

## **BAB II**

### **PERANCANGAN STRUKTUR ATAS**

#### **2.1 Deskripsi Umum Struktur**

Pada bab ini dijelaskan mengenai proses desain struktur Panti Wredha di Kabupaten Gunungkidul. Struktur Panti Wredha terdiri dari 3 lantai yang didesain menggunakan system rangka pemikul momen khusus (SRPMK) berdasarkan SNI 1726:2019. Elemen struktur berupa pelat lantai, balok, kolom pada struktur didesain menggunakan material beton bertulang.

#### **2.2 Spesifikasi Material Struktur**

Spesifikasi material yang digunakan dalam desain struktur disajikan sebagai berikut:

##### **1. Baja profil**

- Baja profil yang digunakan adalah BJ 37 dengan tegangan leleh,  $f_y = 240$  MPa dan tegangan ultimit,  $f_u = 370$  MPa
- Modulus elastisitas baja,  $E_s = 200.000$  MPa

##### **2. Beton**

- Kuat tekan beton pada umur 28 hari,  $f_c' = 30$  MPa (struktur bawah)
- Modulus elastisitas beton,  $E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 23500$  MPa

##### **3. Baja tulangan**

- Baja tulangan dengan  $D > 12$  mm, digunakan baja tulangan ulir (deform) dengan tegangan leleh,  $f_y = 390$  MPa
- Baja tulangan dengan  $D \leq 12$  mm, digunakan baja tulangan polos dengan tegangan leleh,  $f_y = 235$  MPa
- Modulus elastisitas baja,  $E_s = 200.000$  Mpa

#### **2.3 Beban Rencana**

##### **2.3.1 Beban Gravitasi**

Beban gravitasi yang digunakan berdasarkan SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Berikut ini beban gravitasi dalam desain struktur antara lain:

##### **a. Berat Sendiri Struktur (DL)**

Berat sendiri struktur/*dead load* adalah berat dari masing-masing elemen struktur berupa pelat lantai, balok, kolom, dll yang menjadi bagian dari struktur utama. Dalam pemodelan struktur dengan menggunakan *software*, berat sendiri struktur akan dihitung otomatis oleh *software* berdasarkan data berat jenis material dan dimensi elemen struktur yang diinputkan dalam *software* tersebut.

#### b. Beban Mati Tambahan (ADL)

Beban mati tambahan/*additional dead load* adalah beban tambahan akibat penggunaan komponen non-struktural (arsitektural dan MEP) yang melekat dan membebani struktur utama bangunan. Beban mati tambahan tersebut dijelaskan sebagai berikut:

##### 1. Beban Mati Tambahan Pada Pelat Lantai

▪ Pasir (tebal 5 cm)	= 0,05 x 16 kN/m <sup>3</sup>	= 0,80kN/m <sup>2</sup>
▪ Spesi (tebal 3 cm)	= 0,03 x 22 kN/m <sup>3</sup>	= 0,66kN/m <sup>2</sup>
▪ Keramik (tebal 1 cm)	= 0,01 x 24 kN/m <sup>3</sup>	= 0,24kN/m <sup>2</sup>
▪ Plafon dan penggantung		= 0,2kN/m <sup>2</sup>
▪ Instalasi MEP		= 0,25kN/m <sup>2</sup>
Total Beban Mati Tambahan		= 2,15kN/m <sup>2</sup>

##### 2. Beban Mati Tambahan Pada Balok

▪ Dinding (tinggi efektif 3 m)	= 3,15 kN/m <sup>2</sup>
▪	

#### c. Beban Hidup (LL)

Beban hidup/*live load* adalah beban yang terjadi akibat penggunaan struktur bangunan. Beban hidup tersebut dapat berasal dari orang/barang yang dapat berpindah tempat. Berdasarkan SNI 1727:2013 panti termasuk dalam kategori ruang publik sehingga Beban Hidup ditetapkan sebagai berikut:

▪ Beban hidup	= 4,79 kN/m <sup>2</sup>
---------------	--------------------------

### 2.3.2 Beban Gempa

Beban gempa ditetapkan berdasarkan SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung. Langkah-langkah perhitungan beban gempa rencana disajikan sebagai berikut:

**a. Menentukan kategori risiko bangunan (I-IV)**

Kategori risiko bangunan ditentukan berdasarkan fungsi operasional/jenis pemanfaatan dari suatu bangunan. Dalam SNI 1726:2019, kategori risiko bangunan dibedakan menjadi 4 jenis yaitu kategori risiko I, II, III, dan IV (lihat Tabel 2.1). Dalam pekerjaan ini, struktur Panti Wredha termasuk dalam kategori bangunan untuk orang jompo sehingga ditetapkan sebagai kategori risiko bangunan III.

Tabel 2.1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>▪ Fasilitas sementara</li> <li>▪ Gudang penyimpanan</li> <li>▪ Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Perumahan</li> <li>▪ Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>▪ Pasar</li> <li>▪ Gedung perkantoran</li> <li>▪ Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>▪ Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>▪ Bangunan industri</li> <li>▪ Fasilitas manufaktur</li> <li>▪ Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Bioskop</li> <li>▪ Gedung pertemuan</li> <li>▪ Stadion</li> <li>▪ Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>▪ Fasilitas penitipan anak</li> <li>▪ Penjara</li> <li>▪ Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan daMPak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>▪ Fasilitas penanganan air</li> <li>▪ Fasilitas penanganan limbah</li> <li>▪ Pusat telekomunikasi</li> </ul>	III

<p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Bangunan-bangunan monumental</li> <li>▪ Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>▪ Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>▪ Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>▪ Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>▪ Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>▪ Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>▪ Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul>	IV
<p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	

Sumber: SNI 1726:2019

#### b. Menentukan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ )

Faktor keutamaan gempa ditentukan berdasarkan kategori risiko bangunan. Dalam Tabel 2.2 disajikan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) sesuai dengan SNI 1726:2019. Dalam pekerjaan ini, struktur rumah tinggal termasuk dalam kategori risiko bangunan III sehingga faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) ditetapkan sebesar 1,25.

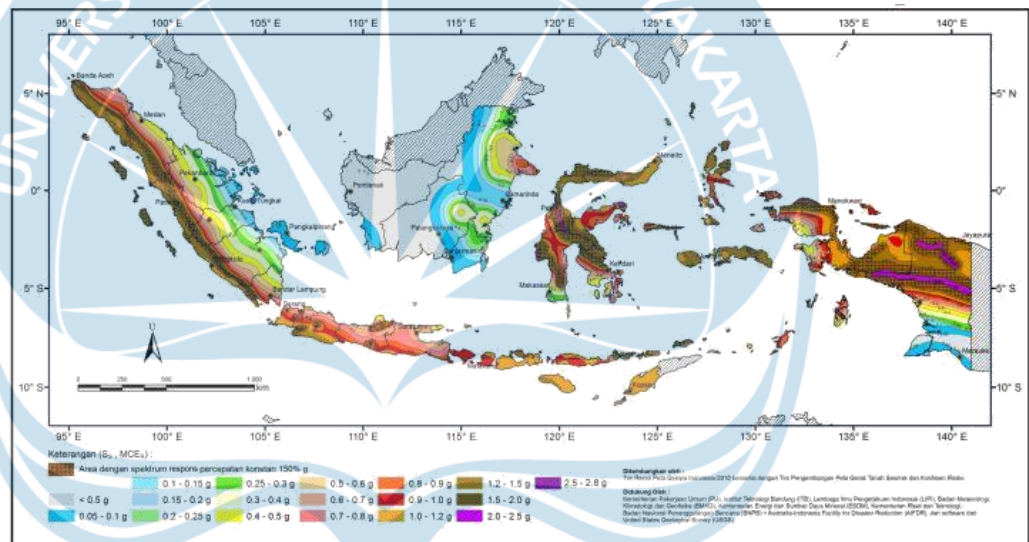
Tabel 2.2 Faktor keutamaan gempa ( $I_e$ )

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

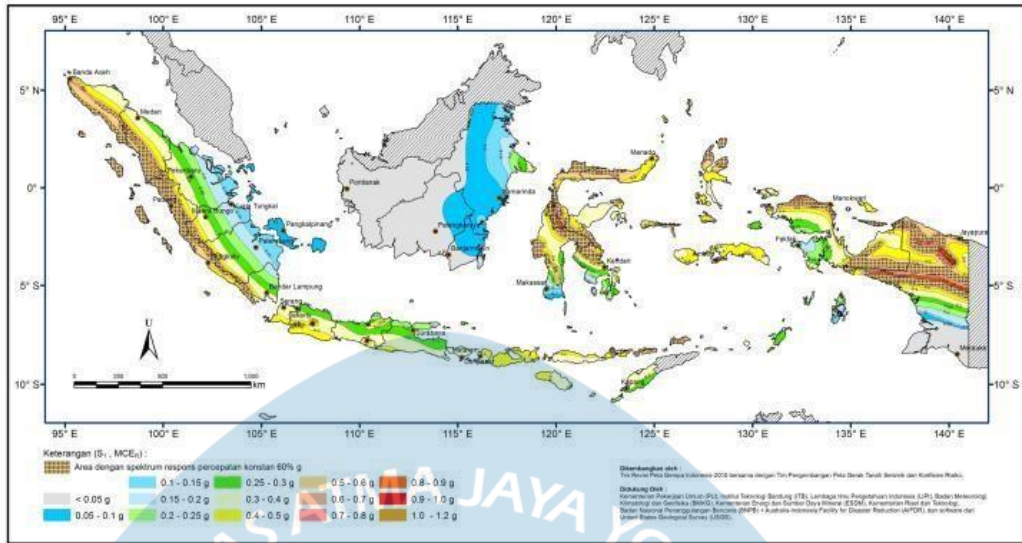
Sumber: SNI 1726:2019

**c. Menentukan parameter percepatan tanah (S<sub>s</sub> dan S<sub>1</sub>)**

Parameter percepatan tanah (S<sub>s</sub> dan S<sub>1</sub>) dipengaruhi oleh properti tanah pada lokasi proyek. Nilai S<sub>s</sub> dan S<sub>1</sub> digunakan untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, dimana S<sub>s</sub> dan S<sub>1</sub> berturut-turut merupakan parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek dan periode 1,0 detik. Dalam Gambar 2.1 dan 2.2 berturut-turut disajikan nilai S<sub>s</sub> dan S<sub>1</sub> untuk gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) pada batuan dasar. Dalam pekerjaan ini, lokasi bangunan berada di Kota Jakarta sehingga digunakan nilai S<sub>s</sub> = 0.788g dan S<sub>1</sub> = 0.389g.



Gambar 2.1 S<sub>s</sub>, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) pada batuan dasar untuk periode pendek (0,2 detik) (Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 2.2 S<sub>1</sub> gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) pada batuan dasar untuk periode 1 detik (Sumber: SNI 1726:2019)

#### d. Menentukan klasifikasi situs (SA - SF)

Karakteristik lokasi proyek khususnya yang berhubungan dengan aspek geoteknik harus diidentifikasi dengan baik dalam proses perencanaan melalui kegiatan penyelidikan lokasi proyek (*site investigation*). Kegiatan penyelidikan lokasi proyek ini dapat berupa penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium. Selanjutnya hasil dari penyelidikan lokasi proyek tersebut akan digunakan sebagai dasar dalam penentuan klasifikasi situs. Dalam SNI 1726:2019 klasifikasi situs dibedakan menjadi 6 jenis yaitu SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (tanah khusus) (lihat Tabel 2.3).

Tabel 2.3 Klasifikasi Situs

Kelas situs	(m/detik)	atau	(kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 s/d 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 s/d 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 s/d 350	15 s/d 50	50 s/d 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:		
	1. Indeks plastisitas, $PI > 20$		
	2. Kadar air, $w \geq 40\%$		
	3. Kuat geser niralir, $s_u < 25$ kPa		

<p>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.10.1)</p>	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah</li> <li>2. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m)</li> <li>3. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan Indeks Plastisitas, <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>4. Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan <math>H &gt; 35</math> m dengan <math>s_u &lt; 50</math> kPa</li> </ol>
---	---

Sumber: SNI 1726:2019

Berdasarkan hasil uji N-SPT yang dilakukan di lapangan, site proyek termasuk dalam klasifikasi situs SD (tanah sedang). Data N-SPT selengkapnya dapat dilihat dalam laporan penyelidikan tanah.

**e. Menentukan koefisien situs ( $F_a$  dan  $F_v$ )**

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi pada periode 0,2 detik ( $F_a$ ) dan 1 detik ( $F_v$ ). Faktor amplifikasi tersebut ditentukan berdasarkan kelas situs dan parameter percepatan tanah. Faktor amplifikasi pada periode 0,2 detik ( $F_a$ ) ditentukan oleh kelas situs dan parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode 0,2 detik ( $S_s$ ). Sedangkan faktor amplifikasi pada periode 1 detik ( $F_v$ ) ditentukan oleh kelas situs dan parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode 1 detik ( $S_1$ ). Penentuan koefisien situs ( $F_a$  dan  $F_v$ ) didasarkan pada Tabel 2.4 Dan 2.5.

Tabel 2.4 Koefisien situs,  $F_a$

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SE						$SS^b$

Sumber: SNI 1726:2019

Catatan:

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_s$ , dapat dilakukan interpolasi linier
- (b)  $S_s$  = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.10.1

Tabel 2.5 Koefisien situs,  $F_v$

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_I$					
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s = 0,5$	$S_s \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SE	$SS^b$					

Sumber: SNI 1726:2019

Catatan:

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$ , dapat dilakukan interpolasi linier
- (b)  $S_s$  = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.10.1

Berdasarkan Tabel 2.4 dan Tabel 2.5, untuk kelas situs SD (tanah sedang) didapatkan nilai  $F_a$  dan  $F_v$  berturut-turut 1 dan 1,531. Selanjutnya nilai  $F_a$  dan  $F_v$  tersebut digunakan untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,1848 \times 0,7881 = 0,934 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1,9114 \times 0,3886 = 0,743 \text{ g}$$

#### f. Menghitung parameter percepatan desain ( $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ )

Pada langkah sebelumnya sudah didapatkan nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$ . Selanjutnya berdasarkan nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$  tersebut, parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek 0,2 detik ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) perlu ditetapkan untuk menyusun kurva respons spektra. Nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  dihitung menggunakan persamaan berikut:

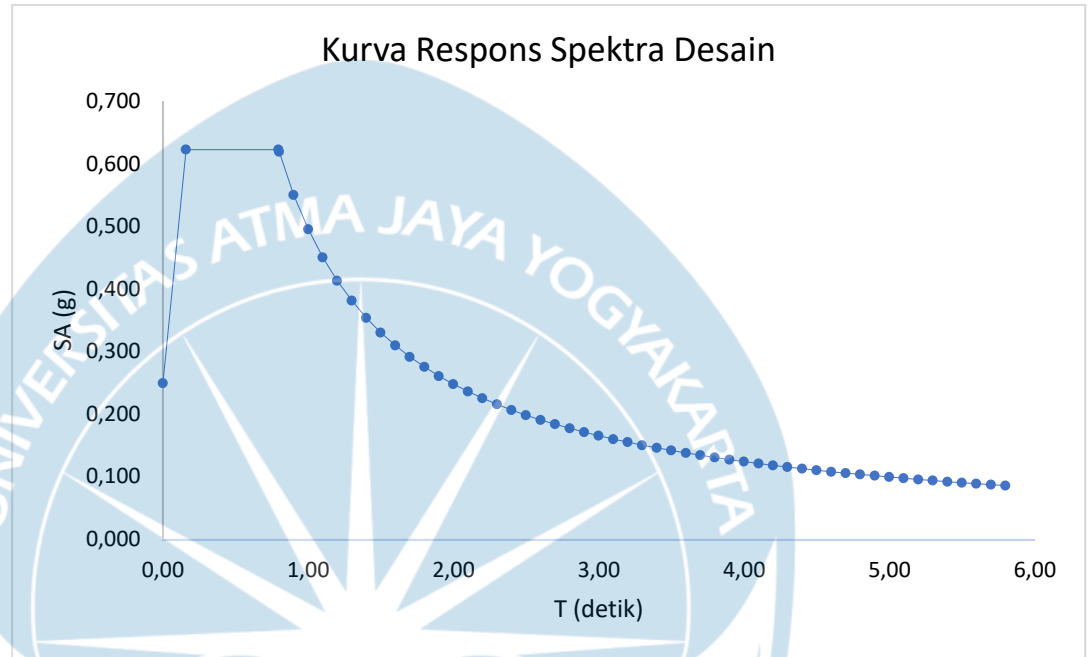
$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} = 0,622 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} = 0,495 \text{ g}$$



**g. Menyusun kurva respons spektra desain**

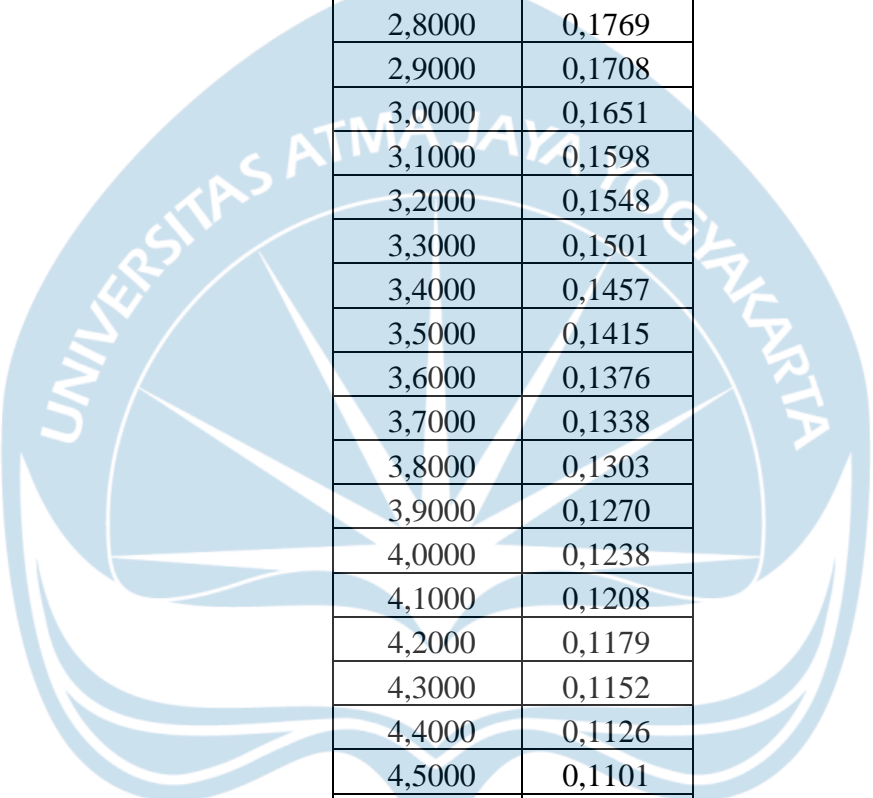
Berdasarkan parameter respons spektra yang dihitung pada tahap sebelumnya, kurva respons spektra desain dapat disusun sebagai berikut (lihat Tabel 2.6 dan Gambar 2.3):



Gambar 2.3 Kurva respons spektra desain

Tabel 2.6 Nilai periode dan percepatan respons spektra

T (detik)	Sa (g)
0,0000	0,2490
0,1591	0,6225
0,7956	0,6225
0,8000	0,6190
0,9000	0,5503
1,0000	0,4952
1,1000	0,4502
1,2000	0,4127
1,3000	0,3809
1,4000	0,3537
1,5000	0,3302
1,6000	0,3095
1,7000	0,2913
1,8000	0,2751
1,9000	0,2606



2,0000	0,2476
2,1000	0,2358
2,2000	0,2251
2,3000	0,2153
2,4000	0,2063
2,5000	0,1981
2,6000	0,1905
2,7000	0,1834
2,8000	0,1769
2,9000	0,1708
3,0000	0,1651
3,1000	0,1598
3,2000	0,1548
3,3000	0,1501
3,4000	0,1457
3,5000	0,1415
3,6000	0,1376
3,7000	0,1338
3,8000	0,1303
3,9000	0,1270
4,0000	0,1238
4,1000	0,1208
4,2000	0,1179
4,3000	0,1152
4,4000	0,1126
4,5000	0,1101
4,6000	0,1077
4,7000	0,1054
4,8000	0,1032
4,9000	0,1011
5,0000	0,0990
5,1000	0,0971
5,2000	0,0952
5,3000	0,0934
5,4000	0,0917
5,5000	0,0900
5,6000	0,0884
5,7000	0,0869
5,8000	0,0854

**h. Menentukan kategori desain seismik (KDS: A - F)**

Struktur yang didesain harus ditetapkan termasuk dalam kategori desain seismik (KDS) sesuai dengan Pasal 6.5 SNI 1726:2019. Dalam Tabel 2.7 dan Tabel 2.8 disajikan kategori desain seismik yang didasarkan pada hubungan  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  dengan KDS.

Tabel 2.7 Kategori desain seismik berdasarkan nilai  $S_{DS}$

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	C
$0,500 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 2.8 Kategori desain seismik berdasarkan nilai  $S_{D1}$

Nilai $S_{D1}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	B
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	C
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2012

Dalam pekerjaan ini, berdasarkan Tabel 2.7 dan Tabel 2.8 didapatkan kategori desain seismik (KDS) D.

**i. Menentukan sistem dan parameter struktur ( $R$ ,  $C_d$ ,  $\Omega_o$ )**

Sistem struktur penahan gaya gempa diizinkan untuk ditetapkan berbeda pada masing-masing sumbu ortogonal struktur. Parameter  $R$ ,  $C_d$ ,  $\Omega_o$  untuk setiap tipe sistem struktur penahan gaya gempa disajikan dalam Tabel 2.9.

Tabel 2.9 R,  $C_d$ ,  $\Omega_o$  untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	R	$\Omega_o$	$C_d$	Batasan sistem struktur dan tinggi struktur, $h_n$ (m)				
				KDS				
				B	C	D	E	F
<b>A. Sistem dinding penumpu</b>				<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2.5	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2.5	4	TB	TB	TI	TI	TI
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2.5	2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Dinding geser beton polos biasa	1.5	2.5	1.5	TB	TI	TI	TI	TI
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2.5	4	TB	TB	12	12	12
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2.5	3	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2.5	3.5	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3.5	2.5	2.25	TB	TB	TI	TI	TI
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2.5	1.75	TB	48	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2.5	1.75	TB	TI	TI	TI	TI
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1.5	2.5	1.15	TB	TI	TI	TI	TI
12. Dinding geser batu bata prategang	1.5	2.5	1.75	TB	TI	TI	TI	TI
13. Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2.5	2	TB	10	TI	TI	TI
14. Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1.5	2.5	1.5	TB	TI	TI	TI	TI
15. Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6.5	3	4	TB	TB	20	20	20
16. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6.5	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2	2.5	2	TB	TB	10	TI	TI
18. Sistem dinding rangka ringan (baja canai dingin) menggunakan bresing strip datar	4	2	3.5	TB	TB	20	20	20
<b>B. Sistem rangka bangunan</b>								

1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	4	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	4	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3.25	2	3.25	TB	TB	10	10	TI
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2.5	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2.5	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2.5	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1.5	2.5	1.5	TB	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2.5	4.5	TB	TB	12	12	12
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2.5	4	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
11. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5	2	4.5	TB	TB	48	48	30
12. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3	2	3	TB	TB	TI	TI	TI
13. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	6.5	2.5	5.5	TB	TB	48	48	30
14. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	6	2.5	5	TB	TB	48	48	30
15. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	2.5	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
16. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5.5	2.5	4	TB	TB	48	48	30
17. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	2.5	4	TB	TB	TI	TI	TI
18. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2.5	2	TB	48	TI	TI	TI
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2.5	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1.5	2.5	1.25	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1.5	2.5	1.75	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2.5	4.5	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2.5	4.5	TB	TB	22	22	22

24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2.5	2.5	2.5	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2.5	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
<b>C.Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5.5	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4.5	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3.5	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5.5	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	3	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5.5	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2.5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3.5	3	3.5	10	10	10	10	10
<b>D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2.5	4	T	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2.5	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2.5	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2.5	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2.5	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2.5	5	TB	TB	TB	TB	TB

7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7.5	2.5	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2.5	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2.5	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5.5	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3.5	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2.5	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2.5	6.5	TB	TB	TB	TB	TB
<b>E.Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2.5	5	TB	TB	10	TI	TI
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6.5	2.5	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2.5	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3.5	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5.5	2.5	4.5	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3.5	2.5	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5.5	2.5	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
<b>F.Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa</b>								
<b>G.Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk:</b>								
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2.5	1.25	2.5	10	10	10	10	B.
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1.25	1.25	1.25	10	10	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2.5	1.25	1.5	10	10	10	10	10

4. angka beton bertulang pemikul momen menengah	1.5	1.25	1.5	10	10	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1.25	1	10	TI	TI	TI	TI
6. Rangka kayu	1.5	1.5	1.5	10	10	10	TI	TI
<b>H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilevers</b>	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

Sumber: SNI 1726:2012

Sistem struktur penahan gaya gempa yang digunakan pada struktur rumah tinggal adalah SRPMK sehingga diperoleh parameter struktur sebagai berikut:

$$R = 8, C_d = 5,5, \text{ dan } \Omega_0 = 3$$

#### j. Mengevaluasi sistem struktur terhadap ketidakberaturan struktur

Dalam proses desain, struktur harus diklasifikasikan sebagai struktur beraturan atau tidak beraturan dengan mengacu pada Pasal 7.3.2 SNI 1726:2012.

Ketidakberaturan struktur dibedakan menjadi ketidakberaturan horizontal dan vertikal. Selanjutnya tipe dan penjelasan ketidakberaturan horizontal dan vertikal berturut-turut disajikan lebih detail dalam Tabel 2.10 dan Tabel 2.11.

Tabel 2.10 Tipe dan penjelasan ketidakberaturan horizontal struktur

Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan		Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	D, E, F B, C, D, E, F C, D, E, F C, D, E, F D, E, F B, C, D, E, F
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E, F D B, C, D C, D C, D D B, C, D

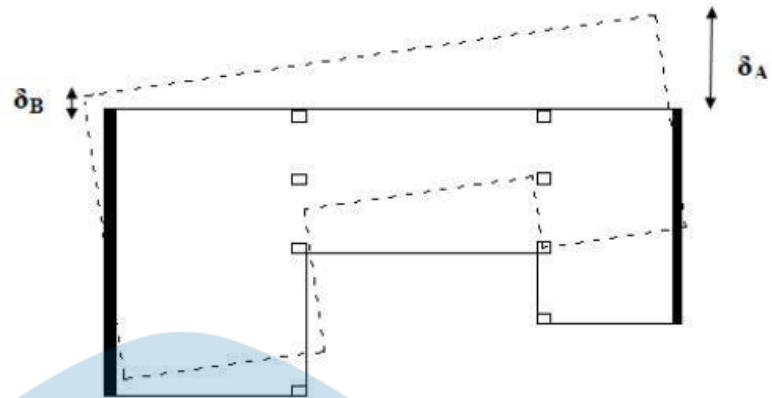


	berlebih dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku		
2	Ketidakteraturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, F D, E, F
3	Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, F D, E, F
4	Ketidakteraturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	B, C, D, E, F D, E, F B, C, D, E, D, E, F B, C, D, E, F
5	Ketidakteraturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa	7.5.3 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	C, D, E, F B, C, D, E, F D, E, F B, C, D, E, F

Sumber: SNI 1726:2012

Berikut disajikan hasil perhitungan dan pengecekan terhadap ketidakberaturan horizontal struktur:

- 1.a. Ketidakteraturan torsi, didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum (torsi yang dihitung termasuk torsi tidak terduga) di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur (lihat Gambar 2.4). Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku (*rigid*) atau setengah kaku (*semi-rigid*).



$$\delta_{\text{rata-rata}} = \frac{\delta A + \delta B}{2} \quad A_x = \left[ \frac{\delta_{\text{maksimum}}}{1.2 (\delta_{\text{rata-rata}})} \right]^2$$

Gambar 2.4 Ilustrasi pengecekan ketidakberaturan tipe 1a dan 1b

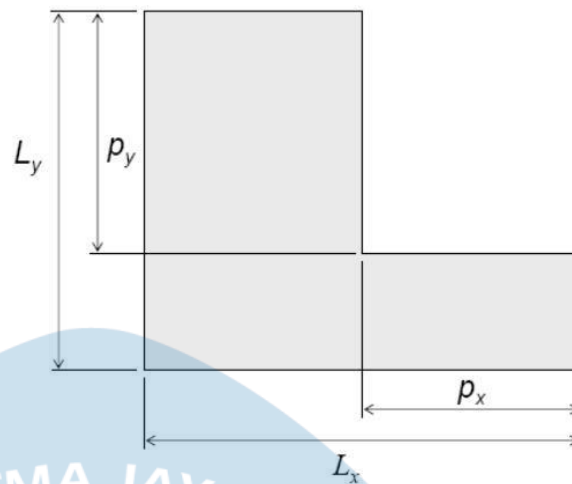
(Sumber: Budiono, 2011)

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan torsi, didapatkan hasil bahwa simpangan antar lantai tingkat maksimum pada arah X dan Y kurang dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata sehingga tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 1a pada struktur yang ditinjau.

- 1.b. Ketidakberaturan torsi berlebihan, didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum (torsi yang dihitung termasuk torsi tidak terduga) di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur (lihat Gambar 2.4). Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasalpasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku (rigid) atau setengah kaku (semi-rigid).

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan torsi berlebihan, didapatkan hasil bahwa simpangan antar lantai tingkat maksimum pada arah X dan Y kurang dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata sehingga tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 1b pada struktur yang ditinjau.

2. Ketidakberaturan sudut dalam, didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan (lihat Gambar 2.5)

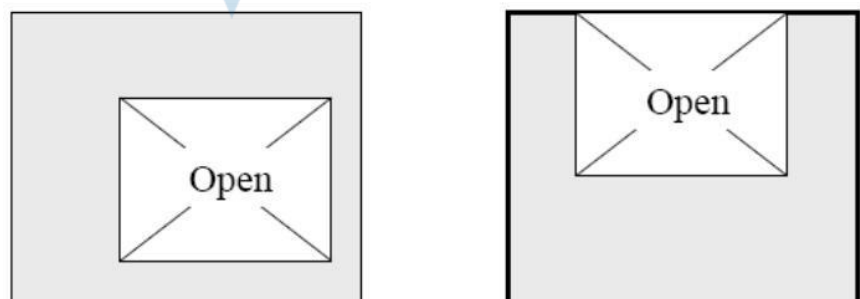


Gambar 2.5 Ilustrasi pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 2

(Sumber: FEMA 451B)

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan sudut dalam, didapatkan hasil bahwa kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam kurang dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan sehingga tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 2 pada struktur yang ditinjau.

3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya (lihat Gambar 2.6)

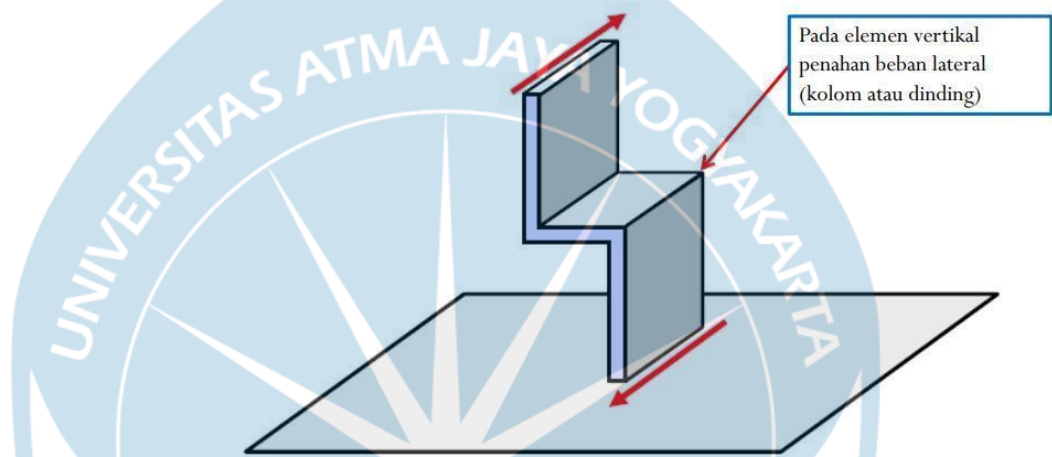


Gambar 2.6 Ilustrasi pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 3

(Sumber: FEMA 451B)

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan sudut dalam, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 3 pada struktur yang ditinjau.

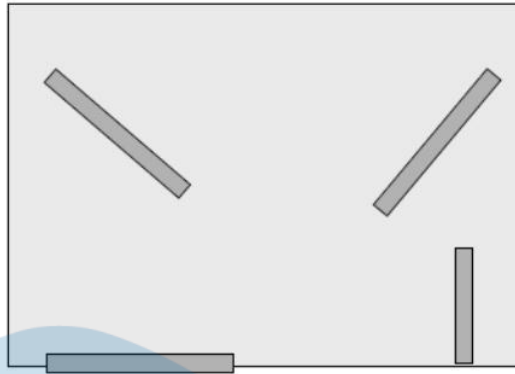
4. Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang, didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal (lihat Gambar 2.7)



Gambar 2.7 Ilustrasi pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 4  
(Sumber: Budiono, 2011)

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan sudut dalam, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 4 pada struktur yang ditinjau.

5. Ketidakberaturan sistem nonparalel, didefinisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik (lihat Gambar 2.8)



Gambar 2.8 Ilustrasi pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 5  
(Sumber: FEMA 451B)

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan sudut dalam, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 5 pada struktur yang ditinjau.

Tabel 2.11 Tipe dan penjelasan ketidakberaturan vertikal struktur

Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan		Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak, didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya	Tabel 13	D, E, F
1b	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak berlebihan, didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya	7.3.3.1 Tabel 13	E, F D, E, F
2	Ketidakteraturan berat (massa), didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150%	Tabel 13	D, E, F

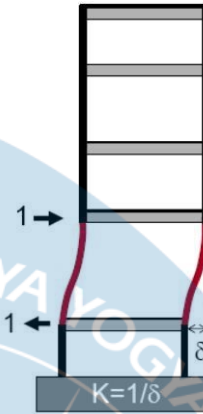
	massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau		
3	Ketidakteraturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya	Tabel 13	D, E, F
4	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E, F D, E, F D, E, F
5a	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau	7.3.3.1 Tabel 13	E, F D, E, F
5b	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13	D, E, F B, C D, E, F

Sumber : SNI 1726:2012

Berikut disajikan hasil perhitungan dan pengecekan terhadap ketidakberaturan vertikal struktur:

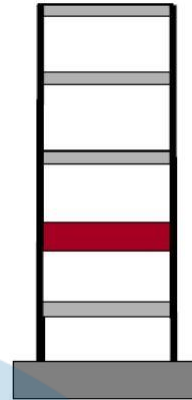
- 1.a. Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak, didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya (lihat

Gambar 2.9). Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 1a pada struktur yang ditinjau.



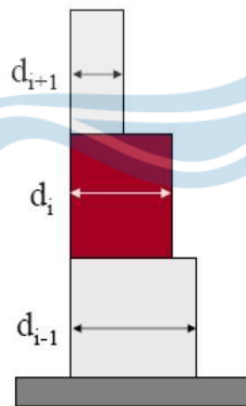
Gambar 2.9 Ilustrasi pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b  
(Sumber: FEMA 451B)

- 1.b. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan, didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya (lihat Gambar 2.9). Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 1b pada struktur yang ditinjau.
2. Ketidakberaturan berat (massa), didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau (lihat Gambar 2.10). Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan berat (massa), didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 2 pada struktur yang ditinjau.



Gambar 2.10 Ilustrasi pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 2  
(Sumber: FEMA 451B)

3. Ketidakberaturan geometri vertikal, didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya (lihat Gambar 2.11). Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan geometri vertikal, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 3 pada struktur yang ditinjau.

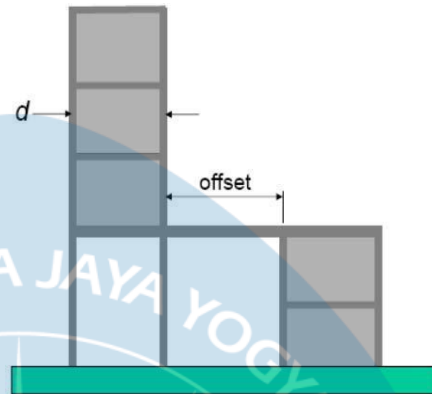


Gambar 2.11 Ilustrasi pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 3  
(Sumber: FEMA 451B)

4. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal, didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya (lihat Gambar 2.12). Berdasarkan pengecekan

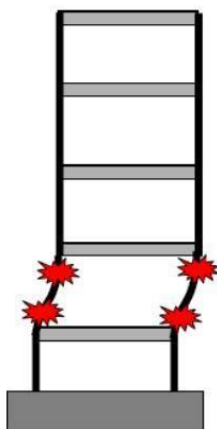


ketidakberaturan diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 4 pada struktur yang ditinjau.



Gambar 2.12 Ilustrasi pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 4  
(Sumber: FEMA 451B)

- 5.a. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat, didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau (lihat Gambar 2.13). Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 5a pada struktur yang ditinjau.



Gambar 2.13 Ilustrasi pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 5a dan 5b (Sumber: FEMA 451B)

5.b. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan, didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau (lihat Gambar 2.13). Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 5b pada struktur yang ditinjau.

**k. Menentukan fleksibilitas diafragma**

Untuk struktur yang mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal, diafragma harus dimodelkan sebagai semi-rigid. Dalam pekerjaan ini, struktur rumah tinggaltidak memiliki ketidakberaturan struktur horizontal sehingga diafragma dimodelkan sebagai diafragma rigid.

**l. Menentukan faktor redundansi ( $\rho$ )**

Faktor redundansi ( $\rho$ ) harus dikenakan pada sistem struktur penahan gaya gempa pada masing-masing kedua arah ortogonal untuk semua struktur sesuai dengan Pasal 7.3.4 SNI 1726:2012. Nilai  $\rho$  dapat diambil sama dengan 1,0 jika masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau harus memenuhi persyaratan Tabel 2.12.

Tabel 2.12 Persyaratan untuk masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Pelepasan bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar lebih dari 33%, atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b)
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen di sambungan balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33%, atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b)
Dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0	Pelepasan dinding geser atau pier dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0 di semua tingkat, atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33%, atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b)

Kolom kantilever	Kehilangan tahanan momen di dasar sambungan dasar semua kolom kantilever tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33%, atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b)
Lainnya	Tidak ada persyaratan

Sumber: SNI 1726:2012

Ketentuan lain yang mengizinkan  $\rho$  dapat diambil sama dengan 1,0 adalah jika struktur dengan denah teratur di semua tingkat asalkan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat untuk konstruksi rangka ringan. Jika kondisi tersebut tidak dipenuhi maka,  $\rho$  harus diambil sama dengan 1,3. Dalam pekerjaan ini, faktor redundansi yang digunakan adalah 1,3.

#### m. Memilih prosedur analisis gaya lateral/gempa (ELF, RS, TH)

Beban gempa yang diatur dalam SNI 1726:2012 dapat dikerjakan melalui 3 jenis prosedur analisis yaitu analisis gaya lateral ekuivalen (*equivalent lateral forces*), analisis spektrum respons raga (*respons spectra*), dan prosedur riwayat respons seismik (*time history*). Prosedur analisis beban gempa yang diizinkan untuk digunakan dipengaruhi oleh kategori desain seismik dan karakteristik struktur seperti yang disajikan dalam Tabel 2.13. Berdasarkan Tabel 2.13, dalam pekerjaan ini diizinkan untuk menggunakan analisis spektrum respons ragam sebagai prosedur analisis beban gempa.

Tabel 2.13 Prosedur analisis yang boleh digunakan

Kategori Desain Seismik	Karakteristik Struktur	Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (pasal 7.8)	Analisis Spektrum Respons Ragam (Pasal 7.9)	Prosedur Riwayat Respons Seismik (Pasal 11)
B, C	Bangunan dengan kategori risiko I atau II dari konstruksi rangka	I	I	I

	ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat			
	Bangunan lainnya dengan kategori risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau I dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan kategori risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horizontal tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Sumber: SNI 1726:2012

#### n. Menghitung beban gempa dengan prosedur gaya lateral ekuivalen (ELF)

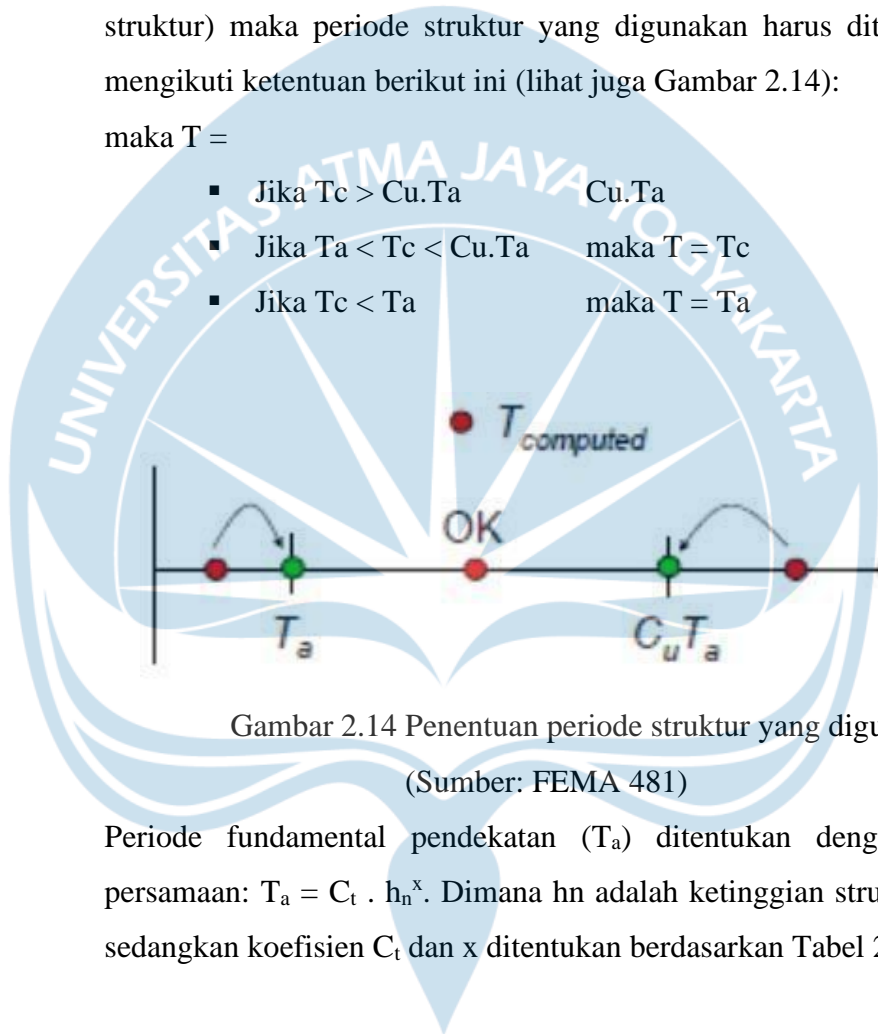
Prosedur analisis gaya lateral ekuivalen (ELF) didasarkan pada respons ragam pertama (*first modes*). Prosedur analisis ini berlaku hanya untuk struktur reguler dengan  $T < 3,5 T_s$  (dimana  $T_s = SD1/SDS$ ), kekakuan tingkat-tingkat yang berdekatan tidak berbeda lebih dari 30%, kekuatan tingkat-tingkat yang berdekatan tidak berbeda lebih dari 20%, dan massa pada tingkat-tingkat yang berdekatan tidak berbeda lebih dari 50%. Jika hal tersebut tidak dipenuhi maka harus digunakan prosedur analisis dinamik yaitu analisis spektrum respons ragam atau prosedur riwayat waktu. Secara umum besar gaya gempa yang dihasilkan oleh prosedur analisis ELF adalah fungsi dari berat seismik efektif ( $W_t$ ) dan koefisien respons seismik ( $C_s$ ). Selanjutnya gaya gempa tersebut didistribusikan ke setiap tingkat dari struktur gedung yang akan didesain. Gaya gempa hasil dari prosedur analisis ELF perlu dihitung karena jika digunakan prosedur analisis dinamik, gaya gempa yang dihasilkan perlu dibandingkan dengan gaya gempa hasil dari prosedur analisis ELF. Langkah perhitungan gaya gempa dengan prosedur analisis ELF disajikan sebagai berikut:

1. Menentukan Periode Fundamental Alami Struktur (T)

Periode fundamental alami struktur akan menentukan nilai koefisien respons seismik ( $C_s$ ) yang juga akan menentukan nilai gaya geser dasar seismik (VELF). Jika periode struktur yang lebih akurat ( $T_c$ ) tidak dimiliki maka periode struktur yang digunakan dapat diambil sebesar  $T_a$ . Namun, jika periode struktur yang lebih akurat ( $T_c$ ) bisa didapatkan (melalui pemodelan struktur) maka periode struktur yang digunakan harus ditetapkan dengan mengikuti ketentuan berikut ini (lihat juga Gambar 2.14):

maka  $T =$

- Jika  $T_c > C_u.T_a$  maka  $T = C_u.T_a$
- Jika  $T_a < T_c < C_u.T_a$  maka  $T = T_c$
- Jika  $T_c < T_a$  maka  $T = T_a$



Gambar 2.14 Penentuan periode struktur yang digunakan

(Sumber: FEMA 481)

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) ditentukan dengan berdasarkan persamaan:  $T_a = C_t \cdot h_n^x$ . Dimana  $h_n$  adalah ketinggian struktur (dalam m), sedangkan koefisien  $C_t$  dan  $x$  ditentukan berdasarkan Tabel 2.14.

Tabel 2.14 Nilai parameter periode pendekatan  $C_t$  dan  $x$

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Nilai koefisien untuk batas atas periode struktur yang dihitung ( $C_u$ ) ditetapkan berdasarkan Tabel 2.15.

Tabel 2.15 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Pada pekerjaan ini, tipe struktur yang digunakan adalah rangka baja pemikul momen sehingga didapatkan nilai  $C_t = 0,0466$  dan  $x = 0,9$ . Selanjutnya berdasarkan nilai  $S_{D1} = 0.495$  g didapatkan koefisien  $C_u = 1,4$ . Sehingga didapatkan nilai  $T_a = 0.446$  detik dan  $C_u.T_a = 0,624$  detik. Nilai periode struktur hasil pemodelan struktur,  $T_c = 0,713$  detik ( $T_a < T_c < C_u.T_a$ ) sehingga periode struktur yang digunakan dalam analisis beban gempa dengan prosedur ELF adalah 0,535 detik.

## 2. Menentukan Koefisien Respons Seismik ( $C_s$ )

Koefisien respons seismik ( $C_s$ ) ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$C_s = S_{DS} / (R / I_e)$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan persamaan di atas tidak perlu melebihi nilai  $C_s$  yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_s = S_{D1} / (T \times (R / I_e))$$

Namun nilai  $C_s$  harus tidak boleh kurang dari  $C_s$  yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_s = 0,044 \text{ SDS } I_e \geq 0,01$$

Pada pekerjaan ini, hasil perhitungan koefisien respons seismik ( $C_s$ ) adalah sebagai berikut:

$$C_s = S_{DS} / (R / I_e) \quad 0,097$$

$$C_s = S_{D1} / (T \times (R / I_e)) \quad 0,174$$

$$C_s = 0,044 \text{ SDS } I_e \geq 0,01 \quad 0.034$$

### 3. Menentukan Berat Seismik Efektif ( $W$ )

Berat seismik efektif struktur ( $W$ ) harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya yang termasuk dalam daftar berikut ini:

- Dalam daerah yang digunakan untuk penyimpanan: minimum sebesar 25% beban hidup lantai (beban hidup lantai di garasi publik dan struktur parkir terbuka, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5% dari berat seismik efektif pada suatu lantai, tidak perlu disertakan)
- Jika ketentuan untuk partisi disyaratkan dalam desain beban lantai: diambil sebagai yang terbesar diantara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar  $0,48 \text{ kN/m}^2$
- Berat operasional total dari peralatan yang permanen
- Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya

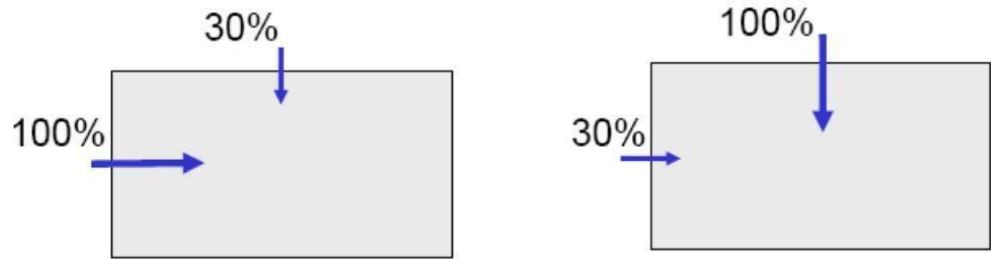
Dalam pekerjaan ini, berdasarkan hasil perhitungan didapatkan berat seismik efektif ( $W_A$ ) = 4631.7571 kN dan  $W_B$  = 2592.87 kN.

### 4. Menghitung Gaya Geser Dasar Seismik ( $V_{ELF}$ )

Gaya geser dasar seismik ( $V_{ELF}$ ) dapat dihitung dengan operasi perkalian antara koefisien respon seismik ( $C_s$ ) dengan berat seismik efektif struktur ( $W$ ).  $V_A$  = 666.97 N dan  $V_B$  = 373.73 kN.

#### **o. Menghitung dan menambahkan beban ortogonal (jika disyaratkan)**

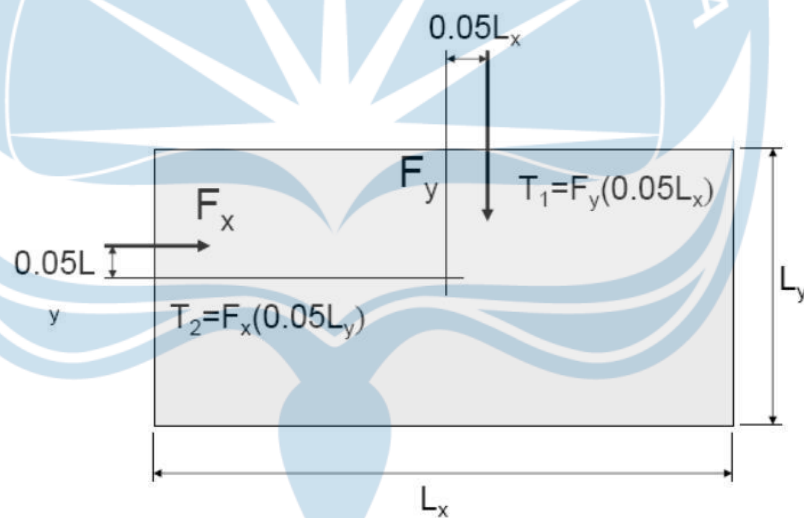
Penambahan beban ortogonal dikerjakan dengan cara memberikan beban tambahan sebesar 30% dari beban lateral utama, tegak lurus terhadap arah beban utama yang ditinjau (lihat Gambar 2.15). Beban ortogonal perlu ditambahkan dan belaku pada struktur dengan kategori desain seismik C, D, E, dan F. Pada pekerjaan ini, struktur termasuk dalam kategori desain seismik D sehingga *penambahan* beban ortogonal perlu dilakukan. Penambahan ini diakomodasi dalam kombinasi beban rencana.



Gambar 2.15 Beban ortogonal (Sumber: FEMA 451B)

**p. Menghitung dan menambahkan beban torsi (jika disyaratkan)**

Struktur gedung untuk semua kategori desain seismik (KDS) harus mempertimbangkan torsi *rencana* dan torsi tak terduga. Torsi tak terduga dikerjakan pada model struktur dengan memberikan eksentrisitas sebesar 5% masing-masing pada arah sumbu X dan Y (lihat Gambar 2.16).



Gambar 2.16 Torsi tak terduga

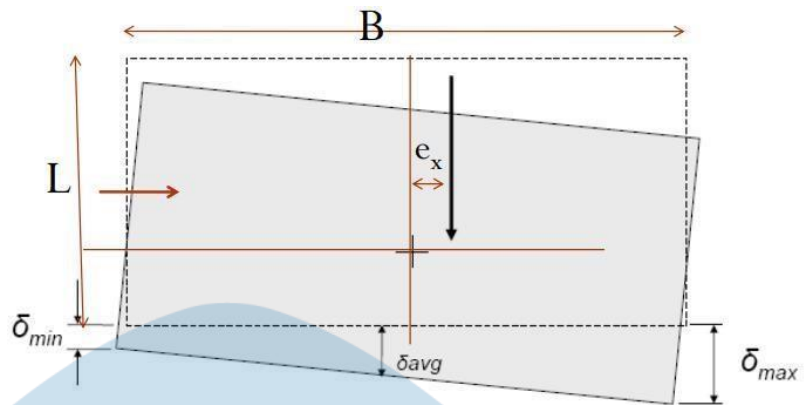
Apabila struktur gedung termasuk dalam kategori desain seismik C, D, E, dan F serta memiliki ketidakberaturan torsi 1a dan 1b maka harus mempertimbangkan adanya pembesaran torsi tak terduga (lihat Gambar 2.17). Pembesaran torsi tak terduga dihitung menggunakan persamaan berikut:

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

$$e_y = e_{oy} + (0,05 L A_y) \quad \text{dimana,}$$

$e_{ox}$  dan  $e_{oy}$  adalah eksentrisitas bawaan, sedangkan  $0,05 B A_x$  dan  $0,05 L A_y$  adalah eksentrisitas tak terduga





Gambar 2.17 Pembesaran torsi tak terduga

Pada pekerjaan ini, struktur gedung termasuk dalam kategori desain seismik (KDS) D namun tidak terjadi ketidakberaturan torsi 1a dan 1b sehingga tidak perlu mempertimbangkan pembesaran torsi tak terduga (cukup mempertimbangkan torsi tak terduga dengan memberikan eksentrisitas sebesar 5% masing-masing pada arah sumbu X dan Y).

#### 2.4 Kombinasi Beban Rencana

Kombinasi beban ultimit ditetapkan berdasarkan Pasal 4.2.2 SNI 1726:2012 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, yaitu sebagai berikut:

1.  $1,4DL$
2.  $1,2DL + 1,6LL + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
3.  $1,2DL + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$
4.  $1,2DL + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
5.  $1,2DL + 1,0E + 1,0LL$
6.  $0,9DL + 1,0W$
7.  $0,9DL + 1,0E$

Untuk kombinasi beban nomor 5 dan 7 yang merupakan kombinasi beban gempa, diatur secara khusus dalam Pasal 7.4 SNI 1726:2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung, yaitu sebagai berikut:

1.  $(1,2+0,2SDS)DL + 1,0LL \pm 0,3\rho Ex \pm 1,0\rho Ey$
2.  $(1,2+0,2SDS)DL + 1,0LL \pm 1,0\rho Ex \pm 0,3\rho Ey$
3.  $(0,9-0,2SDS)DL \pm 0,3\rho Ex \pm 1,0\rho Ey$
4.  $(0,9-0,2SDS)DL \pm 1,0\rho Ex \pm 0,3\rho Ey$

Sedangkan kombinasi beban layan ditetapkan berdasarkan Pasal 4.2.3 SNI 1726:2012 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, yaitu sebagai berikut:

1. DL
2. DL + LL
3. DL + (Lr atau R)
4. DL + 0,75LL + 0,75(Lr atau R)
5. DL + (0,6W atau 0,7E)
6. DL + 0,75(0,6W atau 0,7E) + 0,75LL + 0,75(Lr atau R)
7. 0,6DL + 0,6W
8. 0,6DL + 0,7E

dimana,

DL = Beban mati (berat sendiri struktur dan beban mati tambahan)

LL = Beban hidup

Lr = Beban hidup pada struktur atap

R = Beban hujan

W = Beban angin

Ex = Beban gempa arah x

Ey = Beban gempa arah y

$\rho$  = Faktor redundansi

S<sub>DS</sub> = Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek 0,2 detik

Kombinasi beban ultimit yang digunakan dalam pekerjaan ini disajikan dalam Tabel 2.16.

Tabel 2.16 Kombinasi beban ultimit

Kombinasi Beban	DL	ADL	LL	Ex	Ey
COMB1	1,40	1,40	-	-	-
COMB2	1,20	1,20	1,60	-	-
COMB3	1,357	1.357	1,00	-1,30	-0,39
COMB4	1,357	1.357	1,00	-1,30	+0,39
COMB5	1,357	1.357	1,00	+1,30	-0,39
COMB6	1,357	1.357	1,00	+1,30	+0,39
COMB7	1,357	1.357	1,00	-0,39	-1,30
COMB8	1,357	1.357	1,00	-0,39	+1,30
COMB9	1,357	1.357	1,00	+0,39	-1,30

COMB10	1,357	1,357	1,00	+0,39	+1,30
COMB11	0,743	0,743	-	-1,30	-0,39
COMB12	0,743	0,743	-	-1,30	+0,39
COMB13	0,743	0,743	-	+1,30	-0,39
COMB14	0,743	0,743	-	+1,30	+0,39
COMB15	0,743	0,743	-	-0,39	-1,30
COMB16	0,743	0,743	-	-0,39	+1,30
COMB17	0,743	0,743	-	+0,39	-1,30
COMB18	0,743	0,743	-	+0,39	+1,30

Kombinasi beban layan yang digunakan dalam pekerjaan ini disajikan dalam Tabel 2.17

Tabel 2.17 Kombinasi beban layan

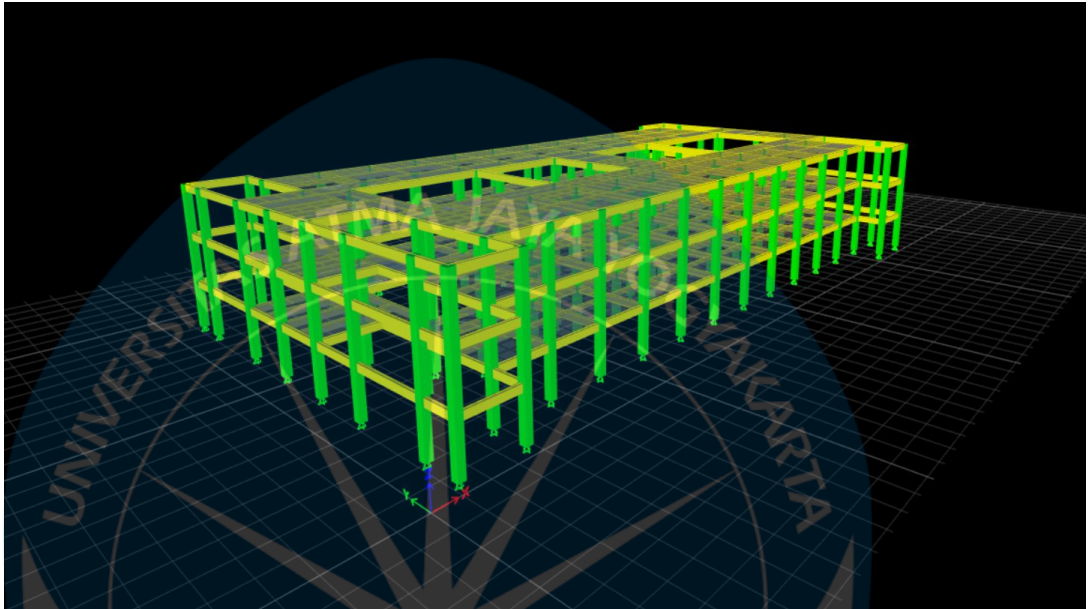
Kombinasi Beban	DL	ADL	LL	Ex	Ey
COMB1	1,00	1,00	1,00	-	-
COMB2	1,00	1,00	-	-0,70	-0,21
COMB3	1,00	1,00	-	-0,70	+0,21
COMB4	1,00	1,00	-	+0,70	-0,21
COMB5	1,00	1,00	-	+0,70	+0,21
COMB6	1,00	1,00	-	-0,21	-0,70
COMB7	1,00	1,00	-	-0,21	+0,70
COMB8	1,00	1,00	-	+0,21	-0,70
COMB9	1,00	1,00	-	+0,21	+0,70

## 2.5 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur dilakukan untuk mengetahui gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen struktur serta perilaku struktur akibat beban yang bekerja. Hasil dari pemodelan struktur digunakan sebagai dasar untuk mendesain dimensi penampang elemen struktur yang diperlukan. Model struktur dikerjakan dengan beberapa idealisasi. Sebagai contoh, pelat lantai diidealisasikan sebagai elemen *shell*, sedangkan balok dan kolom diidealisasikan sebagai elemen *frame*. Pemodelan struktur yang dilakukan mampu mengakomodasi pengaruh kerusakan baja ketika terjadi gempa yaitu melalui reduksi momen inersia penampang elemen struktur. Momen inersia pada pelat lantai direduksi menjadi 25% dari momen inersia awal. Pada elemen struktur balok, momen inersia direduksi menjadi 35% dari momen inersia awal. Selain itu torsi juga direduksi menjadi 25% untuk menyeimbangkan

nilai reduksi terhadap inersia elemen struktur. Sedangkan pada kolom, momen inersia direduksi menjadi 70% dari momen inersia awal.

Struktur restoran didesain dengan menggunakan sistem struktur berupa struktur rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Struktur tersebut dimodelkan dalam model 3 dimensi (*3D Models*) menggunakan bantuan *software* (lihat Gambar 2.18).



Gambar 2.18 Model struktur bangunan Panti Wredha

#### a. Definisi Material

Material yang digunakan dalam analisa struktur adalah sebagai berikut:

Baja :  $f_y$  240 MPa  $f_u$  370 MPa

Beton :  $f_c'$  30 MPa / K300

Baja Tulangan Ulir :  $f_y$  420 MPa

Baja Tulangan Polos :  $f_y$  280 MPa

Material Property Data

**General Data**

Material Name: Beton Fc 30

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 24 kN/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 2447.319 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 25742.96 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000099 1/C

Shear Modulus, G: 10726.23 MPa

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Gambar 2.19 Material Properties Beton

Material Property Data

**General Data**

Material Name: Tulangan Utama 420 MPa

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 76.9729 kN/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 199947.98 MPa

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

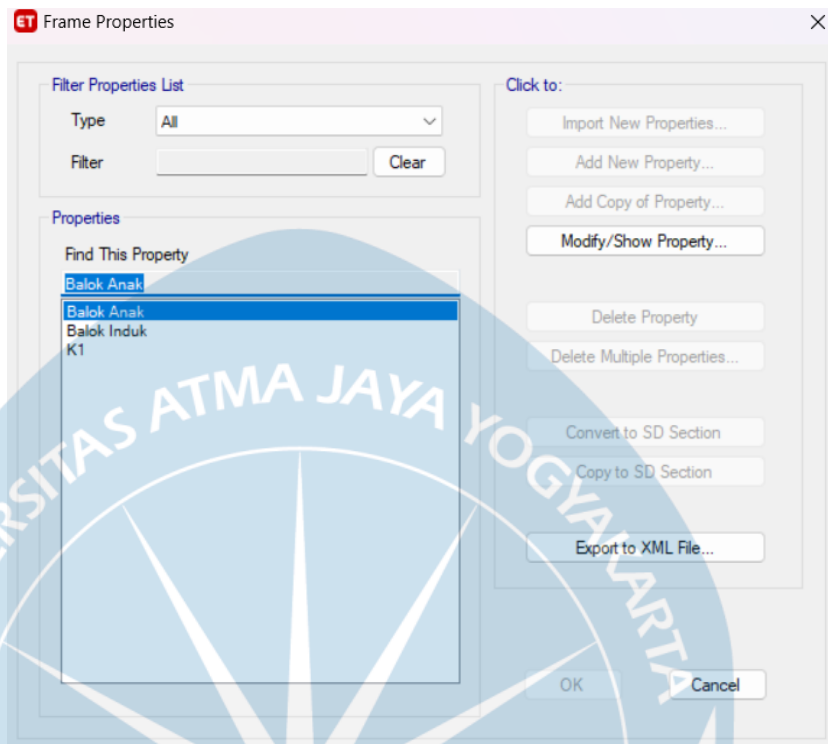
Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Gambar 2.20 Material Properties Tulangan Utama

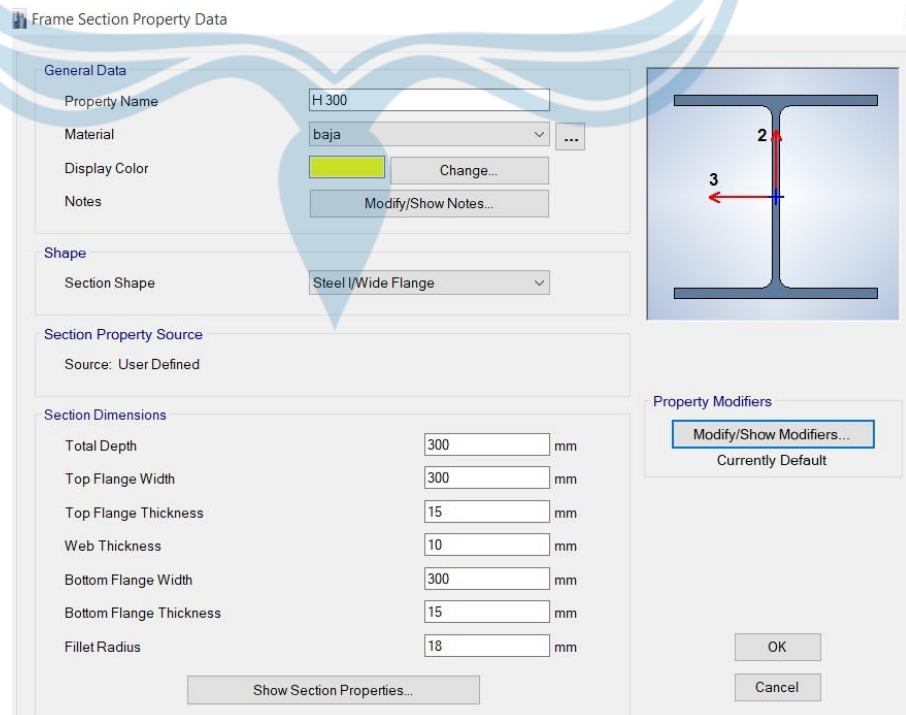
## b. Definisi Profil Balok dan Kolom

Penampang balok dan kolom di definisikan sebagai berikut:



Gambar 2.21 Section Properties

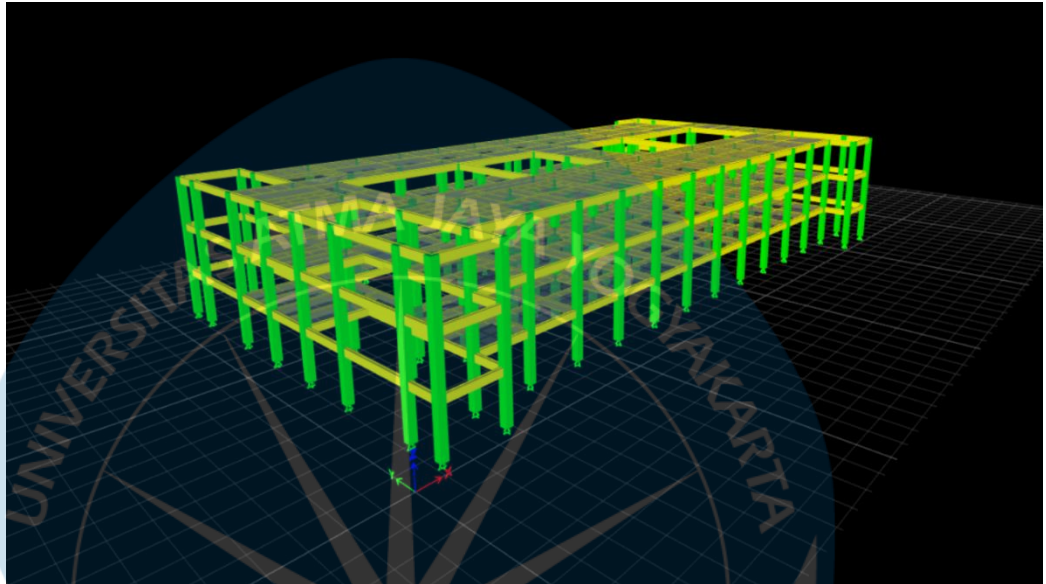
### Contoh Section Properties Kolom (H 300)



Gambar 2.22 Section Properties Kolom K1

### c. Pemodelan 3D struktur

Setelah material dan section properties sudah lengkap, langkah selanjutnya adalah membuat model 3D. Model mengakomodasi semua ukuran balok dan kolom, beserta tulangan yang direncanakan untuk terpasang ditunjukkan pada Gambar 4 berikut ini.



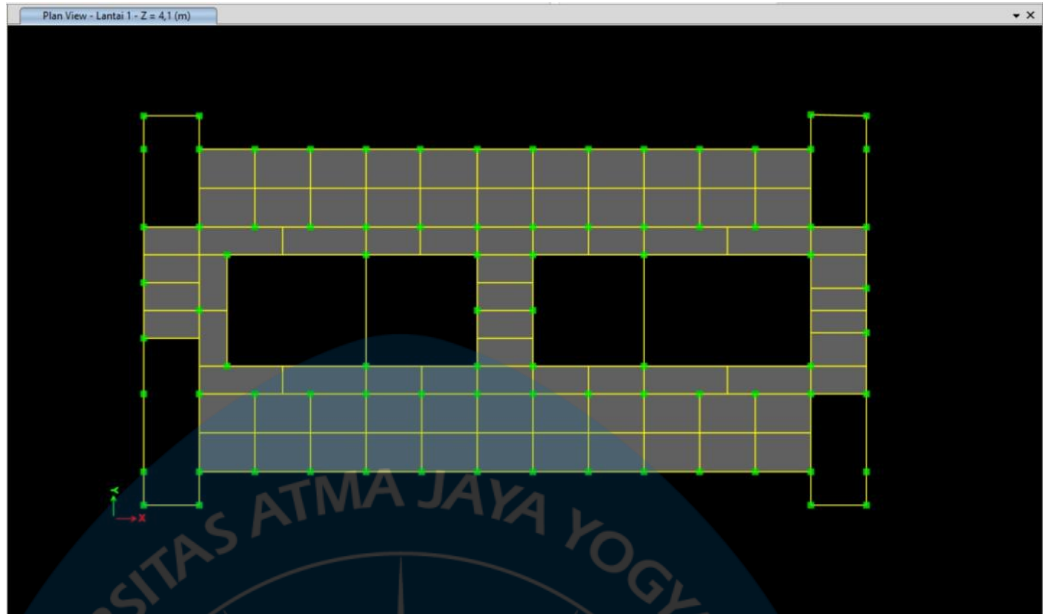
Gambar 2.23 Model 3D Gedung Utama

### d. Memberikan Beban yang Bekerja

Secara garis besar, beban yang bekerja pada struktur ini dibedakan menjadi:

- beban mati (berat sendiri baja, beban dinding),
- beban mati tambahan (beban keramik, pipa, plafond dll)
- beban hidup (beban yang bekerja), dan
- beban gempa. (respons spektrum)

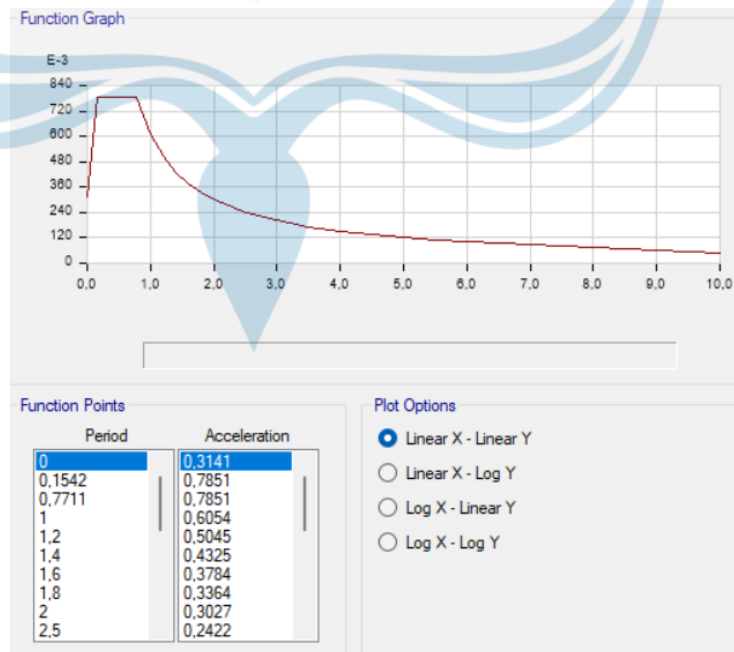
Penjelasan lengkap terkait pembebanan terdapat pada bagian Pembebanan dalam laporan ini.



Gambar 2.24 Pembebanan Pelat Lantai di Model 3D

#### e. Memberikan Beban Gempa

Beban gempa dimodelkan dalam Program dengan fungsi respon spectrum. Perhitungan dan besaran dapat dilihat pada bagian Input data – respon spektrum. Setelah didapat grafik respon spektrum, grafik kemudian di input ke dalam program, seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 6 berikut.



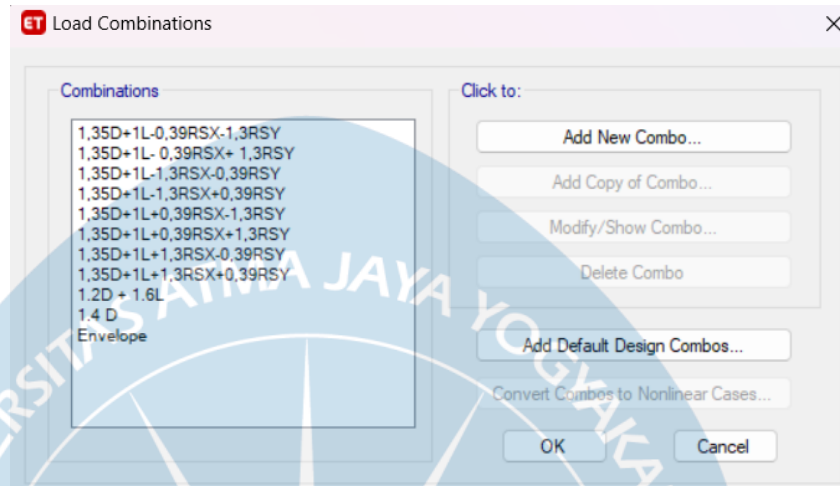
Gambar 2.25 Input Beban Gempa

Setelah beban gempa berhasil masuk, dilakukan kombinasi pembebanan yang memungkinkan beberapa beban ekstrim bekerja bersamaan.



**f. Memberikan Kombinasi dan Faktor Pembebanan**

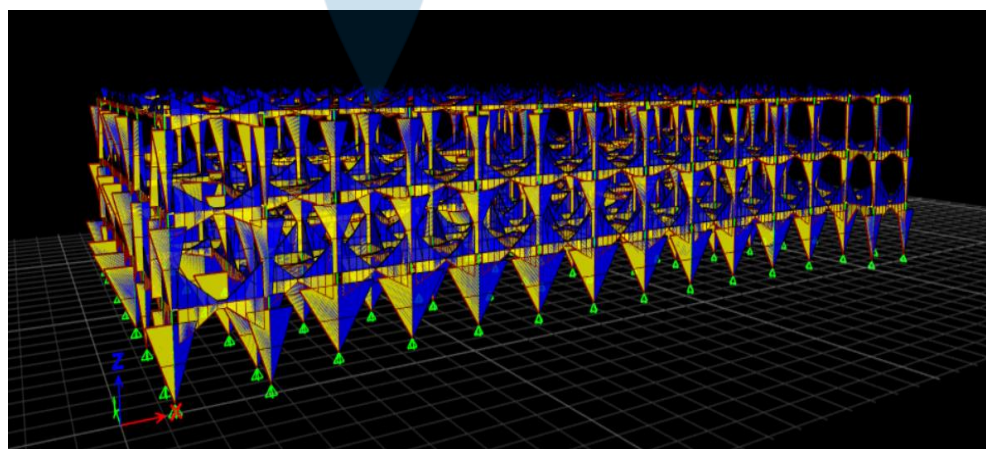
Kombinasi pembebanan yang digunakan mengacu pada SNI Gempa 2012, dalam laporan ini pembahasan kombinasi pembebanan dilakukan pada bagian Input Data - Kombinasi Pembebanan.



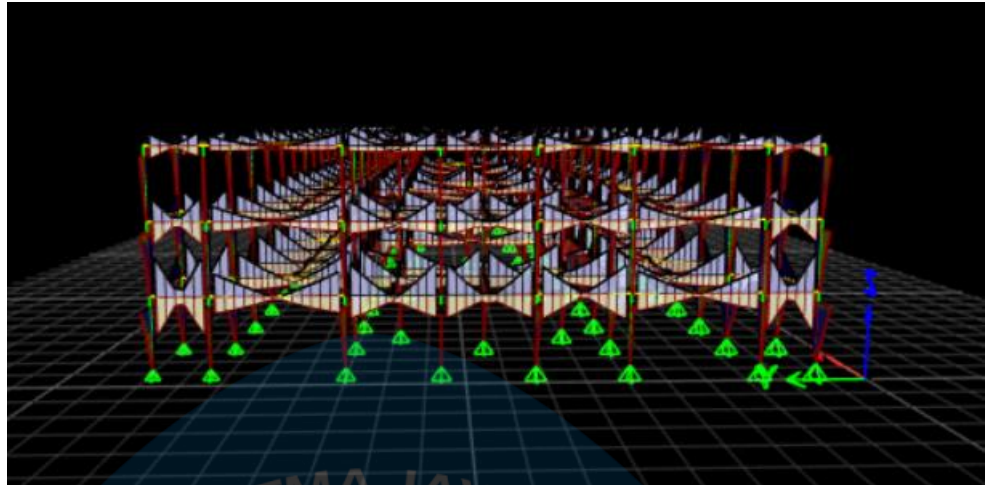
Gambar 2.26 Input Kombinasi Beban

**g. Running Program**

Setelah semua gaya terpasang, beberapa perlakuan terhadap struktur dilakukan seperti pemberian mass source dan diafragma, setelah itu dilakukan running program. Hasil dari running program adalah berupa gaya gaya dalam yang bekerja pada balok dan kolom struktur. Gaya ini adalah kunci dalam menganalisa kekuatan struktur itu sendiri. Gaya yang didapat pada hasil running dapat dilihat pada Gambar 8.



Gambar 2.27 Gaya yang berkerja



Gambar 2.28 Hasil Running Program

#### **h. Hasil Gaya Dalam**

Gaya yang sudah di dapat kemudian diexport ke dalam excel, dan dilakukan analisa. Setiap elemen struktur dicek nilai keamanannya. Hasil pengecekan juga ditampilkan dalam excel seperti pada lampiran.

### **2.6 Pengecekan Perilaku Struktur**

#### **2.6.1 Pengecekan Periode Fundamental Struktur**

Pada pekerjaan ini, tipe struktur yang digunakan adalah rangka baja pemikul momen sehingga didapatkan nilai  $C_t = 0,0466$  dan  $\alpha = 0,9$ . Selanjutnya berdasarkan nilai  $SD1 = 0,4952$  g didapatkan koefisien  $C_u = 1,4$ . Sehingga didapatkan nilai  $T_a = 0,446$  detik dan  $C_u.T_a = 0,6244$  detik. Sehingga periode struktur yang digunakan adalah  $T = 0,446$  detik.

#### **2.6.2 Pengecekan *Modal Participation Mass Ratio***

Berdasarkan hasil pemodelan struktur, rasio partisipasi modal massa (modal participation mass ratio) disajikan dalam Tabel 2.18. Jumlah ragam (modes) yang disyaratkan untuk menentukan ragam getar alami bagi struktur harus cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model, sesuai dengan Pasal 7.9.1 SNI 1726:2012.

Berdasarkan hasil pemodelan struktur, diperoleh bahwa pada kedua arah denganmelibatkan ragam getar (modes), cukup untuk menghasilkan lebih dari 90% dari massa aktual di kedua arah X dan Y (lihat Tabel 2.18).

Tabel 2.18 Modal Participation Mass Ratio

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	SumUX	SumUY
		sec		
Modal	1	0.817	0.94	0.0003
Modal	2	0.808	0.9403	0.9333
Modal	3	0.723	0.9405	0.9406
Modal	4	0.514	0.9414	0.9406
Modal	5	0.386	0.9414	0.9406
Modal	6	0.377	0.9416	0.9406
Modal	7	0.332	0.9418	0.9406
Modal	8	0.193	0.9685	0.9635
Modal	9	0.193	0.9908	0.9909
Modal	10	0.149	0.9909	0.9917
Modal	11	0.094	0.9994	0.9918
Modal	12	0.088	0.9995	0.9999

### 2.6.3 Pengecekan Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Pada prosedur analisis beban gempa spektrum respons ragam (RS), gaya geser dasar (base shear) yang diperoleh harus dibandingkan dengan gaya geser dasar (base shear) hasil prosedur analisis beban gempa gaya lateral ekuivalen (ELF). Base shear spektrum respons ragam (RS) harus tidak kurang dari 85% base shear gaya lateral ekuivalen (ELF). Jika hal ini tidak dipenuhi maka faktor skala gaya pada spektrum respons ragam (RS) harus dihitung ulang. Berikut ini disajikan hasil perhitungan dan pengecekan base shear untuk menentukan perlu tidaknya perhitungan ulang faktor skala gaya spektrum respons ragam (RS).

### 2.6.4 Pengecekan Eksentrisitas

Struktur gedung untuk semua kategori desain seismik (KDS) harus mempertimbangkan torsi rencana dan torsi tak terduga. Torsi tak terduga dikerjakan pada model struktur dengan memberikan eksentrisitas sebesar 5% masing-masing

pada arah sumbu X dan Y. Pada pekerjaan ini, struktur gedung termasuk dalam kategori desain seismik D sehingga harus mempertimbangkan torsi rencana dan torsi tak terduga.

Selanjutnya, apabila struktur gedung termasuk dalam kategori desain seismik C, D, E, dan F serta memiliki ketidakberaturan torsi 1a dan 1b maka harus mempertimbangkan adanya pembesaran torsi tak terduga. Pada pekerjaan ini, tidak terdapat ketidakberaturan torsi 1a dan 1b pada struktur gedung yang ditinjau sehingga pembesaran torsi tak terduga dapat diabaikan.

## 2.7 Perancangan Struktur Atap

### 2.7.1 Perencanaan Gording

Gording merupakan salah satu bagian dari perancangan struktur atap. Gording memiliki fungsi untuk menahan beban dari atap.

#### 2.7.1.1 Data-data Perencanaan Gording

Bentang kuda-kuda	= 7	m
Jarak antar kuda-kuda (L)	= 2,5	m
Jarak gording	= 1,75	m
Sudut kemiringan atap	= 30°	
Jarak Sag-rod	= 1,667	m
Profil gording	=	CNP 150 x 65 x 20 x 3,2
Berat Gording	= 7,51	kg/m
Mutu baja	=	BJ 37
Tegangan leleh (fy)	= 240	MPa
Tegangan Ultimit (fu)	= 370	MPa
Massa atap	= 0,5	kN/m <sup>2</sup>
Beban angin	= 0,25	kN/m <sup>2</sup>

Selain itu, adapun data dari profil gording dengan ukuran CNP 150 x 65 x 20 x 3,2 bisa dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 2.19 Data Profil Gording

Dimension	Thick-ness	Unit Weight	Section Area	Center of Gravity		Center of Shear		Moment of Inertia		Radius of Gyration		Modulus of Section	
				C <sub>x</sub>	C <sub>y</sub>	S <sub>x</sub>	S <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	Z <sub>x</sub>	Z <sub>y</sub>
H x B x C	t	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
150 x 65 x 20	3,2	7,51	9,57	0	2,11	5,1	0	332	54	5,89	2,37	44,3	12,2

### 2.7.1.2 Perhitungan Gording

Untuk perhitungan gording ada beberapa langkah yang perlu diperhatikan. Berikut ini adalah langkah-langkah dalam perhitungan gording.

#### a. Pembebanan Gording

- Beban Mati (DL)

Beban mati yang bekerja sebagai berikut:

$$\text{Berat penutup atap} = \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{massa atap}$$

$$= \frac{1,75}{\cos 30} \times 0,5$$

$$= 1,01 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat sendiri} = 7,51 \text{ kg/m}$$

$$= 0,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat plafon} = \text{jarak antar gording} \times \text{massa plafon}$$

$$= 1,75 \times 0,2$$

$$= 0,35 \text{ kN/m}$$

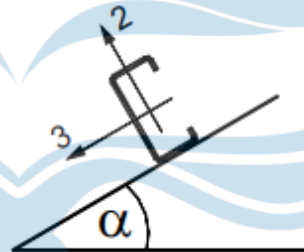
Maka, beban mati rencana gording ialah 1,43 kN/m

- Beban Hidup (LL)

Beban hidup yang bekerja diasumsikan beban pekerja pada atap yaitu 1,0 kN

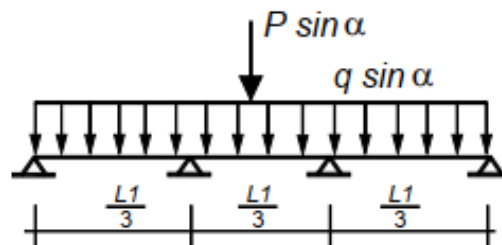
#### b. Perencanaan Momen Gording

Dalam menentukan momen yang bekerja pada gording searah sumbu 2 dan 3 seperti gambar di bawah ini.



Gambar 2.29 Momen gording searah sumbu 2 dan 3

Berikut persamaan dan hasil perhitungan untuk menentukan momen arah sumbu 3, yaitu:

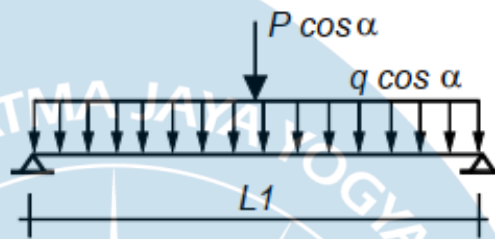


Gambar 2.30 Momen gording searah sumbu 3

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} \times q_D \times \cos \alpha \times L^2$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{8} \times 1,43 \times \cos 30 \times 2,5^2 \\
&= 0,968 \text{ kNm} \\
M_{3,L} &= \frac{1}{4} \times q_L \times \cos \alpha \times L \\
&= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 30 \times 2,5 \\
&= 0,541 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Berikut persamaan dan hasil perhitungan untuk menentukan momen arah sumbu 2, yaitu:



Gambar 2.31 Momen gording searah sumbu 2

$$\begin{aligned}
M_{2,D} &= \frac{1}{8} \times q_D \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2 \\
&= \frac{1}{8} \times 1,43 \times \sin 30 \times \left(\frac{2,5}{3}\right)^2 \\
&= 0,062 \text{ kNm} \\
M_{2,L} &= \frac{1}{4} \times q_L \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right) \\
&= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 30 \times \left(\frac{2,5}{3}\right) \\
&= 0,104 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Selanjutnya, menentukan momen berfaktor arah sumbu 2 dan 3 dengan menggunakan persamaan di bawah ini:

$$\begin{aligned}
M_{3,U} &= 1,4M_{3,D} \\
&= 1,4 \times 0,968 \\
&= 1,355 \text{ kNm} \\
M_{3,U} &= 1,2M_{3,D} + 1,6M_{3,L} \\
&= 1,2 \times 1,355 + 1,6 \times 0,541 \\
&= 2,027 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Lalu, pilih nilai momen berfaktor arah sumbu 3 yang terbesar adalah 2,027 kNm.

$$\begin{aligned}
M_{2,U} &= 1,4M_{2,D} \\
&= 1,4 \times 0,062 \\
&= 0,087 \text{ kNm} \\
M_{2,U} &= 1,2M_{2,D} + 1,6M_{2,L} \\
&= 1,2 \times 0,062 + 1,6 \times 0,104 \\
&= 0,241 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Dan, pilih nilai momen berfaktor arah sumbu 2 yang terbesar adalah 0,241 kNm.

c. Pemeriksaan Tegangan Profil C

Dalam memeriksa tegangan yang bekerja pada profil C 150 x 65 x 20 dengan ketebalan 3,2 mm dapat menggunakan persamaan di bawah ini.

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_2} \leq f_y \\ &= \frac{2,027}{0,9 \times 44300} + \frac{0,241}{0,9 \times 12200} \leq 240 \text{ MPa} \\ &= 72,8 \leq 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karena  $f_b \leq f_y$  yaitu  $72,8 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$ , maka tegangan profil C memenuhi syarat.

d. Pemeriksaan Defleksi Gording

Setelah memeriksa tegangan profil C, selanjutnya memeriksa defleksi dari gording dapat menggunakan persamaan di bawah ini.

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI_x} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI_x} \\ \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \alpha}{EI_y} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \alpha}{EI_y} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\ \delta &= \sqrt{\delta_2^2 + \delta_3^2} \leq \frac{1}{f_y} \end{aligned}$$

Berikut hasil pemeriksaan defleksi gording dimana nilai  $E = 2.10^5$  serta data dari profil C  $I_x = 3320000 \text{ mm}^4$  dan  $I_y = 540000 \text{ mm}^4$ , yaitu:

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{1,43 \cdot \cos 30 \cdot 2500^4}{2.10^5 \cdot 3320000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cdot \cos 30 \cdot 2500^3}{2.10^5 \cdot 3320000} \\ &= 0,949 \text{ mm} \\ \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{1,43 \cdot \sin 30}{2.10^5 \cdot 540000} \times \left(\frac{2500}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cdot \sin 30}{2.10^5 \cdot 540000} \times \left(\frac{2500}{3}\right)^3 \\ &= 0,042 \text{ mm} \\ \delta &= \sqrt{0,949^2 + 0,042^2} \\ &= 0,950 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena  $\delta \leq \frac{1}{f_y}$  yaitu  $0,950 \text{ mm} \leq 20,8 \text{ mm}$ , maka profil defleksi dari gording memenuhi syarat.

e. Perencanaan Diameter Sagrod

Berikut ini persamaan dalam menentukan diameter sagrod dimana jumlah sagrod yang direncanakan adalah 4, yaitu:

$$\begin{aligned} F_{t,D} &= n \left(\frac{L}{2} \times q \times \sin \alpha\right) \\ &= 4 \left(\frac{2,5}{2} \times 1,43 \times \sin 30\right) \\ &= 2,383 \text{ kN} \\ F_{t,L} &= \frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha \\ &= \frac{4}{2} \times 1 \times \sin 30 \\ &= 1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Selanjutnya, menghitung kombinasi pembebanan dengan persamaan di bawah ini.

$$F_{t,U} = 1,4F_{t,D}$$

$$\begin{aligned}
&= 1,4 \times 2,383 \\
&= 3,337 \text{ kN} \\
F_{t,U} &= 1,2F_{t,D} + 1,6F_{t,L} \\
&= 1,2 \times 2,383 + 1,6 \times 1 \\
&= 4,460 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Dan, pilih nilai kombinasi pembebanan yang terbesar adalah 4,460 kN. Kemudian menghitung luas batang sagrod yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}
A_{sr} &= \frac{F_t \times 10^3}{\phi F_y} \\
&= \frac{4,460 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\
&= 20,648 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

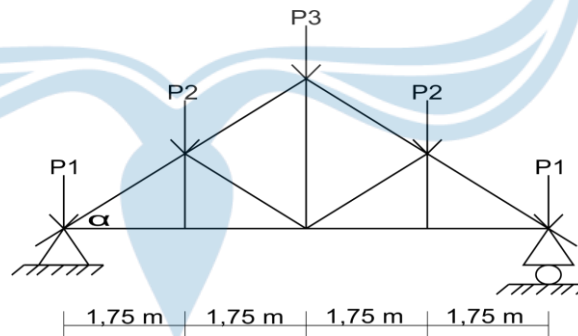
Sehingga dapat diketahui diameter sagrod, yaitu:

$$\begin{aligned}
D_{sr} &= \sqrt{\frac{A_{sr} \times 4}{\pi}} \\
&= \sqrt{\frac{20,648 \times 4}{\pi}} \\
&= 5,127 \text{ mm}
\end{aligned}$$

## 2.7.2 Perencanaan Elemen Kuda-Kuda

### 2.7.2.1 Perhitungan Beban Kuda-Kuda

Dalam merencanakan kuda-kuda sebuah atap, perlu menghitung beban kuda-kuda terlebih dahulu. Dimana berat kuda-kuda adalah 0,089 kN/m, berat gording adalah 0,07 kN/m, berat atap adalah 1,01 kN/m, dan berat plafon adalah 0,35 kN/m.



Gambar 2.32 Perencanaan Beban Kuda-Kuda

#### a. Beban $P_1$

- Berat sendiri kuda-kuda =  $\frac{a}{2} \times$  berat kuda-kuda  
 $= \frac{1,75}{2} \times 0,089$   
 $= 0,078 \text{ kN}$
- Berat gording =  $L \times$  berat gording per m'  
 $= 2,5 \times 0,07$   
 $= 0,175 \text{ kN}$
- Berat atap =  $\frac{(\frac{a}{2} + b)}{\cos \alpha} \times L \times$  berat atap



$$= \frac{\left(\frac{1,75}{2} + 1\right)}{\cos 30} \times 2,5 \times 1,01$$

$$= 5,469 \text{ kN}$$

- Berat plafon =  $\left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafon}$   
 =  $\left(\frac{1,75}{2} + 1\right) \times 2,5 \times 0,35$   
 = 1,641 kN

Maka, diperoleh Beban P<sub>1</sub> adalah 7,362 kN.

b. Beban P<sub>2</sub>

- Berat sendiri kuda-kuda = a x berat kuda-kuda  
 = 1,75 x 0,089  
 = 0,156 kN
- Berat gording = L x berat gording per m'  
 = 2,5 x 0,07  
 = 0,175 kN
- Berat atap =  $\left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times L \times \text{berat atap}$   
 =  $\left(\frac{1,75}{\cos 30}\right) \times 2,5 \times 1,01$   
 = 5,104 kN
- Berat plafon = a x L x berat plafon  
 = 1,75 x 2,5 x 0,35  
 = 1,531 kN

Maka, diperoleh Beban P<sub>2</sub> adalah 6,966 kN.

c. Beban P<sub>3</sub>

- Berat sendiri kuda-kuda = a x berat kuda-kuda  
 = 1,75 x 0,089  
 = 0,156 kN
- Berat gording = 2 x L x berat gording per m'  
 = 2 x 2,5 x 0,07  
 = 0,350 kN
- Berat atap =  $\left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times L \times \text{berat atap}$   
 =  $\left(\frac{1,75}{\cos 30}\right) \times 2,5 \times 1,01$   
 = 5,104 kN
- Berat plafon = a x L x berat plafon  
 = 1,75 x 2,5 x 0,35  
 = 1,531 kN

Maka, diperoleh Beban P<sub>3</sub> adalah 7,141 kN.

### 2.7.2.2 Perhitungan Beban Angin

Beban angin ditentukan oleh koefisien angin tiup (C<sub>ti</sub>) dan angin isap (C<sub>is</sub>) yang terdapat seperti pada gambar di bawah ini.

Tabel 2.20 Nilai  $C_{ti}$  dan  $C_{is}$

Arah Angin	h/L	Di sisi angin datang							Di sisi angin pergi			
		10	15	20	25	30	35	45	≥ 60°	10	15	≥ 20
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0,25	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 <sup>a</sup>	0,4	0,01 <sup>b</sup>	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	0,0 <sup>a</sup>	0,4	0,01 <sup>b</sup>	-0,5	-0,5	-0,6
	≥ 1,0	-0,18	-0,18	-0,18	0,0 <sup>a</sup>	0,2	0,2	0,4	0,01 <sup>b</sup>	-0,7	-0,6	-0,6
Arah Angin	h/L	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang					$C_p$					

Berikut ini perhitungan beban-beban angin yang terjadi pada atap Pembangunan Panti Wredha dimana nilai  $C_{ti} = 0,3$  dan  $C_{is} = -0,6$  dan beban angin ( $Q_w$ ) = 0,25 kN/m<sup>2</sup>, yaitu:

a. Beban  $W_1 = \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w$   
 $= \frac{\left(\frac{1,75}{2} + 1\right)}{\cos 30} \times 0,3 \times 2,5 \times 0,25$   
 $= 0,406 \text{ kN}$

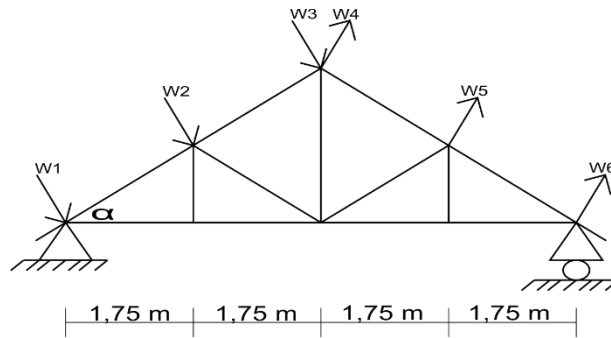
b. Beban  $W_2 = \left(\frac{a}{2} + b\right) \times C_{ti} \times L \times Q_w$   
 $= \left(\frac{1,75}{2} + 1\right) \times 0,3 \times 2,5 \times 0,25$   
 $= 0,379 \text{ kN}$

c. Beban  $W_3 = \frac{1}{2} \left(\frac{a}{2} + b\right) \times C_{ti} \times L \times Q_w$   
 $= \frac{1}{2} \left(\frac{1,75}{2} + 1\right) \times 0,3 \times 2,5 \times 0,25$   
 $= 0,189 \text{ kN}$

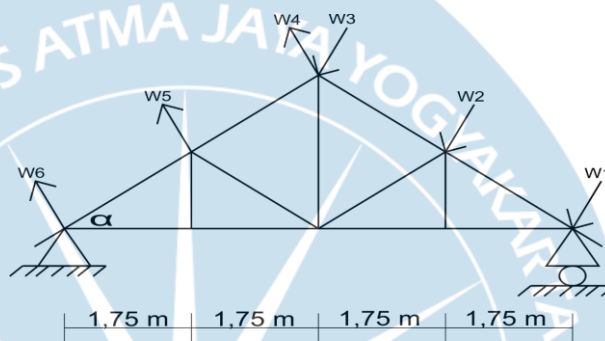
d. Beban  $W_4 = \frac{1}{2} \left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times C_{is} \times L \times Q_w$   
 $= \frac{1}{2} \left(\frac{1,75}{\cos 30}\right) \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25$   
 $= -0,379 \text{ kN}$

e. Beban  $W_5 = \left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times C_{is} \times L \times Q_w$   
 $= \left(\frac{1,75}{\cos 30}\right) \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25$   
 $= -0,758 \text{ kN}$

f. Beban  $W_6 = \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w$   
 $= \frac{\left(\frac{1,75}{2} + 1\right)}{\cos 30} \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25$   
 $= 0,812 \text{ kN}$



Gambar 2.33 Beban angin dari kiri joint



Gambar 2.34 Beban angin dari kanan joint

## 2.8 Perancangan Pelat Lantai

### 2.8.1 Perencanaan Beban Pelat Lantai

Dalam perancangan pelat lantai, terlebih dahulu kita merencanakan beban pelat dimana pembebanan diatur sesuai dengan fungsi ruangan dan beban hidup. Berikut ini beberapa beban yang mempengaruhi pelat lantai, antara lain:

a. Beban mati ( $Q_{DL}$ )

- Beban sendiri = tebal pelat x berat volume  
 $= 0,12 \quad \text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3$   
 $= 2,88 \quad \text{kN/m}^2$
- Beban pasir = tebal pasir x berat volume pasir  
 $= 0,05 \quad \text{m} \times 16 \text{ kN/m}^3$   
 $= 0,80 \quad \text{kN/m}^2$
- Beban spesi = tebal spesi x berat volume spesi  
 $= 0,03 \quad \text{m} \times 22 \text{ kN/m}^3$   
 $= 0,66 \quad \text{kN/m}^2$
- Keramik = tebal keramik x berat volume keramik  
 $= 0,01 \quad \text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3$   
 $= 0,24 \quad \text{kN/m}^2$
- Plafon dan penggantung = 0,20  $\text{kN/m}^2$
- Instalasi MEP = 0,25  $\text{kN/m}^2$

Maka, total beban mati pada pelat lantai adalah 5,03  $\text{kN/m}^2$ .

b. Beban hidup ( $Q_{LL}$ ) = 4,79  $\text{kN/m}^2$

Setelah menentukan perencanaan beban mati dan beban hidup, kemudian kombinasi beban  $1,2Q_{DL} + 1,6Q_{LL} = (1,2 \times 5,03) + (1,6 \times 4,79) = 13,7 \text{ kN/m}^2$ .

### 2.8.2 Perencanaan Desain Pelat Lantai

Dalam perhitungan perencanaan desain pelat lantai akan dilakukan pada pelat tipe A, dimana pelat lantai tipe lainnya dilakukan dengan perhitungan yang sama dengan ketebalan pelat lantai adalah 120 mm. Berikut ini diketahui data pelat dan tulangan, antara lain:

- Dimensi balok induk = 300 mm x 600 mm
- Dimensi balok anak = 200 mm x 400 mm
- Dimensi kolom = 600 mm x 600 mm
- Mutu beton kolom dan balok ( $f_{cb}'$ ) = 28 MPa
- Mutu beton pelat ( $f_{cs}'$ ) = 28 MPa
- Mutu baja tulangan ( $F_y$ ) = 420 MPa
- Modulus elastisitas beton ( $E_{cb}$ ) = 24870,062 MPa
- Modulus elastisitas pelat ( $E_{cs}$ ) = 24870,062 MPa
- Koefisien  $F_y$  = 0,8 MPa
- Tebal selimut ( $t_s$ ) = 30 mm
- Diameter tulangan lentur = 10 mm
- Diameter tulangan susut = 8 mm

### 2.8.3 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

Dalam perhitungan penulangan pelat lantai ini akan ditinjau pada perhitungan pelat lantai A sebagai contoh perhitungan pelat lantai lainnya:

1. Tulangan Lentur arah X

$$Mn_x = \frac{Mu_x}{\phi} = \frac{8,88953 \times 10^6}{0,9}$$

$$= 9877256,667 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn_x}{b \times d^2} = \frac{89877256,667}{1000 \times 85^2}$$

$$= 1,3670943$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 24}$$

$$= 17,64705882$$

$$\rho = \left( \frac{1}{1m} \right) \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times m \times Rn}{f_y} \right)} \right)$$

$$= \left( \frac{1}{1 \times 17,64705882} \right) \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 17,64705882 \times 1,3670943}{420} \right)} \right)$$

$$= 0,0034$$

$$\rho_{\min} = 0,0014$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,002$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 85$$

$$= 170 \text{ mm}^2$$

$$S_{\max} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 120$$

$$= 360 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 s_{pakai} &= 400 \text{ mm} \\
 A_{Sterpasang} &= \left( \frac{1000}{s_{pakai}} \right) \times \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d_{tulangan}^2 \right) \\
 &= \left( \frac{1000}{400} \right) \times \left( \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \\
 &= 196,3495408 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan pada pelat lantai A adalah D10-400.

Tabel 2.21 Tulangan Lentur Arah X

Pelat	Tulangan Arah X												Dipasang tulangan	CEK
	dx	Mnx	Rn	m	$\rho$	$\rho_{\min}$	$\rho_{\text{pakai}}$	As	s	s	As			
	mm	N.mm						perlu	mm	mm	terpasang			
A	85	9877256,667	1,3671	17,6471	0,0034	0,0014	0,002	170	360	400	196,3495	D 10 - 400	OK	
B	85	5895166,667	0,8159	17,6471	0,0020	0,0014	0,002	170	360	400	196,3495	D 10 - 400	OK	
C	85	5990250,000	0,8291	17,6471	0,0020	0,0014	0,002	170	360	400	196,3495	D 10 - 400	OK	

Tabel 2.22 Tulangan Lentur Arah Y

Pelat	Tulangan Arah Y												Dipasang tulangan	CEK
	dx	Mnx	Rn	m	$\rho$	$\rho_{\min}$	$\rho_{\text{pakai}}$	As	s	s	As			
	mm	N.mm						perlu	mm	mm	terpasang			
A	75	14452666,667	2,5694	17,6471	0,0065	0,0014	0,002	150	360	400	196,34954	D 10 - 400	OK	
B	75	13311666,667	2,3665	17,6471	0,0059	0,0014	0,002	150	360	400	196,34954	D 10 - 400	OK	
C	75	11124750,000	1,9777	17,6471	0,0049	0,0014	0,002	150	360	400	196,34954	D 10 - 400	OK	

Tabel 2.23 Tulangan Susut Arah X

Pelat	Tulangan Arah X												Dipasang tulangan	CEK
	dx	Mnx	Rn	m	$\rho$	$\rho_{\min}$	$\rho_{\text{pakai}}$	As	s	s	As			
	mm	N.mm						perlu	mm	mm	terpasang			
A	86	9877256,667	1,3355	17,6471	0,0033	0,0014	0,002	172	600	400	196,3495	D 8 - 400	OK	
B	86	5895166,667	0,7971	17,6471	0,0019	0,0014	0,002	172	600	400	196,3495	D 8 - 400	OK	
C	86	5990250,000	0,8099	17,6471	0,0020	0,0014	0,002	172	600	400	196,3495	D 8 - 400	OK	

Tabel 2.24 Tulangan Susut Arah Y

Pelat	Tulangan Arah Y												Dipasang tulangan	CEK
	dx	Mnx	Rn	m	$\rho$	$\rho_{\min}$	$\rho_{\text{pakai}}$	As	s	s	As			
	mm	N.mm						perlu	mm	mm	terpasang			
A	78	14452666,667	2,3755	17,6471	0,0060	0,0014	0,002	156	600	400	196,3495	D 8 - 400	OK	
B	78	13311666,667	2,1880	17,6471	0,0055	0,0014	0,002	156	600	400	196,3495	D 8 - 400	OK	
C	78	11124750,000	1,8285	17,6471	0,0045	0,0014	0,002	156	600	400	196,3495	D 8 - 400	OK	