

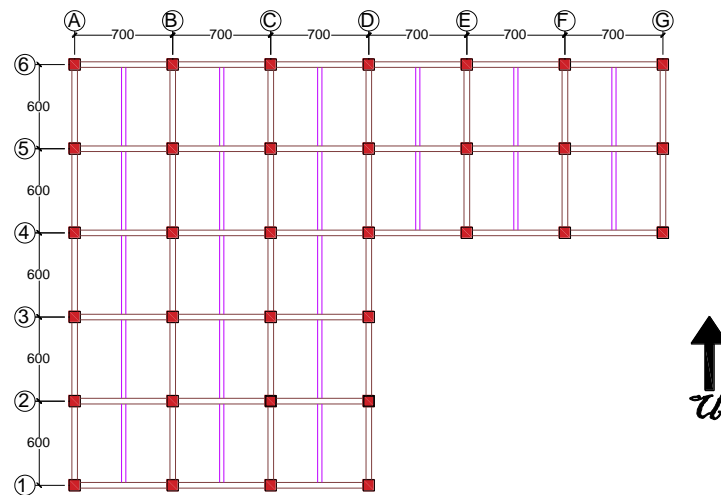
# BAB IV

## ANALISA DAN PEMBAHASAN

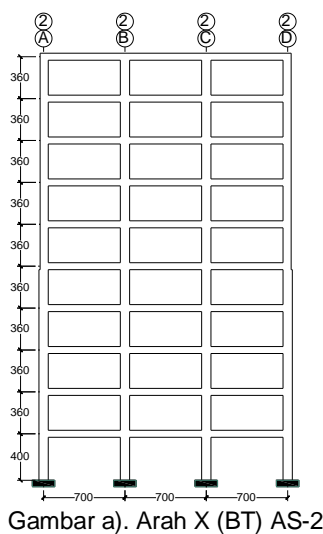
### 4.1 Data Umum Bangunan

#### 4.1.1 Pemodelan Struktur

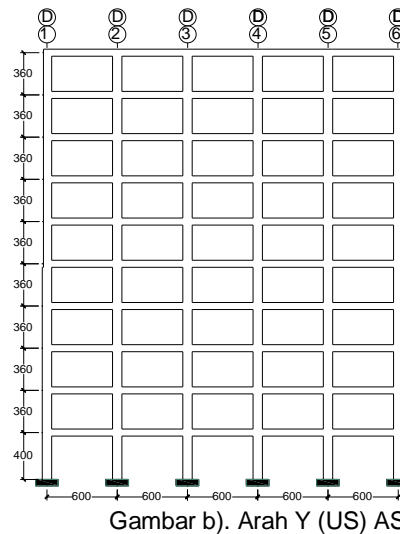
Dalam penelitian ini dibuat model struktur yang memiliki ketidakberaturan horizontal sudut dalam dengan menggunakan sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus pada arah sumbu-X maupun sumbu-Y. Di mana denah bangunan dalam arah-X maupun arah-Y akan memiliki coakan ke dalam lebih besar dari 15% denah secara keseluruhan.



Gambar 4.1 Denah Lantai Tipikal Struktur Bangunan



Gambar a). Arah X (BT) AS-2



Gambar b). Arah Y (US) AS-D

Gambar 4.2 Frame Potongan (a) Memanjang dan (b) Melintang Struktur Gedung

### 4.1.2 Data Bangunan

Secara umum data-data bangunan yang digunakan dalam penelitian ini bersifat fiktif yang ditentukan oleh penulis sesuai kebutuhan desain.

#### A. Data bangunan

1. Lokasi bangunan : Maumere
2. Kondisi tanah : Sedang (SD)
3. Fungsi bangunan : Kantor
4. Jumlah lantai : 10 lantai
5. Tinggi lantai 1 : 4 m
6. Tinggi lantai tipikal : 3,6 m
7. Tinggi total bangunan : 36,4 m
8. Lebar bangunan : 42 m
9. Panjang bangunan : 30 m
10. Struktur utama : Beton bertulang

#### B. Data bahan

1. Kuat tekan beton ( $f_c$ ) : 30 Mpa
2. Kuat leleh tulangan longitudinal ( $f_y$ ) : 400 Mpa
3. Kuat leleh tulangan geser ( $f_{ys}$ ) : 240 Mpa (Balok) dan 420 Mpa (Kolom)

### 4.2. Data Dimensi Struktur

Estimasi dimensi awal komponen struktur dianalisa secara manual dengan mangacu pada ketentuan-ketentuan dalam sub bab 2.4 (lihat Lampiran 1.1). Berikut merupakan cara penentuan dimensi balok dan kolom :

#### 1. Menghitung dimensi balok induk

- Data Perencanaan :

Panjang bentang balok = 7000 mm

- Perhitungan dimensi (Vis dan Gideon, 1994) :

$$h = 1/12 \times L$$

$$= 1/12 \times 7000 = 583,33 \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = 2/3 \times h$$

$$= 2/3 \times 583,33 = 388,89 \approx 400 \text{ mm}$$

#### 2. Menghitung dimensi balok anak (SNI 2847-2013 Pasal 9.5.2)

$$h = 1/18,5 \times L$$

$$= 1/18,5 \times 7000 = 378,38 \approx 500 \text{ mm}$$

$$b = 2/3 \times h$$

$$= 2/3 \times 378,38 = 252,25 \approx 300 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan dimensi : 1. Balok Induk = 40 x 60 cm

2. Balok Anak = 30 x 50 cm

### 3. Menentukan dimensi kolom

- Asumsi dimensi awal kolom

$$bc_1 \times hc_1 = 800 \times 800 \text{ mm (Lantai 1 – 5)}$$

$$bc_2 \times hc_2 = 700 \times 700 \text{ mm (Lantai 6 – 10)}$$

- Menghitung inersia balok

$$I_b = 1/12 \times b \times h^3$$

$$= 1/12 \times 400 \times 600^3$$

$$= 7.200.000.000,00 \text{ mm}^4 = 0,00720 \text{ m}^4$$

$$L_b = 7 \text{ m}$$

$$I_b/L_b = 0,00720 / 7 = 0,00103 \text{ m}^3$$

- Menghitung insersi kolom

$$I_{c_1} = 1/12 \times bc \times hc^3$$

$$= 1/12 \times 800 \times 800 = 34.133.333.333,33 \text{ mm}^4 = 0,03413 \text{ m}^4$$

$$I_{c_2} = 1/12 \times bc \times hc^3$$

$$= 1/12 \times 700 \times 700 = 20.008.333.333 \text{ mm}^4 = 0,02001 \text{ m}^4$$

- Kolom lantai 1

$$L_{c_1} = 4 \text{ m}$$

$$I_c/L_c = I_{c_1} / L_{c_1}$$

$$= 0,03413 / 4 = 0,00853 \text{ m}^3$$

- Kolom lantai 2-5

$$L_{c_2} = 3,6 \text{ m}$$

$$I_c/L_c = I_{c_1} / L_{c_2}$$

$$= 0,03413 / 3,6 = 0,00948 \text{ m}^3$$

- Kolom lantai 6-10

$$L_{c_3} = 3,6 \text{ m}$$

$$I_c/L_c = I_{c_2} / L_{c_3}$$

$$= 0,02001 / 3,6 = 0,00556 \text{ m}^3$$

- Kontrol syarat =  $I_c/L_c > I_b/L_b$

$$L_{c_1} = 0,00853 > 0,00103 \text{ (OK)}$$

$$L_{c_2} = 0,00948 > 0,00103 \text{ (OK)}$$

$$L_{c_3} = 0,00556 > 0,00103 \text{ (OK)}$$

**Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Struktur**

Story	Balok Induk (mm)		Balok Anak (mm)		Kolom (mm)		Pelat (mm)
	b	h	b	h	b	h	t
10	400	600	300	500	700	700	100
9	400	600	300	500	700	700	120
8	400	600	300	500	700	700	120
7	400	600	300	500	700	700	120
6	400	600	300	500	700	700	120
5	400	600	300	500	800	800	120
4	400	600	300	500	800	800	120
3	400	600	300	500	800	800	120
2	400	600	300	500	800	800	120
1	400	600	300	500	800	800	120

Sumber : Hasil Analisa Perhitungan Lampiran 1.1 tabel L1.1

Tabel 4.1 menunjukkan dimensi komponen struktur berupa balok induk maupun balok anak, kolom dan pelat lantai yang akan digunakan dalam proses perhitungan.

### 4.3 Pembebanan Pada Struktur

Pembebanan direncanakan sesuai Peraturan Pembebanan Indonesia untuk rumah dan gedung (PPURG 1987). Beban yang akan didefinisikan bekerja pada struktur mencakup beban mati (DL), beban hidup (LL) dan beban gempa (EQ), (lampiran 1.2).

#### 4.3.1 Beban Mati

Beban mati ditentukan berdasarkan berat sendiri struktur dan beban mati tambahan. Berat sendiri langsung didapat dari analisa hasil output ETABS, sedangkan beban mati tambahan merupakan berat elemen non struktur yang secara permanen membebani struktur. Berikut perhitungan beban mati tambahan untuk setiap lantai :

- Beban mati tambahan akibat tembok pada balok lantai 1
  - Tinggi antar lantai = 3,8 m
  - Tinggi balok = 0,6 m
  - Beban tembok = 1,07 kN/m<sup>2</sup>
  - Beban merata = (3,8 – 0,6) x 1,07 = 3,42 kN/m
- Beban mati tambahan akibat tembok pada balok lantai 2-9
  - Tinggi antar lantai = 3,6 m
  - Tinggi balok = 0,6 m
  - Beban tembok = 1,07 kN/m<sup>2</sup>
  - Beban merata = (3,6 – 0,6) x 1,07 = 3,21 kN/m

- Beban mati tambahan akibat beban  $\frac{1}{2}$  tembok pada balok lantai 10

Tinggi antar lantai = 3,6 m

Tinggi balok = 0,6 m

Beban tembok = 1,07 kN/m<sup>2</sup>

Beban merata = (3,6 – 0,6) x 1,07 = 3,21 kN/m

- Beban mati tambahan untuk pelat lantai

Spesi (2 cm) = 2 x 0,21 = 0,42 kN/m<sup>2</sup>

Keramik = 0,24 kN/m<sup>2</sup>

M/E = 0,25 kN/m<sup>2</sup>

Plafon = 0,18 kN/m<sup>2</sup>

Beban partisi = 0,50 kN/m<sup>2</sup> +  
= 1,59 kN/m<sup>2</sup>

- Beban mati tambahan untuk pelat atap

Spesi (2 cm) = 0,42 kN/m<sup>2</sup>

Water Proofing = 0,05 kN/m<sup>2</sup>

M/E = 0,25 kN/m<sup>2</sup>

Plafon = 0,18 kN/m<sup>2</sup> +  
= 0,90 kN/m<sup>2</sup>

#### 4.3.2 Beban Hidup

Beban hidup ditentukan sesuai Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987) untuk bangunan kantor (lihat lampiran 1).

- Beban hidup pelat lantai = 250 kg/m<sup>2</sup> = 2,50 kN/m<sup>2</sup>
- Beban hidup lantai atap = 100 kg/m<sup>2</sup> = 1,00 kN/m<sup>2</sup>

**Tabel 4.2 Rekap Beban Tambahan**

Lantai	Beban Hidup (kN/m <sup>2</sup> )	Beban Mati Pelat (kN/m <sup>2</sup> )	Beban Mati Tembok (kN/m)
10	1,00	0,90	3,00
9	2,50	1,59	3,21
8	2,50	1,59	3,21
7	2,50	1,59	3,21
6	2,50	1,59	3,21
5	2,50	1,59	3,21
4	2,50	1,59	3,21
3	2,50	1,59	3,21
2	2,50	1,59	3,21
1	2,50	1,59	3,42

Sumber : Hasil Analisa Perhitungan Lampiran 1.2 tabel L1.2

### 4.3.3 Beban Gempa

Dalam menghitung beban gempa mengikuti ketentuan SNI 03-1726-2012 dengan analisis respon spektrum. Berikut parameter dalam menentukan beban gempa :

- Lokasi bangunan = Kota Maumere
- Fungsi bangunan = Kantor
- Klasifikasi Situs = Tanah Sedang (SD)
- Kategori Resiko = II
- Parameter  $S_S$  dan  $S_1$  = 1,2 dan 0,5 (Gambar 9 dan 10 SNI 1726-2012)
- Parameter  $F_a$  dan  $F_v$  = 1,02 dan 1,5 (Tabel 4 dan 5 SNI 1726 2012)
- Parameter  $S_{MS}$  =  $F_a \times S_S$   
=  $1,02 \times 1,2 = 1,22$
- Parameter  $S_{M1}$  =  $F_v \times S_1$   
=  $1,5 \times 0,5 = 0,75$
- Parameter  $S_{DS}$  =  $2/3 \times S_{MS}$   
=  $2/3 \times 1,22 = 0,816$
- Parameter  $S_{D1}$  =  $2/3 \times S_{M1}$   
=  $2/3 \times 0,75 = 0,50$
- Menentukan nilai periode (T) dan nilai spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) dalam 3 kondisi sesuai SNI 1726-2012 pasal 6.4 (Lampiran 1.14) :  
 Kondisi 1 : ( $T < T_0$ ) Asumsi  $T=0$   
 $T_0 = 0,2 \times (S_{D1} / S_{DS}) = 0,2 \times (0,5/0,816) = 0,12$   
 $S_a = S_{DS} (0,4+0,6 (T/T_0)) = 0,816 \times (0,4+0,6 \times (0,12/0,12)) = 0,816$   
 Kondisi 2 : ( $T_0 \leq T \leq T_s$ )  
 $T_s = S_{D1} / S_{DS} = 0,50 / 0,816 = 0,61$   
 $S_a = S_{DS} = 0,816$   
 Kondisi 3 : ( $T > T_s$ ) Asumsi  $T = 0,61 + 0,1 = 0,71$   
 $S_a = S_{D1} / T = 0,50 / 0,71 = 0,70$

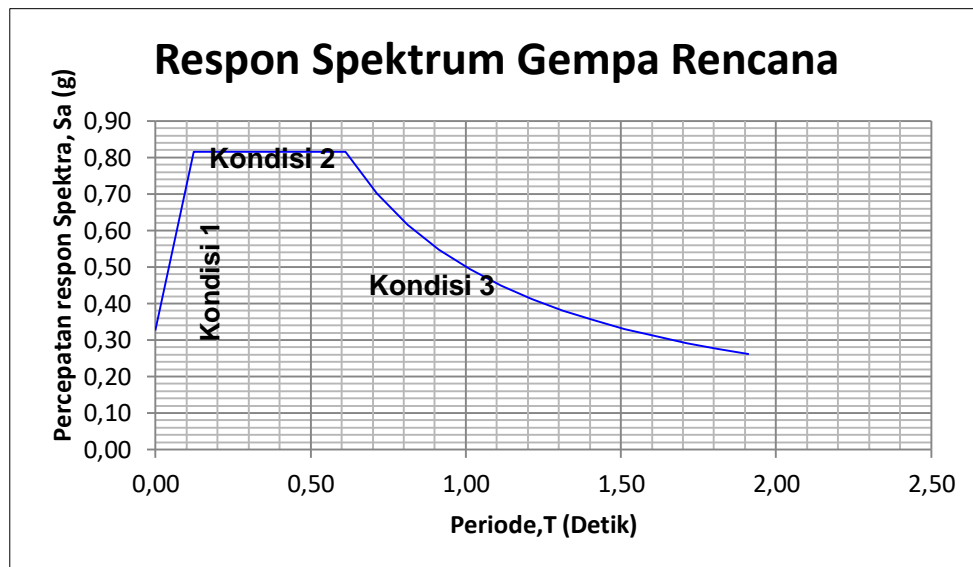
**Tabel 4.3 Penentuan Nilai Percepatan Spektrum Desain ( $S_a$ )**

Kondisi 1		Kondisi 2		Kondisi 3	
T	$S_a$	T	$S_a$	T	$S_a$
0,00	0,33	0,22	0,816	0,71	0,70
0,12	0,816	0,32	0,816	0,81	0,62
		0,42	0,816	0,91	0,55
		0,52	0,816	1,01	0,49
		0,61	0,816	1,11	0,45
				1,21	0,41

				1,31	0,38
				1,41	0,35
				1,51	0,33
				1,61	0,31
				1,71	0,29
				1,81	0,28
				1,91	0,26
				2,01	0,25

Sumber : Perhitungan Lampiran 1.14.4 tabel L1.7

Dari hasil perhitungan periode (T) dan spektrum respon percepatan desain (Sa), lalu diinput untuk menghasilkan grafik respon spektrum di bawah ini.



**Gambar 4.3 Gambar Respons Spektrum Gempa Rencana**

Sumber : Hasil Analisa Perhitungan Lampiran 1.14 Gambar L1.10

Gambar kurva respon spektrum di atas nantinya akan diinput pada program ETABS dengan parameter  $S_s$  dan  $S_1$  dalam memperhitungkan respon dinamis bangunan.

#### 4.4 Preliminari Desain

Tahap preliminari desain bertujuan untuk menentukan metode analisis awal sesuai persyaratan SNI 03-1726-2012. Bangunan dianalisis terhadap ketidakberaturannya, kategori desain seismik serta waktu getar fundamental (T). Setelah hasil analisis memenuhi persyaratan ijin, maka dapat ditentukan metode yang tepat dalam menganalisis struktur bangunan.

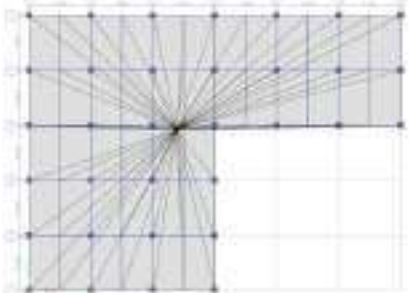
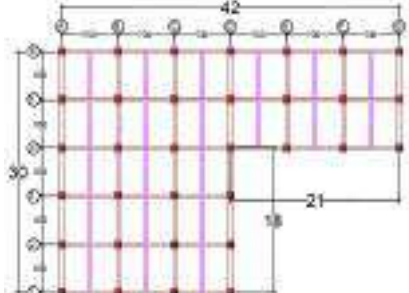
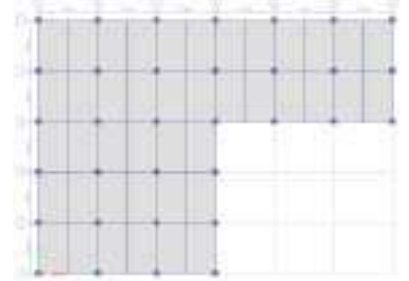
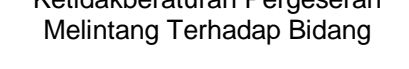
## 4.5 Evaluasi Ketidakberaturan Kualitatif

Evaluasi ketidakberaturan kualitatif ditentukan untuk melihat konfigurasi bangunan secara horisontal maupun vertikal namun tidak secara detail memperhitungkannya. Evaluasi ini akan melihat sejauh mana bentuk struktur bangunan mendekati ketidakberaturan yang diisyaratkan dengan mengacu pada pasal 7.3.3 SNI 03-1726-2012.

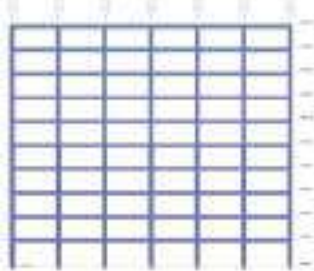
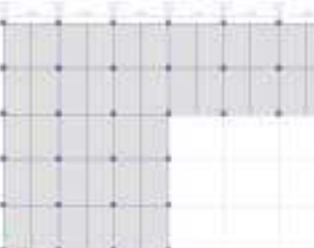
### 4.5.1 Evaluasi Ketidakberaturan Horisontal

Evaluasi ketidakberaturan horizontal bertujuan menentukan ketidakberaturan yang terjadi pada bangunan dilihat dari tata letak kolom, balok dan pelat sesuai desain denahnya. Tabel berikut akan menunjukkan ketidakberaturan yang terjadi pada struktur :

**Tabel 4.4 Evaluasi Kualitatif Ketidakberaturan Horizontal**

	<b>Tipe Ketidakberaturan</b>	<b>Analisa</b>	<b>Kesimpulan</b>
1a dan 1b	Ketidakberaturan Torsi 	Bangunan dengan bentuk denah “L” memperlihatkan eksentrisitas pusat massa dan pusat kekakuan tidak berhimpit. Artinya kemungkinan bangunan akan mengalami ketidakberaturan torsi, jika diberikan suatu beban gempa	Terdapat Ketidakberaturan
2	Ketidakberaturan Sudut Dalam 	Dari bentuk struktur denah dapat dilihat, bahwa bangunan memiliki coakan lebih dari 15% dalam arah-X dan arah-Y. Sehingga dapat dipastikan bangunan memiliki ketidakberaturan sudut dalam. Hal ini dapat diperhitungkan secara sederhana sebagai berikut : Arah-X = $21/42 = 0,50 = 50\% > 15\%$ Arah-Y = $18/30 = 0,60 = 60\% > 15\%$	Terdapat Ketidakberaturan
3	Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma 	Dari denah bangunan pada lantai 1 sampai lantai 10, diketahui tidak terdapat bukaan pelat lantai lebih dari 50%. Hal ini dikarenakan bukaan pelat dianggap sangat kecil dibandingkan dengan luasan pelat dalam desain struktur bangunan.	Tidak Terdapat Ketidakberaturan
4	Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang 	Berdasarkan gambar terlihat bahwa letak elemen vertikal penahan gaya lateral yaitu kolom tidak mengalami	Tidak Terdapat Ketidakberaturan



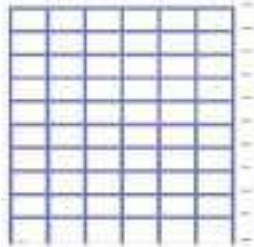

		pergeseran atau letak kolom menerus dari lantai atas hingga lantai dasar sehingga dapat disimpulkan bawa bangunan yang direncanakan tidak memiliki ketidakberaturan ini.	beraturan
5	Ketidakberaturan Sistem Non-Paralel 	Pada gambar di samping menunjukan elemen penahan gaya lateral vertikal yakni kolom tersusun paralel dan/atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa, artinya pada struktur yang direncanakan tidak terdapat ketidakberaturan sistem nonparalel	Tidak Terdapat Ketidakberaturan


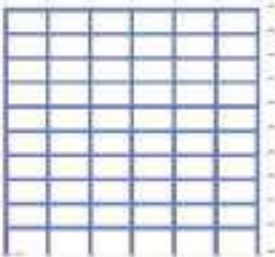
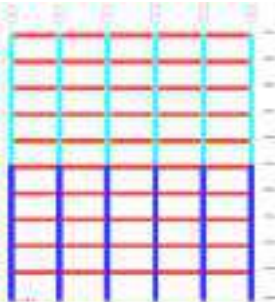
Sumber : Hasil Analisa Perhitungan Lampiran 1.4

#### 4.5.2 Evaluasi ketidakberaturan Vertikal

Evaluasi ini bertujuan melihat ketidakberaturan yang terjadi pada struktur dilihat dari tata letak kolom pada setiap frame bangunan. Artinya ketidakberaturan ini akan sangat berpengaruh pada perubahan kekakuan elemen struktur. Tabel berikut akan menunjukkan ketidakberaturan yang terjadi pada struktur :

**Tabel 4.5 Evaluasi Kualitatif Ketidakberaturan Vertikal**

	<b>Tipe Ketidakberaturan</b>	<b>Analisa</b>	<b>Kesimpulan</b>
1a dan 1b	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan 	Berdasarkan persyaratan SNI 1726-2012, bahwa kekakuan lateral tingkat suatu lantai tidak boleh lebih kecil dari lantai di atasnya, maka dapat dilihat struktur bangunan memiliki kekakuan antara lantai bawah lebih besar dari lantai di atasnya. Hal ini dikarenakan dimensi lantai 1 sampai 5 lebih besar dari lantai 6 sampai 10. Hanya pada lantai 1 tinggi kolom menyebabkan kekakuan lebih kecil dari lantai di atasnya, namun tidak kurang dari 70%-80%.	Tidak Terdapat Ketidakberaturan
2	Ketidakberaturan Berat/Massa 	Berdasarkan data dari analisis statik ekuivalen, diperoleh berat/massa lantai yang diinput tidak berbeda secara signifikan. Termasuk denah bangunan yang sama pada semua lantai dan dimensi struktur yang mengecil sedikit mulai lantai 6 smpa 10. Hanya terdapat perbedaan berat pada lantai tipikal dan lantai atap yang tidak terlalu besar.	Tidak Terdapat Ketidakberaturan

3	<p>Ketidakberaturan Geometri Vertikal</p> 	<p>Bangunan yang direncanakan memiliki sistem penahan horizontal dengan dimensi yang sama sehingga dapat disimpulkan bahwa bangunan yang direncanakan tidak memiliki ketidakteraturan geometri vertikal.</p>	<p>Tidak Terdapat Ketidakteraturan</p>
4	<p>Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakteraturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal</p> 	<p>Berdasarkan gambar elemen penahan gaya lateral vertikal yaitu kolom menerus dari lantai atap hingga lantai dasar dan tidak terdapat reduksi kekakuan pada lantai bawahnya, sehingga dapat disimpulkan bahwa bangunan yang direncanakan tidak memiliki ketidakteraturan ini</p>	<p>Tidak Terdapat Ketidakteraturan</p>
5	<p>Diskontinuitas Dalam Ketidakteraturan Kuat Lateral Tingkat dan Kuat Lateral Tingkat Berlebihan</p> 	<p>Berdasarkan bentuk frame menunjukkan tidak terjadi pergeseran denah antara lantai dan yang berubah hanya pada perubahan dimensi antara lantai 1 sampai 5 dengan 6 sampai 10, sehingga kuat geser tingkat lantai dibawahnya jauh lebih besar dari kuat geser tingkat diatasnya dan dapat disimpulkan bahwa ketidakteraturan ini tidak terjadi</p>	<p>Tidak Terdapat Ketidakteraturan</p>

Sumber : Hasil Analisa Perhitungan Lampiran 1.5

Berdasarkan hasil evaluasi kualitatif bangunan disimpulkan bahwa bangunan yang direncanakan memiliki ketidakteraturan horizontal tipe 2 (ketidakteraturan sudut dalam) dan ketidakteraturan vertikal tipe 1 (ketidakteraturan torsi) sehingga data hasil evaluasi kualitatif ini akan digunakan untuk menentukan metode analisis yang akan digunakan. Hasil kesimpulan ini juga akan dievaluasi lebih lanjut dalam evaluasi kuantitatif bangunan.

#### 4.6. Kategori Desain Seismik (KDS)

Tujuan dari penentuan kategori desain seismik untuk mendapatkan sistem struktur yang diijinkan SNI. Struktur yang ditetapkan harus mengikuti ijin kategori desain seismik berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya.

Hal ini bisa diketahui melalui lokasi tinjauan dan kelas situs tanah yang dipilih. Berikut penentuan kategori sesuai parameter-parameter yang diberikan :

- Lokasi bangunan = Kota Maumere
- Fungsi bangunan = Kantor
- Klasifikasi Situs = Tanah Sedang (SD)
- Kategori Resiko = II
- Faktor Keutamaan ( $I_e$ ) = 1
- Parameter  $S_S$  dan  $S_1$  = 1,2 dan 0,5 (Gambar 9 dan 10 SNI 1726-2012)
- Parameter  $F_a$  dan  $F_v$  = 1,02 dan 1,5 (Tabel 4 dan 5 SNI 1726 2012)
- Parameter  $S_{MS}$  =  $F_a \times S_S$   
=  $1,02 \times 1,2 = 1,22$
- Parameter  $S_{M1}$  =  $F_v \times S_1$   
=  $1,5 \times 0,5 = 0,75$
- Parameter  $S_{DS}$  =  $2/3 \times S_{MS}$   
=  $2/3 \times 1,22 = 0,816$
- Parameter  $S_{D1}$  =  $2/3 \times S_{M1}$   
=  $2/3 \times 0,75 = 0,50$

Dengan nilai parameter di atas maka KDS termasuk kategori tinggi (D) atau termasuk resiko gempa tinggi sehingga berdasarkan tabel 6 dan tabel 7 SNI 1726-2012, sistem struktur yang direkomendasi oleh SNI beton 03-2847-2013 adalah **Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)** dan sistem dinding struktur khusus (SDSK).

#### 4.7 Faktor Redudansi ( $\rho$ )

Faktor redudansi sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.3.4.2, ditentukan berdasarkan Kategori Desain Seismik yang dipakai D yaitu 1,3. Nilai faktor redudansi 1 tidak dipakai karena tidak memenuhi ijin; pertama masing-masing lantai tidak menahan 35% dari geser dasar lantai, dan kedua denah yang dipakai merupakan denah tidak beraturan yang memiliki penahan gaya lateral lebih dari dua (lampiran 1.15).

#### 4.8 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban yang digunakan mengikuti persyaratan SNI 03-1726-2012, adapun jenis beban yang dipakai yaitu beban mati (DL), beban hidup (LL) dan beban

gempa arah-X ( $Q_{EX}$ ) serta gempa arah-Y ( $Q_{EY}$ ). Sedangkan metode pemecahan 6 kombinasi awal menjadi 18 kombinasi secara berkebalikan dapat dilihat di bawah ini.

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3.  $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL + 0,3 (\rho Q_{EX}) + 1 (\rho Q_{EY})$
4.  $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL - 0,3 (\rho Q_{EX}) - 1 (\rho Q_{EY})$
5.  $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL + 0,3 (\rho Q_{EX}) - 1 (\rho Q_{EY})$
6.  $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL - 0,3 (\rho Q_{EX}) + 1 (\rho Q_{EY})$
7.  $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL + 1 (\rho Q_{EX}) + 0,3 (\rho Q_{EY})$
8.  $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL - 1 (\rho Q_{EX}) - 0,3 (\rho Q_{EY})$
9.  $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL + 1 (\rho Q_{EX}) - 0,3 (\rho Q_{EY})$
10.  $(1,2 + 0,2S_{DS})DL + 1 LL - 1 (\rho Q_{EX}) + 0,3 (\rho Q_{EY})$
11.  $(0,9 + 0,2S_{DS})DL + 0,3 (\rho Q_{EX}) + 1 (\rho Q_{EY})$
12.  $(0,9 + 0,2S_{DS})DL - 0,3 (\rho Q_{EX}) - 1 (\rho Q_{EY})$
13.  $(0,9 + 0,2S_{DS})DL + 0,3 (\rho Q_{EX}) - 1 (\rho Q_{EY})$
14.  $(0,9 + 0,2S_{DS})DL - 0,3 (\rho Q_{EX}) + 1 (\rho Q_{EY})$
15.  $(0,9 + 0,2S_{DS})DL + 1 (\rho Q_{EX}) + 0,3 (\rho Q_{EY})$
16.  $(0,9 + 0,2S_{DS})DL - 1 (\rho Q_{EX}) - 0,3 (\rho Q_{EY})$
17.  $(0,9 + 0,2S_{DS})DL + 1 (\rho Q_{EX}) - 0,3 (\rho Q_{EY})$
18.  $(0,9 + 0,2S_{DS})DL - 1 (\rho Q_{EX}) + 0,3 (\rho Q_{EY})$

Dari 18 kombinasi di atas didapatkan faktor skala untuk setiap beban mati, beban hidup dan beban gempa yang disesuaikan dengan parameter percepatan respon spektrum desain ( $S_{DS}$ ) dan faktor redudansi ( $\rho$ ). Faktor skala kombinasi tersebut dapat dilihat dalam tabel 4.6 berikut ini :

**Tabel 4.6 Kombinasi Pembebanan**

Komb	Faktor skala			
	DL	LL	$Q_{EX}$	$Q_{EY}$
1	1,4	0	0,00	0,00
2	1,2	1,6	0,00	0,00
3	1,36	1	0,39	1,30
4	1,36	1	-0,39	-1,30
5	1,36	1	0,39	1,30
6	1,36	1	1,30	-1,30
7	1,36	1	1,30	0,39
8	1,36	1	-1,30	-0,39
9	1,36	1	1,30	-0,39

10	1,36	1	-1,30	0,39
11	0,74	0	0,39	1,30
12	0,74	0	-0,39	-1,30
13	0,74	0	0,39	-1,30
14	0,74	0	-0,39	1,30
15	0,74	0	1,30	0,39
16	0,74	0	-1,30	-0,39
17	0,74	0	1,30	-0,39
18	0,74	0	-1,30	0,39

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 2.1 Tabel L2.1

Berikut contoh perhitungan kombinasi 3:

$$(1,2 + 0,2_{SDS})DL + 1 LL + 0,3 (pQ_{EX}) + 1 (pQ_{EY})$$

- Faktor skala beban mati (DL)

$$(1,2 + 0,2_{SDS})DL = (1,2 + 0,2 (0,816)) DL = 1,36$$

- Faktor skala beban hidup (LL)

$$1 LL = 1$$

- Faktor skala gempa arah-X

$$0,3 (pQ_{EX}) = 0,3(1,3 Q_{EX}) = 0,39$$

- Faktor skala gempa arah-Y

$$1 (pQ_{EY}) = 1(1,3 Q_{EX}) = 1,3$$

#### 4.9 Analisis Statik Ekuivalen

Analisis ini dilakukan untuk mengevaluasi perbandingan gaya geser akibat statik ekuivalen dengan gaya geser dinamis. Berikut proses perhitungannya :

- KDS = D
- Koefisien Modifikasi Respon (R) = 8
- Faktor keutamaan gempa (Ie) = 1
- $T_{fun}$  arah-X = 1,246 detik
- $T_{fun}$  arah-Y = 1,195 detik
- Koefisien Respon Seismik (Cs) (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1)
  - Cs-x =  $S_{D1} / T (R/Ie)$   
 =  $0,5 / (1,246 \times (8/1))$   
 = 0,050
  - Cs-y =  $S_{D1} / T (R/Ie)$   
 =  $0,5 / (1,195 \times (8/1))$   
 = 0,052

▪ Batasan Atas Koefisien Seismik

$$\begin{aligned} C_{s_{\max}}(X) &= S_{DS} / (R/I_e) \\ &= 0,816 / (8/1) \\ &= 0,102 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s_{\max}}(Y) &= S_{DS} / (R/I_e) \\ &= 0,816 / (8/1) \\ &= 0,102 \end{aligned}$$

▪ Batasan Bawah Koefisien Seismik

$$\begin{aligned} C_{s_{\min}}(X) &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,816 \times 1 \\ &= 0,036 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s_{\min}}(Y) &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,816 \times 1 \\ &= 0,036 \end{aligned}$$

▪ Evaluasi Koefisien Respon Seismik

$$\begin{aligned} \text{Arah-X} &= C_{s_{\min}} \leq C_s \leq C_{s_{\max}} \\ &= 0,036 \leq 0,050 \leq 0,102 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah-Y} &= C_{s_{\min}} \leq C_s \leq C_{s_{\max}} \\ &= 0,036 \leq 0,052 \leq 0,102 \end{aligned}$$

Jadi, nilai koefisien respon seismik yang dipakai dalam perhitungan gaya geser dasar adalah  $C_s(X) = 0,050$  dan  $C_s(Y) = 0,052$

▪ Gaya Geser Dasar Seismik (V) (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1)

$$\begin{aligned} V \text{ arah-X} &= C_s \times W_{\text{total}} \\ &= 0,050 \times 63625,10 \\ &= 3191,47 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V \text{ arah-Y} &= C_s \times W_{\text{total}} \\ &= 0,052 \times 63625,10 \\ &= 3327,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai berat seismik efektif dan koefisien seismik diperoleh gaya geser dasar seismik  $V_x=3191,47$  kN dan  $V_y=3327,67$  kN. Nilai ini akan dipakai sebagai pembanding untuk mengevaluasi gaya geser dasar dinamis, di mana nilainya tidak kurang dari 85% gaya geser statik ekuivalen (Lampiran 2).

## 4.10 Analisis Dinamis Program ETABS

Proses analisis dinamis dengan program ETABS dilaksanakan dengan beberapa tahap. Mulai dari pemodelan struktur, menginput beban, sampai mengambil nilai *output* hasil *running* program untuk digunakan dalam tahap perhitungan selanjutnya. Berikut ini merupakan tahap-tahap analisis dinamis dengan program ETABS :

### 4.10.1 Membuat Model Baru

Membuat model baru dengan menekan ikon *File - New Model* akan menampilkan gambar seperti di bawah ini. Proses ini berfungsi dalam menentukan satuan perhitungan, peraturan beton dan baja yang akan digunakan selanjutnya. Berikut gambar *Model Initialization* dalam proses penggambaran awal model ETABS.



Gambar 4.4 Model Initialization Option

### 4.10.2 Penggambaran Model Struktur

Dalam tahap ini dilakukan penentuan koordinat gambar gedung secara tiga dimensi dengan cara menginput koordinat-koordinat sumbu arah X, Y dan Z sesuai model struktur yang direncanakan. Di mana sumbu X dan Y berfungsi sebagai jarak antara kolom atau panjang balok, serta sumbu Z yang menjadi tinggi kolom dari model struktur tersebut. Pada Menu *Edit - Edit Stories and Grid Systems* akan ditampilkan menu koordinat dalam arah X, Y, dan Z.



Gambar 4.5 Grid System Data

Story	Height m	Elevation m	Header Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story10	3.8	36.4	No	Story5	No	0	Blue
Story9	3.5	32.9	No	Story5	No	0	Green
Story8	3.8	29.1	No	Story5	No	0	Cyan
Story7	3.5	25.6	No	Story5	No	0	Red
Story6	3.8	22	Yes	None	No	0	Magenta
Story5	3.8	18.4	No	Story1	No	0	Yellow
Story4	3.6	14.8	No	Story1	No	0	Grey
Story3	3.6	11.2	No	Story1	No	0	Dark Blue
Story2	3.8	7.8	No	Story1	No	0	Light Green
Story1	4	4	Yes	None	No	0	Light Blue
Base		0					

Gambar 4.6 Story Data

#### 4.10.3 Pendefinisian Material

Pendefinisian material bertujuan untuk menentukan jenis material yang akan digunakan pada elemen-elemen struktur dengan sifat-sifat material tersebut. Penentuan jenis material beton dan tulangan baja dilakukan pada Menu *Define-Material Properties-Material Property Data*.



Gambar 4.7 Material Property Data

Dari tampilan menu tersebut yang diinput tipe material beton, berat volume beton yang dipakai  $24 \text{ kN/m}^3$ , dan modulus elastisitas beton ( $E$ ) didapat dari rumus  $4700\sqrt{f_c}$  di mana nilai mutu beton ( $f_y$ )=30 MPa, sehingga didapatkan nilai  $E=25742,96 \text{ MPa}$ .

#### 4.10.4 Definisi Dimensi Elemen Struktur

Pada tahap ini akan dilakukan penentuan dimensi penampang elemen balok, kolom, dan plat lantai dengan berbagai pilihan bentuk penampang. Proses menginput dimensi penampang dilakukan pada Menu *Define-Section Properties-Frame Sections-Frame Section Property Data*.





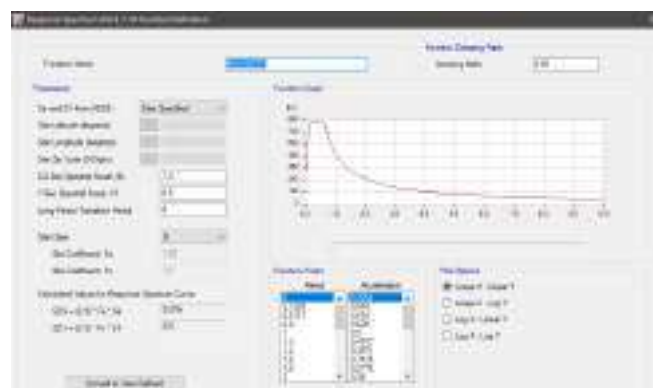
Gambar 4.8 Frame Section Property Data

#### 4.10.5 Penentuan Beban

Jenis pembebanan yang tersedia dalam ETABS 2016 adalah beban mati, beban hidup, beban gempa, beban angin dan lain-lain. Penentuan jenis beban mati dan beban hidup yang akan dipakai dilakukan dengan cara memilih jenis beban yang pada kotak dialog *Load Pattern* sedangkan untuk beban gempa yaitu respon spektrum desain didefinisikan pada menu *Response spektrum function* dimana data yang diinput berupa nilai parameter respon spektra percepatan gempa terpetakan pada pada periode pendek ( $S_s$ ), parameter respon spektra percepatan gempa terpetakan pada pada periode pendek ( $S_1$ ) dan kelas situs. Berikut merupakan tampilan kotak dialog *load pattern* dan *spektrum function*.



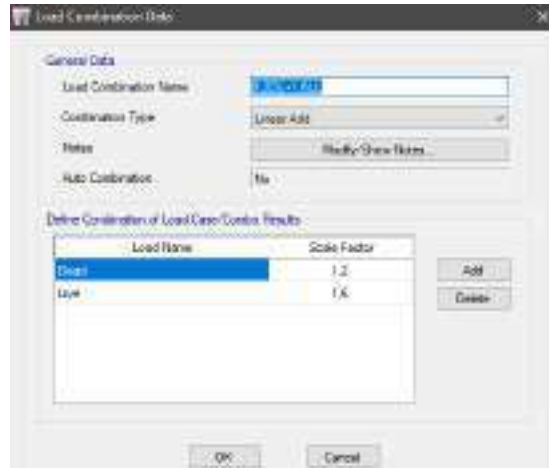
Gambar 4.9 Define load pattern



Gambar 4.10 Spektrum Function

#### 4.10.6 Kombinasi Pembebanan

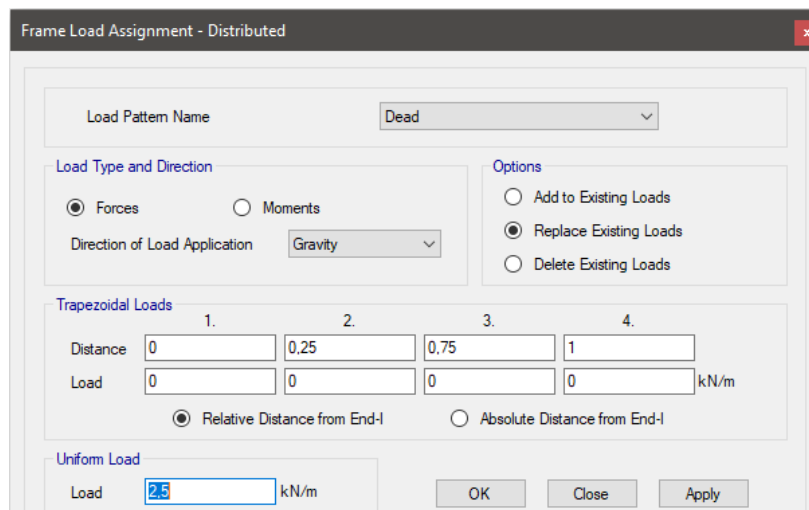
Kombinasi pembebanan di input pada menu *load combinations* berdasarkan tabel 6 pada lampiran. Berikut merupakan tampilan menu kombinasi pembebanan



Gambar 4.11 Load Combination Data

#### 4.10.7 Assign Beban Mati Tambahan dan Beban Hidup

Beban mati tambahan dan beban hidup yang telah didefinisikan pada menu *load pattern* kemudian di input pada balok dan pelat pada menu *assign load* berdasarkan pembebanan pada lampiran 2 berikut tampilan menu *assign load*



Gambar 4.12 Frame load assignment

#### 4.10.8 Run Analisis

Semua data yang telah di input kemudian dilakukan analisis untuk mendapatkan respon dari struktur. Proses analisis dilakukan untuk menentukan respon struktur dari berbagai variasi tipe beban yang telah didefinisikan. Analisis yang akan digunakan pada penelitian ini adalah menggunakan analisa 3D menggunakan metode analisis dinamis

respon spektrum, tipe analisis ini dipilih pada kotak dialog *Analyze Option* berikut merupakan gambar tampilannya.



**Gambar 4.13 Analyze Option**

#### 4.10.9 Penampilan Respon Struktur

Setelah dilakukan analisis maka penampilan respon struktur dilakukan untuk mengevaluasi kinerja dari struktur yang ada.

#### 4.11 Faktor Partisipasi Massa (FPM)

Faktor partisipasi massa merupakan kontribusi massa bangunan terhadap respon struktur dalam analisa tiga dimensi, dimana FPM 100% menggambarkan seluruh massa struktur sudah terakomodir dalam analisa tiga dimensi untuk mencapai respon total maksimum, Namun SNI gempa 2012 membatasi jumlah ragam (mode) dalam analisa model harus mencukupi, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total minimal harus mencapai 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah yang ditinjau. Bila partisipasi masa belum mencapai 90% maka jumlah ragam harus ditambah.

**Tabel 4.7 Faktor Partisipasi Massa**

Mode	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,4201	0,2054	0,4201	0,2054
2	0,3488	0,3624	0,769	0,5678
3	0,0172	0,2197	0,7862	0,7874
4	0,0541	0,0302	0,8403	0,8176
5	0,0495	0,0495	0,8898	0,8671
6	0,003	0,0286	0,8928	0,8958
7	0,0229	0,0108	0,9157	0,9065
8	0,0184	0,0208	0,9341	0,9273

9	0,0015	0,0102	0,9356	0,9375
10	0,0122	0,0068	0,9477	0,9443
11	0,011	0,0118	0,9588	0,9561
12	0,0011	0,0052	0,9598	0,9613

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 2.8 Tabel L2.5

Dari Tabel 4.7 diatas terlihat bahwa respon total Sum-UX dan Sum-UY untuk mode ke-7, yang tertera nilai masing-masing sumUX=0.9157 dan sumUY=0,9065, nilai ini berarti sudah memenuhi syarat minimum 90%. Sehingga untuk analisa ini menunjukkan bahwa massa struktur telah terakomodir secara baik.

#### 4.12 Gaya Geser Dasar

Nilai Akhir (Gaya geser dasar) Respon dinamik ( $V_t$ ) struktur gedung terhadap beban gempa nominal akibat pengaruh beban gempa rencana tidak boleh diambil kurang dari 85% gaya geser dasar statik ekuivalen ( $V_s$ ). Dimana  $V_t$  diambil dari analisa program ETABS dan  $V_s$  diperoleh dari hasil analisa secara manual (lampiran 2.9.2). Tabel 4.8 menunjukkan gaya geser dasar untuk masing-masing arah.

**Tabel 4.8 Nilai Akhir Respon Spektrum dan Statik Ekuivalen Arah (Us) dan Arah (B-T)**

Arah	$V_s$ (kN)	$V_t$ (kN)	85% $V_s$	Syarat	Faktor
				$V_t \geq 85\%V_s$	Skala
<b>X</b>	3191,47	3191,46	2712,75	<b>OK</b>	<b>0,85</b>
<b>Y</b>	3327,67	3327,73	2828,52	<b>OK</b>	<b>0,85</b>

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 2.9.2 Tabel L2.6

Dari hasil hitungan tersebut, tampak bahwa gaya geser dasar dinamis (B-T) dan (U-S) sudah mencapai syarat 85% gaya geser dasar statik ekuivalen.

#### 4.13 Evaluasi Kinerja Struktur

Evaluasi kinerja struktur dimaksudkan untuk mengetahui kemampuan struktur dalam menerima beban gempa, dimana kinerja struktur ini ditentukan oleh waktu getar ( $T_o$ ) dan story drift ( $\Delta_o$ ). Sebelum dilakukan evaluasi terhadap kinerja struktur perlu di cek keakuratan analisa gaya gempa dengan metode dinamis, dengan melakukan evaluasi terhadap faktor partisipasi massa (FPM) dan gaya geser dasar dinamis ( $V_d$ ).

##### 4.13.1 Waktu Getar struktur ( $T_o$ )

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel maka nilai waktur getar alami fundamental struktur dari gedung harus dibatasi. SNI 03-1726-2012

memberikan dua pendekatan yaitu periode pendekatan batas maksimum ( $T_{max}$ ) dan periode pendekatan batas minimum ( $T_{min}$ ). Waktu getar fundamental yang merupakan output dari program ETABS dievaluasi terhadap persamaan 2.24 dan 2.25 dengan ketentuan  $T_{min} \leq T_{ETABS} \leq T_{max}$ . Berikut merupakan hasil evaluasi waktu getar bangunan berdasarkan dimensi awal bangunan pada tabel 4.9

**Tabel 4.9 Evaluasi Waktu Getar Bangunan**

Metode Perhitungan Periode	Waktu Getar	
	X	Y
$T_{min}$	1,184	1,184
$T_{ETABS}$	1,246	1,195
$T_{max}$	1,658	1,658

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.1.4

Pada arah-X digunakan nilai  $T_{ETABS}$ , karena memenuhi syarat  $T_{max} \geq T_{ETABS} \geq T_{min}$ . Pada arah-Y digunakan nilai  $T_{ETABS}$ , karena memenuhi syarat  $T_{max} \geq T_{ETABS} \geq T_{min}$ . Berdasarkan waktu getar bangunan diatas, maka dalam kedua arah sudah memenuhi batasan dari periode pendekatan yang ditentukan. Sehingga nilai periode fundamental (T) dapat dianalisis dengan periode  $T_s$  berdasarkan tabel 13 SNI 1726-2012. Selanjutnya dimensi awal pada balok dan kolom dapat dilakukan proses analisis yaitu evaluasi simpangan antar lantai tingkat desain.

#### 4.13.2 Evaluasi Simpangan Antar Lantai Tingkat Desain ( $\Delta$ )

Drift pada bangunan perlu dibatasi untuk menghindari timbulnya momen tambahan akibat P- $\Delta$  efek yang mungkin terjadi. SNI menyaratkan kinerja batas ultimit struktur gedung tidak boleh melampau persamaan berikut :

$$\Delta o \leq 0.02 \times hx$$

Tabel 4.10 dan Tabel 4.11 menunjukkan hasil perhitungan simpangan antar lantai arah (U-S) dan (B-T). Di mana nilai total *drift* diambil dari analisa program Etabs.

**Tabel 4.10 Perhitungan Simpangan Antar Lantai Utara Selatan (U-S)**

Lantai	$\delta_{xe}$ (mm)	$\Delta x$ (mm)	Story Drift ( $\Delta$ ) (mm)	Ijin ( $\Delta a$ ) (mm)	Ket
10	55,53	2,14	11,79	55,38	OK
9	53,38	3,43	18,88	55,38	OK
8	49,95	4,75	26,14	55,38	OK
7	45,20	5,92	32,53	55,38	OK
6	39,28	6,88	37,83	55,38	OK
5	32,41	7,11	39,13	55,38	OK
4	25,29	7,44	40,93	55,38	OK
3	17,85	7,40	40,72	55,38	OK

2	10,45	6,57	36,12	55,38	OK
1	3,88	3,88	21,34	61,54	OK

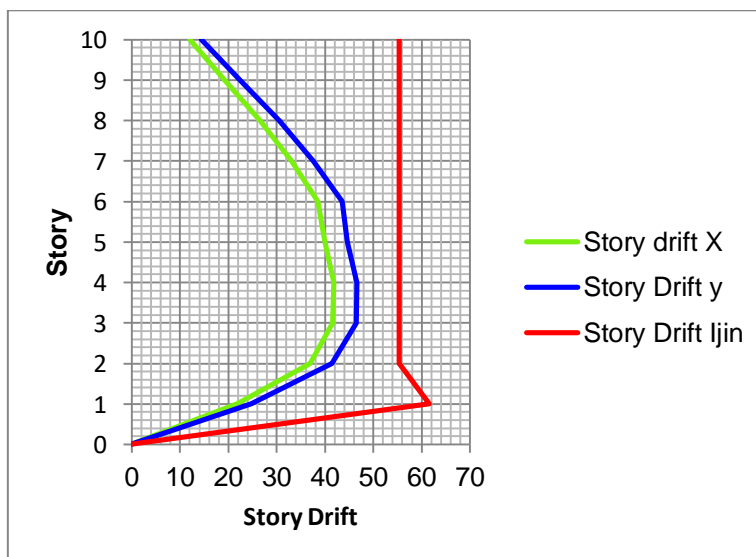
Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.2.2 Tabel L3.1

**Tabel 4.11 Perhitungan Simpangan Antar Lantai Utara Selatan (B-T)**

Lantai	$\delta x_e$ (mm)	$\Delta x$ (mm)	Drift ( $\Delta$ ) (mm)	Ijin ( $\Delta a$ ) (mm)	Ket
10	63,48	2,59	14,25	55,38	OK
9	60,89	4,04	22,20	55,38	OK
8	56,86	5,50	30,27	55,38	OK
7	51,35	6,79	37,32	55,38	OK
6	44,57	7,84	43,10	55,38	OK
5	36,73	8,05	44,27	55,38	OK
4	28,68	8,41	46,23	55,38	OK
3	20,28	8,37	46,02	55,38	OK
2	11,91	7,46	41,00	55,38	OK
1	4,45	4,45	24,50	61,54	OK

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.2.2 Tabel L3.1

Pada Tabel 4.10 dan Tabel 4.11, menunjukkan bahwa nilai *story drift* pada semua lantai sudah memenuhi syarat minimum atau amplifikasi *story drift* lebih kecil dari *story drift* ijin ( $\Delta o < \Delta a$ ). Berikut ini merupakan diagram perpindahan (*amplification story drift*) dan *story drift* ijin terhadap ketinggian gedung pada arah (U-S) dan (B-T).



**Gambar 4.14 Simpangan Antar Lantai Yang Terjadi Pada Bangunan**

Dari diagram perpindahan story drift diatas menunjukkan bahwa portal pada arah (B-T) memiliki nilai story drift yang cukup besar pada lantai-lantai bawah dan pada bagian atas, sementara sistem ganda pada arah (U-S) memiliki nilai story drift yang kecil pada lantai bawah.

### 4.13.3 Evaluasi efek P-Delta

Evaluasi ini dilakukan untuk mengecek momen tambahan yang mungkin terjadi akibat gaya aksial yang bekerja pada kolom terhadap perpindahan yang terjadi pada bangunan ( $\Delta$ ). SNI 03-1726-2012 menyatakan bahwa pengaruh efek p-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ ) seperti yang ditentukan oleh persamaan 2.16 sama atau kurang dari 0,1. Tabel 4.12 menunjukkan hasil evaluasi koefisien stabilitas struktur arah-X dan arah-Y.

**Tabel 4.12 Evaluasi Efek P-Delta Arah-X**

Lantai	hx (mm)	Vx (kN)	C <sub>d</sub>	Px (kN)	$\Delta_o$ (mm)	le	$\theta$	Syarat $\theta < 0,1$	Ket
10	3600	572,22	5,5	5494,92	2,18	1	0,00106	0,10	OK
9	3600	1179,42	5,5	13452,08	3,49	1	0,0020	0,10	OK
8	3600	1697,88	5,5	21409,25	4,84	1	0,00308	0,10	OK
7	3600	2131,44	5,5	29366,41	6,03	1	0,00419	0,10	OK
6	3600	2484,30	5,5	37323,58	7,01	1	0,00532	0,10	OK
5	3600	2769,30	5,5	45650,26	7,26	1	0,00604	0,10	OK
4	3600	2988,48	5,5	53976,94	7,59	1	0,00693	0,10	OK
3	3600	3138,54	5,5	62303,63	7,56	1	0,00758	0,10	OK
2	3600	3227,16	5,5	70630,31	6,71	1	0,00742	0,10	OK
1	4000	3264,78	5,5	79192,47	3,96	1	0,00437	0,10	OK

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.3 Tabel L3.3

**Tabel 4.13 Evaluasi Efek P-Delta Arah-Y**

Lantai	hx (mm)	Vy (kN)	C <sub>d</sub>	Py (kN)	$\Delta_o$ (mm)	le	$\theta$	Syarat $\theta < 0,1$	Ket
10	3600	584,64	5,5	5494,92	2,61	1	0,00124	0,10	OK
9	3600	1206,17	5,5	13452,08	4,07	1	0,00229	0,10	OK
8	3600	1737,89	5,5	21409,25	5,55	1	0,00345	0,10	OK
7	3600	2183,51	5,5	29366,41	6,84	1	0,00465	0,10	OK
6	3600	2547,16	5,5	37323,58	7,91	1	0,00585	0,10	OK
5	3600	2841,79	5,5	45650,26	8,12	1	0,00659	0,10	OK
4	3600	3069,15	5,5	53976,94	8,48	1	0,00753	0,10	OK
3	3600	3225,60	5,5	62303,63	8,45	1	0,00824	0,10	OK
2	3600	3318,56	5,5	70630,31	7,53	1	0,00809	0,10	OK
1	4000	3492,79	5,5	79192,47	4,50	1	0,00464	0,10	OK

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.3 Tabel L3.4

Dari hasil evaluasi terhadap efek P-delta ( $\theta$ ), diperoleh hasil penilaian kurang dari 0,1, maka dapat disimpulkan tidak diperlukan faktor peningkatan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur.

#### 4.14 Evaluasi Ketidakberaturan Kuantitatif

Tahapan evaluasi ini mengacu pada pasal 4.2.1 SNI 1726-2012. Hasil perhitungan kuantitatif menyatakan nilai ketidakberaturan yang dimiliki gedung. Berikut adalah evaluasi bangunan sesuai dengan data-data yang telah diberikan pada sub bab 4.5.

##### 4.14.1 Ketidakberaturan Horisontal

##### 4.14.1.1 Tipe-1a, ketidak beraturan torsi dan Tipe 1b, ketidakberaturan torsi berlebihan

Evaluasi ketidakberaturan torsi didasarkan pada nilai perpindahan lateral atau total *drift* ( $\delta_{max}$  dan  $\delta_{min}$ ) hasil kombinasi *Envelope* dari program ETABS. Evaluasi ketidakberaturan Tipe 1a dan Tipe 1b diatur rinci pada SNI 03 1726-2012 dengan syarat :

Tanpa ketidakberaturan torsi :  $\delta_{max} < 1.2 d_{avg}$  ..... syarat A

Ketidakberaturan torsi 1a :  $1.2 d_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1.4 d_{avg}$  ..... syarat B

Ketidakberaturan torsi 1b :  $\delta_{max} \geq 1.4 d_{avg}$  ..... syarat C

**Tabel 4.14 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi Arah U-S**

Lantai	$\delta_a$ (mm)	$\delta_b$ (mm)	$\delta_{avg}$ (mm)	$\delta_{max}$ (mm)	Syarat	Ket
					$1.2\delta_{avg}$	
10	56,73	41,87	49,30	56,73	59,164	Tidak ada
9	54,54	40,28	47,41	54,54	56,892	Tidak ada
8	51,03	37,71	44,37	51,03	53,25	Tidak ada
7	46,18	34,15	40,16	46,18	48,196	Tidak ada
6	40,14	29,71	34,92	40,14	41,91	Tidak ada
5	33,11	24,53	28,82	33,11	34,59	Tidak ada
4	25,85	19,17	22,51	25,85	27,01	Tidak ada
3	18,24	13,56	15,90	18,24	19,08	Tidak ada
2	10,68	7,96	9,32	10,68	11,18	Tidak ada
1	3,97	2,97	3,47	3,97	4,16	Tidak ada

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.4 Tabel L3.5

**Tabel 4.15 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi Arah B-T**

Lantai	$\delta_a$ (mm)	$\delta_b$ (mm)	$\delta_{avg}$ (mm)	$\delta_{max}$ (mm)	Syarat	Ket
					$1.2\delta_{avg}$	
10	64,06	30,72	47,39	64,06	56,868	Ada
9	61,45	29,57	45,51	61,45	54,611	Ada
8	57,74	27,69	42,71	57,74	51,26	Ada
7	51,83	25,08	38,45	51,83	46,145	Ada



6	44,98	21,84	33,41	44,98	40,09	Ada
5	37,08	18,07	27,57	37,08	33,09	Ada
4	28,96	14,20	21,58	28,96	25,90	Ada
3	20,47	10,14	15,30	20,47	18,365	Ada
2	12,03	6,04	9,03	12,03	10,837	Ada
1	4,50	2,31	3,40	4,50	4,08	Ada

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.4 Tabel L3.6

Pada tabel 4.14 dan tabel 4.15 diatas terlihat bahwa  $\delta_{max} > 1.2d_{avg}$  untuk arah B-T, sedangkan untuk arah U-S tidak terdapat pada tiap lantai, sehingga struktur bangunan termasuk dalam kategori ketidak beraturan torsi karena terjadi pada salah satu *frame*.

#### 4.14.1.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Evaluasi ketidakberaturan ini dilakukan untuk menghindari terjadinya distorsi akibat perbedaan kekakuan pada daerah sayap dan daerah inti. Evaluasi ketidakberaturan tipe-2 mengacu pada gambar 4.1. Dimana ketidakberaturan ini ada bila syarat berikut terpenuhi : ( $r_y > 0.15L_y$  dan  $r_x > 0.15L_x$ ).

**Tabel 4.16 Evaluasi Ketidakberaturan Sudut Dalam Arah-X**

Lantai	Lx (m)	px (m)	Syarat	Keterangan
			0.15Lx	
1=2	42	21	6,30	Ada
3=4	42	21	6,30	Ada
5=6	42	21	6,30	Ada
7=8	42	21	6,30	Ada
9=10	42	21	6,30	Ada

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.4.3 Tabel L3.9

Tabel 4.16 menunjukkan ketidakberaturan tipe-2 pada struktur bangunan ini didefinisikan ada karena stuktur bangunan yang ditinjau berbentuk L dan memiliki coakan sudut  $r_x$  dan  $r_y$ .

#### 4.14.1.3 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakteraturan bukan pada diafragma (lantai) akan menimbulkan distribusi gaya lateral yang tidak merata ke masing-masing elemen struktur vertikal. SNI gempa 2012 membatasi ketidak beraturan ini ada bila syarat berikut terpenuhi ;  $AB > 50\%L_x \cdot L_y$ . Evaluasi ketidak beraturan tipe-2 mengacu pada gambar 4.1.

**Tabel 4.17 Evaluasi Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma**

Lantai	LT	LB	Syarat	Keterangan
	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	0,5xLT	
1	756	0	378	Tidak Ada
2-9	756	0	378	Tidak Ada
10	756	0	378	Tidak Ada

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.4.4, Tabel L3.11

Tabel 4.17 menunjukkan ketidak beraturan tipe-3 pada struktur bangunan ini didefinisikan tidak ada karena stuktur bangunan yang ditinjau dianggap tidak terdapat bukaan yang besar pada bangunan.

#### **4.14.1.4 Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang**

Evaluasi ketidakberaturan ini dilakukan sama seperti evaluasi ketidakberaturan kualitatif bangunan untuk ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang sehingga berdasarkan hasil analisis pada ketidakberaturan kualitatif maka ketidakberaturan ini dinyatakan tidak terdapat pada bangunan yang direncanakan.

#### **4.14.1.5 Ketidakberaturan Sistem Non Pararel**

Ketidakberaturan tipe-5 ada bila Elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu utama bangunan. Evaluasi ketidak beraturan tipe-5 mengacu pada gambar 4.1. Pada Gambar tersebut menunjukkan Elemen penahan gaya lateral, berupa truktur rangka/*frame-frame* tersusun pararel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa, artinya Ketidakberaturan tipe-5 pada struktur bangunan ini didefinisikan tidak ada.

#### **4.14.2 Evaluasi Ketidakberaturan Vertikal**

##### **4.14.2.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan tingkat Lunak Berlebihan**

SNI 03-1726-2012 menetapkan bahwa kekakuan tingkat lunak (*soft story*) dinyatakan ada bila kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata bangunan. Dan dinyatakan sebagai kekakuan tingkat lunak berlebihan bila kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari 60% kekakuan tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan tingkat rata-rata.

**Tabel 4.18 Tipe-1a (Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak) Arah X**

Lantai	kx (kN/m)	Syarat		Keterangan	
		70%(k <sub>x+1</sub> )	80%(k <sub>1</sub> +k <sub>2</sub> +k <sub>3</sub> )/3	1	2
10	429346,46	-	-	-	-
9	547346,48	300542,52	-	Tidak ada	-
8	566098,10	383142,54	-	Tidak ada	-
7	569565,49	396268,67	411410,94	Tidak ada	Tidak ada
6	570170,52	398695,84	448802,69	Tidak ada	Tidak ada
5	612894,45	399119,36	454889,10	Tidak ada	Tidak ada
4	631204,28	429026,12	467368,12	Tidak ada	Tidak ada
3	664619,41	441842,99	483805,13	Tidak ada	Tidak ada
2	767886,50	465233,59	508991,50	Tidak ada	Tidak ada
1	1313519,09	537520,55	550322,72	Tidak ada	Tidak ada

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.5.1 Tabel L3.12

Berdasarkan hasil hitungan pada Tabel 4.18 terlihat bahwa evaluasi ketidakberaturan tingkat lunak tidak terjadi, karena kekakuan tingkat lateralnya tidak lebih kecil dari 80% rata-rata kekakuan 3 tingkat di atasnya.

**Tabel 4.19 Tipe-1b (Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan) Arah-Y**

Lantai	kx (kN/m)	Syarat		Keterangan	
		60%(k <sub>x+1</sub> )	70%(k <sub>1</sub> +k <sub>2</sub> +k <sub>3</sub> )/3	1	2
10	429346,46	-	-	-	-
9	547346,48	257607,87	-	Tidak ada	-
8	566098,10	328407,89	-	Tidak ada	-
7	569565,49	339658,86	359984,58	Tidak ada	Tidak ada
6	570170,52	341739,30	392702,35	Tidak ada	Tidak ada
5	612894,45	342102,31	398027,96	Tidak ada	Tidak ada
4	631204,28	367736,67	408947,11	Tidak ada	Tidak ada
3	664619,41	378722,57	423329,49	Tidak ada	Tidak ada
2	767886,50	398771,65	445367,57	Tidak ada	Tidak ada
1	1313519,09	460731,90	481532,38	Tidak ada	Tidak ada

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.5.1 Tabel L3.14

Berdasarkan hasil hitungan pada Tabel 4.19 terlihat bahwa Tidak Terjadi ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan.

#### 4.14.2.2 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakteraturan ini didefinisikan ada bila rasio dimensi struktur horisontal terbesar terhadap dimensi horisontal struktur terkecil lebih besar dari 130% ( $a/b > 130\%$ ), tabel 4.20 menunjukkan evaluasi ketidakberaturan geometri. Namun, pada tabel tidak menunjukkan terjadinya ketidakberaturan geometri vertikal.

**Tabel 4.20 Ketidakberaturan Geometri Vertikal**

Lantai	Dimensi Bangunan		a/b	Syarat	Keterangan
	a	b			
	(m)	(m)		a/b > 130%	
9 - 10	42	42	1,00	1,30	Tidak ada
7 - 8	42	42	1,00	1,30	Tidak ada
5 - 6	42	42	1,00	1,30	Tidak ada
3 - 4	42	42	1,00	1,30	Tidak ada
1 - 2	42	42	1,00	1,30	Tidak ada

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 3.5.3 Tabel L3.16

#### 4.14.2.3 Ketidakberaturan Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal

Gambar 4.2 menunjukkan potongan bangunan pada arah barat timur dan utara selatan, dimana Sistem struktur kolom terlihat menerus mulai dari atap bangunan sampai dengan pondasi. Artinya ketidakberaturan tipe-4 pada struktur bangunan ini didefinisikan tidak terjadi.

**Tabel 4.21 Evaluasi Ketidakberaturan Gaya Geser Vertikal Tingkat Berlebihan Arah X**

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	Syarat	Keterangan
		0.80xV <sub>x+1</sub>	
10	595,08	-	-
9	1226,58	476,06	Tidak ada
8	1765,80	981,26	Tidak ada
7	2216,70	1412,64	Tidak ada
6	2583,72	1773,36	Tidak ada
5	2880,12	2066,98	Tidak ada
4	3108,06	2304,10	Tidak ada
3	3264,12	2486,45	Tidak ada
2	3356,28	2611,30	Tidak ada
1	3395,40	2685,02	Tidak ada

Sumber : Hasil perhitungan lampiran 3.5.4 tabel L3.17

**Tabel 4.22 Evaluasi Ketidakberaturan Gaya Geser Vertikal Tingkat Berlebihan Arah Y**

Lantai	V <sub>y</sub> (kN)	Syarat	Keterangan
		0.80xV <sub>y+1</sub>	
10	608,02	-	-
9	1254,40	486,42	Tidak ada
8	1807,40	1003,52	Tidak ada
7	2270,87	1445,92	Tidak ada
6	2649,08	1816,70	Tidak ada
5	2955,47	2119,26	Tidak ada
4	3191,93	2364,38	Tidak ada
3	3354,61	2553,54	Tidak ada

2	3451,28	2683,69	Tidak ada
1	3492,79	2761,02	Tidak ada

Sumber : Hasil perhitungan lampiran 3.5.4 tabel L3.18

Tabel 4.21 dan 4.22 menunjukkan bahwa tidak terdapat ketidakberaturan untuk semua tingkat yang ditinjau sehingga dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan ini didefinisikan tidak ada pada bangunan yang direncanakan

#### 4.14.2.4 Ketidakberaturan Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Didefinisikan ada bila kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya dimana kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan gempa yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau tabel 4.23 dan 4.24 menunjukkan evaluasi ketidakberaturan ini.

**Tabel 4.23 Evaluasi Ketidakberaturan Gaya Geser Tingkat Berlebih Arah X**

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	Syarat	Keterangan
		0.65xV <sub>x+1</sub>	
10	595,08	-	-
9	1226,58	386,80	Tidak ada
8	1765,80	797,28	Tidak ada
7	2216,70	1147,77	Tidak ada
6	2583,72	1440,86	Tidak ada
5	2880,12	1679,42	Tidak ada
4	3108,06	1872,08	Tidak ada
3	3264,12	2020,24	Tidak ada
2	3356,28	2121,68	Tidak ada
1	3395,40	2181,58	Tidak ada

Sumber : Hasil analisis perhitungan lampiran 2.11.2.7 tabel 41

**Tabel 4.24 Evaluasi Ketidakberaturan Gaya Geser Tingkat Berlebih Arah Y**

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	Syarat	Keterangan
		0.65xV <sub>x+1</sub>	
10	608,02	-	-
9	1254,40	395,21	Tidak ada
8	1807,40	815,36	Tidak ada
7	2270,87	1174,81	Tidak ada
6	2649,08	1476,07	Tidak ada
5	2955,47	1721,90	Tidak ada
4	3191,93	1921,06	Tidak ada
3	3354,61	2074,75	Tidak ada
2	3451,28	2180,50	Tidak ada
1	3492,79	2243,33	Tidak ada

Sumber : Hasil analisis perhitungan lampiran 2.11.2.7 tabel 42

#### 4.15 Evaluasi Metode Analisis Akhir

Penentuan metode analisis akhir sangat tergantung pada karakteristik struktur bangunan sesuai konfigurasi bangunan dalam evaluasi kuantitatif. Untuk struktur bangunan sederhana dapat dianalisis dengan metode statik ekuivalen. Sedangkan untuk konfigurasi tidak beraturan, perlu dianalisis dengan metode dinamis agar mendapatkan gaya-gaya gempa yang terjadi pada elemen struktur. Hasil analisa sebelumnya dapat memberikan parameter-parameter yang nantinya memberikan penilaian sesuai persyaratan tabel 13 SNI 03-1726-2012 :

Kategori Desain Seismik	= D
Kategori Resiko	= II
Jumlah Lantai	= 10
Periode Struktur ( $T_0$ )	= 1,184
Periode Struktur ( $T_s$ )	= 0,613
$3,5 \times T_s$	= 2,145
Evaluasi Ketidakberaturan 1	= Memiliki Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a

Sehingga dapat disimpulkan metode analisis ijin yang diperbolehkan pada struktur sesuai dengan karakteristik bangunan adalah **metode analisis respon spektrum ragam atau metode dinamis**.

#### 4.16 Final Desain

Pada tahapan ini desain meliputi perencanaan balok, kolom, hubungan balok-kolom dilakukan secara manual dan didasarkan pada ketentuan-ketentuan SNI 2847-2013 dengan metode desain Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Perencanaan ini dilakukan pada semua portal pada fase preliminari desain. Elemen yang di desain direkap dalam lampiran. Berikut perencanaan masing-masing elemen dari portal yang ditinjau meliputi balok dan kolom.

#### 4.17 Output Gaya Dalam Momen Balok ETABS

*Output* gaya dalam merupakan hasil analisis *software* ETABS berupa momen, gaya geser dan aksial yang dijadikan sebagai data awal untuk merencanakan tulangan balok, kolom. *Output* gaya dalam diperoleh setelah semua proses analisis fase preliminari desain satu dan dua terpenuhi. Berikut merupakan tabel momen ultimit *output* ETABS pada balok B-68 lantai 1 AS-A.

## 4.18 Desain Balok

Perencanaan balok terdiri dari dua tahapan utama yaitu diawali dengan desain tulangan memanjang balok, desain tulangan geser balok. Dalam tahapan ini akan dilampirkan tulangan memanjang dan tulangan transversal untuk satu elemen balok, sedangkan elemen lain yang didesain ditunjukkan dalam hasil rekapan.

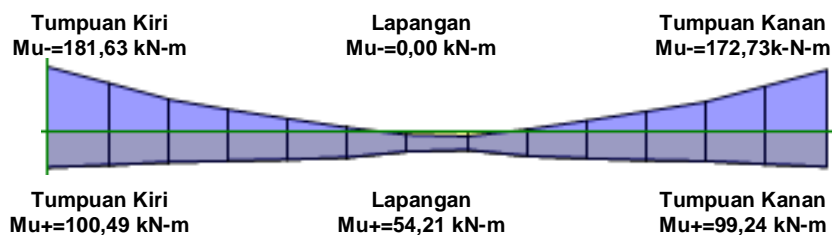
### 4.18.1 Desain Tulangan Memanjang Balok

Konsep desain tulangan memanjang balok mensyaratkan bahwa besarnya kekuatan penampang akibat tulangan terpasang harus lebih besar dari pada beban yang bekerja yang diformulasikan  $M_{nt} \geq M_u/\phi$ . Prosedur desain tulangan memanjang balok dapat dilihat pada *flow chart* sub bab 3.4.2.2.1 gambar 3.9.

Berikut merupakan contoh perhitungan tulangan memanjang balok Tipe B-68 Lantai 1 frame As-A

#### 1. Momen ultimit *output* ETABS

Berikut merupakan nilai momen output etabs untuk balok tipe B-68 lantai 1 frame As-A hasil kombinasi gabungan.



**Gambar 4.15 Momen Output ETABS B-68 Lantai 1 frame As-A**

#### 2. Momen desain balok (Mnd)

Momen nominal desain merupakan momen terbesar yang di hasilkan antara nilai  $M_{n_{ETABS}}$  dan nilai momen berdasarkan ketentuan SNI, dengan menggunakan formula dan ketentuan berikut.

$$M_{n_{ETABS}} = M_{u_{ETABS}}/0.8$$

$$M_{n_{SNI}^-} \text{ pada tumpuan kiri} = M_{n_{ETABS}^-} \text{ pada tump kiri}$$

$$M_{n_{SNI}^+} \text{ pada tumpuan kiri} = 1/2 M_{n^+} \text{ pada tump kiri}$$

$$M_{n_{SNI}^-} \text{ pada tumpuan kanan} = M_{n_{ETABS}^-} \text{ pada tump kanan}$$

$$M_{n_{SNI}^+} \text{ pada tumpuan kanan} = 1/2 \text{ Max pada tump kanan}$$

$$M_{n_{SNI}^-} \text{ pada daerah lapangan} = 1/4 \text{ Max pada daerah tumpuan}$$

$$M_{n_{SNI}^+} \text{ pada daerah lapangan} = 1/4 \text{ Max pada daerah tumpuan}$$

Perhitungan momen desain dengan menggunakan ketentuan di atas dapat dilihat pada lampiran 3.1. Berikut menunjukkan perhitungan nilai momen desain untuk Balok Tipe B-68 lantai-1 Frame As-A

**Tabel 4.25 Mn Balok Tipe B-68, Lantai 1 Frame As-A**

B68S1		Tp-Ki	Lp	Tp-Ka
		(Kn-M)	(Kn-M)	(Kn-M)
Mu ETABS	Mu <sup>-</sup>	181,63	0,00	172,73
	Mu <sup>+</sup>	100,49	54,21	99,24
Mn = Mu/φ	Mn <sup>-</sup>	227,04	0,00	215,91
	Mn <sup>+</sup>	125,62	67,76	124,06
Mn SNI	Mn <sup>-</sup>	227,04	56,76	215,91
	Mn <sup>+</sup>	113,52	56,76	107,96
Mn Desain	Mn <sup>-</sup>	227,04	56,76	215,91
	Mn <sup>+</sup>	125,62	67,76	124,06

Sumber : Hasil perhitungan lampiran Tabel L3.21

3. Menentukan momen refrensi ( $M_{ref}$ )

Momen refrensi balok merupakan nilai momen desain terbesar pada daerah tumpuan dan lapangan pada frame yang ditinjau. Momen referensi untuk balok Tipe B-68, lantai 1 Frame As-A adalah sebesar.

$$M_{ref} \text{ tumpuan} = 279,73 \text{ kN-m}$$

$$M_{ref} \text{ Lapangan} = 70,23 \text{ kN-m}$$

4. Menghitung Luas Tulangan dan Jumlah Tulangan Akibat Momen Refrensi

Luas tulangan As- Refrensi dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_{sref} \text{ Tumpuan} &= M_{ref} \text{ tumpuan} / (f_y \times 0.85 \times d) \\ &= (279,73 \times 1000000) / (400 \times 0.85 \times 527) \\ &= 1561,16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sref} \text{ Lapangan} &= M_{ref} \text{ lapangan} / (f_y \times 0.85 \times d) \\ &= (70,23 \times 1000000) / (400 \times 0.85 \times 527) \\ &= 391,98 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan as refrensi dihitung sebagai berikut dipakai tulangan D-22 maka luas tulangan D-22

$$\begin{aligned} A_{s-D22} &= 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 1/4 \times 3.14 \times 22^2 \\ &= 380,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{ref} \text{ tumpuan} &= A_{sref} \text{ tumpuan} / A_{s-D22} \\ &= 1561,16 / 380,13 \end{aligned}$$



$$=4,107$$

$$\approx 5 \text{ batang}$$

$$N_{\text{ref}} \text{ lapangan} = \text{Asref lapangan}/\text{As-D22}$$

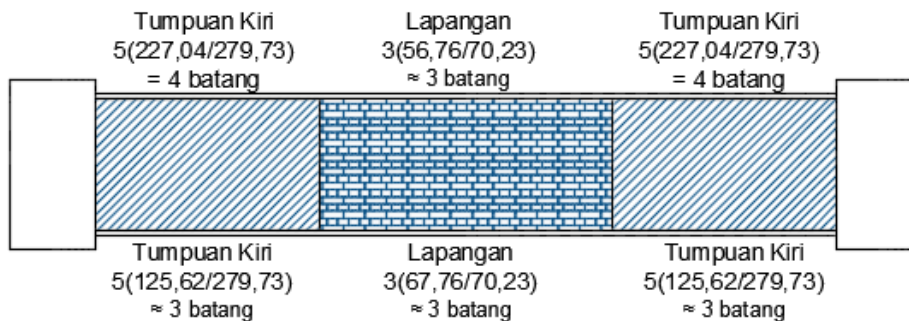
$$= 391,98/ 380,13$$

$$= 1,031$$

$$\approx 3 \text{ batang}$$

5. Susunan prototipe tulangan

Prototipe tulangan pada setiap section yang lain diperoleh dengan mengalikan jumlah tulangan pada *section* referensi dengan rasio momen setiap *section* terhadap momen referensi. Tipe tulangan balok dipakai Balok B-68 lantai 1 *frame* As-A adalah sebagai berikut:



Gambar 4.16 Tipe Tulangan Balok B-68, Lantai 1 Frame As-A

6. Momen nominal tulangan terpasang (Mnt)

Momen nominal tulangan terpasang B-68 lantai 1 frame As-1

Mnt pada daerah tumpuan sebagai berikut:

$$Mnt^- = 302,86 \text{ Kn-M}$$

$$Mnt^+ = 232,70 \text{ Kn-M}$$

Mcap pada daerah lapangan sebagai berikut :

$$Mnt^- = 234,79 \text{ Kn-M}$$

$$Mnt^+ = 232,49 \text{ Kn-M}$$

7. Cek ( $Mnt \geq Mnd$ )

Daerah tumpuan kiri

$$Mnd^- = 227,04 \text{ kN-m} < Mnt^- 302,86 \text{ kN-m (OK)}$$

$$Mnd^+ = 125,62 \text{ kN-m} < Mnt^+ 232,70 \text{ kN-m (OK)}$$

Daerah lapangan :

$$Mnd^- = 56,76 \text{ kN-m} < Mnt^- 234,79 \text{ kN-m (OK)}$$

$$Mnd^+ = 67,76 \text{ kN-m} < Mnt^+ 232,49 \text{ kN-m (OK)}$$

Daerah tumpuan kanan:

$$Mnd^- = 227,04 \text{Kn-m} < Mnt^- 302,86 \text{kN-m (OK)}$$

$$Mnd^+ = 125,62 \text{Kn-m} < Mnt^+ 232,70 \text{ kN-m (OK)}$$

Nilai momen nominal akibat tulangan terpasang lebih besar dari nilai momen nominal akibat perhitungan momen desain, serta evaluasi rasio tulangan terpasang terhadap persyaratan rasio tulangan minimum dan maximum yang digunakan dalam desain tulangan memanjang balok untuk masing-masing frame. Pada tabel 4.26 dan 4.27 dibawah menunjukkan desain prototipe tulangan memanjang dan rekapitulasi tulangan memanjang yang dipakai dalam *frame*.

**Tabel 4.26 Desain Prototype Tulangan Memanjang Balok**

No.	ITEM	TIPE TP-11		TIPE TP-12	
		Negatif	Positif	Negatif	Positif
	Diameter	22	22	22	22
	$n_{top}$	5	3	4	3
	$n_{bottom}$	3	5	3	4
1	$A_{S_{top}}$	1900,66	1140,40	1520,53	1140,40
2	$A_{S_{bottom}}$	1140,40	1900,66	1140,40	1520,53
3	$T_s$	760265,4	456159,3	608212,3	456159,3
4	$a$	<b>78,00</b>	<b>56,25</b>	<b>60,90</b>	<b>55,42</b>
5	$C_c$	795586,3	573749,05	621157,9	565290,29
6	$x$	91,76	66,18	71,64	65,20
7	$\epsilon_s'$	-0,00015	-0,00031	-0,00006	-0,00036
8	$\epsilon_y$	0,00200	0,00200	0,00200	0,00200
9	$\epsilon_s'/\epsilon_y$	-0,07743	-0,15467	-0,02838	-0,17943
	$f_s'$	-30,972	-61,868	-11,352	-71,772
10	$C_s$	-35320,87554	-117589,7985	-12945,56687	-109131,0371
11	$Z_1$	488,00	498,88	496,55	499,29
12	$Z_2$	430,50	454,00	430,50	454,00
13	$M_n$	373041010	232843316	302863563	232698122
14	$M_u$	298432808	186274653	242290851	186158498
15	<b>Cek</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

Sumber : Hasil analisis perhitungan lampiran Tabel 12.3

**Tabel 4.27 Rekapitulasi Tulangan Memanjang Balok**

TIPE	Momen (N-mm)		TIPE	Momen (kN-m)	
	Negatif	Positif		Negatif	Positif
TP-1	571162830,77	509019489,88	TP-1	571,16	509,02
TP-2	571155769,32	440707357,39	TP-2	571,16	440,71
TP-3	571017407,32	303277288,11	TP-3	571,02	303,28
TP-4	505553001,32	440680903,60	TP-4	505,55	440,68
TP-5	505606132,84	372122767,03	TP-5	505,61	372,12
TP-6	505656407,91	302616258,26	TP-6	505,66	302,62
TP-7	439598268,34	372139558,35	TP-7	439,60	372,14
TP-8	439645618,30	302607055,26	TP-8	439,65	302,61
TP-9	439704166,08	232950603,29	TP-9	439,70	232,95
TP-10	373138711,96	302595397,63	TP-10	373,14	302,60

TP-11	373041009,65	232843316,18	TP-11	373,04	232,84
TP-12	302863563,37	232698122,46	TP-12	302,86	232,70
TP-13	234786008,17	232490453,20	TP-13	234,79	232,49
LP-1	235262701,83	302559342,55	LP-1	235,26	302,56
LP-2	234786008,17	232490453,20	LP-2	234,79	232,49

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran Tabel 12.2

Berdasarkan tabel 4.27 menunjukkan jumlah tulangan yang didapat dipakai pada bangunan yang direncanakan baik pada *frame* 1 sampai 6 dan *frame* A sampai G.

#### 4.18.2 Desain Tulangan Geser Balok

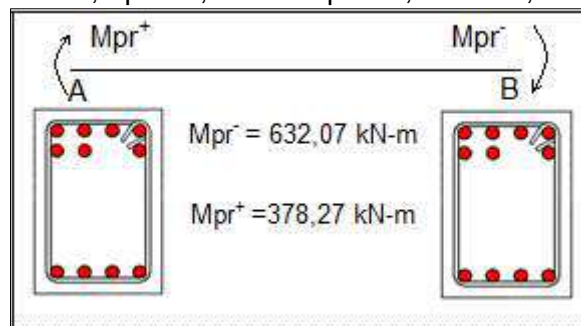
Secara umum gaya geser desain dihitung untuk dua kondisi yakni untuk daerah sendi plastis dan daerah diluar sendi plastis. Gaya geser desain ditentukan oleh beban gravitasi dan momen kapasitas balok pada muka kolom. Perhitungan  $V_{ud}$  secara lengkap pada lampiran 4.3 *frame* As-1 dan perhitungan satu balok dibawah ini. Berikut merupakan contoh perhitungan tulangan geser Balok Tipe B-18 Lantai 2 *frame* As-1.

##### 1. Menghitung Momen Lentur Mungkin (Mpr)

Mpr akibat gempa kiri

daerah tump kiri,  $M_{pr}^+ = 1,25 \times M_{cap}^+ = 1,25 \times 302,62 = 378,27 \text{ kN-m}$

daerah tump kanan,  $M_{pr}^- = 1,25 \times M_{cap}^- = 1,25 \times 505,66 = 632,07 \text{ kN-m}$

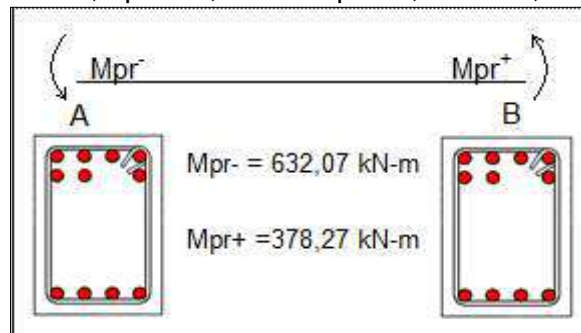


Gambar 4.17 Mpr Balok B-18, lantai 2 *frame* As-1 akibat gempa kiri

Mpr akibat gempa kanan

daerah tump kiri,  $M_{pr}^- = 1,25 \times M_{cap}^- = 1,25 \times 505,66 = 632,07 \text{ kN-m}$

daerah tump kanan,  $M_{pr}^+ = 1,25 \times M_{cap}^+ = 1,25 \times 302,62 = 378,27 \text{ kN-m}$



Gambar 4.18 Mpr Balok B-18, lantai 2 *frame* As-1 akibat gempa kanan

2. Menghitung gaya geser akibat beban gravitasi, gempa kiri dan gempa kanan  
Gaya geser akibat beban gravitasi di peroleh dari *output* ETABS kombinasi ultimit,

$$V_a = 88,68 \text{ kN}$$

$$V_b = 88,68 \text{ kN}$$

- Cat : 1) Arah gaya geser akibat beban gravitasi pada kedua tumpuan adalah ke atas  
2)  $V_a = V_{\text{kiri}}$  dan  $V_b = V_{\text{kanan}}$

Gaya geser akibat gempa kiri

$$\begin{aligned} V_a = V_b &= (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / L \\ &= (378,27 + 632,07) / 6,2 \\ &= 162,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Cat : Arah gaya geser daerah tumpuan kiri ke bawah, daerah tumpuan kanan ke atas

Gaya geser akibat gempa kanan

$$\begin{aligned} V_a = V_b &= (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / L \\ &= (378,27 + 632,07) / 6,2 \\ &= 162,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

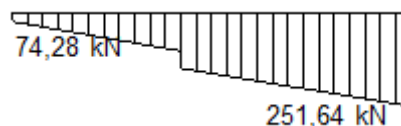
- Cat : Arah gaya geser daerah tumpuan kiri ke atas, daerah tumpuan kanan ke bawah

3. Gaya geser akibat kombinasi (gravitasi + gempa kiri) serta (gravitasi + gempa kanan)

Gaya geser kombinasi gravitasi - gempa kiri

$$\begin{aligned} V_a &= V_{u-a} \text{ gravitasi} - V_{u-a} \text{ gempa} \\ &= 88,68 - 162,96 \\ &= -74,28 \text{ kN} \\ &= 74,28 \text{ kN (Arah gaya ke bawah)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V_{u-b} \text{ gravitasi} + V_{u-b} \text{ gempa} \\ &= 88,68 + 162,96 \\ &= 251,64 \text{ kN} \\ &= 251,64 \text{ kN (Arah gaya ke atas)} \end{aligned}$$

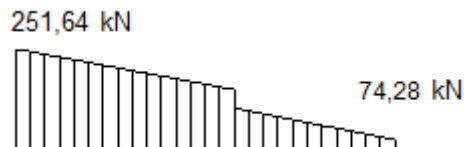


**Gambar 4.19 Gaya geser kombinasi gravitasi + gempa kiri**

Gaya geser kombinasi gravitasi + gempa kanan

$$\begin{aligned} V_a &= V_{u-a} \text{ gravitasi} + V_{u-a} \text{ gempa} \\ &= 88,68 + 162,96 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 251,64 \text{ kN} \\
&= 251,64 \text{ kn (Arah gaya ke atas)} \\
V-b &= Vu-a \text{ gravitasi} - Vu-a \text{ gempa} \\
&= 88,68 - 162,96 \\
&= -74,28 \text{ kN} \\
&= 74,28 \text{ kN (Arah gaya ke bawah)}
\end{aligned}$$



**Gambar 4.20 Gaya Geser Kombinasi Gravitasi + Gempa Kanan**

4. Gaya geser desain

Gaya geser desain diambil pada jarak sejauh d, 2d dan 4d dari muka kolom

$$\begin{aligned}
Vu-d &= Vu-d \text{ grav} + Vu-d \text{ gempa} = 87,61 + 162,96 = 250,56 \text{ kN} \\
Vn-d &= Vu-d/\phi = 250,56 / 0,75 = 334,09 \text{ kN} \\
Vu-2d &= Vu-2d \text{ grav} + Vu-2d \text{ gempa} = 82,22 + 162,96 = 245,18 \text{ kN} \\
Vn-2d &= Vu-2d/\phi = 245,18 / 0,75 = 326,91 \text{ kN} \\
Vu-4d &= Vu-4d \text{ grav} + Vu-4d \text{ gempa} = 59,72 + 162,96 = 222,68 \text{ kN} \\
Vn-4d &= Vu-4d/\phi = 222,68 / 0,75 = 296,90 \text{ kN}
\end{aligned}$$

5. Menghitung parameter evaluasi kecukupan penampang

$$\begin{aligned}
Vc &= 1/6 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = 1/6 \times \sqrt{30} \times 400 \times 527 = 192433,19 \text{ N} = 192,43 \text{ kN} \\
V_{max} &= 2/3 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = 2/3 \times \sqrt{30} \times 400 \times 527 = 769732,77 \text{ N} = 769,73 \text{ kN} \\
V_{1/3} &= 1/3 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d = 1/3 \times \sqrt{30} \times 400 \times 527 = 384866,4 \text{ N} = 384,87 \text{ kN} \\
V_{c/2} &= 192,43 / 2 = 96,22 \text{ kN}
\end{aligned}$$

6. Evaluasi kecukupan penampang

Syarat :  $Vn-d - Vc < 2/3 V_{max}$ . Jika tidak memenuhi maka perbesar dimensi

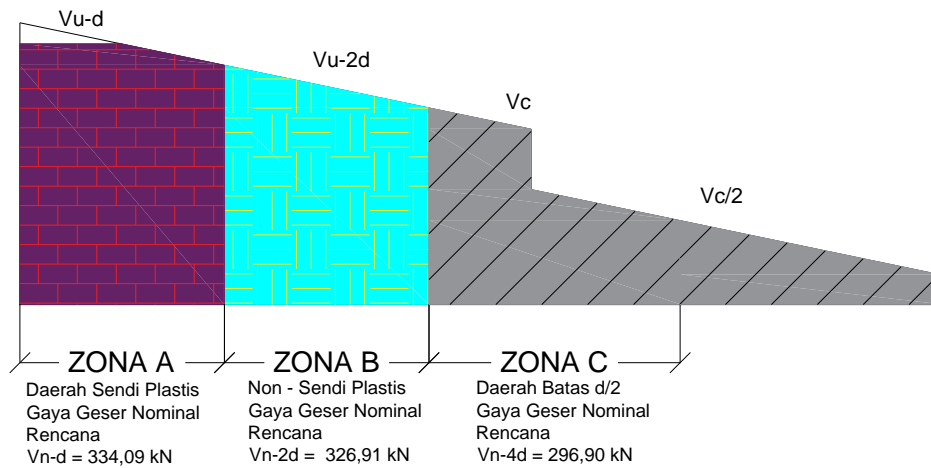
$$Vn-d - Vc = 334,09 - 192,43 = 141,65 < 769,73 \quad (\text{OK})$$

Ket: memenuhi persyaratan, maka dimensi penampang tidak perlu diperbesar

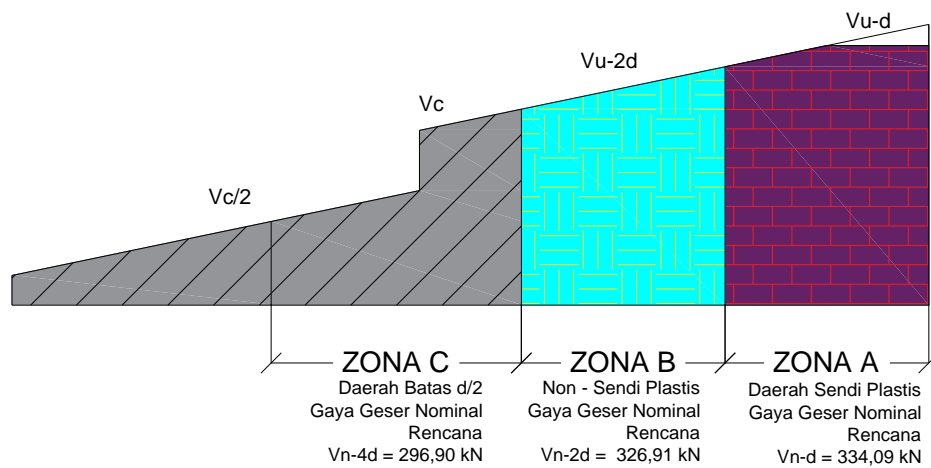
7. Pengaturan Zona Tulangan Geser

Berdasarkan nilai-nilai parameter evaluasi kecukupan penampang maka, dilakukan pengaturan zona tulangan geser sebagai berikut :

### GEMPA KANAN



### GEMPA KIRI



**Gambar 4.21 Bidang Gaya Geser Kombinasi Gravitasi + Gempa Kiri dan Kanan**

#### 8. Desain Zona Tulangan Geser

##### **Desain Zona-A** (Daerah Sendi Plastis, $V_c=0$ )

Gaya geser nominal desain

$$V_n = V_{nd-sp} = 334,09 \text{ kN} = 334086,00 \text{ N}$$

Luas tulangan geser

$$S = d/4 = 527,00/4 = 131,75 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

Luas tulangan geser

$$A_v = (V_s \times s)/(f_y \times d) = (334086 \times 100)/(320 \times 527) = 198,11 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan sengkang pakai (sengkang D-12)

$$A_{v-d} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12^2 = 113,097 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki sengkang

$$n = A_v/A_{v-12} = 198,11/113,097 = 1,55 = 2 \text{ kaki}$$

### **Desain Zona-B (Daerah Non-Sendi Plastis, $V_c \neq 0$ )**

Gaya geser nominal desain

$$V_n = V_n - 2d = 326,91 \text{ Kn} = 326910,00 \text{ N}$$

Kuat geser yang di sumbangkan oleh penampang beton

$$V_c = 192,43 \text{ Kn}$$

Evaluasi Penentuan Jarak Tulangan Geser

Syarat :  $V_s > V(1/3)$ , perlu  $s = d/4$

$$V_s < V(1/3), \text{ perlu } s = d/2$$

$$V_s = V_n - 2d - V_c = 326,91 - 192,43 = 134,48 \text{ kN}$$

Cek :  $V_s < V(1/3)$ , maka perlu  $s = d/2 = 527/2 = 263,5 \approx 150 \text{ mm}$

Luas tulangan geser

$$A_v = (V_s \times s) / (f_y \times d) = (134476,81 \times 150) / (320 \times 527) = 119,61 \text{ mm}^2$$

$$A_v - d = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12^2 = 113,097 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki sengkang

$$n = A_v / A_v - d = 119,61 / 113,097 = 1,06 \approx 2 \text{ kaki}$$

### **Desain Zona-C (Daerah Batas $d/2$ , $V_c \neq 0$ )**

Gaya geser nominal desain

$$V_n = V_n - 4d = 296,90 \text{ Kn}$$

$$V_c = 192,43 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - 4d - V_c = 296,90 - 192,43 = 104,47 \text{ kN} = 104471,21 \text{ N}$$

Evaluasi Penentuan Jarak Tulangan Geser :

$$s = d/2 = 527 / 2 = 263,5 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

Luas tulangan geser

$$A_v = (V_s \times s) / (f_y \times d) = (104471,21 \times 200) / (320 \times 527) = 123,90 \text{ mm}^2$$

$$A_v - d = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12^2 = 113,097 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki sengkang

$$n = A_v / A_v - d = 123,90 / 113,097 = 1,10 \approx 2 \text{ kaki}$$

## **4.18.3 Desain Detailing Balok**

Perhitungan detailing balok meliputi zona tulangan geser yang diatur dalam 3 zona, kemudian dilanjutkan dengan penentuan panjang penyaluran dan penjangkaran pada tulangan balok. Berikut contoh perhitungan pendetailan balok.

1. Perhitungan zona tulangan geser balok

$$\text{Zona 1 : } X_1 = 2 \times h = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

- Zona 2 :

$$X2 = Vnd / (Vn - 2d \times X1)$$

$$= 326,91 / (326,91 \times 1,2) = 0,83 \text{ m} = 0,8 \text{ m}$$

- Zona 3 :

$$X3 = Ln - ((X1 \times 2) + (X2 \times 2))$$

$$= 6,2 - ((1,2 \times 2) + (0,8 \times 2)) = 2,13 \text{ m}$$

### 2. Perhitungan panjang penyaluran (ldh)

$$Ldh = fy \times db / (5,4 \cdot \sqrt{fc'})$$

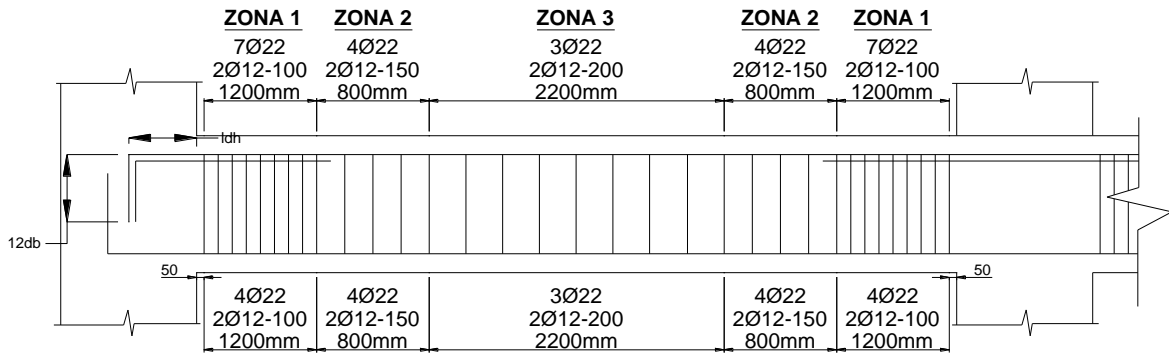
$$= 400 \times 22 / (5,4 \times \sqrt{30})$$

$$= 298 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

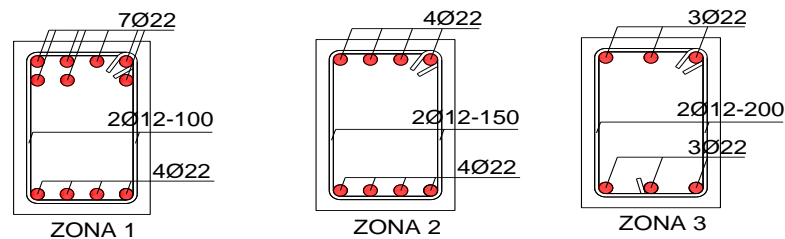
### 3. Perhitungan panjang penjangkaran

$$12db = 12 \times 22$$

$$= 264 \text{ mm} \approx 270 \text{ mm}$$



**Gambar 4.22 Hasil Desain Tulangan Balok Tipe B-18 Lantai 2 Frame As-1**



**Gambar 4.23 Hasil Desain Tulangan Balok Memanjang dan Geser**

## 4.19 Desain Kolom

Desain struktur kolom terdiri dari dua tahap desain, diawali dengan desain tulangan memanjang kolom dan dilanjutkan dengan tulangan geser. Dalam perencanaan kolom desain akan meninjau per masing-masing elemen jumlah tulangan terbesar. Pada tahap ini akan dilampirkan perhitungan tulangan memanjang dan tulangan transversal untuk satu elemen frame. Perhitungan untuk elemen frame yang lain dapat dilihat pada lampiran perhitungan.





Gambar 4.24 Nomor Pada Joint, Balok, Kolom

#### 4.19.1 Desain Tulangan Memanjang Kolom

Dalam penentuan tipe dan jumlah tulangan pada setiap kolom dibutuhkan evaluasi bertahap, di mana perhitungan tersebut membutuhkan *output* dari nilai ETABS dan perhitungan tulangan balok terpakai.

##### 4.19.1.1 Evaluasi Pergoyangan Kolom

Suatu struktur *frame* dikatakan mengalami pergoyangan (*Sway*) jika nilai  $Q \geq 0,05$ , (Pasal 10.10.5.2 SNI 2847-2013). Dimana nilai  $Q$  dihitung berdasarkan persamaan 2.51. Tabel 4.25 menyajikan hasil perhitungan untuk struktur pada portal Elevasi-2 :

Tabel 4.28 Evaluasi Pergoyangan Kolom

Lantai	$\sum P_u$ (kN)	$V_u$ (kN)	$L_c$ (m)	$\Delta o$ (m)	$Q$	Ket
10	1015,20	95,37	3,60	0,01199	0,0355	Non-Sway
9	2602,60	196,57	3,60	0,01921	0,0707	Sway
8	4190,00	282,99	3,60	0,02661	0,1095	Sway
7	5777,40	355,25	3,60	0,03314	0,1497	Sway
6	7364,79	414,06	3,60	0,03857	0,1906	Sway
5	9010,37	461,57	3,60	0,03991	0,2164	Sway
4	10655,94	498,09	3,60	0,04177	0,2482	Sway
3	12301,52	523,11	3,60	0,04157	0,2716	Sway
2	13947,09	537,87	3,60	0,03691	0,2658	Sway
1	15622,16	544,14	4,00	0,02180	0,1565	Sway

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran Tabel L5.1

Tabel 4.28 menunjukkan tipe portal masuk dalam portal bergoyang (*sway*) dan tidak bergoyang (*non-sway*), dimana evaluasi pergoyangan pada lantai 1-9 memberikan nilai pergoyangan yang lebih besar dari syarat minimum atau 5%, sedangkan pada lantai 10 lebih kecil dari 5%.

#### 4.19.1.2 Gaya Aksial Pada Kolom (Pu)

Gaya aksial yang terjadi pada kolom merupakan kontribusi dari gaya aksial akibat beban gravitasi dan akibat beban gempa. Gaya aksial akibat beban gravitasi ditentukan berdasarkan berat semua elemen yang tertumpu pada suatu bidang pelat yang dipikul oleh kolom secara menerus hingga lantai dasar. Sedangkan akibat gempa diperoleh dari reaksi perletakan akibat momen lentur mungkin (Mpr) pada ujung-ujung balok. perhitungan gaya aksial akibat beban gempa dilakukan secara bolak balik akibat gempa kiri dan gempa kanan.

Menghitung gaya aksial akibat Gempa Kiri pada lantai 10 kolom 23

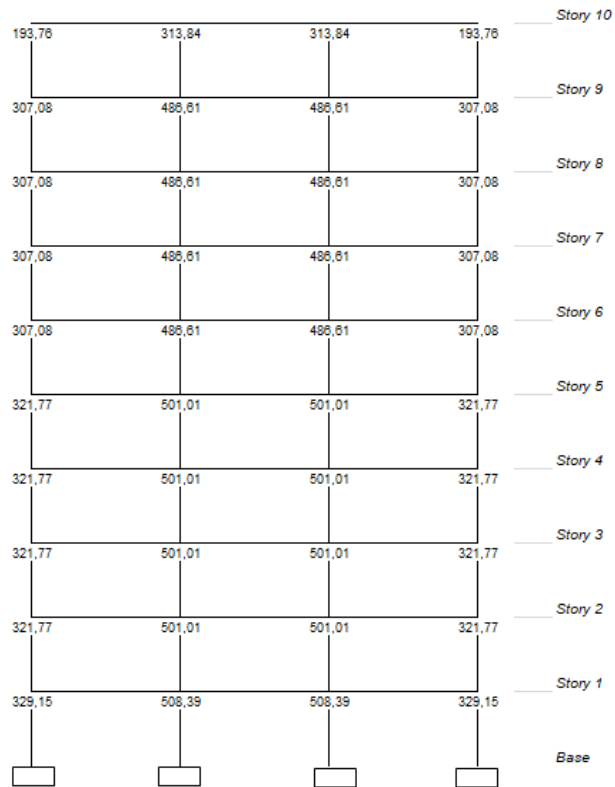
$$\begin{aligned} \text{Pu-atas} &= \text{beban P} - \text{Va} \\ &= 193,76 - 106,3 \\ &= 87,49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pu-bawah} &= \text{Pu-atas} + \text{berat kolom} \\ &= 87,49 + 42,34 \\ &= 129,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

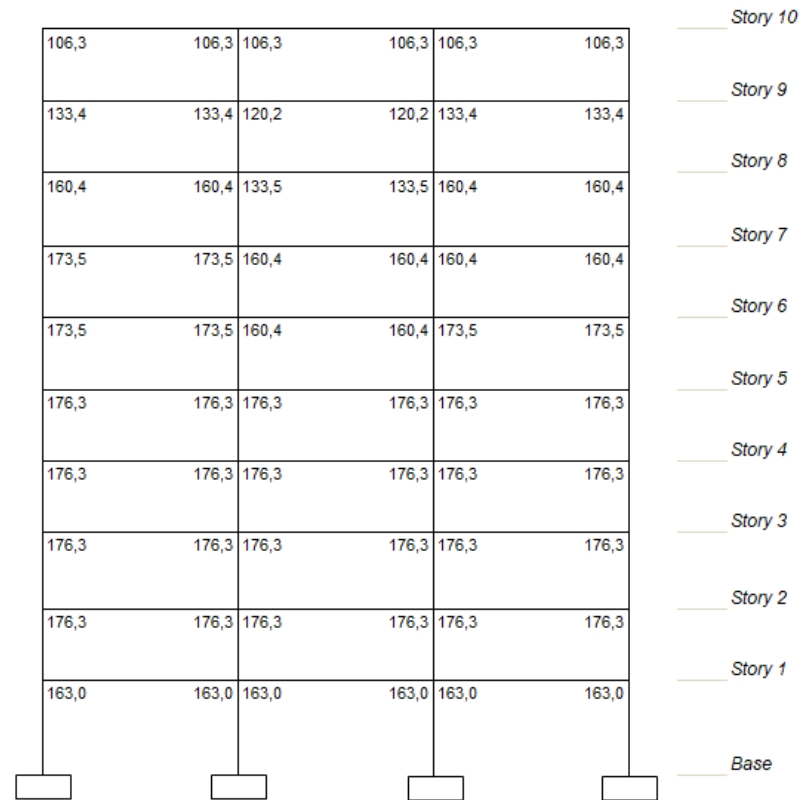
Menghitung gaya aksial akibat Gempa Kanan pada lantai 10 kolom 32

$$\begin{aligned} \text{Pu-atas} &= \text{beban P} + \text{Va} \\ &= 193,76 + 106,3 \\ &= 300,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

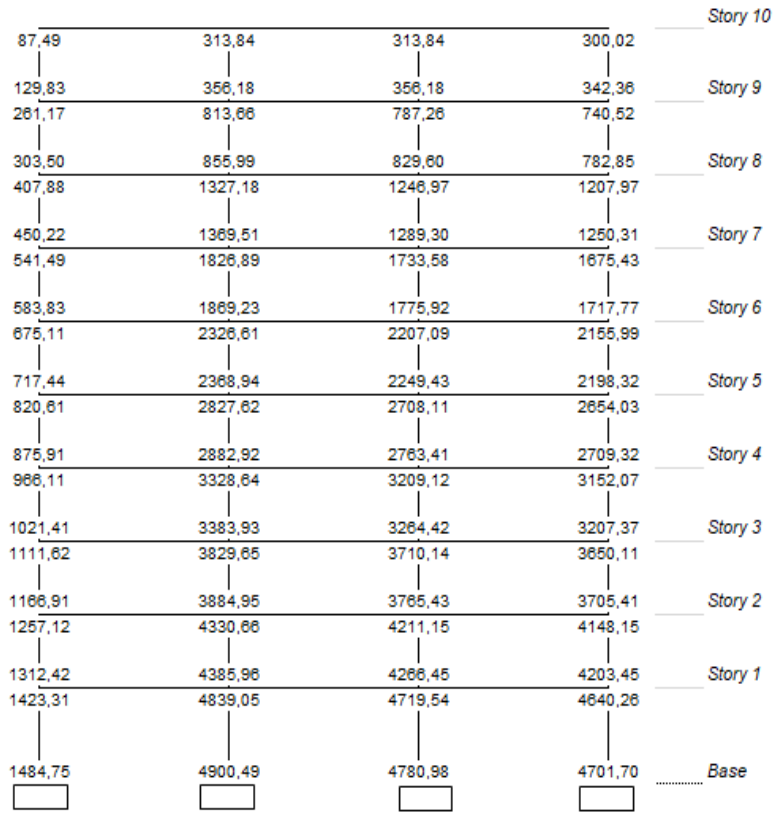
$$\begin{aligned} \text{Pu-bawah} &= \text{Pu-atas} + \text{berat kolom} \\ &= 300,02 + 42,34 \\ &= 342,36 \text{ kN} \end{aligned}$$



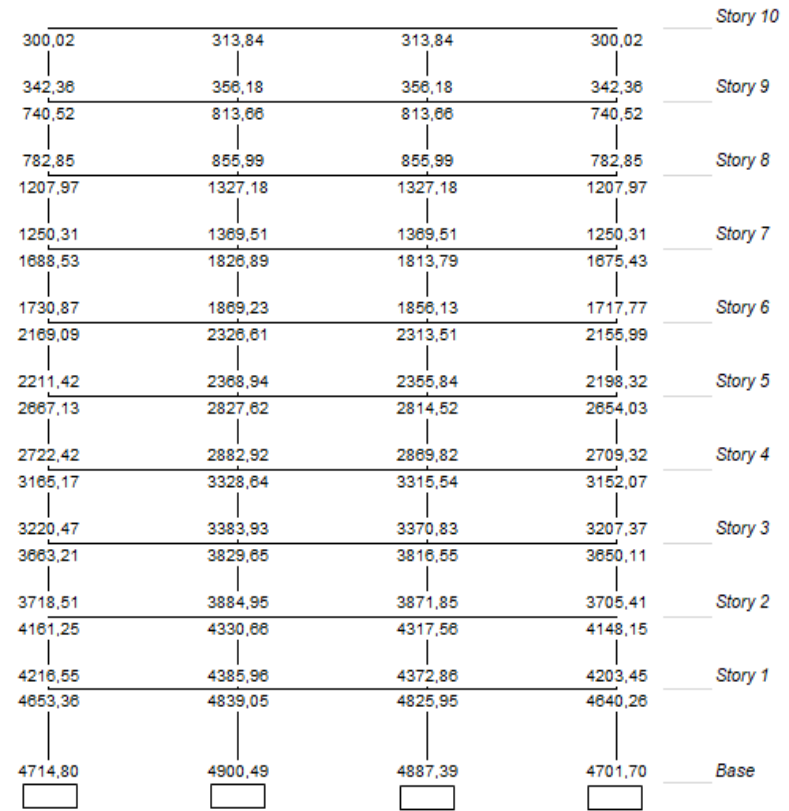
**Gambar 4.25 Beban P akibat gravitasi (frame elevasi-2)**  
 Sumber : hasil analisa perhitungan lampiran 5



**Gambar 4.26 Reaksi Perletakan Akibat Momen Gempa Kiri (frame elevasi-2)**  
 Sumber : hasil analisa perhitungan lampiran 5



**Gambar 4.27 Gaya Normal Akibat Gempa Kiri**  
 Sumber : hasil analisa perhitungan lampiran 5



**Gambar 4.28 Rekapitulasi Beban Aksial (Pu)**  
 Sumber : hasil analisa perhitungan lampiran 5

Pada perhitungan gaya aksial akibat gempa kanan, arah gaya normal akibat reaksi perletakan terbalik dari gempa kiri sehingga gaya aksial akibat gempa kanan jauh lebih besar dibandingkan gaya aksial akibat gempa kiri. Gaya aksial yang dipakai pada kolom kiri dan kanan adalah yang terbesar dari kedua gaya tersebut.

#### 4.19.1.3 Momen Desain Kolom (Mu)

Momen yang terjadi pada kolom didesain dengan ketentuan di mana momen pada kolom harus lebih besar  $\frac{6}{5}$  jumlah momen balok yang merangka pada join balok kolom tersebut ( $\sum M_k > \frac{6}{5} \sum M_b$ ). Dengan ketentuan tersebut konsep kolom kuat balok lemah dapat dicapai. Momen pada kolom dihitung dengan persamaan  $M_k = \frac{6}{5} \times \text{faktor distribusi momen} \times M_{pr}$ . Berikut merupakan contoh perhitungan momen balok akibat gempa kiri dan gempa kanan pada kolom C23 Lantai 10 :

•Gempa kiri

$$\begin{aligned} M_{k(\text{atas})} &= \frac{6}{5} \times \text{faktor distribusi momen} \times M_{pr} \\ &= \frac{6}{5} \times 1 \times 290,9 \\ &= 349,05 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{k(\text{bawah})} &= \frac{6}{5} \times \text{faktor distribusi momen} \times M_{pr} \\ &= \frac{6}{5} \times 0.15 \times 290,9 \\ &= 53,69 \text{ kN m} \end{aligned}$$

•Gempa kanan

$$\begin{aligned} M_{k(\text{atas})} &= \frac{6}{5} \times \text{faktor distribusi momen} \times M_{pr} \\ &= \frac{6}{5} \times 1 \times 378,6 \\ &= 454,50 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{k(\text{bawah})} &= \frac{6}{5} \times \text{faktor distribusi momen} \times M_{pr} \\ &= \frac{6}{5} \times 0.15 \times 549,6 \\ &= 101,45 \text{ kN m} \end{aligned}$$

Momen kolom yang dipakai adalah yang terbesar dari kedua kondisi diatas untuk momen kolom atas dan momen kolom bawah.

#### 4.19.1.4 Evaluasi Kelangsingan Kolom

Evaluasi kelangsingan kolom bertujuan untuk mengetahui apakah kolom yang akan didesain adalah tipe kolom pendek atau kolom langsing. Apabila kolom yang didesain masuk dalam tipe kolom langsing maka harus diperhitungkan faktor pembesaran momen terhadap momen desain kolom. Pengaruh kelangsingan kolom dapat diabaikan bila memenuhi persamaan  $(k \times L_u)/r \leq 22$ . Dimana nilai k didapat dari nomogram rasio komponen struktur dan  $L_u$  merupakan tinggi kolom, serta r merupakan nilai radius girasi. Tabel 4.29 menunjukkan hasil evaluasi kelangsingan pada kolom lantai 1-10.

**Tabel 4.29 Evaluasi Kelangsingan Kolom**

Lantai	Kolom	k	Lu (mm)	r (mm)	(k.Lu) / r	Keterangan
1	C26	1,65	3400	240	23,38	Kolom Langsing
2	C26	2,81	3000	240	35,13	Kolom Langsing
3	C26	2,84	3000	240	35,50	Kolom Langsing
4	C26	2,84	3000	240	35,50	Kolom Langsing
5	C26	2,84	3000	240	35,50	Kolom Langsing
6	C26	2,54	3000	210	36,29	Kolom Langsing
7	C26	2,27	3000	210	32,43	Kolom Langsing
8	C26	2,54	3000	210	36,29	Kolom Langsing
9	C26	2,54	3000	210	36,29	Kolom Langsing
10	C26	0,91	3000	210	13,00	Kolom Pendek

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 5

Berdasarkan tabel 4.29 nilai  $k.Lu / r$  lebih besar dari 22 maka kolom dikategorikan sebagai kolom langsing sehingga diperlukan pembesaran momen kolom pada lantai 1-9. Dan pada lantai 10 nilai  $k.Lu / r$  , tidak lebih besar dari 22 sehingga dikategorikan kolom pendek dan tidak dilakukan pembesaran momen pada lantai 10.

#### 4.19.1.5 Faktor Pembesaran Momen

Faktor pembesaran momen dilakukan apabila suatu kolom dikategorikan sebagai kolom langsing. Faktor pembesaran momen dilakukan dengan tujuan untuk memperbesar momen desain yang terjadi pada kolom. Faktor pembesaran momen ditentukan berdasarkan persamaan  $\delta_s = 1 / (1 - (\sum P_u / 0.75 P_c))$ . Tabel 4.30 menunjukkan hasil evaluasi pembesaran momen pada kolom AS-2.

**Tabel 4.30 Evaluasi Faktor Pembesaran Momen Kolom Langsing**

Lantai	Kolom	Pc (kN)	Pu (kN)	$\sum P_c$ (kN)	$\sum P_u$ (kN)	$\delta_s$ -hitung	$\delta_s$ -pakai
1	C23	61241,10	4714,80	260260,6	19204,38	1,11	1,11
	C26	68889,21	4900,49				
	C29	68889,21	4887,39				
	C32	61241,10	4701,70				
2	C23	18281,89	4216,55	97580,9	17178,82	1,31	1,31
	C26	30508,57	4385,96				
	C29	30508,57	4372,86				
	C32	18281,89	4203,45				
3	C23	17788,48	3718,51	95311,8	15180,71	1,27	1,27
	C26	29867,42	3884,95				
	C29	29867,42	3871,85				
	C32	17788,48	3705,41				

4	C23	17788,48	3220,47	95311,8	13182,59	1,23	1,23
	C26	29867,42	3383,93				
	C29	29867,42	3370,83				
	C32	17788,48	3207,37				
5	C23	17788,48	2722,42	95311,8	11184,48	1,19	1,19
	C26	29867,42	2882,92				
	C29	29867,42	2869,82				
	C32	17788,48	2709,32				
6	C23	12658,25	2211,42	69091,8	9134,53	1,21	1,21
	C26	21887,65	2368,94				
	C29	21887,65	2355,84				
	C32	12658,25	2198,32				
7	C23	14413,78	1730,87	83635,7	7173,99	1,13	1,13
	C26	27404,06	1869,23				
	C29	27404,06	1856,13				
	C32	14413,78	1717,77				
8	C23	14413,78	1250,31	72602,9	5239,65	1,11	1,11
	C26	21887,65	1369,51				
	C29	21887,65	1369,51				
	C32	14413,78	1250,31				
9	C23	14413,78	782,85	72602,9	3277,69	1,06	1,06
	C26	21887,65	855,99				
	C29	21887,65	855,99				
	C32	14413,78	782,85				
10	C23	158461,1	342,36	0,69	0,69	0,69	1,000
	C26	170523,4	356,18	0,70	0,70	0,70	1,000
	C29	170523,4	356,18	0,70	0,70	0,70	1,000
	C32	158461,1	342,36	0,69	0,69	0,69	1,000

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 5

**Tabel 4.31 Evaluasi Momen Ujung Kolom**

Lantai	Kolom	M <sub>1ns</sub>	M <sub>2ns</sub>	M <sub>1s</sub>	M <sub>2s</sub>	M1 (kN-m)	M2 (kN-m)
1	C26	-0,03	0,26	-151,02	1573,50	-167,53	1745,46
2	C26	-1,37	2,33	358,29	1061,39	466,82	1389,27
3	C26	-4,18	5,57	-519,89	953,15	-664,24	1215,71
4	C26	-5,74	7,74	-587,58	791,56	-726,18	978,28
5	C26	-8,28	10,63	-656,57	723,86	-786,63	868,75
6	C26	-7,19	9,25	-654,87	670,15	-802,21	822,81
7	C26	-8,56	12,20	-640,30	744,74	-731,55	853,11
8	C26	-9,54	13,74	-565,71	734,75	-635,48	812,98
9	C26	-8,97	14,21	-378,73	807,73	-411,96	859,46
10	C26	-16,63	17,90	-201,09	803,34	-	803,34

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 5

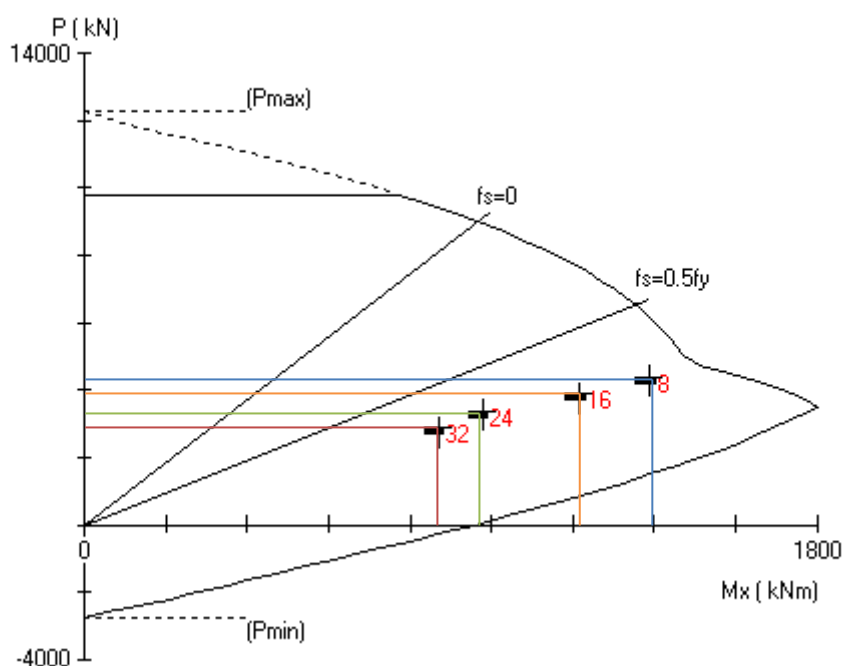
#### 4.19.1.6 Perhitungan Tulangan Memanjang Kolom

Perhitungan tulangan memanjang kolom dibantu dengan *software* spColumn dengan menginput besarnya beban Pu (gaya normal) pada satu kolom beserta besarnya momen terbesar hasil perhitungan momen ujung kolom.

**Tabel 4.32 Evaluasi Jumlah Tulangan Kolom dengan SpColumn**

Lantai	Kolom	Pu (kN)	Mu (kN-m)	$\rho$ (%)	As-tot	As-pakai	n (batang)
1	C26	4900,49	1745	2,138	13680	380,13	36
2	C26	4385,96	1389	1,188	7600	380,13	20
3	C26	3884,95	1216	1,188	7600	380,13	20
4	C26	3383,93	978	1,188	7600	380,13	20
5	C26	2882,92	869	1,188	7600	380,13	20
6	C26	2368,94	823	1,551	7600	380,13	20
7	C26	1869,23	853	1,551	7600	380,13	20
8	C26	1369,51	813	1,551	7600	380,13	20
9	C26	855,99	859	1,551	7600	380,13	20
10	C26	356,18	803	1,551	7600	380,13	20

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 5



**Gambar 4.29 Diagram Interaksi sp-Column Lt 1-5**

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan SpColumn Lampiran 5

Gambar 4.29 menunjukkan kemampuan pikul dari kolom C26 dengan jumlah tulangan 20 $\phi$ 22 pada lantai 2-5. Berdasarkan gambar tersebut dapat disimpulkan bahwa dimensi kolom yaitu 80x80 dan 70x70 dengan jumlah tulangan 36 $\phi$ 22 dan 20 $\phi$ 22 telah mampu memikul gaya aksial dan lentur yang terjadi pada kolom tersebut.

#### 4.19.2 Tulangan Geser Kolom

Penulangan geser kolom dilakukan pada dua kondisi yaitu pada daerah lo dan luar daerah lo. Pada daerah lo kuat geser penampang akibat beton dapat diabaikan bila memenuhi dua ketentuan yaitu bila nilai gaya geser desain lebih besar dari setengah kuat geser yang terjadi disepanjang daerah lo dan apabila nilai Pu kurang dari 0.1x Agx fc.



Gaya geser desain ( $V_e$ ) diperoleh dari momen pada diagram interaksi yang merupakan momen ultimit akibat dimensi kolom dan jumlah tulangan. Momen yang diperoleh merupakan momen ultimit sehingga perlu dibagi faktor reduksi sehingga diperoleh momen nominal. Dari momen nominal tersebut dihitung gaya geser desain menggunakan persamaan  $V_e = M_{pr (top)} + M_{pr (bottom)} / L_n$ . Berdasarkan plot nilai  $P_u$  maka di dapat nilai  $M_u$  berdasarkan hasil tabel 4.33 dan 4.34.

**Tabel 4.33 Nilai Momen Nominal Untuk Setiap Kondisi Beban P**

No	$P_u$ (kN)	$M_u$ (kN-m)	$\phi$	$P_n$ (kN)	$M_n$ (kN-m)
1	4839,05	1848,58	0,65	7444,69	2843,97
2	4900,49	1833,29	0,65	7539,22	2820,45
3	4706,44	1894,49	0,65	7240,68	2914,60
4	4767,88	1870,24	0,65	7335,20	2877,29

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 5

**Tabel 4.34 Mpr dan  $V_e$  Dari Setiap Kondisi Beban P**

No	$P_n$ (kN)	$M_n$ (kN-m)	$M_{pr}$ (kN-m)	$L_n$ (m)	$V_e$ (kN)
1	7444,69	2854,75	3568,44	3,40	2099,08
2	7539,22	2818,35	3522,94	3,40	2072,32
3	7240,68	2919,40	3649,25	3,40	2146,62
4	7335,20	2889,52	3611,90	3,40	2124,65

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 5

Berdasarkan tabel diatas gaya geser yang diperoleh merupakan kontribusi dari semua gaya gempa yang terjadi pada kolom tersebut sehingga diperoleh gaya geser maksimum. Gaya geser tersebut kemudian dievaluasi terhadap ada tidaknya kontribusi kuat geser oleh penampang beton ( $V_c$ ). Tabel 4.35 menunjukkan evaluasi kontribusi nilai kuat geser beton.

**Tabel 4.35 Evaluasi Ada Tidaknya Kontribusi  $V_c$**

No	$P_u$ (kN)	$V_e$ (kN)	$V_u$ (kN)	$0.5xV_u$ (kN)	$0.1 f_c' Ag$ (kN)	Syarat 1 $V_e > 0,5 V_u$	Syarat 2 $P_u < 0,1 f_c' Ag$
1	4839,05	2099,08	161,6548	80,8274	1920,00	Memenuhi	Tdk Memenuhi
2	4900,49	2072,32				Memenuhi	Tdk Memenuhi
3	4706,44	2146,62				Memenuhi	Tdk Memenuhi
4	4767,88	2124,65				Memenuhi	Tdk Memenuhi

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 5

Tabel diatas menunjukkan bahwa gaya geser yang memenuhi syarat kontribusi nilai  $V_c$  adalah beban ketiga. Sehingga beban tersebut perlu dikurangi nilai  $V_c$  besarnya nilai  $V_c$  ditentukan dengan persamaan  $V_c = 0.17 \times (1 \pm N_u/14Ag) \lambda \cdot f_c \cdot b \cdot d$ . Tabel 4.36 menunjukkan gaya geser desain pada kolom tinjau C26 lantai 2.

**Tabel 4.36 Gaya Geser Desain Untuk Setiap P**

No	M <sub>pr</sub> (kN-m)	V <sub>e</sub> (kN)	V <sub>c</sub> (kN)	V (kN)
1	3568,44	2099,08	559,02	1540,06
2	3522,94	2072,32	559,02	1513,29
3	3649,25	2146,62	559,02	1587,59
4	3611,90	2124,65	559,02	1565,63

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 5

Berdasarkan tabel 4.36 diatas diperoleh gaya geser desain pada daerah lo sebesar 1587,59 kN yang merupakan beban maksimum yang bekerja pada kolom C26, sedangkan pada daerah luar lo gaya geser diperoleh dari gaya geser pada daerah lo dikurang dengan gaya geser yang disumbangkan oleh beton.

#### 4.19.2.1 Penulangan Geser Kolom Daerah lo

##### 1. Lokasi Daerah lo

Panjang daerah lo tidak boleh kurang dari tinggi kolom seperenam (1/6) bentang bersih komponen struktur dan tidak boleh kurang dari 450 mm. Berikut merupakan perhitungan lokasi tulangan geser pada kolom C26 lantai 2 di daerah lo :

$$l_o = b_c = h_c = 800 \text{ mm}$$

$$l_o = 1/6 \times L_n = 1/16 \times 3000 = 500 \text{ mm}$$

$$l_o = 450 \text{ mm}$$

$$l_o \text{ pakai} = 800 \text{ mm}$$

##### 2. Desain Tulangan Geser

- Gaya geser nominal desain

$$V_s = V_{maks} = 1587,59 \text{ kN} = 1587593,64 \text{ N}$$

- Jarak tulangan maksimum

$$s = d/4 = 750/4 = 188 \approx 100 \text{ mm}$$

- Luas Tulangan Geser

$$\begin{aligned} A_{v-1} &= (V_s \times s) / (f_y \times d) \\ &= (1587593,64 \times 100) / (420 \times 750) \\ &= 504,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v-2} &= 0,3 \times (s \times b_c \times f_c') / f_{yt} \times ((A_g / A_{ch}) - 1) \\ &= 0,3 \times ((100 \times 800 \times 30) / 420) \times (((800 \times 800) / (700 \times 700)) - 1) \\ &= 524,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v-3} &= 0,09 \times ((s \times b_c \times f_c') / f_{yt}) \\ &= 0,09 \times ((100 \times 800 \times 30) / 420) \\ &= 514,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{v\text{-pakai}} = 524,78 \text{ mm}^2$$

$$A_{vt} (D13) = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

$$= 132,73 \text{ mm}^2$$

- Jumlah kaki sengkang (n)

$$n = A_v / A_{vt}$$

$$= 524,78 / 132,73$$

$$= 3,95 \approx 4 \text{ kaki}$$

#### 4.19.2.2 Penulangan Geser Kolom Luar Daerah lo

1. Jarak sengkang

Spasi tulangan sengkang maksimum yang digunakan pada daerah luar lo adalah yang terkecil antara :

$$6 \text{ kali diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

Berdasarkan syarat diatas dipakai jarak tulangan sebesar = 100 mm

2. Luas Tulangan Geser

Luas tulangan geser dihitung dengan persamaan  $A_v = (V_s \times s) / (f_y \times d)$

$$A_{v-1} = (V_s \times s) / (f_y \times d)$$

$$= (1587593,64 \times 100) / (420 \times 750)$$

$$= 504,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{vt} (D13) = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

$$= 132,73 \text{ mm}^2$$

3. Jumlah kaki sengkang (n)

$$n = A_v / A_{vt}$$

$$= 504,00 / 132,73$$

$$= 3,80$$

$$\approx 4 \text{ kaki}$$

**Tabel 4.37 Tulangan Memanjang dan Geser AS-2 C23**

Lantai	Kolom	Tulangan Memanjang	Tulangan Transversal	
			Daerah lo	Luar lo
10	C23	20φ22	4φ13-100	3φ13-100
9	C23	20φ22	4φ13-100	3φ13-100
8	C23	20φ22	4φ13-100	4φ13-100
7	C23	20φ22	4φ13-100	3φ13-100
6	C23	20φ22	4φ13-100	3φ13-100
5	C23	20φ22	4φ13-100	3φ13-100
4	C23	20φ22	5φ13-100	3φ13-100

3	C23	20 $\phi$ 22	5 $\phi$ 13-100	3 $\phi$ 13-100
2	C23	20 $\phi$ 22	4 $\phi$ 13-100	3 $\phi$ 13-100
1	C23	20 $\phi$ 22	4 $\phi$ 13-100	3 $\phi$ 13-100

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 5

**Tabel 4.38 Tulangan Memanjang dan Geser AS-2 C26**

Lantai	Kolom	Tulangan Memanjang	Tulangan Transversal	
			Daerah lo	Luar lo
10	C26	20 $\phi$ 22	4 $\phi$ 13-100	3 $\phi$ 13-100
9	C26	20 $\phi$ 22	4 $\phi$ 13-100	3 $\phi$ 13-100
8	C26	20 $\phi$ 22	4 $\phi$ 13-100	4 $\phi$ 13-100
7	C26	20 $\phi$ 22	4 $\phi$ 13-100	3 $\phi$ 13-100
6	C26	20 $\phi$ 22	4 $\phi$ 13-100	4 $\phi$ 13-100
5	C26	20 $\phi$ 22	4 $\phi$ 13-100	4 $\phi$ 13-100
4	C26	20 $\phi$ 22	5 $\phi$ 13-100	5 $\phi$ 13-100
3	C26	20 $\phi$ 22	5 $\phi$ 13-100	5 $\phi$ 13-100
2	C26	20 $\phi$ 22	4 $\phi$ 13-100	4 $\phi$ 13-100
1	C26	36 $\phi$ 22	4 $\phi$ 13-100	4 $\phi$ 13-100

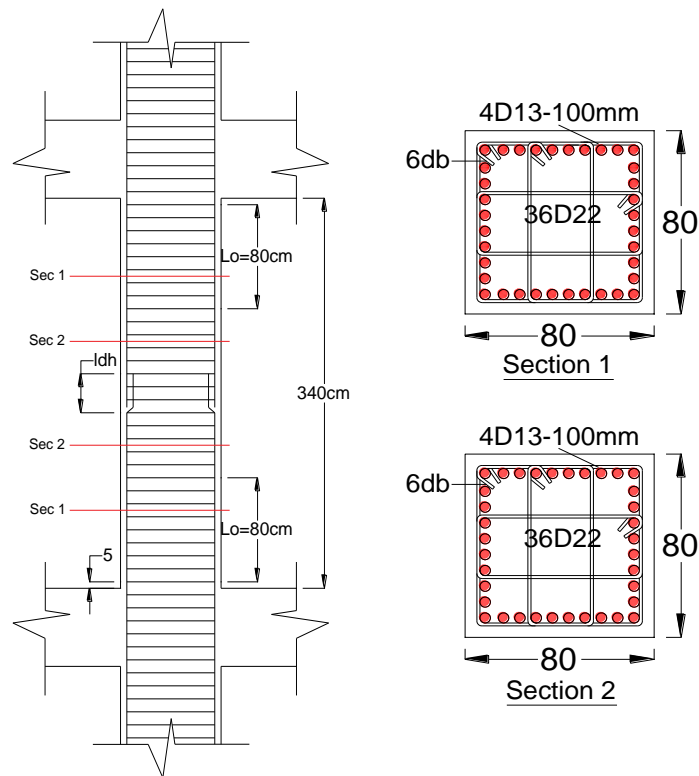
Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 5

**Tabel 4.39 Rekapitulasi Tipe Tulangan Kolom Memanjang dan Geser**

Tipe	Dimensi (mm)	Tulangan Memanjang	Tulangan Geser
TP-1	80x80	36D22	4D13-100
TP-2	80x80	32D22	4D13-100
TP-3	80x80	28D25	5D13-100
TP-4	80x80	24D22	5D13-100
TP-5	80x80	20D22	5D13-100
TP-6	80x80	24D22	4D13-100
TP-7	80x80	20D22	4D13-100
TP-8	70x70	20D22	4D13-100
TP-9	70x70	16D22	4D13-100
TP-10	70x70	16D22	3D13-100

Sumber : Hasil Perhitungan Lampiran 6

Dari tabel 4.37 dan tabel 4.38 menunjukkan jumlah tulangan memanjang pada tengah frame akan lebih besar dibandingkan dengan daerah ujung-ujung frame. Sedangkan, untuk tulangan transversal/geser tidak memiliki perbedaan terlalu besar.



Gambar 4.30 Hasil Desain Tulangan Kolom Tipe C26, Lantai 1 Frame As-2

#### 4.19.3 Evaluasi Hubungan Balok Kolom

Evaluasi ini untuk menentukan kemampuan kuat geser *joint* dalam memikul gaya geser pada daerah hubungan balok dan kolom.

1. Data : - Joint = J30 Lantai 1
  - $b \times h = 400 \times 600 \text{ mm}$
  - $d = h - 50 = 550 \text{ mm}$
  - $A_s = 8D22 = 3041,06 \text{ mm}^2$
  - $A_s' = 6D22 = 2280,80 \text{ mm}^2$
  - $h_1 = 4000 \text{ mm} = 4 \text{ m}$
  - $h_2 = 3600 \text{ mm} = 3,6 \text{ m}$
2. Menghitung Momen Probable Balok (Mpr)

▪ Untuk Mpr-

$$T_1 = 1,25 \times f_y \times A_s = 1,25 \times 400 \times 3041,06$$

$$= 1520530,84 \text{ N} = 1520,53 \text{ kN}$$

$$a = T_1 / (0,85 \times f_c' \times b) = 1520530,84 / (0,85 \times 30 \times 400) = 149 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = T_1(d - a/2) = 1520530,84 (550 - 149/2)$$

$$= 722957942 \text{ Nmm} = 722,96 \text{ kNm}$$

- Untuk  $M_{pr+}$

$$T_2 = 1,25 \times f_y \times A_s' = 1,25 \times 400 \times 2280,80 = 1140398,13 \text{ N} = 1140,39 \text{ kN}$$

$$a = T_2 / (0,85 \times f_c' \times b) = 1140398,13 / (0,85 \times 30 \times 400) = 112 \text{ mm}$$

$$M_{pr+} = T_2(d - a/2) = 1140398,13 (550 - 112/2)$$

$$= 563468586 \text{ Nmm} = 563,47 \text{ kNm}$$

$$V_{kolom} = \frac{M_{pr+}}{h_1/2} + \frac{M_{pr-}}{h_2/2} = \frac{563,47}{4/2} + \frac{722,96}{3,6/2}$$

$$= 338,53 \text{ kN}$$

3. Menghitung Gaya geser terfaktor yang timbul pada hubungan balok-kolom :

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{kolom}$$

$$= 1520,53 + 1140,39 - 338,53 = 2322,40 \text{ kN}$$

4. Menentukan kuat geser nominal pada hubungan balok-kolom :

$$V_n = 1,7 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j = 1,7 \times \sqrt{30} \times (800 \times 800) = 5959221,43 \text{ N} = 5959,22 \text{ kN}$$

5. Evaluasi Kuat Geser Nominal Penampang terhadap gaya geser yang ditimbulkan :

$$\phi V_n = 0,8 \times 5959,22$$

$$\phi V_n = 4767,38 \text{ kN} > V_u = 2322,40 \text{ kN}$$

Jadi, kuat geser yang ditimbulkan penampang sudah mampu memikul gaya geser yang dihasilkan penampang pada hubungan balok-kolom.

## 4.20 Analisa *Pushover* Dengan ETABS

### 4.20.1 Umum

Analisa *pushover* pada bangunan dievaluasi ulang untuk mengetahui pola respon in-elastis terhadap perilaku struktur dengan program ETABS 2016

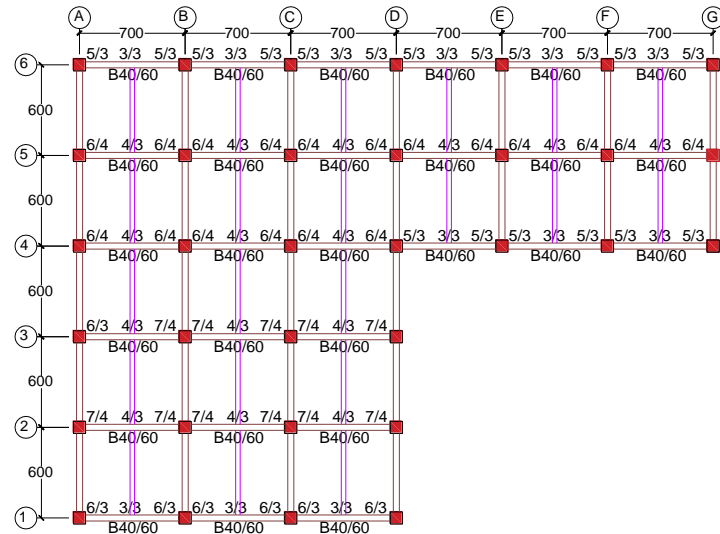
Sebelum proses *running* akan dilakukan tahap *input* data tulangan memanjang balok, serta tulangan memanjang dan geser pada kolom sesuai hasil desain kapasitas. Kemudian dilakukan permodelan sendi plastis dan pendefinisian pola beban dorong yang terdiri dari beban gravitasi dan dilanjutkan dengan beban lateral.

### 4.20.2 Proses Analisis Dengan ETABS

1. Tulangan balok dan kolom di *input* sesuai hasil desain sebagai berikut :

- a. Tulangan balok

Tulangan balok hasil desain kapasitas di *input* ke dalam program ETABS sesuai penampang balok yang ditentukan. Tulangan pada daerah tumpuan dikategorikan dalam tiga belas (13) tipe akan diinput berdasarkan tiap tingkat.



**Gambar 4.31 Denah Tipe Tulangan Memanjang D22**  
 Sumber : Analisis Perhitungan lampiran 4

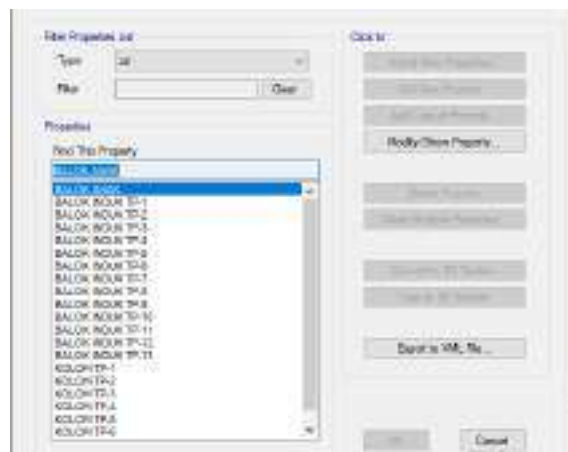
b. Tulangan Kolom

Hasil desain kapasitas tulangan kolom juga akan diinput ke dalam program ETABS. Prosedur pengisian jumlah tulangan kolom harus dilakukan secara detail yakni, diameter tulangan memanjang, diameter tulangan sengkang, jumlah tulangan kaki sengkang serta jarak tulangan sengkang. Pada prosedur ini tipe tulangan kolom yang diperoleh terdiri dari sepuluh (10) tipe tulangan kolom. Dari masing-masing tipe tersebut akan di *input* berdasarkan *layout* pada pola pengelompokan tulangan kolom yang telah diperoleh sebelumnya.

2. Input Masing-Masing Tipe Tulangan Balok dan Kolom Pada ETABS

Prosedur untuk menentukan tipe tulangan kolom ditentukan berdasarkan *layout* tipe tulangan seluruhnya pada tabel 4.27 balok dan 4.39 kolom. Berikut pada balok dan kolom luasan tulangan akan di *input* seperti pada gambar 4.32 dan 4.33 di bawah ini.

a. Prosedur menentukan tipe tulangan pada balok



**Gambar 4.32 Pengelompokan Tipe Tulangan Balok**

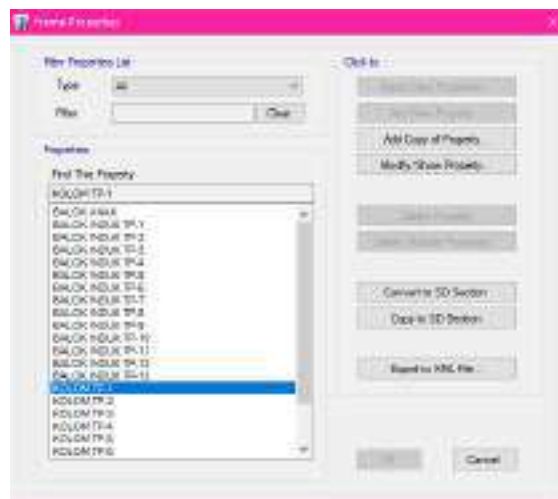
Untuk menentukan tipe pada balok dan kolom pilih salah satu tipe tulangan klik *Modify/Show Property, Modify/show Rebar* akan muncul *layout* berikut.



**Gambar 4.33 Penentuan Tipe Tulangan Balok**

Pada prosedur ini tulangan balok M3 *Design Only Beam*, (*Top Bars at-I End* dan *Top Bars at-J End*) untuk jumlah tulangan atas balok, dan (*Bottom Bars at-I End* dan *Bottom Bars at-J End*) untuk tulangan bawah balok. Nilai yang di *input*, hasil dari jumlah tulangan dikalikan dengan diameter tulangan memanjang. Kemudian *input* tebal selimut pada (*Tob bars* dan *Bottom bars*), nilai tebal selimut berdasarkan SNI Beton 03-2847-2013 yang dijumlahkan di sengkang ditambah  $1/2d$  tulangan memanjang balok. Prosedur ini dilakukan sesuai dengan tipe tulangan dari setiap balok dengan masing-masing lantai yang berbeda.

b. Prosedur menentukan tipe tulangan pada kolom



**Gambar 4.34 Penentuan Tipe Tulangan Kolom**

Untuk menentukan tipe pada kolom perlu dipilih salah satu tipe tulangan yang dituju klik *Modify/Show Property, Modify/show Rebar* akan muncul *layout* seperti pada gambar 4.35.



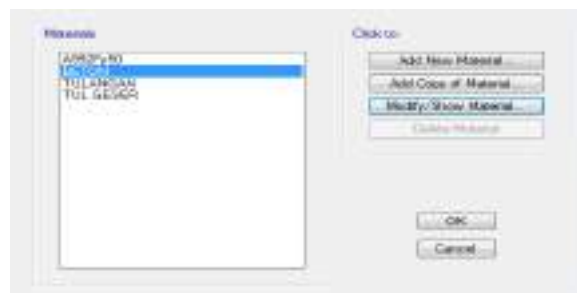


**Gambar 4.35 Penentuan Tipe Tulangan Sengkang Kolom**

Pada prosedur ini tulangan kolom PM2-M3 *Design Column, Rectangular, Ties*, tebal selimut beton (*Clear Cover for Confinement Bars*). Masukkan jumlah tulangan kolom pada (*Number Of Longitudinal Bars Along 3-dir face*) dan (*Number Of Longitudinal Bars Along 2-dir face*), pada tipe ini jumlah tulangan pada kolom No.26 lantai 1 sebanyak 36 batang lihat tabel 4.38. Pilih di tulangan memanjang kolom (*Longitudinal Bar Size And Area* dan *Corner Bar Size Dan Area*), diameter tulangan memanjang di *input* berdasarkan diameter tulangan yang di tentukan. Di tulangan geser (*Confinement Bar Size And Area*). Untuk jarak sengkang (*Longitudinal Bar Spacing Of Confinement Bars (Along 1-Axis)*). Untuk kaki sengkang daerah  $L_o$  (*Number Of Confinement Bars in- 3 dir*) dan luar  $L_o$  (*Number Of Confinement Bars in- 2 dir*).

### 3. Penentuan material non-linear data

Pada pemilihan material dipilih penentuan material *non-linear* data dengan ditentukan mutu beton di mana struktur gedung menerima beban gempa pada tingkat kondisi tertentu yang akan terjadi sendi plastis balok dan kolom (*hyteresis tipe takeda*), (*parametic mander*) proses ini dilakukan untuk melihat tegangan pada balok dan kolom berdasarkan kurva *show stress strain*.



General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Code:

Material Notes:

---

Material Weight and Mass

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

---

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E:

Coefficient of Thermal Expansion,  $\alpha$ :

---

Advanced Material Property Data

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

---

Material Model Parameters

Hysteresis Type:

Drucker-Prager Friction Angle:    Parametric  User Defined

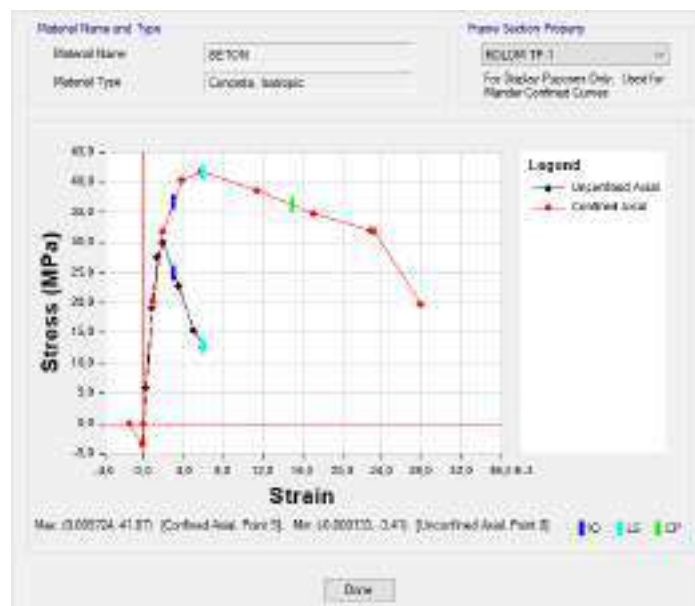
---

Parametric Strain Data

Strain at Unconfined Compressive Strength,  $\epsilon_c$ :

Ultimate Unconfined Strain Capacity:

Triax Compression Strain Multiplier on  $\epsilon_c$ :



Gambar 4.36 Pemodelan Tegangan Regangan

#### 4. Pola penentuan sendi plastis pada balok dan kolom

Pada tingkat/kondisi tertentu struktur gedung apabila menerima beban gempa, pada balok maupun kolom dapat muncul sendi plastis (*hinge*). Sendi plastis merupakan bentuk ketidakmampuan elemen struktur (balok dan kolom) menahan gaya dalam. Perencanaan suatu bangunan harus didasari pada konsep desain kolom kuat balok lemah. Sehingga apabila terjadi kerusakan struktur, maka yang direncanakan dapat terjadi runtuh terlebih dahulu ialah pada balok. Apabila bagian kolom yang mengalami keruntuhan terlebih dahulu, maka struktur dipastikan langsung hancur dan permodelan tersebut perlu ditinjau ulang.

Dengan pertimbangan bahwa elemen kolom memiliki hubungan gaya aksial dan momen (diagram interaksi P-M) yang juga diasumsikan terjadi pada ujung-ujung kolom maka dalam studi ini kolom menggunakan tipe *Default P-M2-M3*. Pemodelan sendi plastis pada elemen balok menggunakan tipe sendi *default-M3* pada *Degree of Freedom* di *Auto Hinge Assignment Data*.



Gambar 4.37 Pemodelan Sendi Plastis Balok



Gambar 4.38 Pemodelan Sendi Plastik Kolom

#### 4.20.3 Definisi Kasus Beban Statik Non-Linear (*Nonlinear Static Load Case*)

Metode yang digunakan pada analisis *Non-Linear Static Pushover* ini adalah dengan memberikan beban statik pada pola tertentu dalam arah lateral yang ditingkatkan secara bertahap. Penambahan beban statis akan dihentikan sampai struktur tersebut telah mencapai atau mendekati nilai target *displacement* tertentu atau mencapai pola keruntuhan tertentu. Pada *static pushover case* dibuat dua macam kondisi pembebanan, dimana yang pertama adalah akibat pada beban gravitasi dan yang kedua adalah akibat beban lateral.

#### 4.20.4 Pola Beban Gravitasi

Dalam studi ini, beban gravitasi yang digunakan adalah beban mati dengan koefisien pembebanan 1,0 dan beban hidup dengan koefisien pembebanan 0,3. Pada *static pushover case* dipilih *push to load level defined by pattern*, karena beban gravitasi yang akan bekerja sudah diketahui melalui perhitungan. Pada penelitian ini *pushover case* untuk beban gravitasi diberi nama Gravitasi. Efek *nonlinear* geometri dan material struktur tidak diberikan melalui Efek  $P-\Delta$  dan hubungan antara momen rotasi dari

penampang elemen struktur yang dimasukkan. Karena pada tahap pembebanan gravitasi tidak diinginkan terjadinya keruntuhan elemen struktur, maka pada opsi di pilih *Zero initial conditions start from unstressed state* agar dapat diketahui terlebih dahulu apakah terjadi keruntuhan lokal pada struktur. Contoh masukan *pushover case* untuk beban gravitasi dapat dilihat pada gambar 4.39.



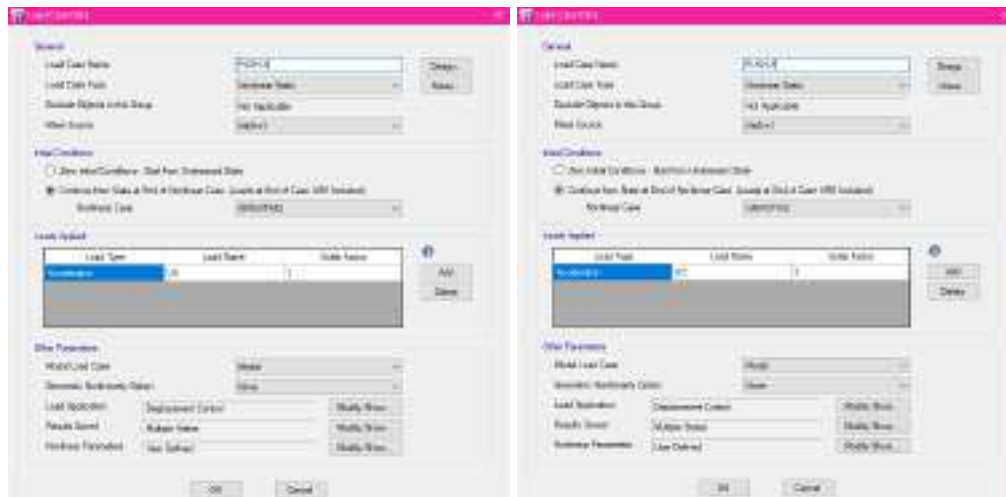
Gambar 4.39 Penentuan Load Case Data Gravitasi

#### 4.20.5 Pembebanan Akibat Beban Lateral

Pembebanan selanjutnya dilakukan menggunakan beban lateral dengan *scale factor* 1. Pada pembebanan digunakan *push to displacement magnitude* yang artinya analisis *static nonlinear pushover* dilanjutkan hingga *target displacement* dapat tercapai. Pola pembebanan yang dilakukan secara berangsur-angsur adalah pola beban proporsional berdasarkan bentuk ragam (*Pushover Case*). Hal ini dikarenakan respon bangunan sederhana umumnya didominasi oleh respon ragam yang kedua, sehingga pola distribusi gaya lateral yang digunakan mengasumsikan mengikuti pola distribusi berdasarkan bentuk *pushover case*.

Pada prosedur ini pembebanan akibat beban lateral menggunakan *continues from state at end of nonlinear case* dengan kasus *nonlinear case* yang dipilih adalah gravitasi, yang menyatakan bahwa aplikasi beban lateral akan dilanjutkan dari kasus beban statik non-linear sebelumnya yaitu beban gravitasi. Beban gempa yang diaplikasikan bekerja 100% dalam masing-masing arah dengan demikian faktor skala pada masing-masing pembebanan adalah 1, yang disesuaikan dengan masing-masing arah pembebanan.

Masing-masing pola pembebanan lateral diaplikasikan menggunakan *displacement control* dengan besarnya perpindahan awal pada lantai atap yang ingin dicapai 4% dari tinggi total bangunan (berdasarkan *default* bangunan), dengan join yang akan dibaca besarnya peralihannya adalah join 1 pada lantai atap. Pendefinisian *nonlinear static load case* dapat dilihat pada gambar berikut.



(a)

Beban Lateral (Push-X)

(b)

Beban Lateral (Push-Y)

**Gambar 4.40 Pushover Case-X dan Case-Y**

#### 4.20.6 Prosedur *Running*

Prosedur *running* pada *pushover* dilakukan setelah beban gempa dan beban lateral sudah diinput sesuai dengan prosedur pada aplikasi ETABS 2016. Contoh *input* beban gempa dan beban lateral pada prosedur *running* gambar 4.41



**Gambar 4.41 Prosedur *Running* Beban Graftasi dan Beban Lateral**

#### 4.21 Peninjauan Respons In-Elastis

Dari hasil analisis diperoleh respons struktur yang digunakan sebagai kriteria

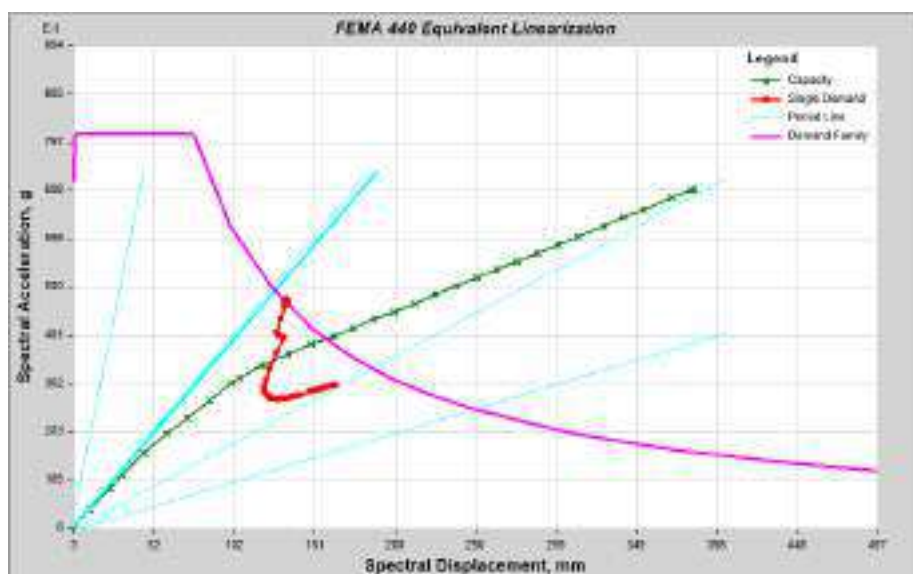
untuk mengetahui kinerja bangunan. Beberapa parameter yang diteliti untuk mengetahui kinerja bangunan pada kondisi in-elastis diantaranya : titik kinerja (*performance point*), tingkat kinerja (*performance level*), simpangan antar lantai tingkat (*inter story drift*), serta mekanisme dan distribusi sendi plastis.

#### 4.21.1 Titik Kinerja *Performance Point*

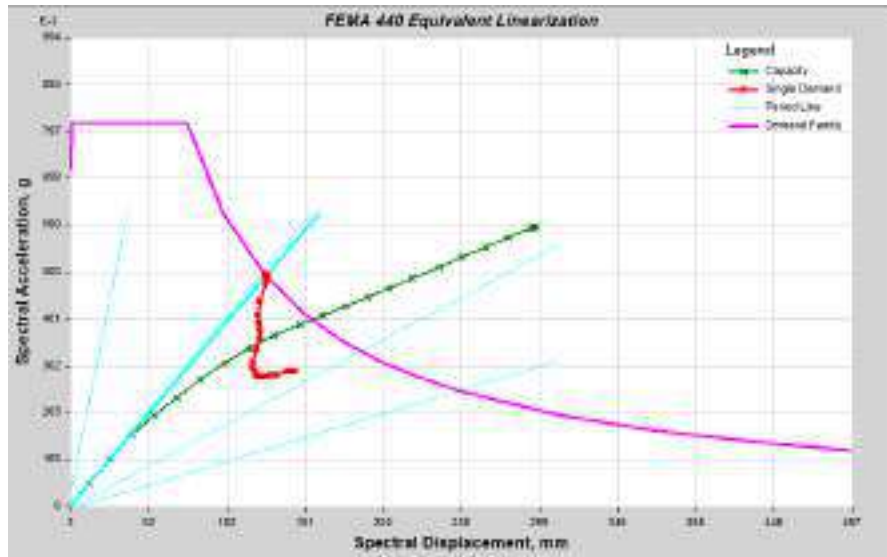
Titik kinerja (*performance point*) pada analisa akan diperoleh dari program ETABS yang telah di built-in secara otomatis dengan menggunakan metode *ekuivalent linearization* FEMA 440. Nilai *performance point* di tentukan dari hasil perpotongan antara *single demand* dan kurva kapasitas dari struktur yang telah dimodifikasi dalam format ADRS.

Titik kinerja akan menghasilkan nilai gaya geser dasar dan perpindahan dari lantai atap. Nilai gaya geser dasar tersebut merupakan nilai gaya geser maksimum yang mampu dipikul oleh struktur bangunan yang direncanakan, sementara besarnya perpindahan lantai atap, merupakan nilai perpindahan maksimum yang direncanakan dapat dicapai ketika struktur dikenai beban gempa.

*Performance point* dapat diketahui pada struktur yang diakibatkan gempa, maka di *input* data berupa nilai koefisien gempa  $S_s$  dan  $S_d$ , nilai didapat dari kurva spektrum gempa rencana untuk wilayah Maumere dengan kelas situs SD, diperoleh nilai  $S_s = 1,2$  dan  $S_d = 0,5$ . berdasarkan prosedur nilai *performance point* dapat dilihat pada gambar 4.42 dan gambar 4.43



Gambar 4.42 Kurva Performance Point Arah-X (Akibat Push-X)



Gambar 4.43 Kurva *Performance Point* Arah-Y (Akibat Push-Y)

Tabel 4.40 Titik Kinerja (*Performance Point*)

Load Case	Performance Point		Gaya Geser Dasar (kN)	Roof Displacement (mm)
	Sa	Sd		
PUSH-X	0,472524	133,176	23419,2004	156,625
PUSH-Y	0,492736	126,504	24406,9186	130,808

Sumber : Analisa Perhitungan Lampiran 6 Tabel L6.3

#### 4.21.2 *Performance Level*

Pada *Performance level* batas kerusakan digambarkan pada struktur dengan beban gempa yang ada. Batasan kerusakan ini dideskripsikan dari kerusakan fisik yang terjadi pada struktur, ancaman kehilangan nyawa bagi pengguna akibat kerusakan yang terjadi, dan kemampuan struktur dalam memikul beban pasca gempa yang terjadi. Adapun beberapa kerusakan tingkat yang bersifat struktural pada bangunan yang masih bisa diterima sebagai berikut:

Tabel 4.41 Tingkat Kinerja (*Performance Level*)

Load Case	Roof Displacement (mm)	Drift Ratio (mm)	<i>Performance Level</i> (mm)
		$\Delta_{roof}/H$	
PUSH-X	156,625	0,0043	<i>Immediate Occupancy</i>
PUSH-Y	130,808	0,0036	<i>Immediate Occupancy</i>

Sumber : Analisa Perhitungan Lampiran 6 Tabel L6.4

Status *performance level* di atas menunjukkan pada saat nilai struktur mencapai nilai perpindahan pada *performance point*, pola sendi plastis pada kolom langsung secara bersamaan dengan balok pada level satu (*Immediate Occupancy*). Pada level beban gempa bangunan telah melewati sendi plastis level pertama dan pada level kedua bangunan sudah mengalami perpindahan dari lantai atap (IO), hal ini menunjukkan bahwa ketika bangunan mengalami beban gempa, struktur bangunan tidak mengalami



keruntuhan dan hanya butuh perbaikan kecil pada bangunan serta resiko korban jiwa terjadi pun sangat rendah.

#### 4.21.3 Simpangan Antar Tingkat (*Drift*)

Simpangan antar tingkat adalah selisih perpindahan aktual tingkat. SNI memberi batasan simpangan maksimum ( $\Delta_0$ ) sebesar  $(0.02 \times h_{sx})/\rho$ . Berdasarkan ketentuan SNI nilai drift mencapai nilai drift maksimum, dimana perpindahan lantai atap telah mencapai *performance point* berdasarkan beban yang ditinjau dalam bentuk ragam. Berikut nilai simpangan antar tingkat yang terjadi respon inelastis, pada saat terjadi pelelehan sendi plastis pertama pada bangunan hingga mencapai *performance point* dan saat mencapai nilai *drift maximum* dapat dilihat pada tabel berikut.

**Tabel 4.42 Pola Perpindahan Performance Point Arah-X (Step-11)**

Lantai	Perpindahan In-elastis (mm)	Story Drift $\Delta e$ (mm)	Story Drift Ijin ( $\Delta a$ )	Ket
10	151,631	3,35	55,38	OK
9	148,277	5,71	55,38	OK
8	142,564	8,79	55,38	OK
7	133,773	12,46	55,38	OK
6	121,309	16,61	55,38	OK
5	104,698	19,49	55,38	OK
4	85,209	22,32	55,38	OK
3	62,885	24,14	55,38	OK
2	38,749	23,13	55,38	OK
1	15,617	15,62	61,54	OK

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 6.2

Berdasarkan tabel 4.42 perpindahan diatas menunjukkan pada *performance point* arah-X (B-T) nilai perpindahan in elastis antar lantai masih memenuhi ketentuan SNI. Artinya sendi plastis yang terbentuk pada balok dan kolom masih belum berpengaruh secara signifikan dalam pergeseran struktur akibat gaya gempa yang diberikan.

**Tabel 4.43 Pola Perpindahan Performance Point Arah-Y (Step-9)**

Lantai	Perpindahan In-elastis (mm)	Story Drift $\Delta e$ (mm)	Story Drift Ijin ( $\Delta a$ )	Ket
10	134,349	2,62	55,38	OK
9	131,726	4,69	55,38	OK
8	127,040	7,56	55,38	OK
7	119,485	11,07	55,38	OK
6	108,415	14,88	55,38	OK
5	93,539	17,37	55,38	OK
4	76,173	19,95	55,38	OK
3	56,223	21,64	55,38	OK

2	34,579	20,75	55,38	OK
1	13,826	13,83	61,54	OK

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 6.3

Berdasarkan tabel 4.43 menunjukkan pola yang sama dengan arah-X, di mana nilai perpindahan in elastis *performance point* arah-Y (U-S) antar lantai masih memenuhi ketentuan SNI *drift* maksimum masih memenuhi ketentuan SNI. Namun besarnya nilai perpindahan lebih kecil jika dibandingkan dengan arah-X. Ini menunjukkan adanya perbedaan kuat struktur gedung pada arah-Y dalam menahan beban gempa lebih besar jika dibandingkan arah-X yang diakibatkan lebih besarnya coakan pada gedung.

**Tabel 4.44 Perpindahan Mencapai *Drift Max* Arah-X (Step-25)**

Lantai	Perpindahan In-elastis (mm)	Story Drift $\Delta e$ (mm)	Story Drift Ijin ( $\Delta a$ )	Ket
10	357,746	6,74	55,38	OK
9	351,007	12,16	55,38	OK
8	338,848	19,20	55,38	OK
7	319,644	26,88	55,38	OK
6	292,764	35,08	55,38	OK
5	257,682	41,04	55,38	OK
4	216,642	47,44	55,38	OK
3	169,202	53,50	55,38	OK
2	115,698	57,73	55,38	Tidak OK
1	57,965	57,97	61,54	OK

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 6.3

**Tabel 4.45 Perpindahan Mencapai *Drift Max* Arah-Y (Step-25)**

Lantai	Perpindahan In-elastis (mm)	Story Drift $\Delta e$ (mm)	Story Drift Ijin ( $\Delta a$ )	Ket
10	305,003	5,35	55,38	OK
9	299,657	10,13	55,38	OK
8	289,525	16,33	55,38	OK
7	273,195	23,10	55,38	OK
6	250,096	30,18	55,38	OK
5	219,915	35,10	55,38	OK
4	184,817	40,65	55,38	OK
3	144,169	45,83	55,38	OK
2	98,337	49,23	55,38	OK
1	49,107	49,11	61,54	OK

Sumber : Hasil Analisis Perhitungan Lampiran 6.3

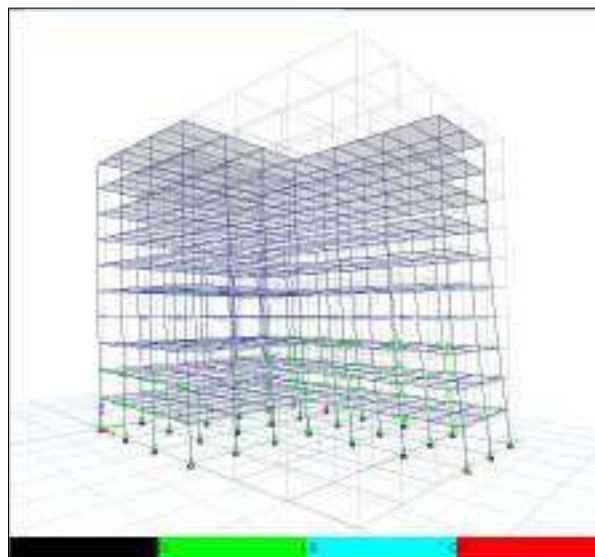
Berdasarkan tabel 4.44 menunjukkan pola perpindahan pada saat mencapai drift maximum arah-X dicapai pada saat step ke-25. Hal ini dikarenakan pada step ke-25 telah terjadi perpindahan in elastis antar lantai yang tidak memenuhi ketentuan SNI. Sedangkan, pada arah-Y dengan step yang sama yaitu step ke-25 belum mencapai atau

melewati batas *drift maximum* di mana nilai perpindahan in elastis masih berada di bawah ketentuan SNI. Jadi, ini menunjukkan adanya keterkaitan antara *performance point* dan *drift maximum* dalam menentukan nilai perpindahan lantai pada struktur gedung.

#### 4.21.4 Mekanisme Pembentukan Sendi Plastis

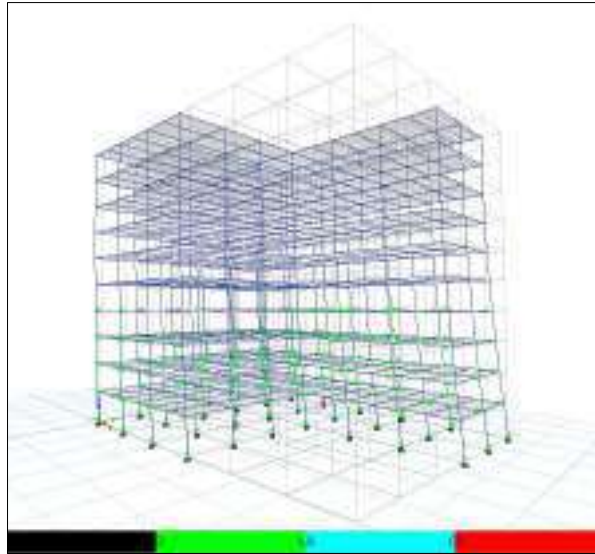
##### 4.21.4.1 Sendi Plastis Pada Arah (B-T)

Hasil analisa pushover menunjukkan pembentukan sendi plastis terjadi pada balok dan kolom, di mana pada arah-X dimulai pada kolom dan diikuti balok. Hal ini tidak menyebabkan kerusakan namun hanya pembacaan program ETABS terhadap kolom yang memikul momen tidak terlalu besar tapi sudah harus mengalami status *Collapse Prevention*. Pada step ke-11 (kesebelas) telah terjadi kondisi *performance point* yang digambarkan dengan munculnya sendi plastis di kolom dan diikuti pada sebagian balok dari lantai 1 sampai lantai 4.

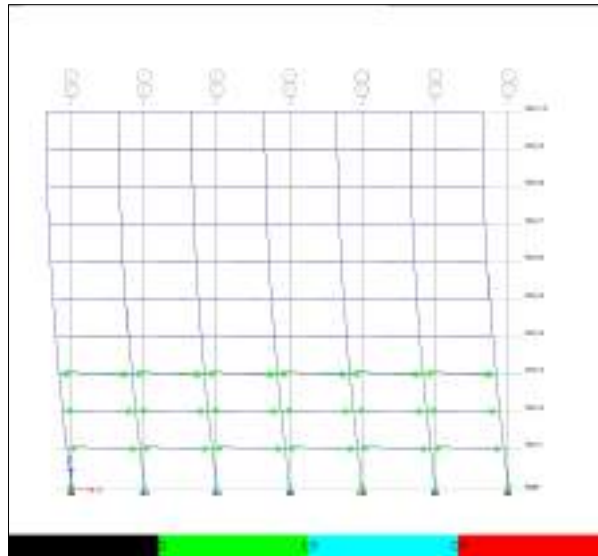


**Gambar 4.44 Distribusi Sendi Plastis Step-25 Arah-X**

Dari gambar 4.44 terlihat penyebaran sendi plastis masih dalam level *Immediate Occupancy*, dan jika ditingkatkan pada step ke-31 maka akan terjadi peningkatan level sendi plastis menjadi *Life Safety*. Level ini menunjukkan telah terjadi pengurangan kemampuan struktur dalam memikul beban walaupun kerusakan tidak terlalu berat namun diharapkan terjadi perbaikan pada struktur gedung. Hal ini dapat dilihat pada gambar 4.45, di mana Level *Life Safety* terjadi hanya pada bagian kolom tengah lantai dasar. Hal ini menunjukkan gaya torsi yang terjadi pada gedung sangat berpengaruh pada gaya yang diterima kolom.



**Gambar 4.45 Distribusi Sendi Plastis Step-31 Arah-X**

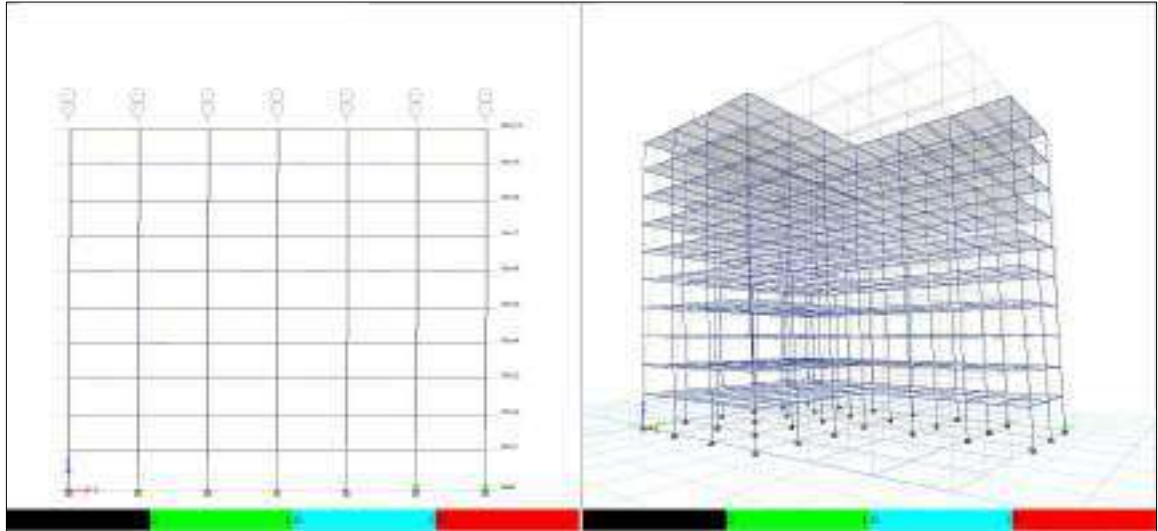


**Gambar 4.46 Distribusi Stabilitas Struktur Step-31 Frame AS-5 Arah-X**

Pada gambar 4.46 menunjukkan kondisi kemampuan struktur dalam menerima beban sudah berkurang dan berada pada level *Life Safety*. Pada saat tercapai *performance point*, nilai *drift* dalam arah-X masih berada di bawah batas *drift maximum* walaupun terdapat satu kolom dilantai dasar dimana hinge status sudah memasuki status *Collepse Prevention (CP)*. Status *Collepse Prevention* ini tetap terjaga sampai respon struktur mencapai nilai *drift maximum*. Sedangkan pada beberapa lantai yaitu, lantai lima sampai sepuluh sama sekali tidak terjadi sendi plastis hal ini di karenakan pola sendi plastis sangat dominan terjadi di lantai dasar dan juga dapat disebabkan oleh desain pada balok yang didesain berlebihan.

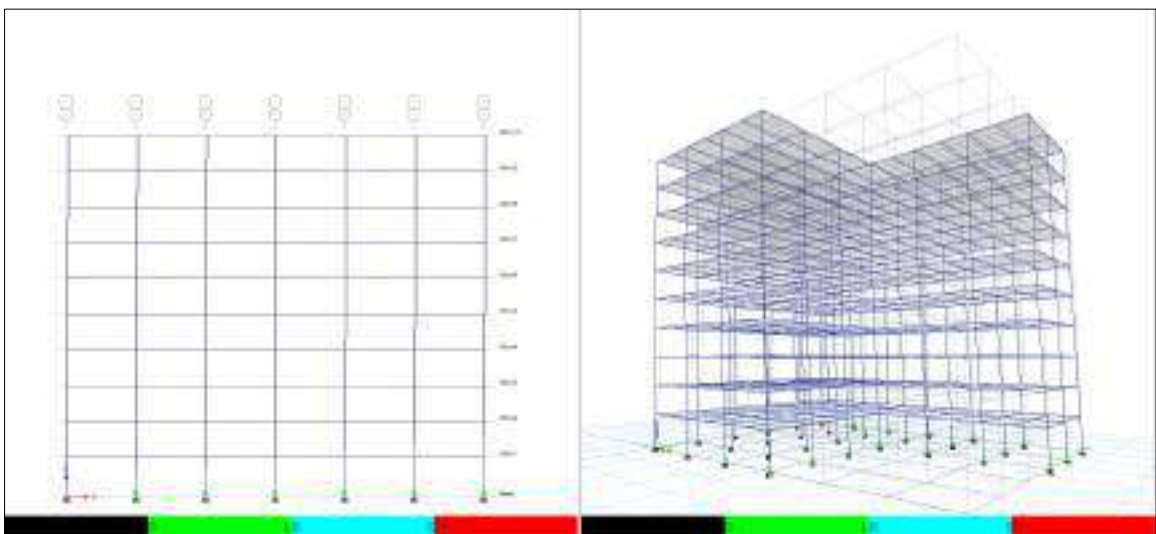
#### 4.21.4.2 Sendi Plastis Pada Arah (U-S)

Mekanisme pembentukan sendi plastis pada arah-Y (U-S) terjadi pada ujung balok dan dimulai pada step kesepuluh dimana warnanya telah berubah menjadi hijau. Setelah ditingkatkan beban gempa pembentukan sendi plastis telah terjadi pada ujung balok dan kolom pada step ke-25, di mana gedung telah memasuki kategori B (leleh awal) yang artinya gedung mulai mengalami kerusakan kecil namun tidak berpengaruh pada kemampuan struktur gedung. Lihat gambar 4.47.



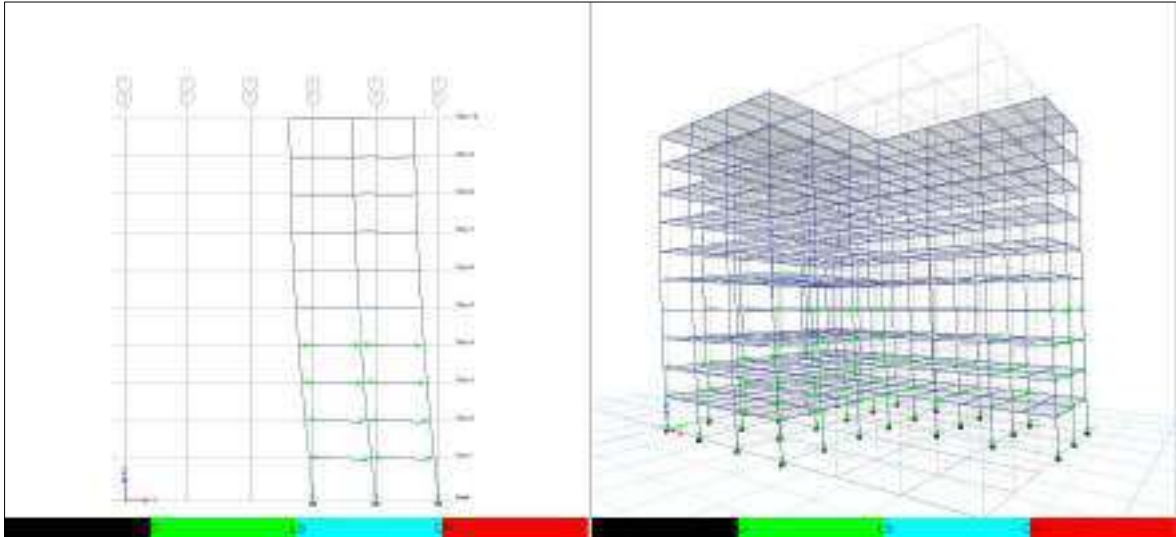
**Gambar 4.47 Distribusi Sendi Plastis Step-10 Frame Elevasi-6 Arah-Y**

Dari gambar di atas menunjukkan pembentukan sendi plastis selalu terjadi terlebih dahulu pada kolom lantai dasar. Ini menunjukkan gaya gempa yang diterima struktur selalu melemahkan kemampuan kolom dalam memikul beban. Apabila beban ditambah yang terjadi sendi plastis masih akan terjadi pada kolom. Lihat gambar 4.48.



**Gambar 4.48 Distribusi Sendi Plastis Step-12 Frame Elevasi-6 Arah-Y**

Pada step ke-13 barulah balok mengalami sendi plastis, di mana frame G dan frame D berada pada coakan paling pinggir dari portal. Ini menunjukkan adanya distribusi gaya torsional yang mengakibatkan struktur yang merupakan coakan akan mengalami beban akibat gempa yang besar.



**Gambar 4.49 Distribusi Sendi Plastis Step-25 Frame Elevasi-G Arah-Y**

Dilihat pada (step-25) menunjukkan sendi plastis terjadi pada ujung balok dan kolom, gedung sudah mengalami kondisi stabilitas struktur dimana kemampuan struktur dalam menerima beban sudah berkurang. Memasuki kategori IO (*Immediate Occupancy*) yang artinya bangunan tetap berdiri dan mengalami kerusakan atau kehilangan lain yang masih diperkenankan dengan beberapa perbaikan struktur. Sedangkan pada beberapa lantai yaitu lantai lima sampai lantai sepuluh sama sekali tidak terjadi sendi plastis, hal ini dikarenakan pola sendi plastis sangat dominan terjadi di lantai dasar dan kemungkinan telah terjadi indikasi kapasitas lebih pada balok-balok di lantai lima sampai dengan lantai sepuluh seperti gambar 4.49.