

---

## Modifikasi Perencanaan Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik dengan Struktur Baja Tahan Gempa

**Ivan Oky Febry Fambudi**

Prodi Teknik Sipil, Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya

**Bantot Sutriyono**

Prodi Teknik Sipil, Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya

**Retno Trimurtiningrum**

Prodi Teknik Sipil, Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya

**Nurul Rochmah**

Prodi Teknik Sipil, Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya

E-mail: [ivan.fambudi48@gmail.com](mailto:ivan.fambudi48@gmail.com)

### **Abstrak**

*Artikel ini membahas tentang desain alternatif Apartemen Gunawangsa Gresik menggunakan struktur baja tahan gempa. Desain eksisting Apartemen Gunawangsa Gresik berupa struktur beton. Struktur baja dipertimbangkan sebagai alternatif desain karena material baja memiliki daktilitas yang lebih baik dan bobot yang lebih rendah daripada beton, dimana hal tersebut baik untuk bangunan tahan gempa.*

*Apartemen Gunawangsa akan dirancang dengan sistem struktur rangka penahan momen sesuai dengan ketentuan SNI 1726: 2012 tentang perencanaan struktur tahan gempa dan SNI 1729: 2015 tentang struktur baja bangunan.*

*Dari hasil desain, dimensi profil penampang baja yang digunakan sebagai balok adalah WF 400.200, WF 350.175, WF 300.150, WF 250.125, WF 200.100, dan WF 175.90. Sedangkan untuk profil penampang adalah King cross K800.300, K700.300, K588.300, K600.200, dan K500.200. Selanjutnya, pada substruktur / struktur bawah, pondasi dirancang dengan kedalaman 8 meter, dan diameter 60 cm.*

**Kata kunci:** Struktur baja, system rangka pemikul momen, king cross.

### **Abstract**

*This paper presents the alternative design of Gunawangsa Gresik Apartment using Earthquake Resistance Steel Structure. The existing structure of Gunawangsa Gresik is concrete. Steel structure is being considered as the alternative design because steel material has better ductility and lower weight than concrete which is good for earthquake resistant buildings.*

*Gunawangsa Apartement would be designed with moment resisting frames structure system in accordance with the provisions of SNI 1726:2012 concerning earthquake-resistant structure planning and SNI 1729:2015 concerning the building steel structures..*

*From the results of the design, the steel cross-section profile dimensions used as beams are WF 400.200, WF 350.175, WF 300.150, WF 250.125, WF 200.100, and WF 175.90. Whereas for cross-section profiles are King cross K800.300, K700.300, K588.300, K600.200, and K500.200. Furthermore, in the substructure/lower structure, the foundation were designed with 8 meters deep, and diameter of 60 cm.*

**Keywords:** Steel Structure, momen resisting frame structures, king cross.

## 1. PENDAHULUAN

### 1.1. Latar Belakang

Perencanaan struktur gedung tahan gempa adalah suatu perencanaan yang sekarang mulai diperhatikan oleh para ahli di bidang teknik sipil. Data-data terakhir yang berhasil direkam menunjukkan bahwa rata-rata setiap tahun ada 10 gempa bumi yang mengakibatkan kerusakan yang cukup besar di Indonesia.

Dalam perencanaan konstruksi bangunan saat ini perencana dituntut untuk merencanakan bangunan yang daktail, yaitu bangunan yang dapat menahan respon inelastik yang diakibatkan oleh beban gempa yaitu dikenal dengan sistem rangka pemikul momen.

Menurut kepala BPPT (Badan Pengkajian dan Penerapan Teknologi) Th. 2008-2014 Marzan Aziz Iskandar, dalam seminar Indonesian Iron Steel Industry Association 2010, “Konstruksi bangunan yang tahan gempa diawali dengan filosofi desain dan struktur bangunan tergantung dari desain material dan filosofi yang dipilihnya”. Secara umum, bangunan material baja lebih baik dibandingkan bangunan material beton, Ini disebabkan karena baja memiliki sifat daktail yang tinggi. Selain itu baja juga *flexible*, tidak patah dan cepat dibangun.” Dilihat dari segi konstruksinya material baja menghasilkan stabilitas dan kekuatan, fleksibel, mudah beradaptasi, hemat tempat, belum tertandingi kuat tariknya, aman, estetika, hemat ruang, hemat energi, dan yang terpenting lagi yaitu bisa didaur ulang.

Dengan konsep besarnya gaya gempa yang berbanding lurus dengan berat bangunan sehingga sangat menguntungkan jika bangunan dalam keadaan seringan mungkin maka digunakannya material baja sebagai studi alternatif pengganti material beton dalam perencanaan studi kasus Apartemen Gunawangsa Gresik.

### 1.2. Konsep Dasar LRFD

Secara umum, suatu struktur dikatakan aman apabila memenuhi syarat sebagai berikut :

$$R_u \leq \phi R_n$$

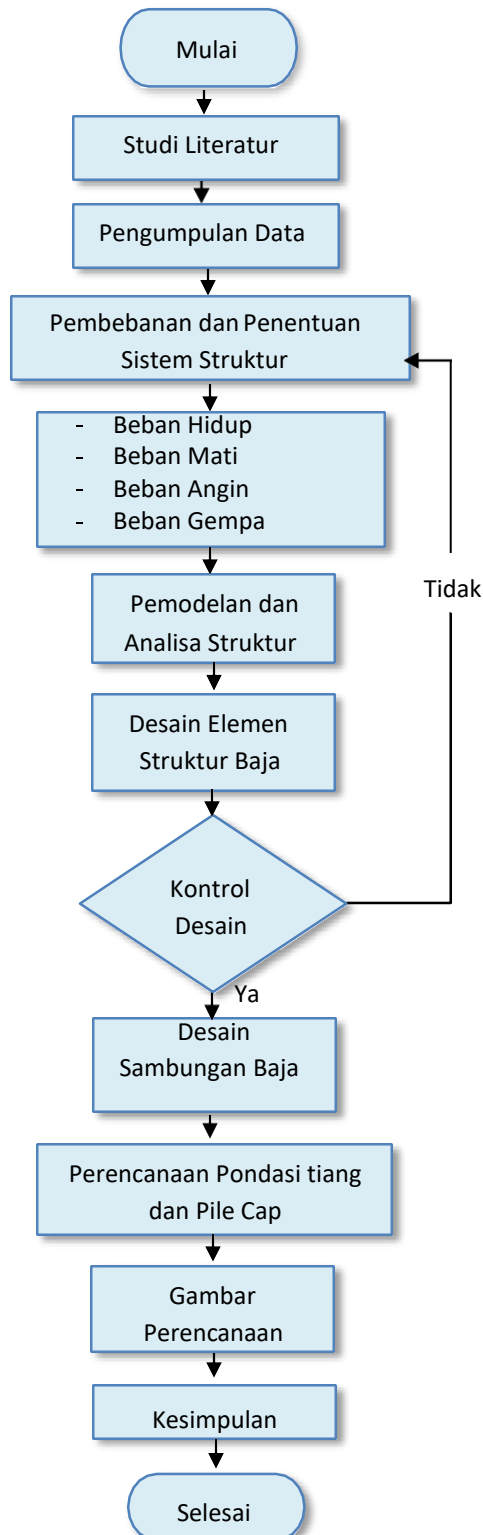
Dengan faktor tahanan ( $\phi$ ) yang berbeda-beda sesuai dengan SNI 03-1729- 2015 atau AISC 2010.

### 1.3. Pembebanan

1. Beban Mati (*DL*) berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983.
2. Beban Hidup (*LL*) berdasarkan pada SNI 1727:2013 Tabel 4-1.
3. Beban Angin (*WL*) berdasarkan pada SNI 1727:2013 pasal 26.
4. Beban Gempa (*EQ*) berdasarkan SNI 1729:2015.
5. Beban Kombinasi

## 2. METODE PENELITIAN

Berikut ini adalah tahapan dari perencanaan struktur baja Apartemen Gunawangsa Gresik.

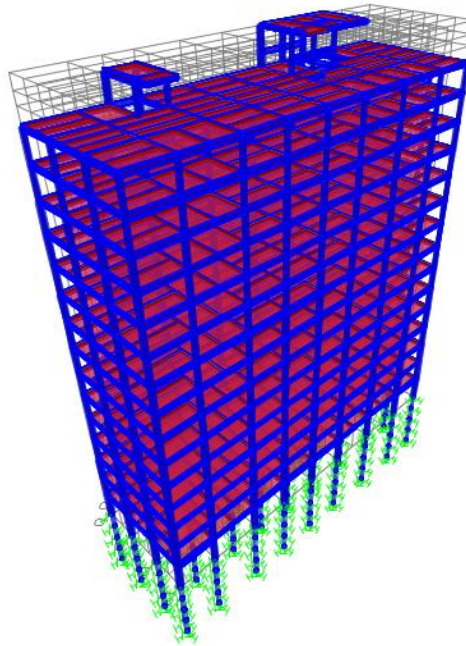


Gambar 1 Diagram Alir Kegiatan Penelitian

### 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 3.1. Deskripsi Bangunan

Panjang Bangunan	: 391 m
Lebar Bangunan	: 122 m
Tinggi Bangunan	: 43,7 m
Fungsi Bangunan	: Apartemen
Zona Daerah	: Gresik
Kategori Resiko	: II



Gambar 2 Permodelan SAP2000

#### 3.2. Beban mati

Berdasarkan PPUPRG-1987 [1] yang tercantum dalam Tabel 1. Pembebanan lantai 1-15 untuk ruang hunian total sebesar  $350 \text{ kg/m}^2$ . Pembebanan lantai atap sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$ .

#### 3.3. Beban hidup

Berdasarkan peraturan SNI 1727:2013 [2] yang tercantum pada Tabel 4-1. Pembebanan lantai 1-15 untuk gedung apartemen sebesar  $200 \text{ kg/m}^2$  untuk ruang hunian dan  $500 \text{ kg/m}^2$  untuk koridor. Pembebanan lantai atap sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$ . Pembebanan Tangga sebesar  $500 \text{ kg/m}^2$ .

#### 3.4. Beban angin

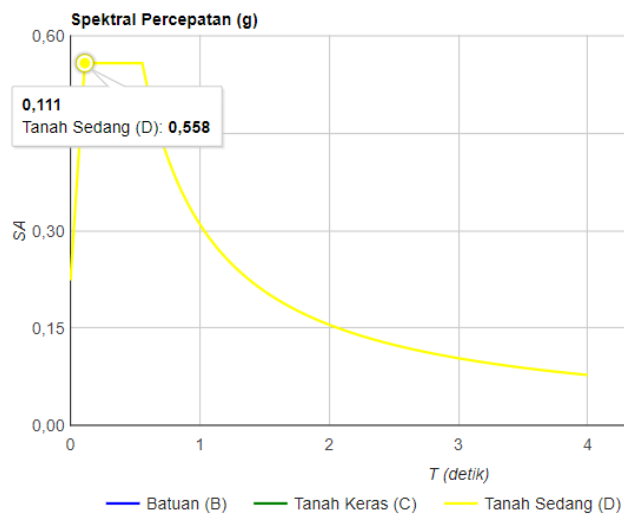
Berdasarkan SNI 1727:2013 [2], kategori eksposur B diperoleh nilai  $K_z$  sebesar 0,935. Faktor arah angin,  $K_d$  ditentukan dari SNI 1727:2013 Tabel 26.6-1 diperoleh nilai sebesar 0,85. Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.10.3.1 poin 1 bahwa kecepatan angin dasar  $V \geq 130 \text{ mil/h}$  ( $58 \text{ m/s}$ ). Tekanan velozitas  $q_z$  ditentukan dengan persamaan :

$$q_z = 0,613 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times v^2$$

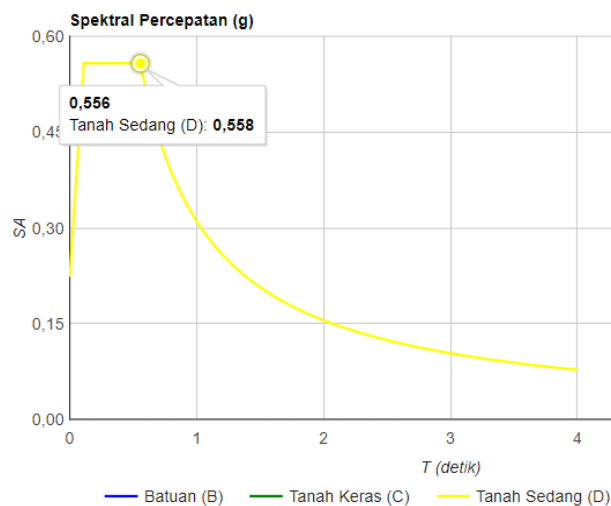
$$= 0,613 \times 0,935 \times 1 \times 0,85 \times 58^2 = 1638,88 \frac{N}{m^2} = 163,89 \text{ Kg/m}^2$$

### 3.5. Beban gempa dan kontrol drift

Beban gempa dihitung berdasarkan pada SNI 1726:2012 [3] . menurut pasal 4.1.2 Tabel 1, struktur tersebut masuk ke dalam kategori resiko **II**. Dengan menggunakan *software* Spektra Indo Zona Gempa Indonesia 2011 dengan periode ulang 2500 tahun, dan lokasi bangunan yang terletak di kota Gresik, diperoleh parameter  $S_s = 0,657 \text{ g}$ ,  $S_1 = 0,243 \text{ g}$ . Berdasarkan data tanah *SPT* (*Standart Penetration Test*) di atas, lokasi rencana struktur didapatkan nilai **Nrata-rata-SPT = 19.92**. Sehingga, kategori desain gempa termasuk kategori resiko D.



Gambar 3 Nilai  $T_0$  pada grafik [4]



Gambar 4 Nilai  $T_s$  pada grafik [4]

Tabel 1 Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa

Lt.	H (m)	W (ton)	W.H <sup>k</sup>	Cvx	Fx (ton)	Vx (ton)
Atap	43,75	188	82544	0,067	12	12
15	40,95	472	186295	0,15	27	39
14	38,15	472	166218	0,135	24	63
13	35,35	472	147021	0,12	21	84
12	32,55	472	128730	0,11	18	103
11	29,75	472	111374	0,091	16	119
10	26,95	472	94988	0,078	13	133
9	24,15	472	79610	0,065	11	145
8	21,35	472	65283	0,053	9	154
7	18,55	472	52060	0,042	7	162
6	15,75	472	40003	0,033	5	168
5	12,95	472	29189	0,024	4	172
4	10,15	472	19718	0,016	2	175
3	7,35	472	11727	0,01	1,8	176
2	4,55	472	10761	0,009	1,5	178
1	0	0	0	0	0	0
total		<b>7270</b>	<b>1225527</b>			
V	178560					

(Sumber : Hasil perhitungan)

Perhitungan pemeriksaan gaya geser untuk arah x dan y adalah sebagai berikut :

Arah X

Syarat :  $V_d \geq 0,85 V_{sx}$

198.804,95 kg  $\geq$  151.776 kg .....**Memenuhi Syarat.**

Arah Y,

Syarat :  $V_d \geq 0,85 V_{sy}$

163.822,69 kg  $\geq$  151.776 kg .....**Memenuhi Syarat.**

Kontrol simpangan antar lantai tingkat untuk arah x disajikan dalam tabel 2 dan untuk arah y disajikan dalam tabel 3.

Tabel 2 Kontrol simpangan antar tingkat lantai arah X

Lt.	h	$\delta$	$\delta s$	$\Delta_x$	$\Delta a / \rho$	Cek
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	42,7	23,44	0,56	3,06	43,08	Ok
15	39,9	22,88	0,65	3,55	43,08	Ok
14	37,1	22,24	0,88	4,84	43,08	Ok
13	34,3	21,36	1,09	6,00	43,08	Ok
12	31,5	20,27	1,28	7,06	43,08	Ok
11	28,7	18,98	1,46	8,03	43,08	Ok
10	25,9	17,52	1,62	8,92	43,08	Ok
9	23,1	15,9	1,77	9,75	43,08	Ok
8	20,3	14,13	1,92	10,54	43,08	Ok
7	17,5	12,21	2,05	11,29	43,08	Ok
6	14,7	10,16	2,17	11,96	43,08	Ok
5	11,9	7,99	2,26	12,45	43,08	Ok
4	9,1	5,72	2,27	12,48	43,08	Ok
3	6,3	3,45	2,06	11,35	43,08	Ok
2	3,5	1,39	1,39	7,65	53,85	Ok
1	0	0	0	0	0	Ok

(Sumber : Hasil perhitungan)

Tabel 3 Kontrol simpangan antar tingkat lantai arah Y

Lt.	h	$\delta$	$\delta_s$	$\Delta_x$	$\Delta_a / \rho$	Cek
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	42,7	35,55	1,46	8,02	43,08	Ok
15	39,9	34,10	1,65	9,05	43,08	Ok
14	37,1	32,45	1,87	10,27	43,08	Ok
13	34,3	30,58	2,09	11,48	43,08	Ok
12	31,5	28,50	2,28	12,55	43,08	Ok
11	28,7	26,21	2,45	13,47	43,08	Ok
10	25,9	23,77	2,57	14,16	43,08	Ok
9	23,1	21,19	2,68	14,75	43,08	Ok
8	20,3	18,51	2,80	15,38	43,08	Ok
7	17,5	15,71	2,90	15,97	43,08	Ok
6	14,7	12,81	2,98	16,40	43,08	Ok
5	11,9	9,83	3,00	16,49	43,08	Ok
4	9,1	6,83	2,88	15,86	43,08	Ok
3	6,3	3,95	2,47	13,56	43,08	Ok
2	3,5	1,48	1,48	8,14	53,85	Ok
1	0	0	0	0	0	Ok

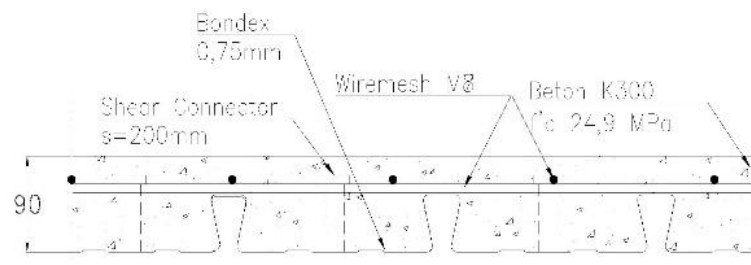
(Sumber : Hasil perhitungan)

Dari tabel tersebut dapat dilihat nilai simpangan antar tingkat lantai dalam arah X dan Y tidak ada yang melebihi syarat batas yang telah ditentukan.

### 3.6. Kontrol Desain Struktur Sekunder

#### 3.6.1. Perencanaan struktur lantai

Tulangan perlu =  $3,18 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{tulangan pakai} = 3,349 \text{ cm}^2/\text{m}$



Gambar 5 Potongan plat lantai 2-15

#### 3.6.2. Perencanaan (*Shear Connector*)

Berdasarkan SNI 1729-2015 Tabel I8.2a didapatkan  $R_g = 1$ ,  $R_p = 0,6$ . Berdasarkan pasal I3.1.1a didapatkan  $Be_1 = 700 \text{ mm}$ ,  $Be = 2200 \text{ mm}$ , Luas plat beton efektif :  $Ac = 12.320.000 \text{ mm}^2$ . Kekuatan geser nominal stud baja  $Q_n = 68.047 \text{ N}$ . Gaya geser nominal baja dan plat beton oleh stud diatur dalam Pasal I3.2.2d (1) menghasilkan nilai  $V'1 = 239.128.120 \text{ N}$ ,  $V'2 = 3.364.800 \text{ N}$ ,  $V'3 = 68.047 \text{ N}$ . Jumlah stud  $n = V'/Q_n = 50$  buah, jarak stud  $S_d = L/n = 112 \text{ mm}$  dikenakan menjadi  $110 \text{ mm}$ . Untuk batas jarak berdasarkan Pasal I8.2.2d didapatkan hasil  $76 < 110 < 900 \text{ mm}$ , jadi digunakan nilai  $110 \text{ mm}$  untuk jarak stud.

### 3.7. Perencanaan Struktur Primer

#### 3.7.1. Perencanaan Balok Induk Lantai Atap

Berdasarkan Konsep *LRFD* dan SNI 1729:2015 dianalisa data penampang profil WF 400.200.8.13 berdasarkan tabel profil baja. Sedangkan untuk output gaya-gaya dalam didapatkan dari program bantu *SAP2000.V20*.

Pengaruh Tekuk Lokal Sayap berdasarkan pasal **B4.1**, Tabel **B4.1b** untuk menentukan kelangsingan sayap didapatkan hasil  $\lambda_f < \lambda_p < \lambda_r$ , maka penampang kompak. Pengaruh Tekuk Lokal Badan diatur dalam pasal **B4.1**, Tabel **B4.1b**, didapatkan hasil  $\lambda_w < \lambda_p < \lambda_r$ , maka penampang kompak. Momen Nominal Tekuk Lokal pasal **B4.1**, Tabel **B4.1b** didapatkan  $M_n = 314.400.000 \text{ Nmm}$  Menentukan Momen Nominal Tekuk Torsi-Lateral didapatkan  $M_n = 432.731.055 \text{ Nmm}$  Tahanan Momen Lentur menurut pasal **F2** yaitu  $\phi M_n > M_u = 282.960.000 \text{ Nmm} > 194.353.749 \text{ Nmm}$ .....**Memenuhi Syarat**. Tahanan Geser menurut pasal G2.2  $48,375 < 64,663$ .....**Tidak memerlukan pengaku transversal**. Interaksi Geser lentur ditentukan Pasal 8.9 dengan nilai

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375$$

Kontrol Lendutan (*Serviceability*) diatur dalam SNI 1729:2002 Pasal 6.4.3.  $\Delta_{maks} < L/360$

**5,90 < 15,55 mm** .....**Memenuhi Syarat**

Sesuai ketentuan SNI 1729:2015 pasal E3 dan SNI Sambungan terpraktualifikasi untuk RMK baja.  $M_{pb} = (1,1 \times 1,1 \times \phi M_p) + M_v = 128.822.982,96 \text{ Nmm}$ .

#### 3.7.2. Perencanaan Kolom K1

Berdasarkan Konsep *LRFD* dan SNI 1729:2015 diasumsikan data penampang profil King Cross 800.300.14.26 berdasarkan tabel profil baja. Sedangkan untuk output gaya-gaya dalam didapatkan dari program bantu *SAP2000.V20*. analisa pertama yaitu klasifikasi penampang berdasarkan Tabel 5.1,  $\lambda_f < \lambda_r$  ....**Tidak Langsing**,  $\lambda_w < \lambda_r$  .....**Tidak Langsing**.

a. Kategori tekuk batang  $\lambda_l < \lambda_r$  .....**Tekuk Inelastis**.

Kemudian tegangan kritis tekuk-lentur Sesuai SNI 1729:2015 Pasal E3  $F_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) f_y = 237,85 \text{ Mpa}$ . Tegangan kritis tekuk-puntir  $F_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) f_y = 238,37 \text{ Mpa}$ .

Kuat tekan nominal kolom berdasarkan Pasal E bahwa  $\phi P_n > P_u = 11.446.053 > 9.247.655 \text{ N}$ ....**Memenuhi Syarat**. Kuat lentur nominal arah X dan Y berdasarkan pasal F2 bahwa  $\phi M_{nx} > M_{ux} = 1.639.980.000 > 171.192.484$ ,  $\phi M_{ny} > M_{uy} = 1.639.980.000 > 176.254.408$ . Kuat geser nominal berdasarkan pasal G2,  $\phi V_n > V_u = 1.357.171,2 > 71.174$  **memenuhi syarat**. Interaksi aksial

lentur ditentukan pasal H1.1 bahwa  $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = 0,99 < 1, OK$ . Interaksi geser lentur ditentukan pasal 8.9 bahwa  $\left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) + 0,625 \left( \frac{V_u}{\phi V_n} \right) \leq 1,375 = 0,245 < 1,375$ .



Momen tambah SRPMK ( $M_{pc}$ ) ditentukan pasal E3 dan SNI sambungan terpraktualifikasi untuk RMK bahwa  $\sum M_{pc} = \sum Z_{xc} \times \left( f_y - \frac{P_u}{A_g} \right) = 1.018.640.130$  Nmm.

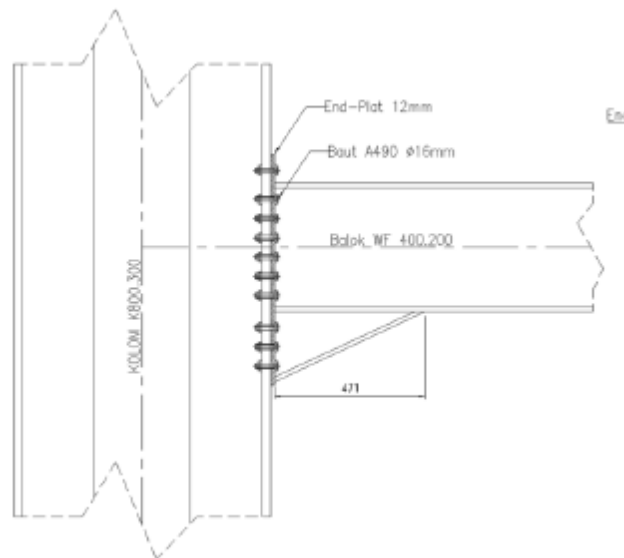
### 3.7.3. Pemeriksaan rasio SRPMK

Harus memenuhi syarat ketentuan dari SNI 1729:2015 Pasal E3 yaitu rasio momen Antara balok dan kolom.

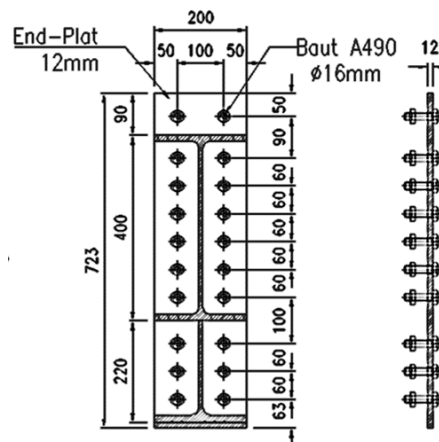
$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1,0$$

### 3.7.4. Sambungan Momen

Sebagaimana diatur dalam SNI 1729:2015 dan mengacu pada konsep LRFD.

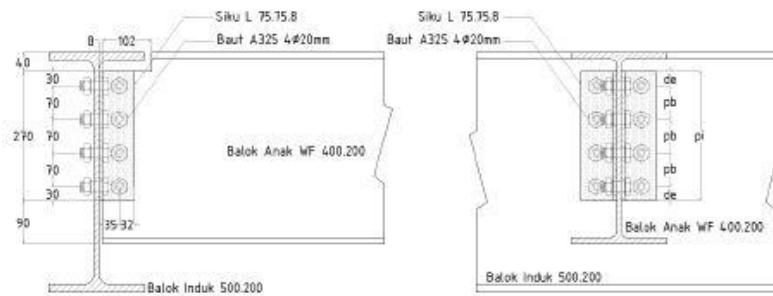


Gambar 6 Detail sambungan momen



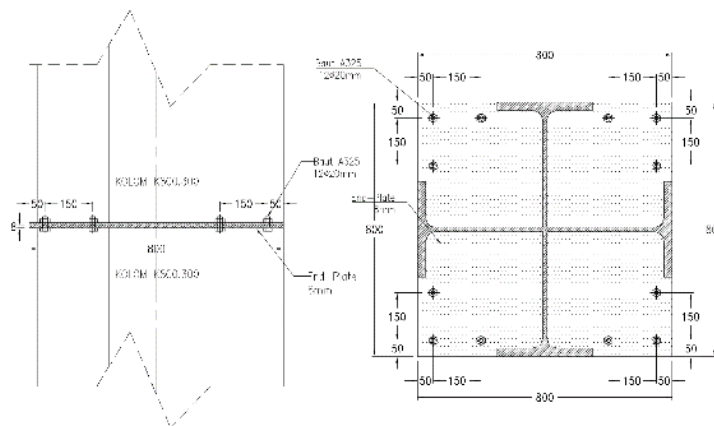
Gambar 7 Detail sambungan momen

### 3.7.5. Sambungan geser



Gambar 8 Detail sambungan geser balok anak dan balok induk

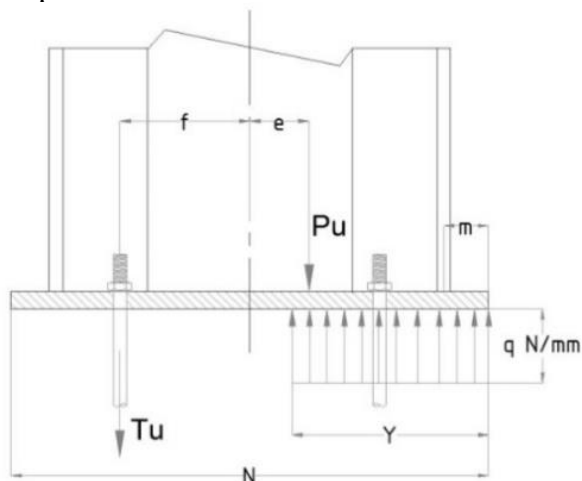
### 3.7.6. Sambungan aksial end-plate



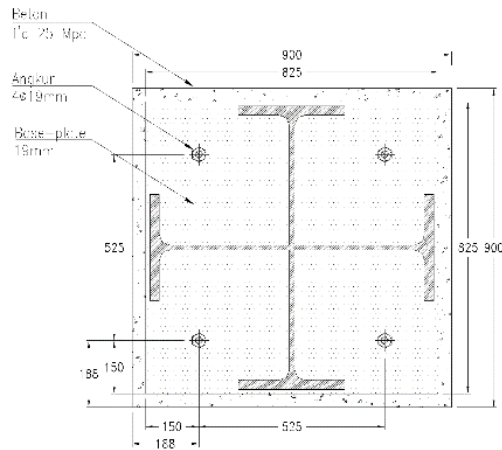
Gambar 9 Detail sambungan aksial end-plate

### 3.7.7. Sambungan base-plate

Mengacu pada peraturan SNI 2847:2013.



Gambar 10 Notasi tegangan pada base-plate.



Gambar 11 Detail sambungan *base-plate*

### 3.7.8. Perencanaan Pondasi

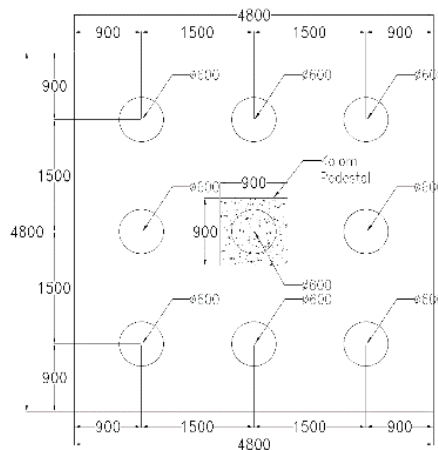
Menggunakan metode Meyerhorf (1956).

$$Qa = \frac{q_c \times A}{3} + \frac{JHL \times O}{5} = \frac{170 \times 2827}{3} + \frac{860 \times 188}{5} = 192.642 \text{ kg.}$$

Menggunakan acuan Dirjen Bina Marga departemen PU.

$$S_{min} \leq S \leq S_{max} = 150 \leq 150 \leq 180 \text{ cm} \dots \text{Jarak OK.}$$

$$Se_{min} \leq Se \leq Se_{max} = 90 \leq 90 \leq 120 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Jarak OK.}$$



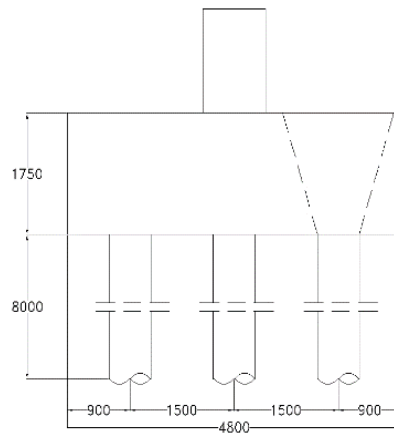
Gambar 12 Konfigurasi letak tiang pancang

$$Pa_{grup} > P_{total}$$

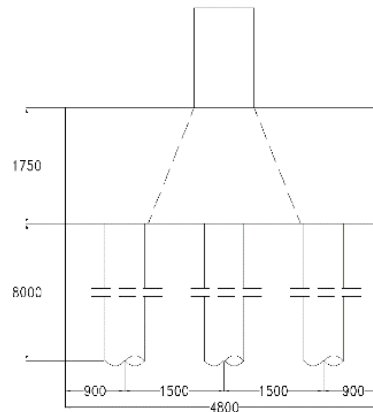
$$1.173.798,53 > 1.003.704 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK}$$

### 3.7.9. Perencanaan *Pile Cap*

Kontrol geser pons pada pile cap ditentukan SNI 2847:2013 Pasal 11.11.2.1 bahwa  $\phi Vc > P_{total} = 367,22 > 360,49$  ton sehingga memenuhi syarat. Untuk geser pons akibat kolom tengah didapatkan nilai  $\phi Vc > P_{total} = 1.968 > 906,94$  ton.

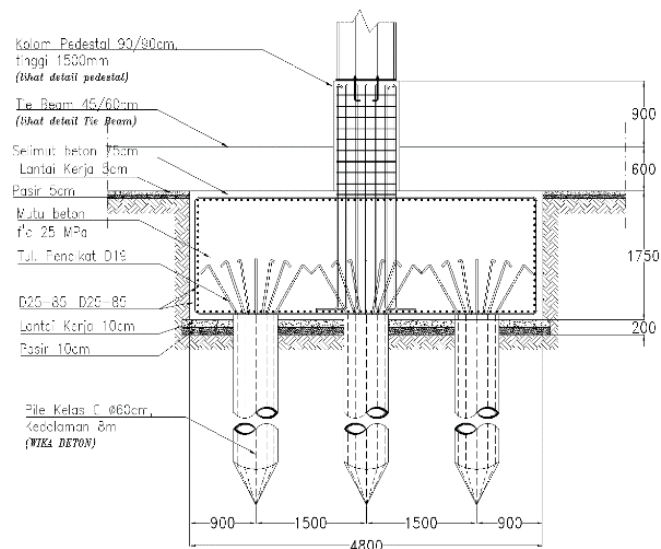


Gambar 13 Garis runtuh geser akibat tiang pojok



Gambar 14 Garis runtuh geser akibat tiang kolom tengah

Untuk penulangan Pile Cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Digunakan tulangan D25-85 dengan  $A_{s_{pakai}} = 27.720 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 27.720 \text{ mm}^2$ .



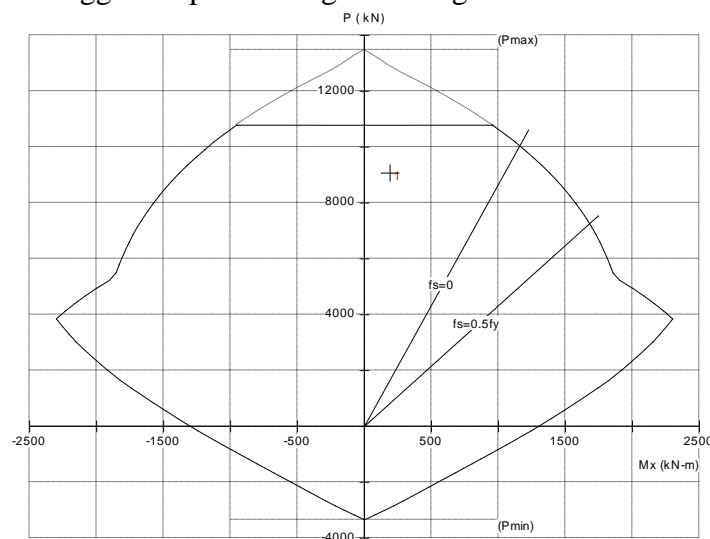
Gambar 15 Gambar detail Pile Cap

### 3.7.10. Penulangan Sloof

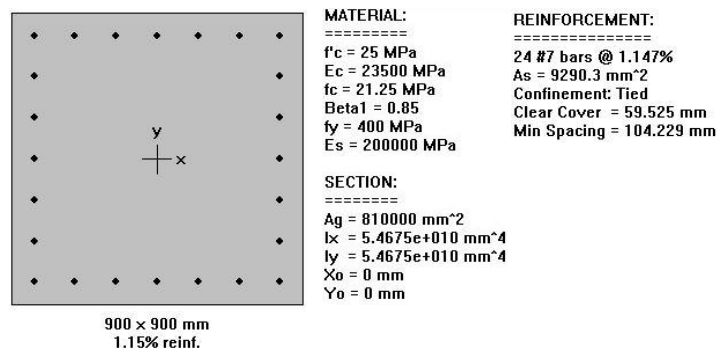
Analisa dilakukan dengan program bantu SAP2000.v20 dengan hasil output  $M_u = 198.085.419,2 \text{ N mm}$ ,  $V_u = 85.415 \text{ N}$ . Tulangan tarik yang dibutuhkan  $n = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{d1}} = \frac{1.275,6}{0,25 \times \pi \times 19^2} = 5 \text{ buah}$ . Untuk tulangan geser diasumsikan jarak sengkang 250 mm maka  $A_{v_{pakai}} > A_{v_{min}} = 157 > 156 \dots \dots \text{OK}$ . Jadi digunakan 5D19 untuk tulangan lentur, Ø10-250 mm sebagai tulangan geser serta 2D16 untuk tulangan praktis untuk mencegah torsi dari sloof.

### 3.7.11. Penulangan Kolom Pedestal

Digunakan program bantu PCAColumn untuk mendapatkan diagram interaksi kolom beton sehingga didapatkan diagram sebagai berikut :



Gambar 16 Diagram interaksi kolom pedestal hasil software bantu PCAColumn



Gambar 17 Data penampang kolom pedestal hasil software bantu PCAColumn.

Kontrol luas tulangan terhadap luas penampang.  $0,01A_g = 0,01 \times 810.000 = 8.100 \text{ mm}^2$  (SNI 2847:2013 Pasal 10.9.1). Luas aktual tulangan pada penampang kolom pedestal 24-D22,  $A_s > 0,01A_g = 9.118,5 > 8.100 \text{ mm}^2$ , sehingga memenuhi syarat.

## 4. KESIMPULAN

### 4.1. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisa, maka dapat diambil kesimpulan antara lain:

1. Sistem Struktur pada bangunan ini adalah sistem rangka pemikul momen khusus berdasarkan *SNI 1726:2012* yang memiliki karakteristik kolom kuat balok lemah (*Strong Column Weak Beam*).
2. Dari hasil hitungan didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut Tebal plat lantai 11 cm, Tebal plat lantai atap 9 cm, Dimensi kolom lantai 12-15 King Cross 500.200, Dimensi kolom lantai 11-12 King Cross 600.200, Dimensi kolom lantai 7-10 King Cross 588.300, Dimensi kolom lantai 4-6 King Cross 700.300, Dimensi kolom lantai 1-3 King Cross 800.300, Profil balok induk 1 WF 400.200.8.13, Profil balok induk 2 WF 350.175.7.11, Profil balok induk 3 WF 244.175.7.11, Profil balok anak 1 WF 200.100.5,5.8, Profil balok anak 2 WF 175.90.5.8, Profil balok anak 3 WF 250.125.6.9, Profil balok penggantung lift 1 WF 300.150.6,5.9, Profil balok penggantung lift 2 WF 350.175.7.11.
3. Dari hasil hitungan pondasi didapatkan kedalaman pondasi tiang 8 m, Jumlah tiang pancang 9 titik berdiameter 60 cm, tebal 9 cm, Kelas C, *Allowable Axial* 169 T. untuk pile cap 4,8 m x 4,8 m dengan kedalaman 1,75 m tulangan D25-85.

## 5. REFERENSI

- [1] Departemen Pekerjaan Umum. (1987). *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU.
- [2] Badan Standardisasi Nasional. (2013). *SNI 03-1727-2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Jakarta : BSN.
- [3] Badan Standardisasi Nasional. (2012). *SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan non Gedung*. Jakarta : BSN.
- [4] Badan Standardisasi Nasional. (2015). *SNI 1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung*. Jakarta : BSN.