30	9390.04	16.11
3	678,551	11,10	7531.93	12.92
2	622,628	7,10	4420.67	7.58
1	914,760	3,60	3293.14	5.65
Σ	5876,409		94636.01	162.33

Kontrol : $V = \Sigma F$,

$$V = C_s \cdot W_t = 0,0276 \cdot 5876,409 = 162,33 \text{ Ton}$$

162,33 = 162,33... Ok!



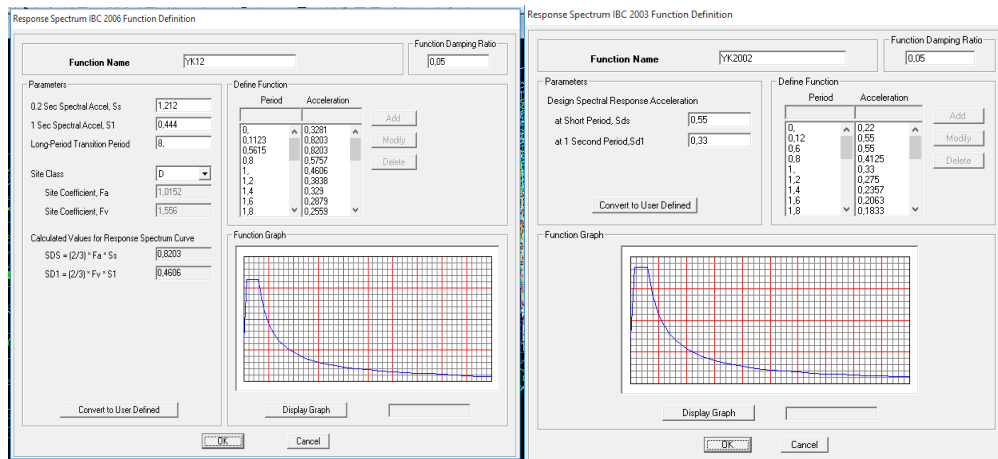
Gambar 5.19 Hasil Analisis Gaya Gempa Per Lantai dan Gaya Geser Tingkat Statik Ekvivalen SNI Gempa 2002

5.3.5 Beban Gempa Dinamik Respons Spektrum

Analisis beban gempa dinamik respons spektrum ditentukan oleh percepatan gempa rencana dan massa total struktur. Dalam analisis struktur terhadap beban gempa, massa bangunan sangat menentukan besarnya gaya inersia akibat gempa. Maka massa tambahan yang diinput pada ETABS v 9.6 meliputi massa akibat beban mati dan beban hidup yang direduksi dengan faktor reduksi 0,3 (sesuai fungsi gedung).

1. Respons Spektrum Gempa Rencana

Dalam analisis beban gempa dinamik, respons spektrum disusun berdasarkan respons terhadap percepatan tanah (*ground acceleration*) hasil rekaman gempa. Desain spektrum merupakan representasi gerakan tanah (*ground motion*) akibat getaran gempa yang pernah terjadi pada suatu lokasi. Hal-hal yang dipertimbangkan adalah zona gempa dan jenis tanah.



Gambar 5.20 Kurva Respons Spektrum Yogyakarta Tanah Sedang SNI Gempa 2012 dan SNI Gempa 2002

Setelah kurva respon spektrum dibuat, kemudian harus didefinisikan spectrum case dengan cara Define – Response Spectrum Case – Add New Spectrum. Data yang harus diinput adalah sebagai berikut :

- Redaman struktur beton (*damping*) = 0,05

Merupakan perbandingan redaman struktur beton dengan redaman kritis = 0,05.

- Modal Combination :

- CQC (*Complete Quadratic Combination*)

Penjumlahan respons ragam getar untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu- waktu getar alami yang berdekatan, apabila selisih nilai waktu getarnya kurang dari 15%.

- SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*)

Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan.

Untuk menentukan tipe analisis ragam respons spektrum yang sesuai, maka perlu dilakukan perhitungan selisih periode.

Modal Participating Mass Ratios		
Edit View		
	Mode	Period
▶	1	1,778466
	2	1,650584
	3	1,496113
	4	0,529948
	5	0,500545
	6	0,456340
	7	0,282113
	8	0,270599
	9	0,244257
	10	0,189960
	11	0,180720
	12	0,166777

Gambar 5.21 Output ETABS Waktu Getar Struktur Untuk 12 Mode

Berdasarkan Gambar 5.21 selisih periode dapat dihitung sebagai berikut.

Tabel 5.12 Perhitungan Selisih Periode Setiap Mode

Mode	Period (T)	ΔT (%)
1,000	1,778	22,743
2,000	1,651	25,497
3,000	1,496	144,549
4,000	0,530	1,558
5,000	0,501	2,213
6,000	0,456	7,951
7,000	0,282	0,325
8,000	0,271	0,713
9,000	0,244	1,326
10,000	0,190	0,176
11,000	0,181	0,252
12,000	0,167	2,781

Berdasarkan Tabel 5.12, terlihat bahwa waktu getar struktur ada yang melebihi 15 %, maka digunakan kombinasi ragam spektrum SRSS sesuai dengan persyaratan SNI Gempa 03-1726-2002 Pasal 7.2.2

c. Input Respons Spectrum

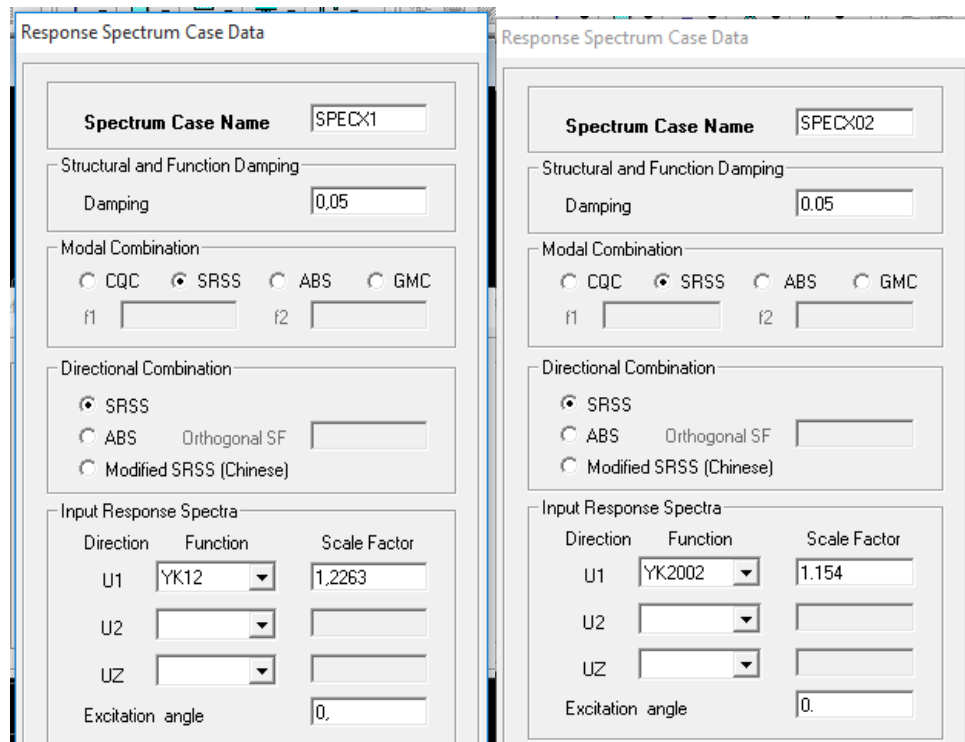
Faktor keutamaan (I) = 1 (untuk gedung hunian)

Faktor reduksi gempa (R) = 8 dan 8,5 (daktilitas penuh)

Faktor skala gempa = $(g \times I) / R = 9,81 \times 1 / 8 = 1,226$

= $(g \times I) / R = 9,81 \times 1 / 8,5 = 1,154$

Response Spectrum Case Data dengan *software* ETABS v 9.6 ditunjukkan pada Gambar 5.17 berikut :



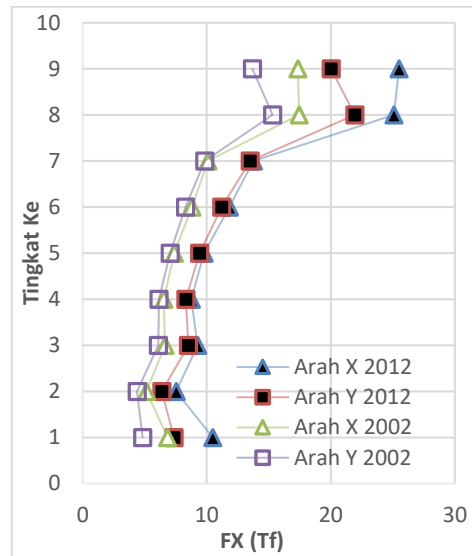
Gambar 5.22 Response Spectrum Case Gempa

Hasil Analisis beban gempa dengan metode dinamik respons spektrum dengan menggunakan *software* ETABS v 9.6 dapat dilihat pada Tabel 5.13

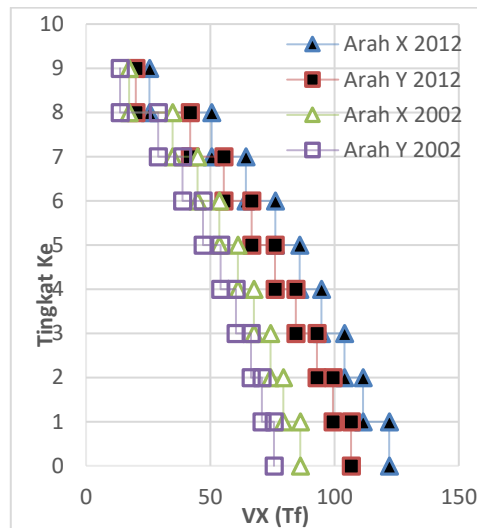
Tabel 5.13 Hasil Perbandingan Analisis Gaya Gempa Dinamik Respons Spektrum SNI Gempa 2012 dan SNI Gempa 2002

	SNI Gempa 2012		SNI Gempa 2002	
	V (Ton)	F (Ton)	V (Ton)	F (Ton)
Arah X	25,500	25,500	16,320	16,320
	50,590	25,090	32,740	16,420
	64,350	13,760	42,230	9,490
	76,170	11,820	50,520	8,290
	85,950	9,780	57,470	6,950
	94,700	8,750	63,620	6,150
	103,960	9,260	69,860	6,240
	111,490	7,530	74,690	4,830
	121,980	10,490	81,130	6,440
Arah Y	20,020	20,020	12,870	12,870
	41,950	21,930	27,280	14,410
	55,450	13,500	36,530	9,250
	66,660	11,210	44,330	7,800
	76,080	9,420	50,960	6,630
	84,390	8,310	56,750	5,790
	92,920	8,530	62,500	5,750
	99,300	6,380	66,620	4,120
	106,650	7,350	71,160	4,540

Dari Tabel 5.13 hasil analisis gempa dapat disimpulkan bahwa beban gempa dinamik respon spektrum arah x maupun arah y pada SNI Gempa 2012 lebih besar dibandingkan beban gempa dinamik respon spektrum arah x maupun arah y pada SNI Gempa 2002 daerah Yogyakarta dengan kategori tanah sedang. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat perbandingan gaya gempa dinamik respon spektrum per lantai dan gaya geser tingkat pada Gambar 5.23 dan Gambar 5.24.



Gambar 5.23 Hasil Pebandingan Analisis Gaya Gempa per Lantai Dinamik Respons Spektrum



Gambar 5.24 Hasil Perbandingan Analisis Gaya Geser Tingkat Dinamik Respons Spektrum.

5.4 Hasil Analisis Struktur

5.4.1 Geser Dasar Seismik

Pada SNI Gempa SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 disebutkan bahwa : Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 V / V_t$, maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut : $V_{dinamik} > 0,85 V_{statik}$

Pada SNI Gempa 03-1726-2002 Pasal 7.1.3 disebutkan bahwa : Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam geser dasar nominal V , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut : $V_{dinamik} > 0,8 V_{statik}$

Tabel 5.14 Hasil Perbandingan Gaya Gempa Per Lantai dan Gaya Geser Tingkat SNI Gempa 2012

	Respons Spektrum 2012		Statik Ekuivalen 2012	
	V (Ton)	F (Ton)	V (Ton)	F (Ton)
Arah X	25,500	25,500	35,338	35,338
	50,590	25,090	87,700	52,363
	64,350	13,760	131,327	43,627
	76,170	11,820	166,734	35,406
	85,950	9,780	194,476	27,743
	94,700	8,750	215,163	20,687
	103,960	9,260	229,960	14,796
	111,490	7,530	237,054	7,095
	121,980	10,490	240,941	3,887
Arah Y	20,020	20,020	35,338	35,338
	41,950	21,930	87,700	52,363
	55,450	13,500	131,327	43,627
	66,660	11,210	166,734	35,406
	76,080	9,420	194,476	27,743
	84,390	8,310	215,163	20,687
	92,920	8,530	229,960	14,796
	99,300	6,380	237,054	7,095
	106,650	7,350	240,941	3,887

Dari Tabel 5.14 tersebut disimpulkan persyaratan gaya geser gempa dinamik belum terpenuhi ($V_{dinamik} < 0,85 V_{statik}$), maka besanya $V_{dinamik}$ harus dikalikan nilainya dengan faktor skala : $\frac{0,85 V_{statik}}{V_{dinamik}}$

Faktor Skala Gempa Dinamik Respon Spektrum :

$$\begin{aligned} \text{Arah } x &= \frac{0,85 \times 240,941}{121,98} \\ &= 1,68 \\ \text{jadi modifikasi faktor skala} &= 1,2263 \times 1,68 = 2,06 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah } y &= \frac{0,85 \times 231,514}{116,48} \\ &= 1,92 \\ \text{jadi modifikasi faktor skala} &= 1,2263 \times 1,92 = 2,36 \end{aligned}$$

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

☐ CQC ☒ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS

☐ ABS Orthogonal SF

☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	YK2012	2.06
U2		
UZ		

Excitation angle

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

☐ CQC ☒ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS

☐ ABS Orthogonal SF

☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	YK2012	2.36
UZ		

Excitation angle

Gambar 5.25. Modifikasi Faktor Skala Gempa Dinamik Respon Spektrum Arah X dan Y 2012

Tabel 5.15 Hasil Perbandingan Gaya Gempa Per Lantai dan Gaya Geser Tingkat SNI Gempa 2002

	Respon Spektrum 2002		Statik Ekvivalen 2002	
	V (Ton)	F (Ton)	V (Ton)	F (Ton)
Arah X	16,320	16,320	19,588	19,588
	32,740	16,420	50,116	30,528
	42,230	9,490	77,039	26,923
	50,520	8,290	100,357	23,318
	57,470	6,950	120,071	19,714
	63,620	6,150	136,178	16,107
	69,860	6,240	149,097	12,919
	74,690	4,830	156,680	7,583
	81,130	6,440	162,328	5,649
Arah Y	12,870	12,870	19,588	19,588
	27,280	14,410	50,116	30,528
	36,530	9,250	77,039	26,923
	44,330	7,800	100,357	23,318
	50,960	6,630	120,071	19,714
	56,750	5,790	136,178	16,107
	62,500	5,750	149,097	12,919
	66,620	4,120	156,680	7,583
	71,160	4,540	162,328	5,649

Dari Tabel 5.15 tersebut disimpulkan persyaratan gaya geser gempa dinamik belum terpenuhi ($V_{\text{dinamik}} < 0,8 V_{\text{statik}}$), maka besarnya V_{dinamik} harus dikalikan nilainya dengan faktor skala $\frac{0,8 V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamik}}}$

Faktor Skala Gempa Dinamik Respon Spektrum :

$$\begin{aligned} \text{▪ Arah } x &= \frac{0,8 \times 162,328}{81,13} \\ &= 1,6 \end{aligned}$$

jadi modifikasi faktor skala = $1,154 \times 1,6 = 1,85$

$$\begin{aligned} \text{▪ Arah } y &= \frac{0,8 \times 162,328}{71,16} \\ &= 1,82 \end{aligned}$$

jadi modifikasi faktor skala = $1,154 \times 1,82 = 2,11$

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

☐ CQC ☒ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF

☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	YK2002	1.85
U2		
UZ		

Excitation angle

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

☐ CQC ☒ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF

☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	YK2002	2.11
UZ		

Excitation angle

Gambar 5.26. Modifikasi Faktor Skala Gempa Dinamik Respon Spektrum Arah X dan Y 2002

Setelah melakukan modifikasi faktor gempa didapatkan hasil analisis beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.16 dan Tabel 5.17

Tabel 5.16 Hasil Analisis Beban Gempa Modifikasi SNI Gempa 2012

	Respons Spektrum 2012		Statik Ekiivalen 2012	
	V (Ton)	F (Ton)	V (Ton)	F (Ton)
Arah X	42,830	42,830	35,338	35,338
	84,980	42,150	87,700	52,363
	108,100	23,120	131,327	43,627
	127,960	19,860	166,734	35,406
	144,390	16,430	194,476	27,743
	159,090	14,700	215,163	20,687
	174,640	15,550	229,960	14,796
	187,280	12,640	237,054	7,095
	204,910	17,630	240,941	3,887
Arah Y	38,530	38,530	35,338	35,338
	80,730	42,200	87,700	52,363
	106,720	25,990	131,327	43,627
	128,280	21,560	166,734	35,406
	146,410	18,130	194,476	27,743
	162,410	16,000	215,163	20,687
	178,830	16,420	229,960	14,796
	191,100	12,270	237,054	7,095
	205,250	14,150	240,941	3,887

Kontrol Arah x

$$\frac{V_{dinamik}}{V_{statik}} = \frac{204,91}{240,941} = 85,05 \% \dots \text{OK!}$$

Kontrol Arah y

$$\frac{V_{dinamik}}{V_{statik}} = \frac{205,25}{240,941} = 85,19 \% \dots \text{OK!}$$

Tabel 5.17 Hasil Analisis Beban Gempa Modifikasi SNI Gempa 2002

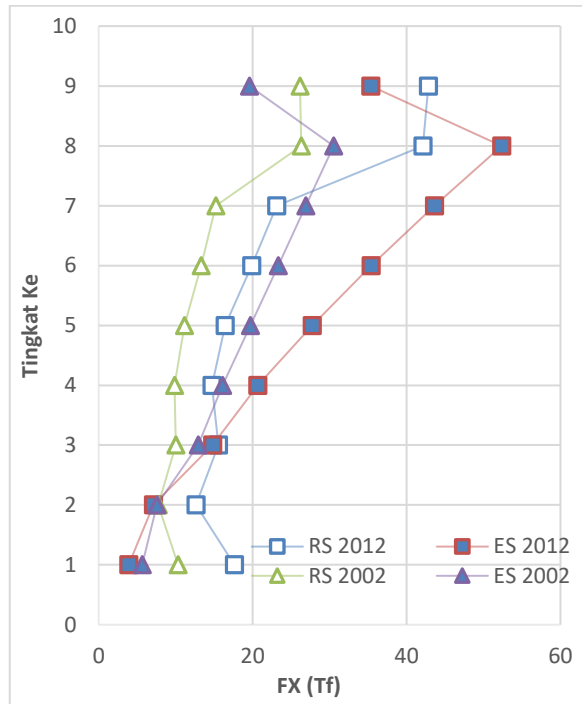
	Respons Spektrum 2002		Statik Ekuivalen 2002	
	V (Ton)	F (Ton)	V (Ton)	F (Ton)
Arah X	26,160	26,160	19,588	19,588
	52,480	26,320	50,116	30,528
	67,700	15,220	77,039	26,923
	80,990	13,290	100,357	23,318
	92,130	11,140	120,071	19,714
	101,990	9,860	136,178	16,107
	111,990	10,000	149,097	12,919
	119,730	7,740	156,680	7,583
	130,050	10,320	162,328	5,649
Arah Y	23,530	23,530	19,588	19,588
	49,880	26,350	50,116	30,528
	66,790	16,910	77,039	26,923
	81,060	14,270	100,357	23,318
	93,170	12,110	120,071	19,714
	103,770	10,600	136,178	16,107
	114,270	10,500	149,097	12,919
	121,810	7,540	156,680	7,583
	130,120	8,310	162,328	5,649

Kontrol Arah x

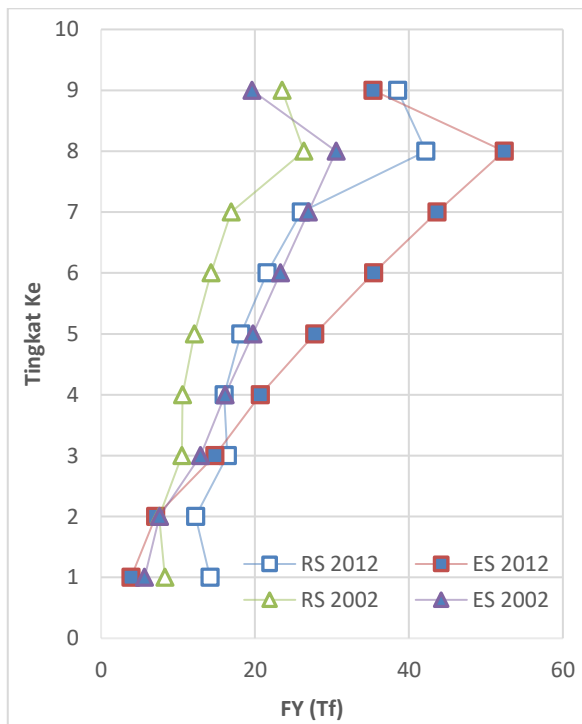
$$\frac{V_{dinamik}}{V_{statik}} = \frac{130,05}{162,328} = 80 \% \dots \text{OK!}$$

Kontrol Arah y

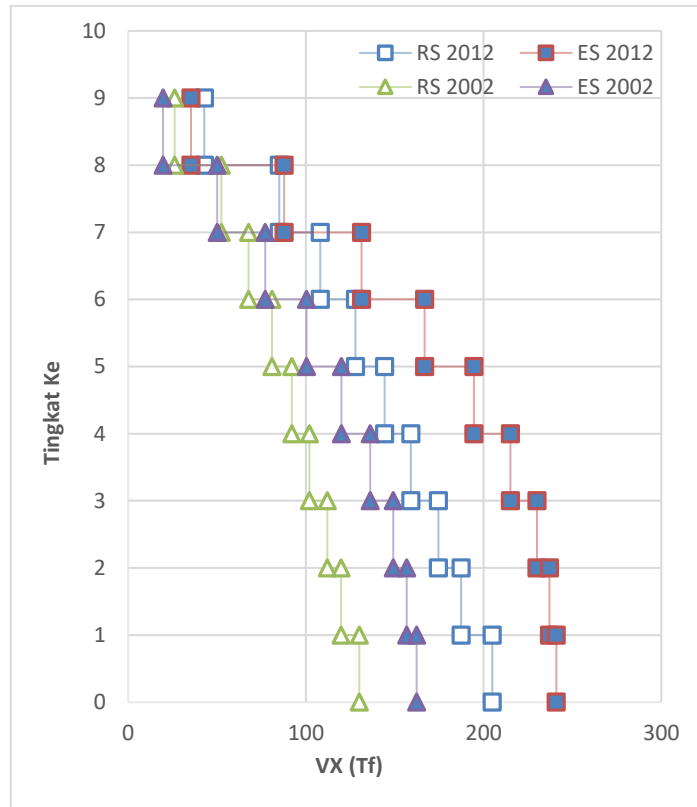
$$\frac{V_{dinamik}}{V_{statik}} = \frac{130,12}{162,38} = 80 \% \dots \text{OK!}$$



Gambar 5.27 Perbandingan Hasil Analisis Gaya Gempa Per Lantai Arah x



Gambar 5.28 Perbandingan Hasil Analisis Gaya Gempa Per Lantai Arah y



Gambar 5.29 Perbandingan Hasil Analisis Gaya Geser Tingkat Arah x



Gambar 5.30 Perbandingan Hasil Analisis Gaya Geser Tingkat Arah y

5.4.2 Simpangan Antar Lantai Ijin, Δ_a

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δ_a). Pada penelitian ini, bangunan perhotelan berada pada kategori desain seismik D, sehingga simpangan antar lantai maksimum yang diijinkan sebesar Δ_a/ρ , dengan ρ adalah faktor redundansi sebesar 1,3.

Contoh perhitungan simpangan antar lantai yang terjadi terhadap simpangan antar lantai maksimum yang diijinkan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Arah x:} \quad C_d &= 5,5 & h_{sx} &= 3200 \text{ mm} & \delta_{xe9} &= 16 \text{ mm} \\ I_e &= 1 & \Delta_a &= 0,02h_{sx} & \delta_{xe8} &= 15,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Simpangan antar lantai tingkat desain: Simpangan antar lantai tingkat ijin:

$$\begin{aligned} \Delta_9 &= \frac{(\delta_{xe9} - \delta_{xe8}) \cdot C_d}{I_e} & \Delta_a &= 0,02h_{sx} = 0,02 \cdot 3200 = 64 \text{ mm} \\ &= \frac{(37,5 - 36,1) \cdot 5,5}{1} = 7,7 \text{ mm} & \frac{\Delta_a}{\rho} &= \frac{64}{1,3} = 49,23 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai tingkat desain arah x $\Delta_9 = 7,7 \text{ mm}$ lebih kecil dari simpangan antar lantai tingkat ijin $\frac{\Delta_a}{\rho} = 49,231 \text{ mm}$, maka telah memenuhi persyaratan. Untuk perhitungan simpangan pada lantai-lantai yang lain dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.18 dan Tabel 5.19.

Tabel 5.18 Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Terhadap Simpangan Antar Lantai Maksimum yang Diijinkan Arah X pada Tanah Sedang SNI Gempa 2012

Tingkat ke	h_{sx} (mm)	Defleksi Elastik, δ_{xe} (mm)	Simpangan antar tingkat desain, Δ (mm)	Simp antar lantai tingkat ijin, Δ_a/ρ (mm)	Ket
9	3200	37,5	7,7	49,230	Oke
8	3200	36,1	12,65	49,230	Oke
7	3200	33,8	17,6	49,230	Oke
6	3200	30,6	22	49,230	Oke
5	3200	26,6	26,4	49,230	Oke
4	3200	21,8	30,25	49,230	Oke
3	4000	16,3	40,7	61,538	Oke
2	3500	8,9	31,35	53,846	Oke
1	3600	3,2	17,6	55,384	Oke

Dari hasil perhitungan pada Tabel 5.18, diperoleh simpangan antar lantai arah-x pada tiap lantai yang terjadi tidak melebihi simpangan antar lantai ijin yang disyaratkan.

Tabel 5.19 Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Terhadap Simpangan Antar Lantai Maksimum yang Diijinkan Arah Y pada Tanah Sedang SNI Gempa 2012

Tingkat ke	h_{sx} (mm)	Defleksi Elastik, δ_{xe} (mm)	Simpangan antar tingkat desain, Δ (mm)	Simp antar lantai tingkat ijin, Δ_d/ρ (mm)	Ket
9	3200	45,2	11,55	49,230	Oke
8	3200	43,1	17,05	49,230	Oke
7	3200	40	22,55	49,230	Oke
6	3200	35,9	26,95	49,230	Oke
5	3200	31	30,8	49,230	Oke
4	3200	25,4	34,65	49,230	Oke
3	4000	19,1	47,3	61,538	Oke
2	3500	10,5	36,3	53,846	Oke
1	3600	3,9	21,45	55,384	Oke

Kontrol simpangan antar lantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 ditentukan berdasarkan kriteria kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit. Untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, maka simpangan antar tingkat tidak boleh melampaui $0,03/R$ kali tinggi tingkat atau 30 mm.

Tabel 5.20 Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Terhadap Simpangan Antar Lantai Maksimum yang Diijinkan Arah X pada Tanah Sedang SNI Gempa 2002

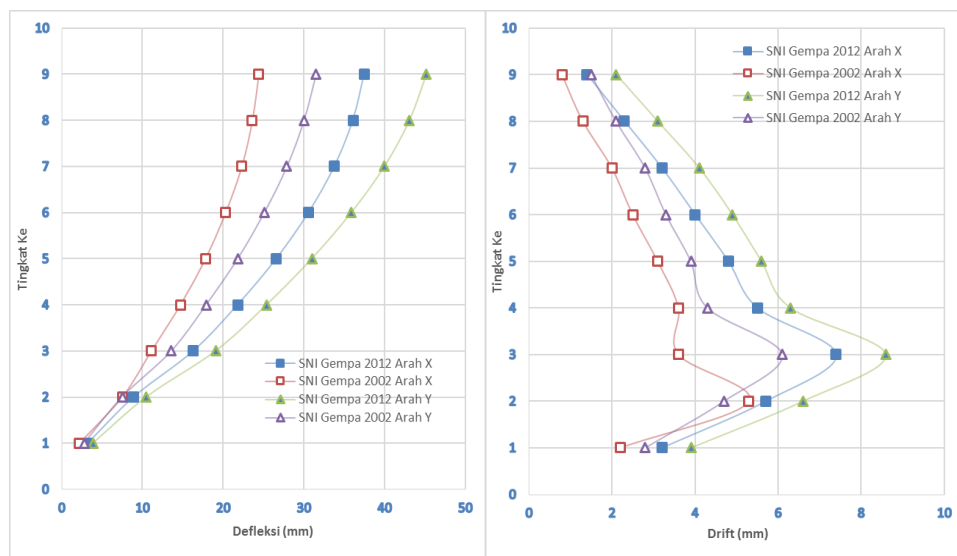
Tingkat ke	h_{sx} (mm)	Defleksi, δ_{xe} (mm)	Simp antar lantai tingkat ijin $0,03 \cdot h_{sx}/R$; 30mm	Ket
9	3200	24,4	11,294	Oke
8	3200	23,6	11,294	Oke
7	3200	22,3	11,294	Oke
6	3200	20,3	11,294	Oke
5	3200	17,8	11,294	Oke
4	3200	14,7	11,294	Oke
3	4000	11,1	14,118	Oke
2	3500	7,5	12,353	Oke
1	3600	2,2	12,706	Oke

Dari hasil perhitungan pada Tabel 5.20, diperoleh simpangan antar lantai arah-x pada tiap lantai yang terjadi tidak melebihi simpangan antar lantai ijin yang disyaratkan.

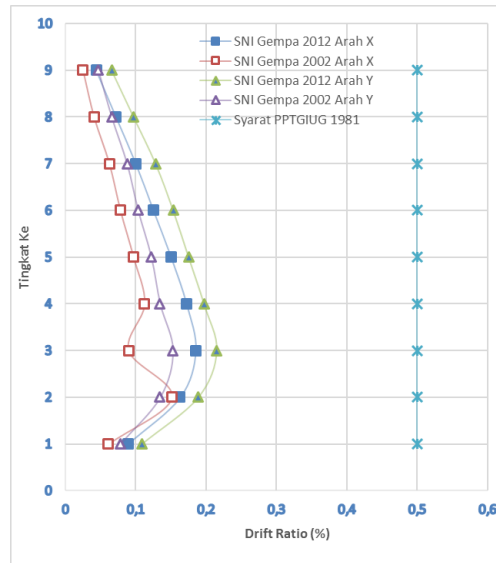
Tabel 5.21 Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Terhadap Simpangan Antar Lantai Maksimum yang Diijinkan Arah Y pada Tanah Sedang SNI Gempa 2002

Tingkat ke	hsx (mm)	Defleksi, δ_{xe} (mm)	Simp antar lantai tingkat ijin $0,03.h_{sx}/R$; 30mm	Ket
9	3200	31,5	11,294	Oke
8	3200	30	11,294	Oke
7	3200	27,9	11,294	Oke
6	3200	25,1	11,294	Oke
5	3200	21,8	11,294	Oke
4	3200	17,9	11,294	Oke
3	4000	13,6	14,118	Oke
2	3500	7,5	12,353	Oke
1	3600	2,8	12,706	Oke

Dari hasil perhitungan pada Tabel 5.21, diperoleh simpangan antar lantai arah-y pada tiap lantai yang terjadi tidak melebihi simpangan antar lantai ijin yang disyaratkan.



Gambar 5.31 Perbandingan Simpangan (*defleksi*) dan Simpangan Antar Lantai (*drift*)



Gambar 5.32 Perbandingan Rasio Simpangan Antar Lantai (*drift ratio*)

Hasil pemeriksaan terhadap syarat simpangan antar lantai menunjukkan bahwa semua syarat simpangan antar lantai dapat terpenuhi dengan baik.

5.4.3 Pengaruh P-delta

SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7 menyebutkan bahwa pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (Θ) seperti yang ditentukan sama dengan atau kurang dari 0,10 .

Contoh perhitungan pengaruh P-delta pada lantai 2 arah x adalah sebagai berikut.

Gunakan simpangan antar lantai (*story drift*) yang telah didapat pada lantai 2 untuk arah x pada table 5.18, nilai story drift $\delta_{xe} = 31,35 \text{ mm} = 0,03135 \text{ m}$

Beban vertikal kumulatif yang bekerja pada lantai 2 (P_2) adalah penjumlahan antara beban vertikal (beban mati + beban hidup) lantai 2 ditambah beban kumulatif lantai diatasnya :

$$P_2 = 271110 + 889510 = 1160620 \text{ kg.}$$

Hitung nilai koefisien stabilitas (Θ), yaitu:

$$\Theta = \frac{P_x \delta_x I_e}{V_x h_{sx} C_d} = \frac{1160620 \times 0,03135 \times 1}{23704,303 \times 3,5 \times 5,5} = 0,00797 \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

Nilai koefisien stabilitas (Θ) kurang dari 0,1 sehingga pengaruh P-delta dapat diabaikan

Tabel 5.22 Pemeriksaan Pengaruh P-delta Arah X pada Tanah Sedang SNI Gempa 2012

Lantai	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik (Kg)	Beban Vertikal (Kg)	Beban Vertikal Kumulatif (Kg)	Stability Ratio (θ)	Cek
9	0,0077	35337,614	21280	21280	2,635E-04	OK
8	0,01265	87700,251	56000	77280	0,00063335	OK
7	0,0176	131327,373	90990	168270	0,0012813	OK
6	0,022	166733,672	126210	294480	0,00220771	OK
5	0,0264	194476,223	161800	456280	0,0035193	OK
4	0,03025	215163,318	197850	654130	0,00522527	OK
3	0,0407	229959,757	235380	889510	0,00715601	OK
2	0,03135	237054,303	271110	1160620	0,0079735	OK
1	0,0176	240940,990	308160	1468780	0,00541868	OK

Tabel 5.23 Pemeriksaan Pengaruh P-delta Arah Y pada Tanah Sedang SNI Gempa 2012

Lantai	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik (Kg)	Beban Vertikal (Kg)	Beban Vertikal Kumulatif (Kg)	Stability Ratio (θ)	Cek
9	0,01155	35337,614	21280	21280	0,00039519	OK
8	0,01705	87700,251	56000	77280	0,00085365	OK
7	0,02255	131327,373	90990	168270	0,00164167	OK
6	0,02695	166733,672	126210	294480	0,00270445	OK
5	0,0308	194476,223	161800	456280	0,00410585	OK
4	0,03465	215163,318	197850	654130	0,00598531	OK
3	0,0473	229959,757	235380	889510	0,00831644	OK
2	0,0363	237054,303	271110	1160620	0,00923247	OK
1	0,02145	240940,990	308160	1468780	0,00660402	OK

Tabel 5.24 Pemeriksaan Pengaruh P-delta Arah X pada Tanah Sedang SNI Gempa 2002

Lantai	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik (Kg)	Beban Vertikal (Kg)	Beban Vertikal Kumulatif (Kg)	Stability Ratio (θ)	Cek
9	0,0112941	19587,554	21280	21280	0,000697	OK
8	0,0112941	50115,576	56000	77280	0,00099	OK
7	0,0112941	77038,813	90990	168270	0,001402	OK
6	0,0112941	100357,266	126210	294480	0,001883	OK
5	0,0112941	120070,933	161800	456280	0,002439	OK
4	0,0112941	136177,602	197850	654130	0,003082	OK
3	0,0141176	149097,061	235380	889510	0,003828	OK
2	0,0123529	156679,798	271110	1160620	0,004754	OK
1	0,0127059	162328,497	308160	1468780	0,005806	OK

Tabel 5.25 Pemeriksaan Pengaruh P-delta Arah Y pada Tanah Sedang SNI Gempa 2002

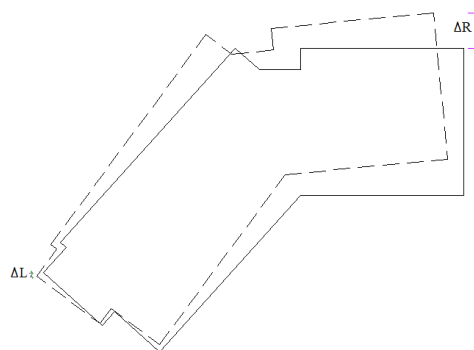
Lantai	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik (Kg)	Beban Vertikal (Kg)	Beban Vertikal Kumulatif (Kg)	Stability Ratio (Θ)	Cek
9	0,0112941	19587,554	21280	21280	0,000697	OK
8	0,0112941	50115,576	56000	77280	0,00099	OK
7	0,0112941	77038,813	90990	168270	0,001402	OK
6	0,0112941	100357,266	126210	294480	0,001883	OK
5	0,0112941	120070,933	161800	456280	0,002439	OK
4	0,0112941	136177,602	197850	654130	0,003082	OK
3	0,0141176	149097,061	235380	889510	0,003828	OK
2	0,0123529	156679,798	271110	1160620	0,004754	OK
1	0,0127059	162328,497	308160	1468780	0,005806	OK

Berdasarkan hasil perhitungan Tabel 22, Tabel 23, Tabel 24 dan Tabel 25, stabilitas rasio (Θ) untuk masing-masing arah baik arah x dan arah y berdasarkan SNI 1726:2012 pada semua lantai kurang dari 0,1 sehingga pengaruh P-delta dapat diabaikan.

5.4.4 Pengaruh Torsi

Jenis diafragma pada struktur ini tergolong diafragma kaku, oleh karena itu pengaruh torsi pada struktur harus diperhitungkan yang dibagi dalam pengaruh torsi dan pengaruh torsi ekstrim dengan ketentuan sebagai berikut dengan Δ adalah defleksi :

1. Pengaruh torsi terjadi jika rasio simpangan, $R = \frac{\delta_{max}}{\delta_{average}} \geq 1,2$
2. Pengaruh torsi ekstrim terjadi jika rasio simpangan, $R = \frac{\delta_{max}}{\delta_{average}} \geq 1,4$



Gambar 5.33 Ilustrasi Pengaruh Torsi Pada Denah Bangunan

Hasil pemeriksaan pengaruh torsi pada arah-x dan arah-y ditunjukkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 5.26 Pemeriksaan Pengaruh Torsi Arah X SNI Gempa 2012

Tingkat ke	δ_L (m)	δ_R (m)	δ_{Max} (m)	δ_{avg} (m)	R	$R \geq 1,2$	$Ax = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}}\right)^2$
9	0,0339	0,0375	0,0375	0,0357	1,050	TIDAK	0,766
8	0,0325	0,0361	0,0361	0,0343	1,052	TIDAK	0,769
7	0,0303	0,0338	0,0338	0,03205	1,054	TIDAK	0,772
6	0,0273	0,0306	0,0306	0,02895	1,056	TIDAK	0,775
5	0,0235	0,0266	0,0266	0,02505	1,061	TIDAK	0,783
4	0,0191	0,0218	0,0218	0,02045	1,066	TIDAK	0,789
3	0,0142	0,0163	0,0163	0,01525	1,068	TIDAK	0,793
2	0,0075	0,0089	0,0089	0,0082	1,085	TIDAK	0,818
1	0,0026	0,0032	0,0032	0,0029	1,103	TIDAK	0,845

Dari hasil pemeriksaan pada Tabel 5.26 pengaruh torsi pada arah-x menunjukkan bahwa pengaruh torsi pada struktur bangunan Whiz Prime tidak perlu diperhitungkan.

Tabel 5.27 Pemeriksaan Pengaruh Torsi Arah Y SNI Gempa 2012

Tingkat ke	δ_L (m)	δ_R (m)	δ_{Max} (m)	δ_{avg} (m)	R	$R \geq 1,2$	$Ax = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}}\right)^2$
9	0,0452	0,0355	0,0452	0,04035	1,120	TIDAK	0,871
8	0,0431	0,0334	0,0431	0,03825	1,126	TIDAK	0,881
7	0,04	0,0307	0,04	0,03535	1,131	TIDAK	0,889
6	0,0359	0,0273	0,0359	0,0316	1,136	TIDAK	0,896
5	0,031	0,0233	0,031	0,02715	1,141	TIDAK	0,905
4	0,0254	0,0188	0,0254	0,0221	1,149	TIDAK	0,917
3	0,0191	0,0139	0,0191	0,0165	1,157	TIDAK	0,930
2	0,0105	0,0073	0,0105	0,0089	1,179	TIDAK	0,966
1	0,0039	0,0022	0,0039	0,00305	1,278	YA	1,135

Dari hasil pemeriksaan pada Tabel 5.27 pengaruh torsi pada arah-y menunjukkan bahwa pengaruh torsi pada struktur bangunan Whiz Prime untuk tingkat ke 1 perlu diperhitungkan.

Tabel 5.28 Pemeriksaan Pengaruh Torsi Arah X SNI Gempa 2002

Tingkat ke	δ_L (m)	δ_R (m)	δ_{Max} (m)	δ_{avg} (m)	R	$R \geq 1,2$	$Ax = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}}\right)^2$
9	0,0223	0,0244	0,0244	0,02335	0,955	TIDAK	0,758
8	0,0215	0,0236	0,0236	0,02255	1,047	TIDAK	0,760
7	0,0201	0,0223	0,0223	0,0212	1,052	TIDAK	0,768
6	0,0183	0,0203	0,0203	0,0193	1,052	TIDAK	0,768
5	0,0159	0,0178	0,0178	0,01685	1,056	TIDAK	0,774
4	0,013	0,0147	0,0147	0,01385	1,061	TIDAK	0,782
3	0,0097	0,0111	0,0111	0,0104	1,067	TIDAK	0,791
2	0,0052	0,0061	0,0061	0,00635	1,181	TIDAK	0,968
1	0,0018	0,0022	0,0022	0,002	1,100	TIDAK	0,840

Dari hasil pemeriksaan pada Tabel 5.28 pengaruh torsi pada arah-x menunjukkan bahwa pengaruh torsi pada struktur bangunan Whiz Prime tidak perlu diperhitungkan.

Tabel 5.29 Pemeriksaan Pengaruh Torsi Arah Y SNI Gempa 2002

Tingkat ke	δ_L (m)	δ_R (m)	δ_{Max} (m)	δ_{avg} (m)	R	$R \geq 1,2$	$Ax = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}}\right)^2$
9	0,0315	0,0255	0,0315	0,0285	1,105	TIDAK	0,848
8	0,03	0,024	0,03	0,027	1,111	TIDAK	0,857
7	0,0279	0,022	0,0279	0,02495	1,118	TIDAK	0,868
6	0,0251	0,0196	0,0251	0,02235	1,123	TIDAK	0,875
5	0,0218	0,0167	0,0218	0,01925	1,132	TIDAK	0,890
4	0,0179	0,0135	0,0179	0,0157	1,140	TIDAK	0,902
3	0,0136	0,01	0,0136	0,0118	1,153	TIDAK	0,922
2	0,0075	0,0053	0,0075	0,0064	1,172	TIDAK	0,953
1	0,0028	0,0016	0,0028	0,0022	1,273	YA	1,124

Dari hasil pemeriksaan pada Tabel 5.29 pengaruh torsi pada arah-y menunjukkan bahwa pengaruh torsi pada struktur bangunan Whiz Prime untuk tingkat ke 1 perlu diperhitungkan.

5.4.5 Eksentrisitas Rencana (ed)

Salah satu faktor yang harus diperhatikan dalam perencanaan struktur tahan gempa adalah timbulnya momen torsi pada elemen bangunan. Antara pusat rotasi lantai tingkat harus di tinjau suatu eksentrisitas rencana ed

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana ed. Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa dinyatakan dengan 'b', maka eksentrisitas rencana ed harus ditentukan sebagai berikut :

$$e_x = e_{ox} + (0,05 B_x A_x)$$

$$e_y = e_{oy} + (0,05 B_y A_y)$$

Dimana eksentrisitas e_{ox} dan e_{oy} adalah eksentrisitas bawaan yang merupakan pengurangan antara pusat massa dengan pusat rotasi. $0,05 B_x A_x$ dan $0,05 B_y A_y$ adalah eksentrisitas tak terduga. Dan apabila nilai A_x dan A_y kurang dari 1 digunakan 1, Besarnya eksentrisitas rencana (ed) dihitung pada Tabel 5.30, Tabel 5.31, Tabel 5.32 dan Tabel 5.33 berikut :

Tabel 5.30 Perhitungan Eksentrisitas Rencana (ed) Arah X SNI Gempa 2012

Tingkat Ke	e_{ox}	B_x	A_x	A_{xpakai}	ed
9	-1,569	39	0,766	1	-3,519
8	-1,429	39	0,769	1	-3,379
7	-1,448	39	0,772	1	-3,398
6	-1,475	39	0,776	1	-3,425
5	-1,516	39	0,783	1	-3,466
4	-1,578	39	0,789	1	-3,528
3	-1,302	39	0,793	1	-3,252
2	-3,305	42	0,818	1	-5,405
1	-0,858	47	0,846	1	-3,208

Tabel 5.31 Perhitungan Eksentrisitas Rencana (ed) Arah Y SNI Gempa 2012

Tingkat Ke	e_{ox}	B_x	A_x	A_{xpakai}	ed
9	0,751	26,9	0,871	1	2,096
8	0,857	26,9	0,882	1	2,202
7	0,866	26,9	0,889	1	2,211
6	0,883	26,9	0,896	1	2,228
5	0,905	26,9	0,905	1	2,25
4	0,935	26,9	0,917	1	2,28
3	0,987	26,9	0,931	1	2,332
2	0,123	26,9	0,967	1	1,468
1	-1,167	30,6	1,135	1,135	-2,904

Tabel 5.32 Perhitungan Eksentrisitas Rencana (ed) Arah X SNI Gempa 2002

Tingkat Ke	e_{ox}	B_x	A_x	A_{xpakai}	ed
9	-1,569	39	0,758	1	-3,519
8	-1,429	39	0,761	1	-3,379
7	-1,448	39	0,768	1	-3,398
6	-1,475	39	0,768	1	-3,425
5	-1,516	39	0,775	1	-3,466
4	-1,578	39	0,782	1	-3,528
3	-1,302	39	0,791	1	-3,252
2	-3,305	42	0,969	1	-5,405
1	-0,858	47	0,840	1	-3,208

Tabel 5.33 Perhitungan Eksentrisitas Rencana (ed) Arah Y SNI Gempa 2002

Tingkat Ke	e_{ox}	B_x	A_x	A_{xpakai}	ed
9	0,751	26,9	0,848	1	2,096
8	0,857	26,9	0,857	1	2,202
7	0,866	26,9	0,868	1	2,211
6	0,883	26,9	0,876	1	2,228
5	0,905	26,9	0,891	1	2,25
4	0,935	26,9	0,903	1	2,28
3	0,987	26,9	0,922	1	2,332
2	0,123	26,9	0,954	1	1,468
1	-1,167	30,6	1,125	1,124	-2,888

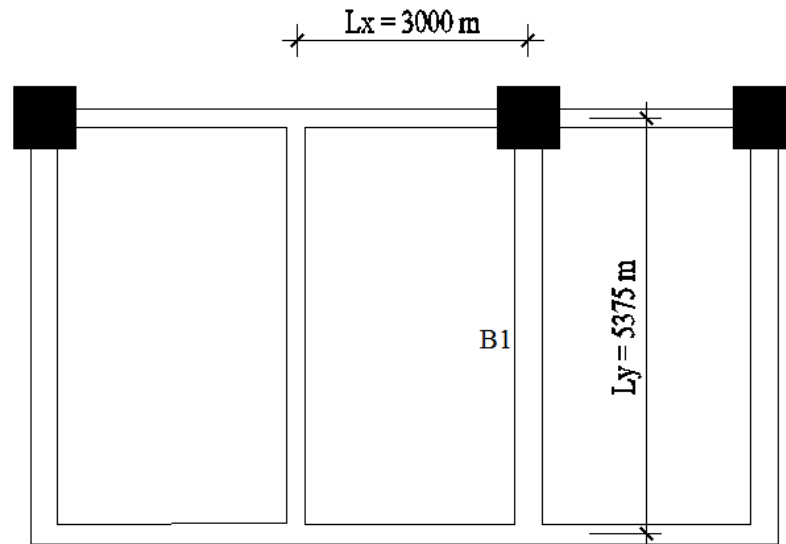
Dari hasil perhitungan Tabel 30, Tabel 31, Tabel 32 dan Tabel 33 diperoleh eksentrisitas rencana (e_d) untuk masing masing tingkat. Besarnya eksentrisitas tersebut dapat diinput ke ETABS V.9.6 dengan memindahkan pusat masa sesuai nilai eksentrisitas yang telah diperoleh.

5.5 Perhitungan Elemen Struktur

5.5.1 Perhitungan Pelat Lantai

1. Penentuan Tebal Pelat

Perkiraan dimensi awal pelat dapat dipilih yang mewakili seluruh pelat. Tebal pelat harus memenuhi syarat ketebalan minimum yang ditentukan dalam SNI 2847-2013 Pasal 9.5.2 dan Pasal 9.5.3



Gambar 5.34 Denah Pelat Lantai

Direncanakan :

$$f'_c = 24,9 \text{ MPa}$$

$$f_y = 235,36 \text{ MPa (P-Polos)}$$

$$= 382,459 \text{ MPa (D-Ulir)}$$

$$l_y = 5375 \text{ mm} \quad l_{ny} = 5375 - 350 = 5025 \text{ mm}$$

$$l_x = 3000 \text{ mm} \quad l_{nx} = 3000 - 350 = 2650 \text{ mm}$$

$$l_y/l_x = 1,791 < 2, \text{ pelat termasuk pelat dua arah}$$

$$\beta = l_{ny} / l_{nx} = 5025 / 2650 = 1,896$$

berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.2.3, tebal minimum pelat

$$h = \frac{\ln (0,8 + f_y/1500)}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{5025 (0,8 + 382,459 / 1500)}{36 + 9\beta}$$

$$= 99,903 \text{ mm}$$

Dipakai tebal pelat lantai, $h = 120 \text{ mm}$

2. Pembebanan Pelat

Didapat dari perhitungan beban pelat lantai sebelumnya

$$q_d = 0,486 \text{ t/m}^2$$

$$q_l = 0,25 \text{ t/m}^2$$

Beban terfaktor (q_u)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \cdot 0,458 + 1,6 \cdot 0,25 \\ &= 0,95 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Beban tiap meter pelat $0,95 \text{ t/m}^2$

3. Perhitungan Momen Pelat

Perhitungan momen pelat menggunakan koefisien momen (C_u) berdasarkan Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI) 1971 Tabel 13.3.1 dan Tabel.13.3.2. Pelat lantai ditumpu balok-balok pada ke empat sisinya, dan perletakan pelat pada balok terjepit penuh.

Dari Tabel 13.3.1 PBI-1971 didapat koefisien momen, C_u

Tabel 5.34 Koefisien Momen, C_u

l_y/l_x	1,7	1,8	1,792
Ml_x	38	40	40
Ml_y	14	13	13
Mt_x	81	82	82
Mt_y	57	57	57

Koefisien momen dengan $l_y/l_x = 5375/3000 = 1,792$ didapat dengan menggunakan rumus interpolasi

Diperoleh momen-momen sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Ml_x &= 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{Koefisien } Mt_x \\ &= 0,001 \cdot 0,95 \cdot (3)^2 \cdot 40 \\ &= 0,342 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ml_y &= 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{Koefisien } Mt_y \\ &= 0,001 \cdot 0,95 \cdot (3)^2 \cdot 13 \\ &= 0,111 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{t_x} &= 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{Koefisien } M_{t_x} \\
 &= 0,001 \cdot 0,95 \cdot (3)^2 \cdot 82 \\
 &= 0,7 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{t_y} &= 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{Koefisien } M_{t_y} \\
 &= 0,001 \cdot 0,95 \cdot (3)^2 \cdot 57 \\
 &= 0,487 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

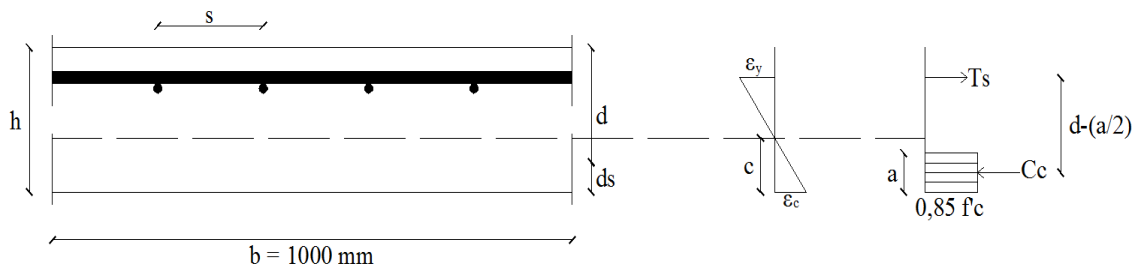
4. Perhitungan Tulangan

a. Tumpuan arah x (M_{tx})

Diameter tulangan pokok P10 = 10 mm,

tebal selimut beton, $s_b = 20$ mm

tebal pelat lantai, $t = 120$ mm.



Gambar.5.35 Diagram Tegangan Regangan Daerah Tumpuan Arah X

$$f'_c = 24,9 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{235,36}{200000} = 0,00118$$

$$d_s = s_b + (0,5 \cdot P10) = 20 + (0,5 \cdot 10) = 25 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 120 - 25 = 95 \text{ mm}$$

$$M_u = 0,7 \text{ tm} = 7 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{0,7}{0,9} = 0,778 \text{ tm} = 7,78 \text{ kNm}$$

Gaya Desak

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 24,9 \cdot a \cdot 1000 = 21165a$$

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Dari persamaan diatas, dengan menggunakan persamaan polinomial tingkat dua atau persamaan ABC, maka didapatkan nilai a sebesar 3,873 mm.

$$\text{letak garis netral, } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,873}{0,85} = 4,556 \text{ mm}$$

Periksa regangan tulangan tarik,

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c \\ &= \frac{95 - 4,556}{4,556} \cdot 0,003 = 0,059 > \epsilon_y \text{ (baja tarik sudah leleh)}\end{aligned}$$

Keseimbangan gaya dalam,

$$C_c = T_s$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 24,9 \cdot 3,873 \cdot 1000 = 83618,317 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{T_s}{f_y} = \frac{83618,317}{235,36} = 348,312 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{235,36} = 0,00595$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{348,312}{1000 \cdot 95} = 0,00367 < \rho_{\min} = 0,00595$$

Apabila nilai $\rho > \rho_{\min}$, maka digunakan nilai ρ , tetapi jika nilai $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan nilai $\rho_{\min}$, sehingga A_s pakai dapat dicari dengan persamaan:

$$A_{s \text{ pakai}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00595 \cdot 1000 \cdot 95 = 565,092 \text{ mm}^2$$

Perencanaan tulangan pokok,

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1d} \cdot b}{A_s} = \frac{78,5 \cdot 1000}{565,092} = 138,99 \text{ mm}$$

SNI Pasal 13.3.2 mensyaratkan bahwa jarak tulangan s , harus :

$$S \leq 5h = 5 \cdot 120 = 600 \text{ mm dan } S \leq 450 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan (s) = 130 mm.

Kontrol kapasitas

$$A_{s \text{ terpasang}} = \frac{A_{1d} \cdot b}{s} = \frac{78,5 \cdot 1000}{130} = 603,8 \text{ mm}^2$$

$$a_{\text{terpasang}} = \frac{A_{s \text{ terpasang}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{603,8 \cdot 235,36}{0,85 \cdot 24,9 \cdot 1000} = 6,714 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,093}{0,85} = 7,899 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{95 - 7,899}{7,899} \cdot 0,003 = 0,033 > 0,005$$

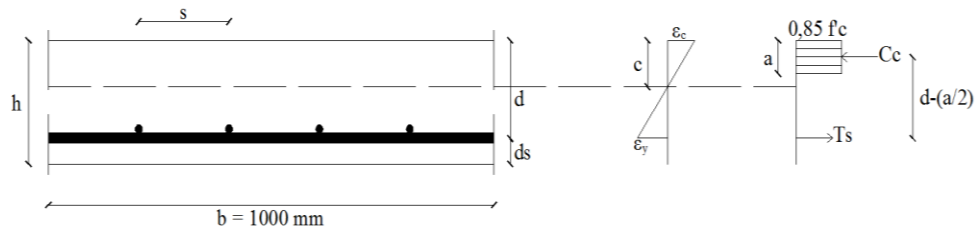
$$\epsilon_t = 0,033 > 0,005, \text{ penampang terkendali tarik } \phi = 0,9$$

b. Lapangan arah x (Mlx)

Diameter tulangan pokok P10 = 10 mm,

tebal selimut beton, $s_b = 20$ mm

tebal pelat lantai, $t = 120$ mm.



Gambar. 5.36 Diagram Tegangan Regangan Daerah Lapangan Arah X

$$f'_c = 24,9 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{235,36}{200000} = 0,00118$$

$$d_s = s_b + (0,5 \cdot P10) = 20 + (0,5 \cdot 10) = 25 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 120 - 25 = 95 \text{ mm}$$

$$M_u = 0,342 \text{ tm} = 3,42 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{0,342}{0,9} = 0,38 \text{ tm} = 3,8 \text{ kNm}$$

Gaya desak,

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 24,9 \cdot a \cdot 1000 = 21165a$$

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Dari persamaan diatas, dengan menggunakan persamaan polinomial tingkat dua atau persamaan ABC, maka didapatkan nilai a sebesar 1,87 mm.

$$\text{letak garis netral, } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,87}{0,85} = 2,2 \text{ mm}$$

Periksa regangan tulangan tarik,

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c \\ &= \frac{95 - 2,2}{2,2} \cdot 0,003 = 0,127 > \varepsilon_y \text{ (baja tarik sudah leleh)} \end{aligned}$$

Keseimbangan gaya dalam,

$$C_c = T_s$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 24,9 \cdot 1,87 \cdot 1000 = 40354,9 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{T_s}{f_y} = \frac{40354,9}{235,36} = 168,098 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{235,36} = 0,00595$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{168,098}{1000 \cdot 95} = 0,00177 < \rho_{\min} = 0,00565$$

Apabila nilai $\rho > \rho_{\min}$, maka digunakan nilai ρ , tetapi jika nilai $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan nilai $\rho_{\min}$, sehingga A_s pakai dapat dicari dengan persamaan:

$$A_{s \text{ pakai}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00565 \cdot 1000 \cdot 95 = 565,092 \text{ mm}^2$$

Perencanaan tulangan pokok,

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1d} \cdot b}{A_s} = \frac{78,5 \cdot 1000}{565,092} = 138,99 \text{ mm}$$

SNI Pasal 13.3.2 mensyaratkan bahwa jarak tulangan s , harus :

$$S \leq 5h = 5 \cdot 120 = 600 \text{ mm dan } S \leq 450 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan (s) = 130 mm.

Jadi dipakai P10-130.

Kontrol kapasitas

Berdasarkan Pasal 9.3.2.2 didapatkan ε_s sebesar $0,127 > 0,005$ maka dipakai nilai faktor reduksi kekuatan sebesar 0,9.

$$A_{s \text{ terpasang}} = \frac{A_{1d} \cdot b}{s} = \frac{78,5 \cdot 1000}{130} = 603,8 \text{ mm}^2$$

$$a_{\text{terpasang}} = \frac{A_{s \text{ terpasang}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{603,8 \cdot 235,36}{0,85 \cdot 24,9 \cdot 1000} = 6,714 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,093}{0,85} = 7,899 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{95 - 7,899}{7,899} \cdot 0,003 = 0,033 > 0,005$$

$$\varepsilon_t = 0,033 > 0,005, \text{ penampang terkendali tarik } \phi = 0,9$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s \text{ terpasang}} \cdot f_y \left(d - \frac{a_{\text{terpasang}}}{2} \right) \\ &= 603,8 \cdot 235,36 \left(95 - \frac{6,714}{2} \right) = 13023420,5 \text{ Nmm} = 13,023 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 13,023 = 11,721 \text{ kNm} > M_u = 3,42 \rightarrow \text{Oke}$$

Perencanaan penulangan susut

Digunakan diameter tulangan susut ($\emptyset_{\text{susut}}$) sebesar 8 mm.

$$A_{sst} = 0,0018 \cdot b \cdot h = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 120 = 216 \text{ mm}^2$$

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,2655 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1d} \cdot b}{A_s} = \frac{50,2655 \cdot 1000}{216} = 236,7106 \text{ mm}$$

SNI Pasal 7.12.2.2 mensyaratkan bahwa jarak tulangan s, harus :

$$S \leq 5h = 5 \cdot 120 = 600 \text{ mm dan } S \leq 450 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan (s) = 200 mm.

Jadi dipakai P8-200.

Untuk perencanaan penulangan pelat yang lain, daerah tumpuan dan lapangan, dilakukan dengan cara yang sama. Berikut hasil rekapan perencanaan penulangan pelat lantai dan pelat atap yang dapat dilihat pada Tabel 5.35

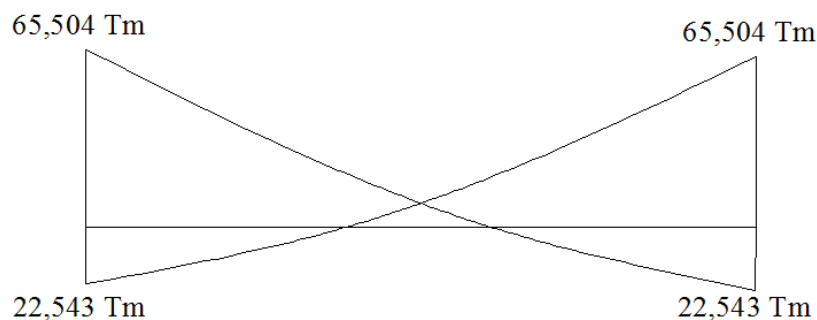
Tabel 5.35 Rekapan Hasil Perencanaan Penulangan Pelat Lantai dan Pelat Atap

Pelat		h(mm)	Ly(mm)	Lx(mm)	Tulangan				
					Arah X		Arah Y		Susut
					Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	
Lantai	1	120	5375	3000	P10-130	P10-130	P10-130	P10-130	P8-200
	2	120	4250	2765	P10-130	P10-130	P10-130	P10-130	P8-200
	3	120	3000	2750	P10-130	P10-130	P10-130	P10-130	P8-200
	4	120	2765	1475	P10-130	P10-130	P10-130	P10-130	P8-200
	5	120	4300	3150	P10-130	P10-130	P10-130	P10-130	P8-200
	6	120	6000	2750	P10-130	P10-130			P8-200
	7	120	6000	2000	P10-130	P10-130			P8-200
	8	120	3120	1500	P10-130	P10-130			P8-200
	9	120	8125	3000	P10-130	P10-130			P8-200
Atap	1	100	5375	3000	P10-170	P10-170	P10-170	P10-170	P8-250
	2	100	4250	2765	P10-170	P10-170	P10-170	P10-170	P8-250
	3	100	3000	2750	P10-170	P10-170	P10-170	P10-170	P8-250
	4	100	2765	1475	P10-170	P10-170	P10-170	P10-170	P8-250
	6	100	6000	2750	P10-170	P10-170			P8-250
	7	100	6000	2000	P10-170	P10-170			P8-250
	8	100	3120	1500	P10-170	P10-170			P8-250

5.5.2 Redistribusi Momen

Dasar perencanaan tulangan balok menggunakan redistribusi momen akibat kombinasi gempa, beban mati, dan beban hidup yang sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.2 menyatakan bahwa kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari joint tersebut. Dibawah ini dicontohkan perhitungan redistribusi momen pada balok B1(bentang 8,125 m), untuk tingkat ke 2, 3 dan 4.

Didapat dari analisis ETABS v 9.6, untuk hasil momen ETABS v 9.6 selengkapnya terdapat pada lampiran.



Gambar 5.37 Redistribusi Momen

$$M_u^- = 65,504 \text{ Tm}$$

$$M_u^+ = 22,543 \text{ Tm}$$

$$\sum M = 65,504 + 22,543 = 88,047 \text{ Tm}$$

Dicoba M_u^- didistribusi sebesar 8% (Redistribusi Maks. 20%)

$$M_u^- = 65,504 - (8 \% \times 88,047)$$

$$= 58,46 \text{ Tm}$$

$$M_u^+ = 88,047 - 58,46$$

$$= 29,587 \text{ Tm} > 50\% M_u^- \rightarrow \text{OK!}$$

Jadi, didapat nilai :

$$M_u^- = 58,46 \text{ Tm}$$

$$M_u^+ = 29,587 \text{ Tm}$$

untuk hasil momen ETABS v 9.6 selengkapnya terdapat pada lampiran 8 dan lampiran 9

5.5.3 Perencanaan Balok

Analisis balok induk yang dicontohkan dibawah ini adalah balok B1 untuk tingkat ke 2,3 dan 4 dengan asumsi data sebagai berikut :

$$\text{Tegangan desak beton, } f'_c = 24,9 \text{ MPa} = 253,98 \text{ Kg/cm}^2$$

Tegangan leleh baja, f_y :

$$\text{Tulangan pokok} = 382,459 \text{ MPa} = 3901,082 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Tulangan sengkang} = 235,36 \text{ MPa} = 2400,672 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Modulus elastisitas baja, } E_s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Regangan maksimum beton, } \epsilon_{cu} = 0,003$$

Diameter tulangan :

$$\text{Tulangan pokok, } \Phi = 22 \text{ mm (As = 3,801 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Tulangan sengkang, } \Phi_s = 10 \text{ mm (As = 0,785 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Selimut beton, } S_b = 4 \text{ cm, } \beta = 0,85 (< 30 \text{ MPa}), \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{382,459}{2000000} = 0,00195$$

1. Tulangan Longitudinal Tumpuan

a. Mengestimasi ukuran balok

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{382,459}{0,85 \cdot 24,9} = 18,07$$

$$\rho_b = \frac{\beta}{m} \times \frac{\epsilon_c}{(\epsilon_c + \epsilon_y)} = \frac{0,85}{18,07} \times \frac{0,003}{(0,003 + 0,00195)} = 0,0285$$

$$\rho_m = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0285 = 0,0214$$

$$\begin{aligned} R_b &= \rho_b \times f_y \times (1 - (1/2 \times \rho_b \times m)) \\ &= 0,0285 \times 3901,082 \times (1 - (1/2 \times 0,0285 \times 18,07)) \\ &= 82,561 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$R_m = 0,75 \times R_b = 0,75 \times 82,561 = 67,29 \text{ Kg/cm}^2$$

Untuk desain dimensi balok diambil momen maksimum dari hasil redistribusi momen, yaitu :

$$M_u^- = 58,46 \text{ Tm}$$

$$M_n = R_m \times b \times h^2$$

$$\frac{58,46 \times 10^5}{0,9} = 58,46 \times b \times 2b^2$$

$$b = 28,898 \text{ cm}$$

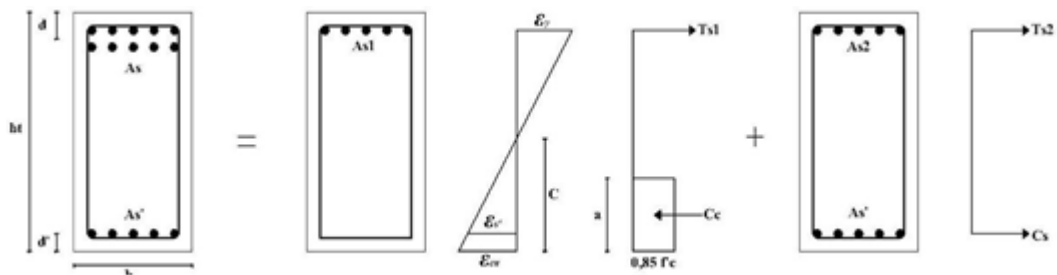
dipakai $b = 35 \text{ cm}$

$$\text{tinggi balok, } h_t = 2 \cdot b = (2 \cdot 35) = 70 \text{ cm}$$

Dimensi yang dipakai yaitu $b = 350 \text{ mm}$ dan $h = 700 \text{ mm}$. Komponen Struktur Lentur Rangka Momen Khusus (SPRMK) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- 1) Gaya aksial terfaktor, $P_u = 0,00 < 0,1 \cdot A_g \cdot f'_c = 0,1 \cdot (35 \cdot 70)$.
 $253,98 = 62225,1 \text{ kg} = 62,225 \text{ Ton}$
- 2) Bentang bersih komponen struktur, $l_n = 732,5 \text{ mm} \geq 4 \cdot h \text{ balok} = (4 \cdot 61,7) = 246,8 \text{ cm}$
- 3) $b / h = 350 / 700 = 0,5 > 0,3$
- 4) $b = 350 \geq 250 \text{ mm}$

Semua persyaratan telah terpenuhi



Gambar 5.38 Diagram Tegangan dan Regangan Balok Tulangan Rangkap

Tulangan pokok bagian tarik diperkirakan 2 lapis

$$\begin{aligned}
 d_s &= S_b + \Phi_s + \Phi + (1/2 \times \Phi) \\
 &= 4 + 1 + 2,2 + (1/2 \times 2,2) \\
 &= 8,3 \text{ cm} \\
 d_s' &= S_b + \Phi_s + \Phi + (1/2 \times \Phi) \\
 &= 4 + 1 + (1/2 \times 2,2) \\
 &= 6,1 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Tinggi efektif balok :

$$\begin{aligned}
 h &= h_t - d = 70 - 8,3 = 61,7 \text{ cm} \\
 h' &= h_t - d' = 70 - 6,1 = 63,9 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b. Komponen Tulangan Sebelah

Ketentuan :

$$M_u^+ = 50 \% M_u^-, R_1 = 0,3 - 0,4 R_b$$

$$M_u^+ < 50 \% M_u^-, R_1 > 0,3 R_b$$

$$M_u^+ > 50 \% M_u^-, R_1 < 0,3 R_b$$

$$M_u^+ \approx M_u^-, R_1 \approx 0,1 R_b$$

Karena $M_u^+ = 29,587 \text{ Tm} > 50 \% M_u^- = 50 \% \times 58,46 \text{ Tm}$, maka digunakan faktor reduksi (c) nilai R_b sebesar 0,25.

$$R_1 = 0,25 \times R_b = 0,25 \times 82,561 = 20,64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_1 = R_1 \times b \times h^2 = 20,64 \times 35 \times 61,7 = 2750128,331 \text{ Kgcm}$$

$$M_1 = 0,85 \times f'c \times a \times b \times (h - a/2)$$

$$M_1 = 0,85 \times 253,98 \times a \times 35 \times (61,7 - a/2)$$

Di dapat $a = 6,21 \text{ cm}$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6,21}{0,85} = 7,308 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{7,308 - 6,1}{7,308} \times 0,003 = 0,000496 < \epsilon_y = 0,00195$$

Baja desak belum leleh !

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 253,98 \cdot 6,21 \cdot 35 = 46935,214 \text{ Kg}$$

$$C_c = T_{s1}$$

$$C_c = A_{s1} \times f_y$$

$$A_{s1} = \frac{C_c}{f_y} = \frac{46935,214}{3901,082} = 12,03 \text{ cm}^2$$

$$n_1 = \frac{A_{s1}}{A_d} = \frac{12,03}{3,801} = 3,165 \text{ buah}$$

dipakai tulangan sebanyak 4 buah = 4 D22

$$A_{s1} = n \text{ pakai} \times A_d = 4 \times 3,801 = 15,205 \text{ cm}^2$$

$$T_{s1} = C_c = 0,85 \times f'c \times a \times b$$

$$15,205 \times 3901,082 = 0,85 \times 253,98 \times a \times 35$$

$$a = 7,85 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{7,85}{0,85} = 9,23 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{9,23 - 6,1}{9,23} \times 0,003 = 0,00102 < \epsilon_y = 0,00195$$

Baja desak belum leleh !

$$\epsilon_t = \frac{61,7 - 7,85}{7,85} \cdot 0,003$$

$$= 0,0206 > 0,005$$

$$\epsilon_t = 0,0206 > 0,005, \text{ penampang terkendali tarik } \phi = 0,9$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 253,98 \cdot 7,85 \cdot 35 = 59313,854 \text{ Kg}$$

$$M_1 = C_c \times (h - a/2) = 59313,854 \times (61,7 - 7,85/2) = 3427035,514 \text{ Kgcm}$$

c. Komponen Tulangan Rangkap

$$M_2 = M_n - M_1 = (58,46 \cdot 10^5) / 0,9 - 3427035,514$$

$$= 3068546,708 \text{ Kgcm}$$

Untuk sementara baja desak dianggap sudah leleh, untuk menentukan jumlah tulangan

$$T_{s2} = C_c = \frac{M_2}{(h - d')} = \frac{3068546,708}{(612,5 - 62,5)} = 55189,689 \text{ Kg}$$

$$T_{s2} = A_{s2} \times f_y$$

$$A_{s2} = \frac{T_{s2}}{f_y} = \frac{55189,689}{3901,082} = 14,147 \text{ cm}^2$$

$$n_2 = \frac{A_{s2}}{A_d} = \frac{14,147}{3,801} = 3,72 \text{ buah}$$

dipakai tulangan sebanyak 5 buah = 4 D22

Tulangan Tarik (n_t) = 8 D22

Tulangan Desak (n_d) = 4 D22

Kontrol jarak antar tulangan (s) : Misal n 1 lapis = 5 tulangan

$$s = \frac{b \text{ balok} - 2 (P_b + \phi \text{ sengkang}) - n \text{ 1 lapis coba} \times \phi \text{ tulangan pokok}}{n \text{ 1 lapis coba} - 1}$$

$$= \frac{35 - 2 \times (4 + 1) - 4 \times 2,2}{4 - 1}$$

$$= 6,18 \text{ cm} > 2,2 \text{ cm} \text{ Ok!!}$$

d. Kontrol Kuat Lentur Momen Negatif

Keseimbangan gaya-gaya horizontal

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times f_y = (0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + (A_s' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s)$$

$$8 \cdot 3,801 \times 3901,082 = (0,85 \cdot 253,98 \cdot a \cdot 35) + (4 \cdot 3,801 \cdot \frac{a - (0,85 \cdot 6,1)}{a} \cdot 0,003 \cdot 2 \cdot 10^6)$$

Di dapat $a = 9,93 \text{ cm}$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{9,93}{0,85} = 11,683 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{11,683 - 6,1}{11,683} \times 0,003 = 0,00143 < \epsilon_y = 0,00195$$

Baja desak belum leleh !

$$f_s = \epsilon_s' \times E_s = 0,00143 \times 2000000 = 2867,319 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_t = \frac{61,7 - 11,683}{11,683} \cdot 0,003$$

$$= 0,0144 > 0,005$$

$$\epsilon_t = 0,0144 > 0,005, \text{ penampang terkendali tarik } \phi = 0,9$$

e. Momen Nominal Negatif yang dapat dikerahkan :

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0,85 \times f'_c \times a \times b (h - a/2) \\
 &= 0,85 \times 253,98 \times 9,93 \times 35 \times (61,7 - 10,224 / 2) \\
 &= 4257135,363 \text{ Kgcm} \\
 M_2 &= A_s' \times f_s \times h - d' \\
 &= 4. 3,801 \times 2957,303 \times 61,7 - 6,1 = 2424068,91 \text{ Kgcm} \\
 M_t M_u^- &= \phi \times M_n \\
 &= 0,9 \times (4257135,363 + 2424068,91) \\
 &= 6013083,846 \text{ Kgcm} = 60,131 \text{ Tm} > M_u^- 58,46 \text{ Tm} \dots \text{Ok !}
 \end{aligned}$$

f. Kontrol Kuat Lentur Momen Positif

Keseimbangan gaya-gaya horizontal

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times f_y = (0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + (A_s' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s)$$

$$4. 3,801 \times 3901,082 = (0,85 \cdot 253,98 \cdot a \cdot 35) + (9. 3,801 \cdot \frac{a - (0,85 \cdot 6,1)}{a} \cdot 0,003 \cdot 2 \cdot 10^6)$$

Di dapat $a = 7,238 \text{ cm}$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{7,238}{0,85} = 8,515 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c = \frac{8,515 - 8,3}{8,515} \times 0,003 = 0,000076 < \epsilon_y = 0,00195$$

Baja desak belum leleh !

$$\epsilon_t = \frac{61,7 - 8,515}{8,515} \cdot 0,003 = 0,0187 > 0,005, \text{ penampang terkendali tarik}$$

$$f_s = \epsilon_s' \times E_s = 0,000076 \times 2000000 = 152,058 \text{ Kg/cm}^2$$

g. Momen Nominal Positif yang dapat dikerahkan :

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0,85 \times f'_c \times a \times b (h' - a/2) \\
 &= 0,85 \times 253,98 \times 7,238 \times 35 \times (63,9 - 7,662 / 2) \\
 &= 3296935,988 \text{ Kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 &= A_s \times f_s \times h' - d \\
 &= 8. 3,801 \times 152,058 \times 61,7 - 6,1 \\
 &= 257103,428 \text{ Kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_t M_u^+ &= \phi \times M_n \\
 &= 0,9 \times (3296935,988 + 257103,428) \\
 &= 3198635 \text{ Kgcm} = 31,986 \text{ Tm} > M_u^+ = 29,586 \text{ Tm} \dots \text{Ok !}
 \end{aligned}$$

h. Momen Kapasitas Negatif (M_{kap}⁻)

Keseimbangan gaya-gaya horizontal

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times f_y \times \phi_o = (0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + (A_s' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s)$$

$$8. 3,801 \times 3901,082 \times 1,25 = (0,85 \cdot 253,98 \cdot a \cdot 35) + (4 \cdot 3,801 \cdot \frac{a - (0,85 \cdot 6,1)}{a} \cdot 0,003 \cdot 2 \cdot 10^6)$$

Di dapat a = 11,776 cm

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{11,776}{0,85} = 13,854 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{13,854 - 6,1}{13,854} \times 0,003 = 0,00168 < \epsilon_y = 0,00195$$

Baja desak belum leleh !

$$f_s = \epsilon_s' \times E_s = 0,00168 \times 2000000 = 3358,109 \text{ Kg/cm}^2$$

i. Momen Kapasitas Negatif yang dapat dikerahkan :

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,85 \times f'_c \times a \times b (h - a/2) \\ &= 0,85 \times 253,98 \times 11,776 \times 35 \times (61,7 - 11,776/2) \\ &= 4965928,691 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= A_s' \times f_s \times h - d' \\ &= 4 \cdot 3,801 \times 3358,109 \times 61,7 - 6,1 \\ &= 2838995,943 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Kap}^- &= \phi \times M_n \\ &= 0,9 \times (4965928,691 + 2838995,943) \\ &= 7804924,639 \text{ Kgcm} = 78,05 \text{ Tm} > M_t M_u^- = 60,131 \text{ Tm} \dots \text{Ok !} \end{aligned}$$

j. Momen Kapasitas Positif (M_{kap}⁺)

Keseimbangan gaya-gaya horizontal

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times f_y \times \phi_o = (0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + (A_s' \cdot \frac{a - (\beta_1 \cdot d')}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s)$$

$$4 \cdot 3,801 \times 3901,082 \times 1,25 = (0,85 \cdot 253,98 \cdot a \cdot 35) + (8 \cdot 3,801 \cdot \frac{a - (0,85 \cdot 6,1)}{a} \cdot 0,003 \cdot 2 \cdot 10^6)$$

Di dapat a = 7,72 cm

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{7,72}{0,85} = 9,086 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c = \frac{9,086 - 8,3}{9,086} \times 0,003 = 0,00026 < \epsilon_y = 0,00195$$

Baja desak belum leleh !

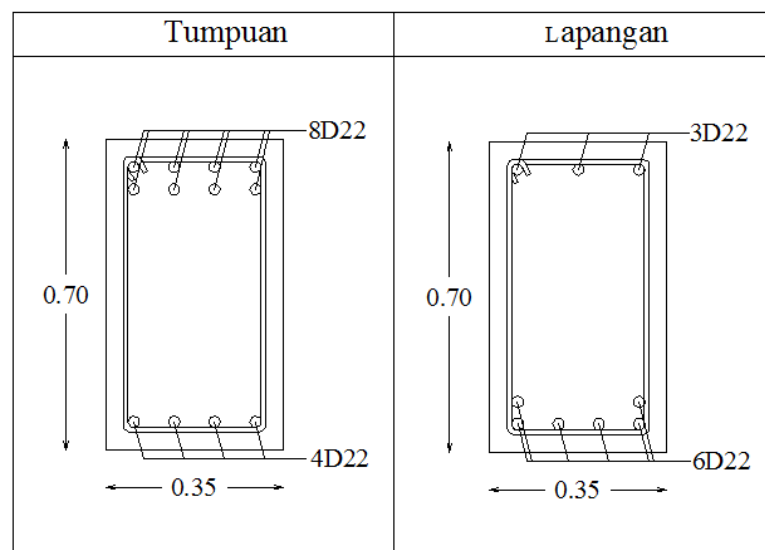
$$f_s = \varepsilon_s' x E_s = 0,00026 \times 2000000 = 519,213 \text{ Kg/cm}^2$$

k. Momen Nominal Positif yang dapat dikerahkan :

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (h' - a/2) \\ &= 0,85 \times 253,98 \times 7,72 \times 35 \times (63,9 - 7,72/2) \\ &= 3503647,703 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= A_s \times f_s \times h' - d \\ &= 8.3801 \times 519,213 \times 61,7 - 6,1 \\ &= 877901,218 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Kap}^+ &= \phi \times M_n \\ &= 0,9 \times (3503647,703 + 877901,218) \\ &= 4381548,921 \text{ Kgcm} = 43,815 \text{ Tm} > M_t \quad M_u^+ = 31,986 \text{ Tm}..Ok ! \end{aligned}$$

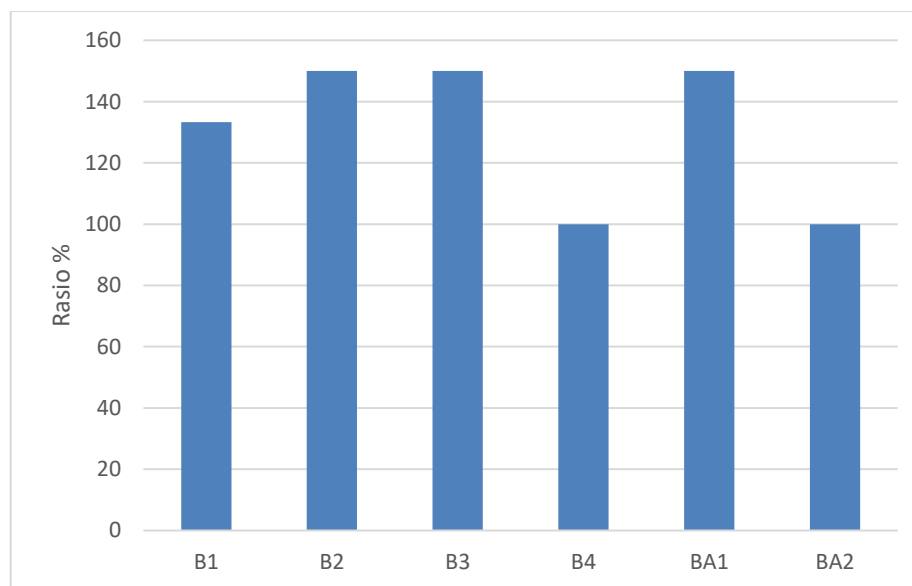


Gambar 3.39 Hasil Desain Tulangan Longitudinal B1 Tingkat ke 2,3 dan 4

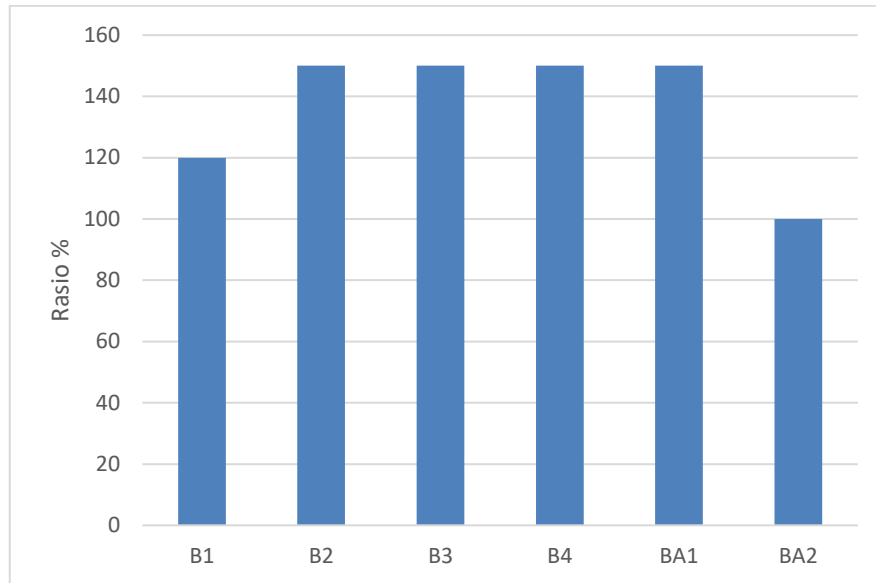
Perbandingan hasil desain tulangan longitudinal balok pada tanah sedang dan tanah lunak diperlihatkan pada Tabel 5.36.

Tabel 5.36 Rekapitulasi Desain Tulangan Longitudinal Balok

Balok	Tingkat Ke	B / H	Momen	Tulangan	Tulangan	Tumpuan	Rasio Luas	Tulangan	Lapangan	Rasio Luas
					2012	2002	%	2012	2002	%
B1	9	25/50	Negatif	D22	6	5	120	2	2	100
			Positif	D22	3	3	100	4	4	100
	7,8	35/70	Negatif	D22	6	6	100	2	2	100
			Positif	D22	3	3	100	4	4	100
	1,5,6	35/70	Negatif	D22	7	6	116,667	3	3	100
			Positif	D22	4	3	133,333	5	5	100
	2,3,4	35/70	Negatif	D22	8	7	114,286	3	3	100
			Positif	D22	4	3	133,333	6	5	120
B2	9	25/50	Negatif	D22	4	4	100	2	2	100
			Positif	D22	2	2	100	4	4	100
	1,2,3,4 5,6,7,8	30/60	Negatif	D22	6	5	120	3	2	150
			Positif	D22	3	2	150	5	4	125
B3	9	25/50	Negatif	D22	4	4	100	2	2	100
			Positif	D22	2	2	100	4	4	100
	1,2,3,4 5,6,7,8	30/60	Negatif	D22	5	4	125	3	2	150
			Positif	D22	3	2	150	6	4	150
B4	Semua	25/50	Negatif	D22	4	4	100	2	2	100
			Positif	D22	2	2	100	4	4	100
BA1	9	25/50	Negatif	D22	4	4	100	3	2	150
			Positif	D22	2	2	100	6	4	150
	1,2,3,4 5,6,7,8	25/50	Negatif	D22	5	4	125	4	3	133,333
			Positif	D22	3	2	150	7	5	140
BA2	Semua	25/50	Negatif	D22	4	4	100	2	2	100
			Positif	D22	2	2	100	4	4	100



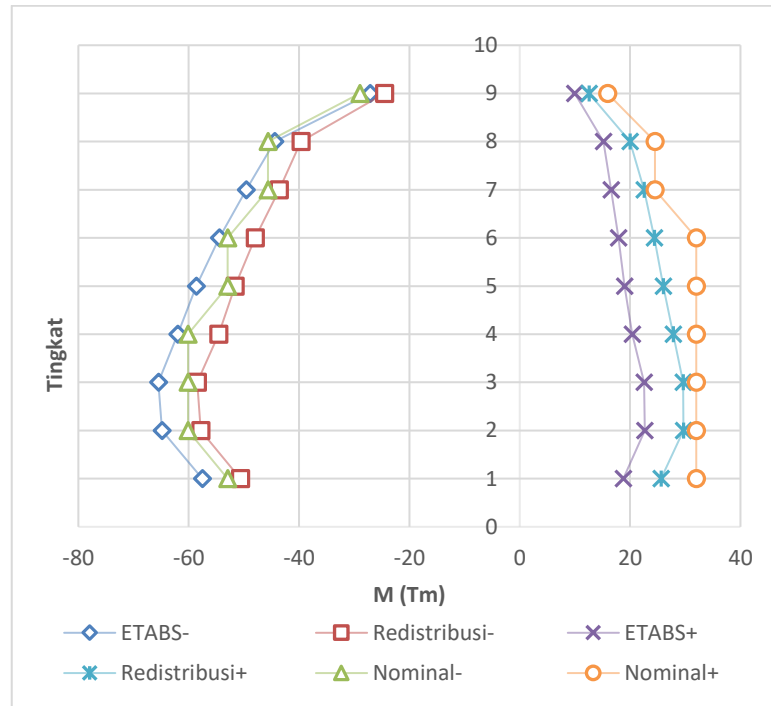
Gambar 5.40 Perbandingan Rasio Luas Tulangan Longitudinal Balok SNI 2012 Terhadap SNI 2002 Pada Daerah Tumpuan



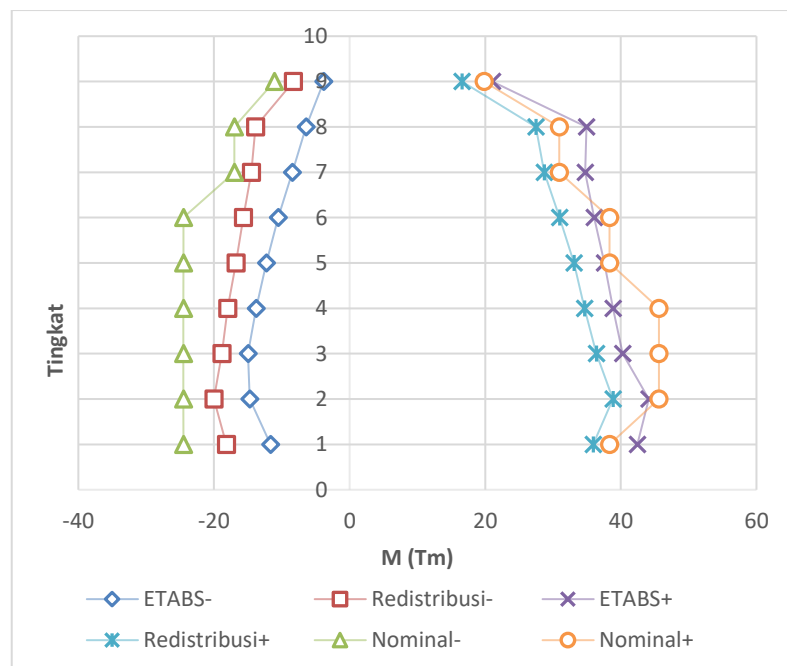
Gambar 5.41 Perbandingan Rasio Luas Tulangan Longitudinal Balok SNI 2012 Terhadap SNI 2002 Pada Daerah Lapangan

Dari uraian gambar diatas dapat disimpulkan bahwa rasio luas tulangan longitudinal pada SNI 2012 mencapai 150 % lebih besar dibandingkan dengan jumlah tulangan hasil desain pada SNI 2002 pada daerah tumpuan dan pada daerah lapangan. Hal tersebut disebabkan karena gaya yang terjadi akibat beban gempa pada SNI 2012 lebih besar daripada gaya yang terjadi akibat beban gempa pada SNI 2002.

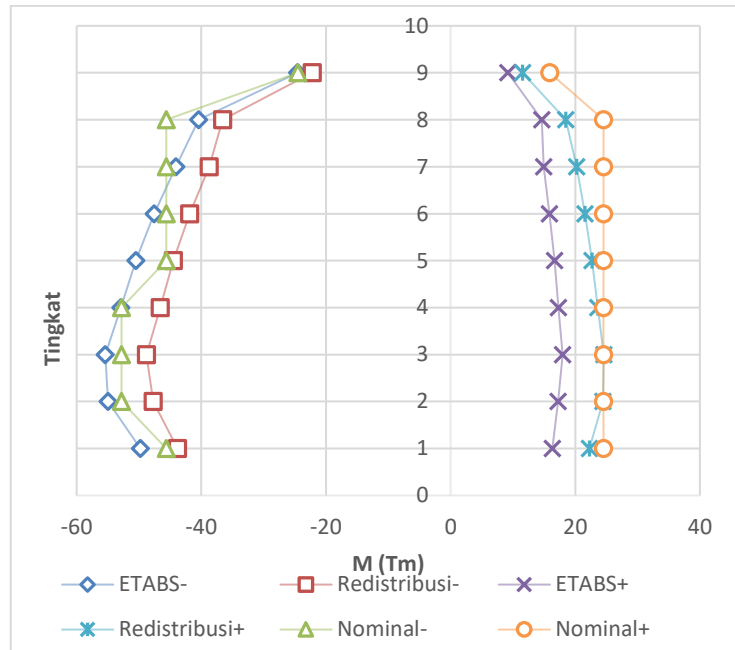
Berikut perbandingan momen tulangan longitudinal balok pada daerah tumpuan dan lapangan pada Balok B1 yaitu perbandingan momen ETABS v 9.6, momen redistribusi dan momen tersedia yang meliputi momen positif dan momen negatif.



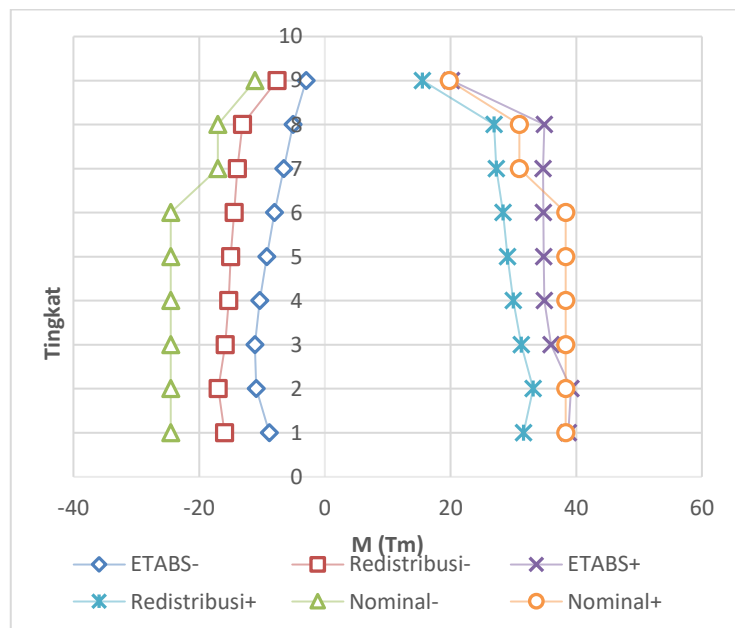
Gambar 5.42 Momen Tumpuan Balok B1 SNI 2012



Gambar 5.43 Momen Lapangan Balok B1 SNI 2012



Gambar 5.44 Momen Tumpuan Balok B1 SNI 2002



Gambar 5.45 Momen Lapangan Balok B1 SNI 2002

2. Tulangan Transversal Balok

Dari hasil analisis struktur menggunakan ETABS v 9.6 didapat gaya geser balok B1 – 2,3,4 sebagai berikut ini :

$$V_{D1} = 20,63 \text{ t}$$

$$V_{L1} = 4,98 \text{ t}$$

$$V_{D2} = 17,6 \text{ t}$$

$$V_{L2} = 4,98 \text{ t}$$

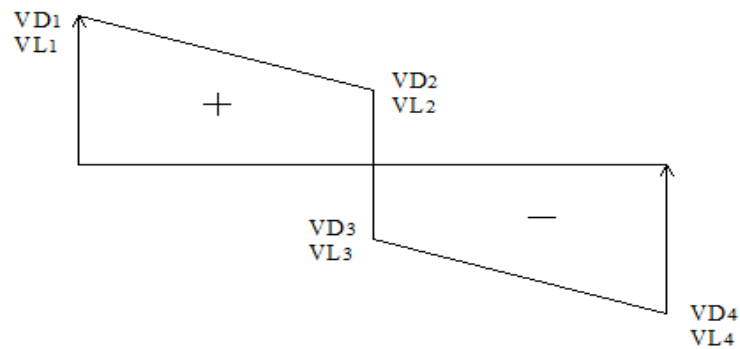
$$V_{D3} = 4,68 \text{ t}$$

$$V_{L3} = 2 \text{ t}$$

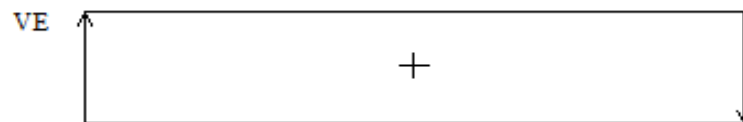
$$V_{D4} = 14,06 \text{ t}$$

$$V_{L4} = 2,63 \text{ t}$$

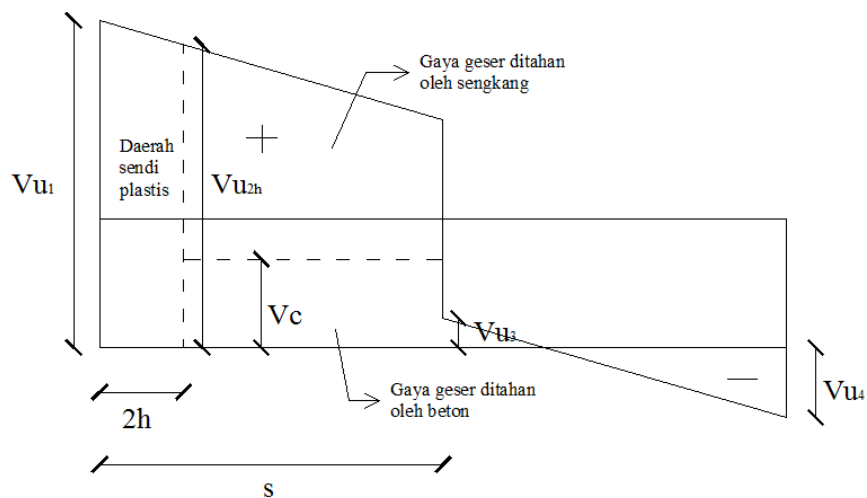
$$V_E = 6,85 \text{ t}$$



Gambar 5.46 Diagram Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi



Gambar 5.47 Diagram Gaya Geser Akibat Beban Gempa



Gambar 5.48 Diagram Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi dan Gempa

Dari hasil desain balok didapat:

$$M_{\text{kap}}^{-} = 78,049 \text{ tm}$$

$$M_{\text{kap}}^{+} = 43,815 \text{ tm}$$

$$b \text{ balok} = 35 \text{ cm}$$

$$h \text{ balok} = 70 \text{ cm}$$

$$L \text{ balok} = 8,125 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} l_n &= L \text{ balok} - (0,5 b \text{ kolom kiri} + 0,5 b \text{ kolom kanan}) \\ &= 8,125 - (0,5 \cdot 0,8 + 0,5 \cdot 0,8) \\ &= 7,325 \text{ m} \end{aligned}$$

$$d_s = 8,3 \text{ cm}$$

$$h^{-} = h - d_s = 70 - 8,3 = 61,7 \text{ cm}$$

$$\text{Kekakuan, } k = 1$$

a. Gaya geser akibat beban gravitasi

$$\begin{aligned} V_1 &= 1,2V_{D1} + V_{L1} & V_3 &= 1,2V_{D3} + V_{L3} \\ &= 1,2 \cdot 20,63 + 4,98 & &= 1,2 \cdot 3,36 + 1,2 \\ &= 29,566 \text{ t} & &= 7,616 \text{ t} \\ V_2 &= 1,2V_{D2} + V_{L2} & V_4 &= 1,2V_{D4} + V_{L4} \\ &= 1,2 \cdot 17,6 + 4,98 & &= 1,2 \cdot 14,04 + 2,63 \\ &= 26,1 \text{ t} & &= 19,502 \text{ t} \end{aligned}$$

b. Gaya geser akibat beban gempa

$$V_{uE} = \frac{M_{\text{kap}}^{+} + M_{\text{kap}}^{-}}{l_n} = \frac{43,815 + 78,049}{7,325} = 16,637 \text{ t}$$

c. Gaya geser akibat beban gravitasi dan gempa

$$\begin{aligned} V_{u1} &= V_1 + V_{uE} & V_{u3} &= -V_3 + V_{uE} \\ &= 29,566 + 16,637 & &= -7,616 + 16,637 \\ &= 46,203 \text{ t} & &= 9,021 \text{ t} \\ V_{u2} &= V_2 + V_{uE} & V_{u4} &= -V_4 + V_{uE} \\ &= 26,1 + 16,637 & &= -19,502 + 16,637 \\ &= 42,737 \text{ t} & &= -2,865 \text{ t} \end{aligned}$$

d. Gaya geser yang ditahan beton

$$V_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6} \cdot b \cdot h$$

$$= \left(\frac{\sqrt{24,9}}{6} \cdot 350 \cdot 617 \right) / 9810$$

$$= 18,308 \text{ t}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 18,308 = 13,731 \text{ t}$$

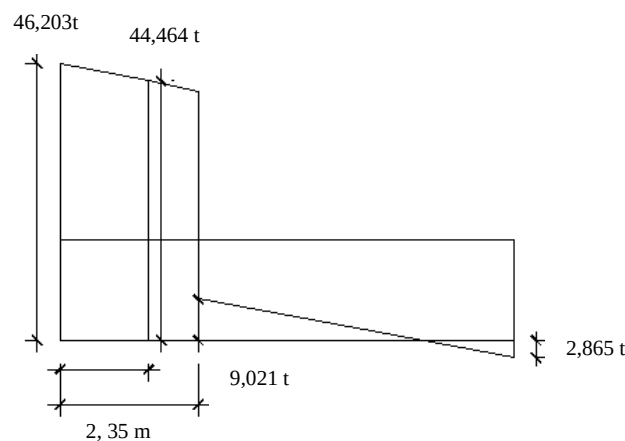
e. Gaya geser pada jarak 2h

$$s = 2,35 \text{ m}$$

$$V_{u2h} = V_{u2} + \frac{(s-2h)}{s} \cdot (V_{u1} - V_{u2})$$

$$= 42,567 + \frac{(2,35 - 2 \cdot 0,617)}{2,35} \cdot (46,203 - 42,737)$$

$$= 44,464 \text{ t}$$



Gambar 5.49 Hasil Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi dan Gempa

f. Senggang daerah sendi plastis

$$V_s = \frac{V_{u2h}}{\phi} = \frac{44,464}{0,75} = 59,285 \text{ t}$$

$$V_{s,maks} = \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot h$$

$$= \frac{2}{3} \sqrt{24,9} \cdot 350 \cdot 617$$

$$= 73,23 \text{ t} > V_s = 59,285 \text{ t} \dots \text{Ok!}$$

Luas sengkang per m panjang:

$$A_v = \frac{V_s \cdot S}{f_{ys} \cdot h} = \frac{59,285 \cdot 100}{\left(\frac{235,36}{98,1} \right) \cdot 61,7} = 40,05 \text{ cm}^2$$

Digunakan sengkang 4 kaki dengan diameter 1 cm

$$s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \cdot S}{A_v} = \frac{4 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 1^2 \cdot 100}{40,05} = 7,84 \text{ cm}$$

Syarat:

$$s \leq \frac{h}{4} = \frac{61,7}{4} = 15,425 \text{ cm}$$

$$s \leq 8D_{\text{pokok}} = 8 \cdot 2,2 = 17,6 \text{ cm}$$

$$s \leq 24D_{\text{sengkang}} = 24 \cdot 1 = 24 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Dipakai s daerah sendi plastis = 7,5 cm

g. Sengkang daerah luar sendi plastis

$$V_s = \frac{V_{u2h} - \phi V_c}{\phi} = \frac{44,464 - 13,731}{0,75} = 40,977 \text{ t}$$

$$A_v = \frac{V_s \cdot S}{f_{ys} \cdot h} = \frac{40,977 \cdot 100}{\left(\frac{235,36}{98,1}\right) \cdot 61,7} = 27,69 \text{ cm}^2$$

Digunakan sengkang 4 kaki dengan diameter 1 cm

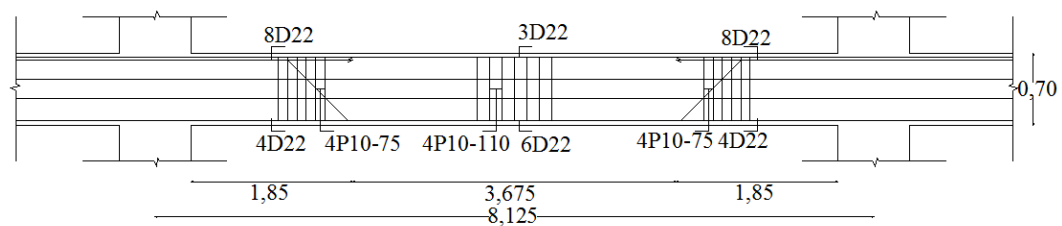
$$s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \cdot S}{A_v} = \frac{4 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 1^2 \cdot 100}{27,69} = 11,35 \text{ cm}$$

Syarat:

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{61,7}{2} = 30,85 \text{ cm}$$

$$s \leq 60 \text{ cm}$$

Dipakai s daerah luar sendi plastis = 11 cm

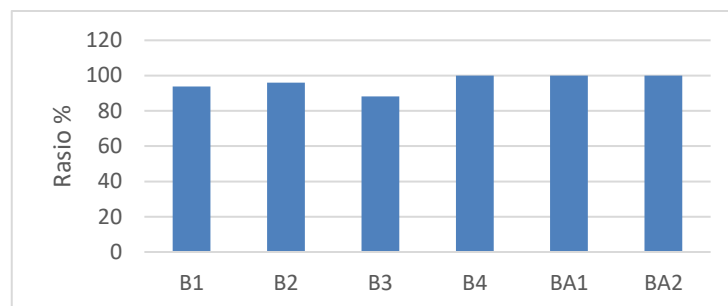


Gambar 5.50 Hasil Desain Tulangan Transversal Balok B1 Tingkat ke 2,3 &4

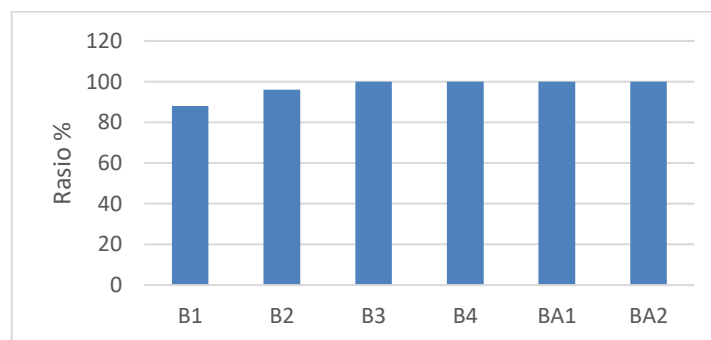
Hasil desain dan perbandingan tulangan transversal balok untuk SNI Gempa 2012 dan SNI Gempa 2002 diperlihatkan pada Tabel 5.37.

Tabel 5.37 Hasil Desain dan Perbandingan Tulangan Transversal Balok

Balok	Tingkat Ke	Tulangan	SNI 2012		SNI 2002		Rasio Jarak (%)	
			Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
B1	9	4P10	90	100	95	100	95	100
	7,8	4P10	85	130	85	130	100.000	100.000
	1,5,6	4P10	80	110	85	125	94.118	88
	2,3,4	4P10	75	110	80	120	93.75	91.667
B2	9	4P10	100	200	100	200	100	100
	1,2,3,4,5,6,7,8	4P10	120	240	125	250	96	96
B3	9	4P10	100	200	100	200	100	100
	1,2,3,4,5,6,7,8	4P10	75	100	85	120	88.235	83.333
B4	Semua	4P10	95	100	95	100	100	100.000
BA1	9	4P10	100	200	100	200	100	100
	1,2,3,4,5,6,7,8	4P10	100	200	100	200	100	100
BA2	Semua	4P10	100	200	100	200	100	100



Gambar 5.51 Perbandingan Rasio Jarak Tulangan Transversal Balok SNI 2012 Terhadap SNI 2002 Pada Daerah Sendi Plastis



Gambar 5.52 Perbandingan Rasio Jarak Tulangan Transversal Balok SNI 2012 Terhadap SNI 2002 Pada Daerah Luar Sendi Plastis

Dari gambar diatas dapat disimpulkan bahwa rasio jarak tulangan transversal balok pada perencanaan menggunakan SNI Gempa 2012 mencapai 88,235 % lebih kecil dibandingkan perencanaan menggunakan SNI Gempa 2002 pada daerah sendi plastis dan lebih kecil 88 % pada daerah luar sendi plastis.

5.5.4 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom yang dicontohkan di bawah ini adalah perencanaan kolom K1-1, dengan data sebagai berikut:

$$\text{Tegangan desak beton, } f'_c = 24,9 \text{ MPa} = 253,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 382,459 \text{ MPa} = 3901,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_{ys} = 235,36 \text{ MPa} = 2400,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulus elastisitas baja, } E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Regangan maksimum beton, } \epsilon_c = 0,003$$

$$\text{Diameter tulangan pokok} = 2,2 \text{ cm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Selimut beton, } S_b = 4 \text{ cm}$$

$$h_t = 75 \text{ cm}$$

$$b_t = 75 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{3901,08}{2000000} = 0,00195$$

1. Beban Aksial dan Momen Lentur

Pada perencanaan kolom, gaya aksial dan momen lentur arah x dan arah y didapatkan dari analisis ETABS 9.6 yang dapat dilihat pada Lampiran 5. Dari hasil analisa struktur untuk kolom K2-1-3 75/75 didapatkan gaya aksial dan momen lentur sebesar:

$$M_{ux} = 74 \text{ tm}$$

$$M_{uy} = 81,12 \text{ tm}$$

$$P_u = 623,51 \text{ t}$$

Kontrol struktur rangka pemikul momen khusus:

- a. Gaya aksial terfaktor sembarang kombinasi beban tidak kurang dari $A_g f'_c / 10$.

$$P_u = 623,51 \text{ t} > A_g \cdot f'_c / 10 = 0,1 \cdot 75 \cdot 75 \cdot (253,98 / 1000) = 142,864 \text{ t (Oke)}$$

- b. Dimensi penampang terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm

$$\text{Dimensi penampang terpendek kolom, } b = 750 \text{ mm} > 300 \text{ mm (Oke)}$$

- c. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4

$$\text{Rasio dimensi} = \frac{b}{h} = \frac{75}{75} = 1 > 0,4 \text{ (Oke)}$$

2. Diagram Mn-Pn

Diagram interaksi Mn-Pn menunjukkan hubungan antara beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas. Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi Mn-Pn sebagai kapasitas penampang terhadap suatu garis netral tertentu. Berikut adalah contoh perhitungan kolom K2-1-3 75/75 arah x untuk nilai ρ sebesar 0,1%.

Tulangan pokok kolom diperkirakan 1 lapis.

$$d = d' = S_b + \emptyset_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} \emptyset_{\text{pokok}} = 4 + 1 + \frac{1}{2} \cdot 2,2 = 6,1 \text{ cm}$$

$$h_c = h_t - d = 75 - 6,1 = 68,9 \text{ cm}$$

$$A_s = A_s' = \rho \cdot b \cdot h_c = 0,1\% \cdot 75 \cdot 68,9 = 5,167 \text{ cm}^2$$

a. Kondisi *balance*

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \cdot h_c = \frac{0,003}{0,003 + 0,00195} \cdot 68,9 = 41,753 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot \epsilon_c = \frac{41,753 - 6,1}{41,753} \cdot 0,003 = 0,00195 > \epsilon_y \text{ (baja desak sudah leleh)}$$

Kontrol nilai ϕ :

$$\epsilon_t = \frac{h_c - c}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{68,9 - 41,753}{41,753} \cdot 0,003 = 0,00195$$

$$\epsilon_t < 0,002, \phi = 0,65$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,85 \cdot 41,753 = 35,49 \text{ cm}$$

$$C_{cb} = 0,85 f'_c \cdot a_b \cdot b = 0,85 \cdot 253,98 \cdot 35,49 \cdot 75 = 574627,5677 \text{ kg}$$

$$T_{sb} = A_s \cdot f_y = 5,167 \cdot 3901,08 = 20158,8402 \text{ kg}$$

$$C_{sb} = A_s' (f_y - 0,85 f'_c) = 5,167 \cdot (3901,08 - 0,85 \cdot 253,98) = 19043,2648 \text{ kg}$$

$$P_{nb} = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb}$$

$$= 574627,5677 + 19043,2648 - 20158,8402$$

$$= 573511,992 \text{ kg} = 573,512 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= C_{cb} \left(\frac{h_t}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_{sb} \left(\frac{h_t}{2} - d' \right) + T_{sb} \left(\frac{h_t}{2} - d \right) \\ &= 574627,5677 \left(\frac{75}{2} - \frac{35,49}{2} \right) + 19043,2648 \left(\frac{65}{2} - 6,1 \right) + \\ &\quad 20158,8402 \left(\frac{75}{2} - 6,1 \right) \\ &= 125826,961 \text{ kgcm} = 125,827 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{125,827}{573,512} = 0,219$$

b. Kondisi patah desak

Pada kondisi patah desak, $c > c_b$. Sebagai contoh pada perhitungan ini diambil nilai beton desak $c = 1,2 c_b$.

$$c = 1,2 c_b = 1,2 \cdot 41,753 = 50,104 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{h_c - c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{68,9 - 50,104}{50,104} \cdot 0,003 = 0,0011 < \varepsilon_y \text{ (baja tarik belum leleh)}$$

Kontrol nilai ϕ :

$$\varepsilon_t = \frac{h_c - c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{68,9 - 50,104}{50,104} \cdot 0,003 = 0,0011$$

$$\varepsilon_t < 0,002, \phi = 0,65$$

$$f_s = \varepsilon_t \cdot E_s = 0,0011 \cdot 2000000 = 2250,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 50,104 = 42,588 \text{ cm}$$

$$C_c = 0,85 f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 253,98 \cdot 42,588 \cdot 75 = 689553,0813 \text{ kg}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 5,167 \cdot 2250,9 = 11631,5335 \text{ kg}$$

$$C_s = A_s' (f_y - 0,85 f'_c) = 5,167 \cdot (3901,08 - 0,85 \cdot 253,98) = 19043,2648 \text{ kg}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$= 689553,0813 + 19043,2648 - 11631,5335$$

$$= 696964,81 \text{ kg} = 696,964 \text{ t}$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h_t}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h_t}{2} - d' \right) + T_s \left(\frac{h_t}{2} - d \right)$$

$$= 689553,0813 \left(\frac{75}{2} - \frac{42,588}{2} \right) + 19043,2648 \left(\frac{75}{2} - 6,1 \right) +$$

$$11631,5335 \left(\frac{75}{2} - 6,1 \right)$$

$$= 121380,6054 \text{ kgcm} = 121,38 \text{ tm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{86,888}{570,809} = 0,174 \text{ m}$$

c. Kondisi patah tarik

Pada kondisi patah tarik, $c < c_b$. Sebagai contoh pada perhitungan ini diambil nilai beton desak $c = 0,6 c_b$.

$$c = 0,6 c_b = 0,6 \cdot 41,753 = 25,052 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{25,052 - 6,1}{25,052} \cdot 0,003 = 0,00227 > \varepsilon_y \text{ (baja desak sudah leleh)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{h_c - c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{68,9 - 25,052}{25,052} \cdot 0,003 = 0,00525 > \varepsilon_y \text{ (baja tarik sudah leleh)}$$

Kontrol nilai ϕ :

$$\varepsilon_s = \frac{h_c - c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{68,9 - 25,052}{25,052} \cdot 0,003 = 0,00525$$

$$\varepsilon_s > 0,005, \phi = 0,9$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 25,052 = 21,294 \text{ cm}$$

$$C_c = 0,85 f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 253,98 \cdot 21,294 \cdot 75 = 344776,5406 \text{ kg}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 5,167 \cdot 3901,08 = 20158,8402 \text{ kg}$$

$$C_s = A_s' (f_y - 0,85 f'_c) = 5,167 \cdot (3901,08 - 0,85 \cdot 253,98) = 19043,2648 \text{ kg}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$= 344776,5406 + 19043,2648 - 20158,8402$$

$$= 343660,9652 \text{ kg} = 343,660 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(\frac{h_t}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h_t}{2} - d' \right) + T_s \left(\frac{h_t}{2} - d \right) \\ &= 344776,5406 \left(\frac{75}{2} - \frac{35,49}{2} \right) + 19043,2648 \left(\frac{75}{2} - 6,1 \right) + \\ &\quad 20158,8402 \left(\frac{75}{2} - 6,1 \right) \\ &= 104892,242 \text{ kgcm} = 104,892 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{104,892}{343,660} = 0,305 \text{ m}$$

d. Kondisi sentris ($M_n = 0$)

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban bekerja tepat pada titik berat potongan kolom (beban aksial murni), sehingga tidak ada momen yang terjadi.

$$C_c = 0,85 f'_c \cdot b \cdot h_t = 0,85 \cdot 253,98 \cdot 75 \cdot 75 = 1214341,875 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} C_{s1} + C_{s2} &= (A_s + A_s') \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \\ &= (10,335) \cdot (3901,08 - 0,85 \cdot 253,98) \\ &= 38086,5296 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_n = C_c + (C_{s1} + C_{s2})$$

$$= 1214341,875 + 38086,5296$$

$$= 1252,428 \text{ kg} = 1252,428 \text{ t}$$

e. Kondisi lentur murni ($P_n = 0$)

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanyalah momen, beban aksial = 0, sehingga perhitungannya seperti analisis balok tulangan rangkap dengan tulangan desak belum leleh.

$$C_c = 0,85 f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 253,98 \cdot a \cdot 75 = 16191,225 a$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 5,167 \cdot 3901,08 = 20158,8402 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \cdot f_s = A_s' \cdot \epsilon_s \cdot E_s = A_s' \cdot \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \\ &= 5,167 \cdot \frac{a - 0,85 \cdot 6,1}{a} \cdot 0,003 \cdot 2000000 \\ &= \frac{31005 a - 160760,925}{a} \end{aligned}$$

Keseimbangan gaya-gaya horisontal:

$$C_c + C_s - T_s = 0$$

$$16191,225 a + \frac{31005 a - 160760,925}{a} + 20158,8402 = 0$$

$$\text{Didapat } a = 2,833$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,833}{0,85} = 3,334 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{3,334 - 6,1}{3,334} \cdot 0,003 = -0,0025 < \epsilon_y \text{ (baja desak belum leleh)}$$

$$f_s = \epsilon_s' \cdot E_s = -0,0025 \cdot 2000000 = -4978,09 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 16191,225 a = 16191,225 \cdot 2,833 = 45883,11957 \text{ kg}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 5,167 \cdot -4978,09 = -25724,27936 \text{ kg}$$

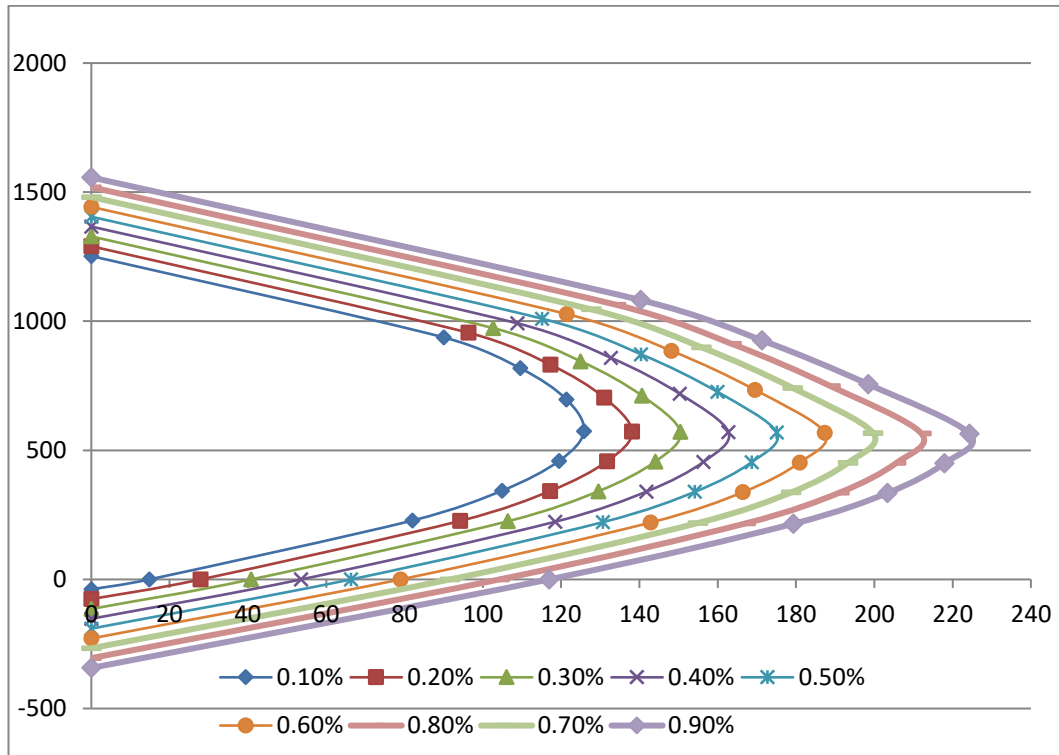
$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(h_c - \frac{a}{2} \right) + T_s (h_c - d) \\ &= 45883,11957 \left(68,9 - \frac{2,833}{2} \right) + (-25724,27936) (68,9 - 6,1) \\ &= 14808,497 \text{ kgcm} = 14,80849798 \text{ tm} \end{aligned}$$

f. Kondisi tarik murni

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanya beban aksial tarik murni.

$$\begin{aligned} P_n &= - (A_s + A_s') \cdot f_y & M_n &= 0 \\ &= - (5,167 + 5,167) \cdot 3901,08 \\ &= -38086,529 \text{ kg} = -38,086 \text{ t} \end{aligned}$$

Demikianlah diagram Mn-Pn dibuat, dengan mencoba-coba nilai c untuk patah desak dan patah tarik. Dalam pembuatan diagram ini dihitung ρ tulangan 1 sisi sebesar 0,1% , 0,2%, 0,3%, 0,4%, 0,5%, 0,6%, 0,7%, 0,8%, 0,9%, dan 1%.



Gambar 5.53 Diagram Mn-Pn Tulangan Arah X

3. Tulangan logitudinal

Perhitungan tulangan longitudinal kolom didapatkan dengan memasukkan hasil momen nominal (M_n) dan gaya aksial kolom (P_n) yang didapat dari analisis menggunakan ETABS 9.6 ke dalam diagram M_n - P_n . Berikut adalah contoh perhitungan tulangan longitudinal kolom K2 1-3 arah x.

Diambil asumsi awal nilai $\phi = 0,65$

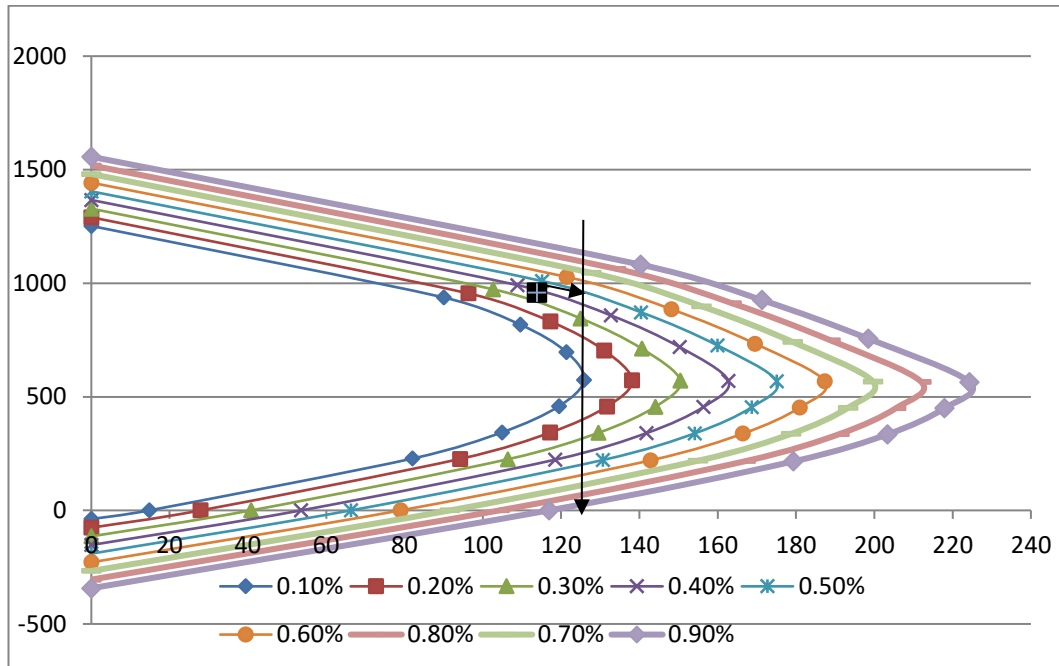
$$P_u = 623,51 \text{ t}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{623,51}{0,65} = 959,25 \text{ t} > P_b, \text{ sehingga kolom K2 1-3 mengalami patah desak}$$

$$M_{ux} = 74,01 \text{ tm}$$

$$M_n = \frac{M_{ux}}{\phi} = \frac{74,01}{0,65} = 113,846 \text{ tm}$$

Setelah nilai momen nominal (M_n) dan gaya aksial kolom (P_n) didapat, selanjutnya diplotkan kedalam diagram M_n - P_n yang sudah dibuat sebelumnya



Gambar 5.54 Plot Hasil Mn-Pn Analisis ETABS v9.6 Tulangan Arah x

Berdasarkan hasil analisis diagram di atas dipakai ρ tulangan 1 sisi arah x = 0,5%, dengan M_{nx} rencana = 128 tm dan $P_n = 8959,25$ 64 t, sehingga dapat dihitung jumlah tulangan yang dipakai sebesar:

$$n = \frac{\rho \cdot b \cdot h}{A_{1d}} = \frac{0,5\% \cdot 75 \cdot 75}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,2^2} = 7,39 \text{ buah}$$

Dipakai jumlah tulangan K2-1-3 arah x sebanyak 8 buah. Selanjutnya dilakukan pengecekan terhadap asumsi nilai $\phi = 0,65$. Karena kolom mengalami patah desak maka tebal beton desak cukup besar sehingga $c > c_b$, yang berarti baja tarik belum leleh.

$$n = 8 \text{ buah}$$

$$A_s = A_s' = n \cdot A_{1d} = 8 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,2^2 = 30,411 \text{ cm}^2$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 0,85 \cdot 253,98 \cdot 0,85 \cdot c \cdot 75 = 13763c$$

$$C_s = A_s' (f_y - 0,85 f'_c) = 30,411 (3901,08 - 0,85 \cdot 253,98) = 112069,1689 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \cdot \left(\frac{h_c - c}{c} \right) \cdot \epsilon_c \cdot E_s \\ &= 30,411 \cdot \left(\frac{68,9 - c}{c} \right) \cdot 0,003 \cdot 2000000 \\ &= \frac{12571749,02}{c} - 182463,7013 \end{aligned}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$959246,1538 = 13763c + 112069,1689 - \left(\frac{12571749,02}{c} - 182463,7013 \right)$$

$$13763c^2 - 664713,2837c - 12571749,02 = 0$$

$$c = 62,83 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{62,83 - 6,1}{62,83} \cdot 0,003 = 0,0027 > \varepsilon_y \text{ (baja desak sudah leleh)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{h_c - c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{68,9 - 62,83}{62,83} \cdot 0,003 = 0,000289 < \varepsilon_y \text{ (baja tarik belum leleh)}$$

Periksa nilai ϕ :

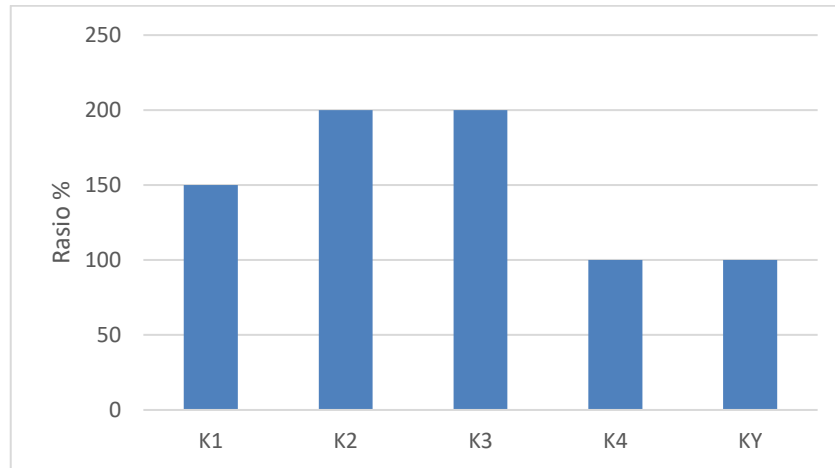
$$\varepsilon_t = \frac{h_c - c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{68,9 - 62,83}{62,83} \cdot 0,003 = 0,000289$$

$$\varepsilon_t < 0,002, \phi = 0,65 \text{ (asumsi benar)}$$

Hasil desain dan perbandingan tulangan longitudinal kolom diperlihatkan pada Tabel.5.38.

Tabel 5.38 Hasil Desain dan Perbandingan Tulangan Longitudinal Kolom

Kolom	Tingkat ke	Ukuran (cm)	Tulangan	SNI Gempa 2012	SNI Gempa 2002	Rasio Luas
K1	7,8,9	45/45	D22	10	8	125
	4,5,6	52,5/52,5	D22	12	8	150
	1,2,3	60/60	D22	18	12	150
K2	7,8,9	50/50	D22	16	8	200
	4,5,6	60/60	D22	18	10	180
	1,2,3	75/75	D22	30	16	187.5
K3	7,8,9	35/35	D22	6	4	150
	4,5,6	42,5/42,5	D22	8	6	133.333333
	1,2,3	47,5/47,5	D22	16	8	200.000
K4	7,8,9	35/35	D22	4	4	100
	4,5,6	42,5/42,5	D22	6	6	100
	1,2,3	45/45	D22	6	6	100
KY	1,2,3	35/35	D22	4	4	100



Gambar 5.55 Perbandingan Rasio Luas Tulangan Longitudinal Kolom SNI 2012 terhadap SNI 2002

Dari gambar diatas dapat disimpulkan bahwa rasio luas tulangan longitudinal kolom dengan perencanaan SNI Gempa 2012 mencapai 200 % pada kolom K2 dan K3 lebih besar dibandingkan dengan perencanaan SNI Gempa 2002.

4. Tulangan Transversal

Dari hasil analisis struktur menggunakan ETABS 9.6, didapatkan gaya geser kolom yang dapat dilihat pada Lampiran 7.

a. Kolom Dasar (Kolom *Confinement*)

Kolom dasar dan kolom tepi pada penelitian ini didesain dengan sengkang sebagai *confinement*. Sengkang sebagai *confinement* yang dimaksud adalah sebagai “pengekang” agar akibat gaya aksial suatu kolom tetap menyatu tidak pecah. Sebagaimana diketahui bahwa akibat gaya aksial, kolom disatu sisi akan mengalami pemendekan tetapi disisi lain akan mengembang ke arah samping. Tugas sengkang adalah mengikat kolom agar kolom betonnya tidak pecah. Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan ETABS 9.6 didapatkan gaya geser kolom K2 lantai 1 adalah sebagai berikut.

$$V_D = 70,04 \text{ kN}$$

$$V_L = 20,69 \text{ kN}$$

$$V_E = 189,136 \text{ kN}$$

Dari hasil perbandingan Muk kolom dan Mpr balok pada lampiran 14 dan Lampiran 15 didapat:

$$M_{uka} = 1294,92 \text{ kNm}$$

$$M_{ukb} = 1294,92 \text{ kNm}$$

$$N_{u,k} = 9410,20 \text{ kN}$$

$$b \text{ kolom} = 750 \text{ mm}$$

$$h \text{ kolom} = 750 \text{ mm}$$

$$A_g = b \cdot h = 750 \cdot 750 = 562500 \text{ mm}^2$$

$$H = 3600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} l_u &= H - (0,5 h \text{ balok atas} + 0,5 h \text{ balok bawah}) \\ &= 3600 - (0,5 \cdot 700 + 0,5 \cdot 700) \\ &= 2900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_c = 689 \text{ mm}$$

1) Gaya geser perlu (V_u)

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_{uka} + M_{ukb}}{l_u} \\ &= \frac{1294,92 + 1294,92}{2900} \\ &= 893,048 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left[1 + \frac{N_{u,k}}{14 A_g} \right] \lambda \sqrt{f'_c} b \cdot d_c \\ &= 0,17 \left[1 + \frac{9410,20}{14 \cdot 562500} \right] 1 \sqrt{24,9} 750 \cdot 689 \\ &= 513,973 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Gaya geser yang ditahan oleh tulangan

Daerah sepanjang l_o

$$V_{s1} = \frac{V_u}{\phi} = \frac{893,048}{0,75} = 1190,73 \text{ kN}$$

Daerah di luar l_o

$$V_{s2} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 1190,73 - 513,973 = 676,757 \text{ kN}$$

4) Menentukan panjang l_o

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.6.4.1, panjang l_o ditentukan tidak boleh kurang dari yang terbesar sebagai berikut:

a) $d_c = 689 \text{ mm}$

b) $1/6 l_{n,k} = 1/6 \cdot 2900 = 483,333 \text{ mm}$

c) 450 mm

Dipakai panjang l_o sebesar 689 mm

5) Sengkang sepanjang l_o

Dipakai sengkang 4 kaki

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = 4 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 12^2 = 452,39 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d_c}{V_{s1}} = \frac{628,318 \cdot 382,459 \cdot 689}{1190,73 \cdot 1000} = 100,115 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3, spasi tulangan transversal sepanjang l_o tidak boleh melebihi yang terkecil sebagai berikut:

a) $\frac{1}{4}$ dari komponen struktur minimum

$$\frac{1}{4} \cdot b = \frac{1}{4} \cdot 750 = 187,5 \text{ mm}$$

b) Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil

$$6D_{\text{pokok}} = 6 \cdot 22 = 132 \text{ mm}$$

$$c) s \leq 100 + \frac{350 - (h - 2 \cdot d_c)}{3} = 100 + \frac{350 - (750 - 2 \cdot 687,5)}{3} = 425 \text{ mm}$$

Dipakai jarak sengkang $s = 100 \text{ mm}$

Cek syarat kolom *confinement* menurut SNI 21.6.4.4:

$$\begin{aligned} A_{ch} &= (b_c - 2 S_b) \cdot (d_c - 2 S_b) \\ &= (750 - 2 \cdot 40) \cdot (750 - 2 \cdot 40) \\ &= 448900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \cdot \left(\frac{s \cdot d_c \cdot f_{rc}}{f_{ys}} \right) \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \cdot \left(\frac{100 \cdot 687,5 \cdot 24,9}{382,459} \right) \cdot \left(\frac{562500}{448900} - 1 \right) \\ &= 339,81 < A_v = 452,39 \text{ (Oke)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= \frac{0,09 \cdot s \cdot d_c \cdot f_{rc}}{f_{ys}} \\ &= \frac{0,09 \cdot 100 \cdot 689 \cdot 24,9}{382,459} \\ &= 403,71 < A_v = 452,39 \text{ (Oke)} \end{aligned}$$

6) Sengkang di luar l_o

Dipakai sengkang 4 kaki

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = 4 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 12^2 = 452,39 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d_c}{V_{s2}} = \frac{678,58 \cdot 382,459 \cdot 689}{677,876 \cdot 1000} = 175,15 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3, spasi tulangan transversal di luar panjang l_o tidak boleh melebihi yang terkecil sebagai berikut:

a) Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil

$$6D_{\text{pokok}} = 6 \cdot 22 = 132 \text{ mm}$$

b) 150 mm

Dipakai jarak sengkang $s = 130 \text{ mm}$

b. Kolom Tengah

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan ETABS 9.6 didapatkan gaya geser balok K2-1 lantai 2 dan 3 adalah sebagai berikut.

$$V_D = 70,04 \text{ kN}$$

$$V_L = 20,69 \text{ kN}$$

$$V_E = 189,136 \text{ kN}$$

Dari hasil perbandingan Muk kolom dan Mpr balok pada lampiran 14 dan Lampiran 15 didapat:

$$M_{uka} = 1294,92 \text{ kNm}$$

$$M_{ukb} = 1294,92 \text{ kNm}$$

$$N_{u,k} = 9410,20 \text{ kN}$$

$$b \text{ kolom} = 750 \text{ mm}$$

$$h \text{ kolom} = 750 \text{ mm}$$

$$A_g = b \cdot h = 750 \cdot 750 = 562500 \text{ mm}^2$$

$$H = 3600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} l_u &= H - (0,5 h \text{ balok atas} + 0,5 h \text{ balok bawah}) \\ &= 3600 - (0,5 \cdot 700 + 0,5 \cdot 700) \\ &= 2900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_c = 689 \text{ mm}$$

7) Gaya geser perlu (V_u)

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_{uka} + M_{ukb}}{l_u} \\ &= \frac{1294,92 + 1294,92}{2900} \\ &= 893,048 \text{ kN} \end{aligned}$$

8) Gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left[1 + \frac{N_{u,k}}{14 A_g} \right] \lambda \sqrt{f'_c} b \cdot d_c \\ &= 0,17 \left[1 + \frac{9410,20}{14 \cdot 562500} \right] 1 \sqrt{24,9} 750 \cdot 689 \\ &= 513,973 \text{ kN} \end{aligned}$$

9) Gaya geser yang ditahan oleh tulangan

Daerah sepanjang l_o

$$V_{s1} = \frac{V_u}{\phi} = \frac{893,048}{0,75} = 1190,73 \text{ kN}$$

Daerah di luar l_o

$$V_{s2} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 1190,73 - 513,973 = 676,75 \text{ kN}$$

10) Menentukan panjang l_o

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1, panjang l_o ditentukan tidak boleh kurang dari yang terbesar sebagai berikut:

d) $d_c = 689 \text{ mm}$

e) $1/6 l_{n,k} = 1/6 \cdot 2900 = 483,333 \text{ mm}$

f) 450 mm

Dipakai panjang l_o sebesar 689 mm

11) Sengkang sepanjang l_o

Dipakai sengkang 4 kaki

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = 4 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 12^2 = 452,39 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d_c}{V_{s1}} = \frac{452,39 \cdot 382,459 \cdot 689}{1190,73 \cdot 1000} = 100,115 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3, spasi tulangan transversal sepanjang l_o tidak boleh melebihi yang terkecil sebagai berikut:

a) $\frac{1}{4}$ dari komponen struktur minimum

$$\frac{1}{4} \cdot b = \frac{1}{4} \cdot 750 = 187,5 \text{ mm}$$

b) Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil

$$6D_{\text{pokok}} = 6 \cdot 22 = 132 \text{ mm}$$

$$c) s \leq 100 + \frac{350 - (h - 2 \cdot d_c)}{3} = 100 + \frac{350 - (750 - 2 \cdot 687,5)}{3} = 425 \text{ mm}$$

Dipakai jarak sengkang $s = 100 \text{ mm}$

12) Sengkang di luar l_o

Dipakai sengkang 4 kaki

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = 4 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 12^2 = 452,39 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d_c}{V_{s2}} = \frac{452,39 \cdot 382,459 \cdot 689}{677,876 \cdot 1000} = 176,15 \text{ mm}$$

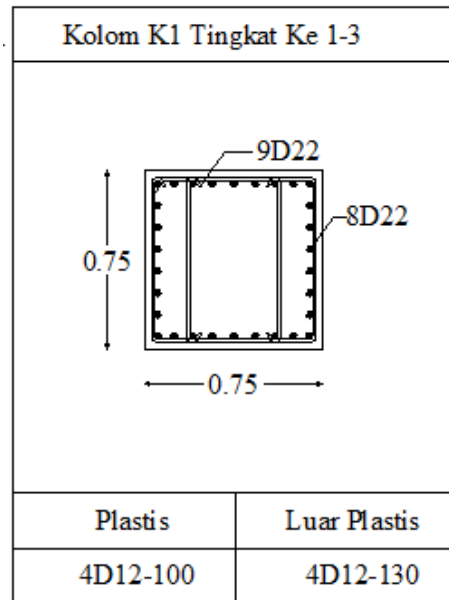
Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.6.4.3, spasi tulangan transversal di luar panjang l_o tidak boleh melebihi yang terkecil sebagai berikut:

a) Enam kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil

$$6D_{\text{pokok}} = 6 \cdot 22 = 132 \text{ mm}$$

b) 150 mm

Dipakai jarak sengkang $s = 130 \text{ mm}$

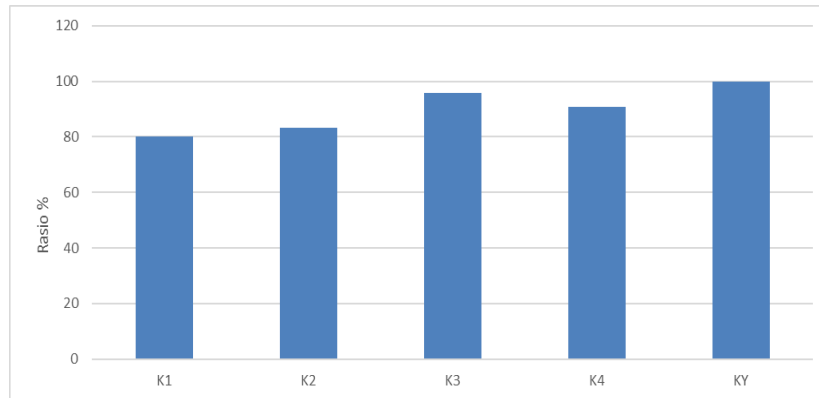


Gambar 5.56 Desain Tulangan Kolom K2 Tingkat ke 1-3

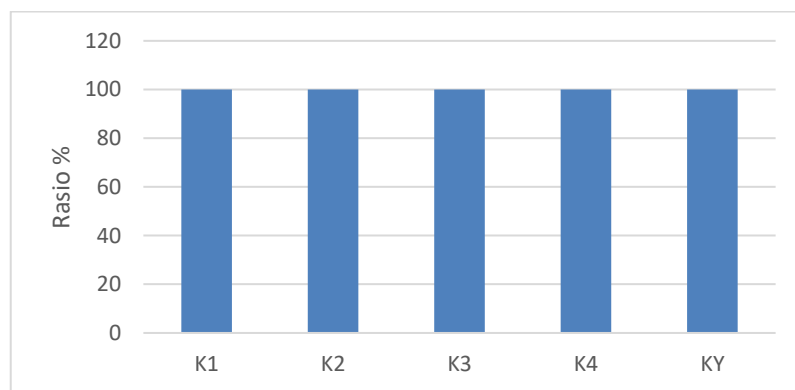
Hasil desain dan perbandingan tulangan longitudinal kolom diperlihatkan pada Tabel.5.39.

Tabel 5.39 Hasil Desain dan Perbandingan Tulangan Transversal Kolom

Kolom	Tingkat ke	Tulangan	SNI 2012		SNI 2002		Rasio Jarak	
			Lo	Luar Lo	Lo	Luar Lo	Lo	Luar Lo
K1	7,8,9	3D12	110	130	110	130	100	100
	4,5,6	3D12	95	130	110	130	86,364	100
	1,2,3	3D12	100	130	125	130	80	100
K2	7,8,9	4D12	120	130	130	130	92,308	100
	4,5,6	4D12	130	130	130	130	100	100
	1,2,3	4D12	100	130	120	130	83,333	100
K3	7,8,9	3D12	85	130	85	130	100	100
	4,5,6	3D12	105	130	105	130	100	100
	1,2,3	2D12	110	130	115	130	95,652	100
K4	7,8,9	2D12	85	130	85	130	100	100
	4,5,6	2D12	100	130	100	130	100	100
	1,2,3	2D12	100	130	110	130	90,909	100
KY	1,2,3	2D12	85	130	85	130	100	100



Gambar 5.57 Perbandingan Rasio Jarak Tulangan Transversal Kolom SNI 2012 terhadap SNI 2002 Untuk Daerah Lo



Gambar 5.58 Perbandingan Rasio Jarak Tulangan Transversal Kolom SNI 2012 terhadap SNI 2002 Untuk Daerah Luar Lo

Dari gambar diatas dapat disimpulkan bahwa rasio jarak tulangan transversal kolom pada perencanaan menggunakan SNI Gempa 2012 mencapai 80 % lebih kecil dibandingkan perencanaan menggunakan SNI Gempa 2002 pada daerah Lo sama dengan daerah luar lo.

5.5.5 Perencanaan Fondasi

Pada penelitian ini jenis pondasi yang direncanakan adalah pondasi tiang bor (*bored pile*). Hasil penyelidikan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.36 berikut.

1. Data N-SPT

Tabel 5.40 Data N-SPT

Kedalaman	Tebal Lapisan (m)	Tanah	N	$f_i = N/2$ (t/m ³)	Li.f _i (t/m)
0 - 2 m	2	Pasir Kelanauan	27	13.5	27
2 - 4 m	2	Pasir	25	12.5	25
4 - 6 m	2	Pasir Kelanauan	27	13.5	27
6 - 8 m	2	Lanau	43	21.5	43
8 - 10 m	2	Lanau	32	16	32
10 - 12 m	2	Lanau	40	20	40
12 - 14 m	2	Lanau	12	6	12
14 - 16 m	2	Lanau	22	11	22
16 - 18 m	2	Lanau-lempung	60	30	60
18 - 20 m	2	Lempung	60	30	60
20 - 22 m	2	Lempung-pasir	60	30	60
22 - 24 m	2	Pasir	60	30	60
24 - 26 m	2	Pasir	60	30	60
		Rerata N	34.8	Σ Lifi	348

Berdasarkan Tabel 5.40 maka tiang bor akan direncanakan dengan panjang tiang sedalam 19 m dan diameter tiang 0,6 m. Berikut ini merupakan contoh perhitungan perencanaan pondasi pada kolom K2 1-3

2. Kriteria Tiang

Diameter tiang, $D = 0,6 \text{ m}$

Momen inersia tiang, $I_p = 1/64 \cdot \pi \cdot D^4 = 1/64 \cdot \pi \cdot 0,6^4 = 0,00636 \text{ m}^4$

Kedalaman yang ditinjau, $x = 20 \text{ m}$

Angka keamanan, $S_F = 3$

Luas penampang tiang, $A_p = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 0,6^2 = 0,283 \text{ m}^2$

Panjang tiang, $L = 19 \text{ m}$

Luas selimut tiang, $A_s = \pi \cdot L \cdot D = \pi \cdot 19 \cdot 0,6 = 35,814 \text{ m}^2$

3. Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor

Mutu beton, $f'_c = 24,9 \text{ MPa} = 253,98 \text{ kg/cm}^2$

Mutu baja, $f_y = 382,459 \text{ Mpa} = 3901,082 \text{ kg/cm}^2$

Berat volume beton, $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$

Jumlah tiang, $n = 4 \text{ buah}$

Jarak antar tiang, $s = 2,5 \cdot D = 2,5 \cdot 0,6 = 1,5 \text{ m}$

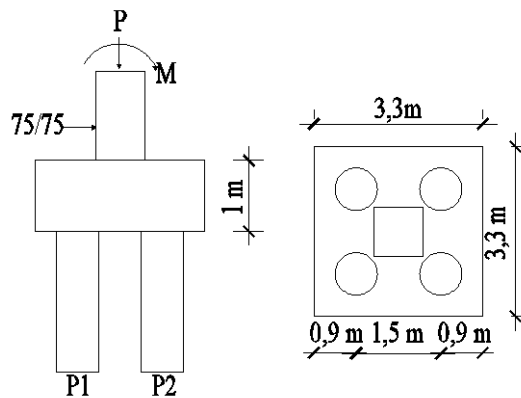
Jumlah tiang arah x, $N_x = 2 \text{ Buah}$

Jumlah tiang arah y, $N_y = 2 \text{ Buah}$

$B = s + 2 (1,5D) = 1,5 + 2 (1,5 \cdot 0,6) = 3,3 \text{ m}$

$$H = s + 2 (1,5D) = 1,5 + 2 (1,5 \cdot 0,6) = 3,3 \text{ m}$$

Tebal *pile cap* Rencana, $T_p = 1\text{m}$



Gambar 5.59 Dimensi Pile Cap

Dari hasil analisis struktur menggunakan ETABS didapatkan :

	P (T)	M _x (Tm)	M _y (Tm)
Beban kerja (1D + 1L)	489,34	26,304	16,625
Beban gravitasi terfaktor (1,2D + 1,6L)	623,51	33,605	21,443
Beban gempa terfaktor (1,2D + 1L + 1E)	623,51	74	81,12

Dari hasil desain kolom didapatkan:

$$P = 623,51, M_x = 121 \text{ t } M_y = 133 \text{ t}$$

4. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

a. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p)

Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p) dihitung berdasarkan uji SPT.

$$N\text{-SPT } 8D = 47,33, N\text{-SPT } 3D = 60, \text{ Rerata } N\text{-SPT} = 54$$

$$q_p \text{ Meyerhoff} = 40N.L_b/D = 40 \cdot 54 / 0,6 = 21466,67 \text{ Kn}$$

$$Q_p = A_p \cdot q_p = 0,283 \cdot 21466,67 / 9,81 = 618,711 \text{ t}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$U = \pi \cdot D = \pi \cdot 0,6 = 1,885 \text{ m}$$

$$Q_s = U \cdot \Sigma L_i f_i = 1,885 \cdot 348 = 655,965 \text{ t}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s = 618,711 + 655,965 = 1274,676 \text{ t}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$R_{ijin} = Q_u / S_F = 1274,676 / 3 = 424,892 \text{ t}$$

5. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (Meyerhoff)

$$n = \frac{P}{R_{ijin}} = \frac{489,34}{424,892} = 1,15 \approx 2 < 4 \text{ (Oke)}$$

$$E_g = 1 - \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(N_y - 1)N_x + (N_x - 1)N_y}{90 \cdot N_x \cdot N_y} \right) = 1 - \tan^{-1} \left(\frac{0,6}{1,5} \right) \left(\frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \cdot 2 \cdot 2} \right) = 0,758$$

$$Q_{pg} = E_g \cdot n \cdot Q_{ijin} = 0,758 \cdot 4 \cdot 424,892 = 1287,86 \text{ t}$$

$$Q_{pg} > P_t = 688,906 \dots \text{Aman}$$

6. Kontrol Daya Dukung Tiang

$$x = y = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = 2 \cdot 2 \cdot \frac{s^2}{2} = 2 \cdot 2 \cdot \frac{1,5^2}{2} = 2,25 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = 2 \cdot 2 \cdot \frac{s^2}{2} = 2 \cdot 2 \cdot \frac{1,5^2}{2} = 2,25 \text{ m}^2$$

a. Gaya aksial ultimit tiang pengaruh beban gravitasi

$$\begin{aligned} P_{U_{maks}} &= \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot x}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{623,51}{4} + \frac{16,625 \cdot 0,75}{2,25} + \frac{33,605 \cdot 0,75}{2,25} \\ &= 174,226 \text{ t} < 603,919 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{U_{min}} &= \frac{P}{n} - \frac{M_y \cdot x}{\Sigma x^2} - \frac{M_x \cdot y}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{489,34}{4} - \frac{16,625 \cdot 0,75}{2,25} - \frac{33,605 \cdot 0,75}{2,25} \\ &= 137,528 \text{ t} > 0 \end{aligned}$$

b. Gaya aksial ultimit tiang pengaruh beban gempa

$$\begin{aligned} P_{U_{maks}} &= \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot x}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{623,51}{4} + \frac{81,12 \cdot 0,75}{2,25} + \frac{74 \cdot 0,75}{2,25} \\ &= 207,584 \text{ t} < 603,919 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{U_{min}} &= \frac{P}{n} - \frac{M_y \cdot x}{\Sigma x^2} - \frac{M_x \cdot y}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{623,51}{4} - \frac{81,12 \cdot 0,75}{2,25} - \frac{74 \cdot 0,75}{2,25} \\ &= 104,171 \text{ t} > 0 \end{aligned}$$

c. Kondisi beban maksimum, dimana terjadi sendi plastis pada pertemuan kolom dan *pile cap*

$$P_{U_{maks}} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot x}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y}{\Sigma y^2}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{623,51}{4} + \frac{133,0,75}{2,25} + \frac{121,0,75}{2,25} \\
&= 240,544 \text{ t} < 603,919 \text{ t} \\
P_{Umin} &= \frac{P}{n} - \frac{M_y \cdot x}{\Sigma x^2} - \frac{M_x \cdot y}{\Sigma y^2} \\
&= \frac{623,51}{4} - \frac{133,0,75}{2,25} - \frac{121,0,75}{2,25} \\
&= 71,21 \text{ t} > 0
\end{aligned}$$

7. Desain *Pile Cap*

D = 1000 mm, Selimut beton, $s_b = 75 \text{ mm}$

$\emptyset_{tul} = 25 \text{ mm}$, Tinggi efektif, $d = 912,5 \text{ mm}$

a. Tulangan lentur *pile cap*

$$\begin{aligned}
M_u &= n_y \left[P_{maks} \cdot \left(\text{jarak tiang} - \frac{b_{kolom}}{2} \right) \right] \\
&= 2 \cdot \left[240,544 \cdot \left(0,75 - \frac{0,75}{2} \right) \right] \\
&= 180,408 \text{ tm}
\end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{L} = \frac{180,408}{3,3} = 54,669 \text{ tm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{54,669}{0,9} = 60,743 \text{ tm}$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$60,743 \cdot 9,81 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 24,9 \cdot a \cdot 1000 \cdot \left(912,5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$10582,5 a^2 - 19313062,5 a + 595893503,788 = 0$$

Didapatkan $a = 31,394 \text{ mm}$

$$C_c = T_s$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 24,9 \cdot 31,394 \cdot 1000 = 664464,399 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

$$A_s = \frac{T_s}{f_y} = \frac{664464,399}{382,459} = 1737,348 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{382,459} \cdot 1000 \cdot 912,5 = 3340,23 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s < A_{s \min}$, maka $A_s = 3340,23 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan pokok dengan $D = 25$

$$A_{1D} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1D} \cdot S}{A_s} = \frac{490,874 \cdot 1000}{3340,23} = 146,95 \text{ mm}$$

$s_{\text{pakai}} = 140 \text{ mm}$, sehingga dipakai tulangan pokok D25-140

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{A_{1D} \cdot S}{s} = \frac{490,874 \cdot 1000}{140} = 3506,24 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ pakai}} > A_s$ (Oke)

Tulangan susut *pile cap* :

Dipakai tulangan susut dengan $D = 16$

$$A_{1D} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

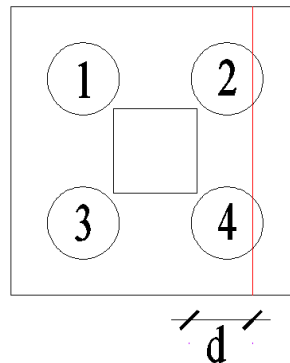
$$A_{sst} = 0,0018 \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 912,5 = 1642,5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1D} \cdot S}{A_{sst}} = \frac{201,062 \cdot 1000}{1642,5} = 122,412 \text{ mm}$$

$s_{\text{pakai}} = 120 \text{ mm}$, sehingga dipakai tulangan susut D16-120

b. Cek Geser Satu Arah

Bidang geser satu arah terletak pada jarak d dari muka kolom.



Gambar 5.60 Bidang Geser Satu Arah

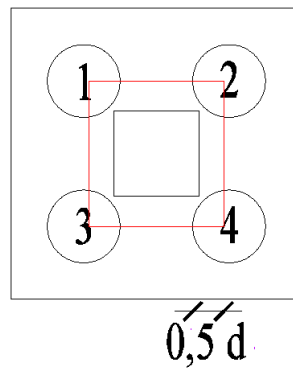
Lokasi bidang geser kritis satu arah sejauh:

$$\frac{h_{\text{kolom}}}{2} + d = \frac{750}{2} + 912,5 = 1337,5 \text{ mm dari pusat kolom.}$$

Letak terjauh tiang pondasi sejauh 750 mm dari pusat kolom, sehingga geser *pile cap* satu arah tidak perlu ditinjau.

c. Cek Geser Dua Arah

Perimeter kritis (b_o) terletak pada jarak $\frac{1}{2} d$ dari kolom



Gambar 5.61 Bidang Geser Dua Arah

$$\begin{aligned}
 b_o &= 2 (b_c + d) + 2 (h_c + d) \\
 &= 2 (0,75 + 0,9125) + 2 (0,75 + 0,9125) \\
 &= 6,65 \text{ m} \\
 &= 6650 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o \cdot d \\
 &= \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{24,9} \cdot 6650 \cdot 912,5 \\
 &= 15139941,5 \text{ N} \\
 &= 15139,9415 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \\
 &= \frac{1}{12} \left(\frac{40 \cdot 912,5}{6650} + 2 \right) \sqrt{24,9} \cdot 6650 \cdot 912,5 \\
 &= 15139941,5 \text{ N} \\
 &= 15139,9415 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \\
 &= \frac{1}{3} \sqrt{24,9} \cdot 6650 \cdot 912,5 \\
 &= 10093294,3 \text{ N} \\
 &= 10093,2943 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } V_{c \text{ min}} = 10093,2943 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 10093,2943 = 7569,9707 \text{ kN}$$

$$q_u = \frac{1,4 P_{\text{maks}}}{A} = \frac{1,4 \cdot 240,544}{(3,3 \cdot 3,3)} = 30,92 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= q_u (A_{\text{pile cap}} - (b_c + d)^2) \\
 &= 30,92 (3,3 \cdot 3,3 - (0,75 + 0,9125)^2)
 \end{aligned}$$

$$= 251,2909 \text{ t}$$

$$= 2465,1640 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 7569.9707 \text{ kN} > V_u \text{ (Aman)}$$

8. Penurunan Pondasi Tiang

a. Penurunan tiang tunggal

Perhitungan penurunan tiang tunggal digunakan rumus metode empiris.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q.L}{A_p.E} = \frac{0.6}{100} + \frac{424,892.20}{0,283 \cdot 4700 \cdot \sqrt{24,9} \cdot 102} = 0,0186 \text{ m} = 1,86 \text{ cm}$$

b. Penurunan kelompok tiang

Lebar pile cap, B_g

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} = 0,0186 \sqrt{\frac{(2-1) \cdot 1,5}{0,6}} = 0,029 \text{ m} = 2,9 \text{ cm}$$

9. Pembesian Tiang Bor

a. Tulangan Pokok

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 15.8.2.1, untuk tiang beton yang dicor di tempat, rasio tulangan (ρ) terhadap luas tulangan bruto tidak boleh kurang dari 0,005 (0,5%). Dipakai diameter tiang 0,6 m dan tulangan dengan diameter 16 mm.

$$n = \frac{0,005 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,6^2}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,016^2} = 7,031 \approx 8 \text{ buah}$$

b. Tulangan Sengkan

$$D_{\text{tiang}} = 600 \text{ mm} \rightarrow A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 600^2 = 282743,339 \text{ mm}^2$$

$$D_c = 0,8 D = 0,8 \cdot 600 = 480 \text{ mm} \rightarrow A_n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 480^2 = 180955,737 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2 kaki dengan diameter 12 mm

$$A_v = n \cdot A_d = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 226,195 \text{ mm}^2$$

Syarat:

$$\rho_s = 0,12 \cdot \frac{f_{rc}}{f_y} = 0,12 \cdot \frac{24,9}{235,36} = 0,0127$$

$$s = \frac{A_v \cdot (D_c - \phi_s)}{D_c^2 \cdot \rho_s} = \frac{226,195 (480 - 12)}{480^2 \cdot 0,0127} = 36,17 \text{ mm}$$

$$s \geq 25 \text{ mm}$$

$$s \leq 75 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan sengkang Ø12-35