

## BAB IV

### ANALISIS DAN PEMBAHASAN

#### 4.1. Data dan Denah Gedung

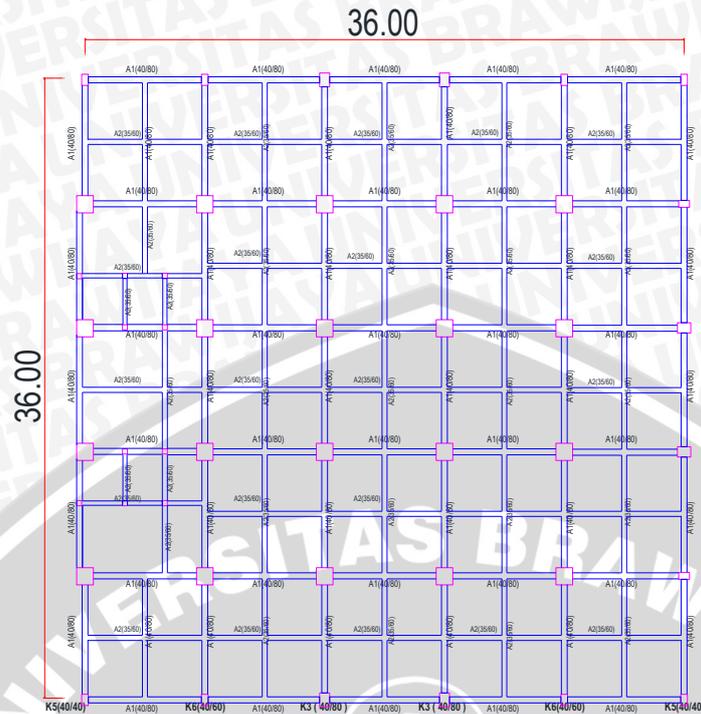
##### 4.1.1 Data Gedung

Nama gedung	: Gedung B Program Teknologi Informasi dan Ilmu Komputer Universitas Brawijaya
Lokasi gedung	: Jl. Veteran No. 8, Malang
Struktur gedung	: SPRM – M Beton Bertulang
Jumlah lantai	: 14 Lantai
Zona gempa	: Zona 4
Luas	: 1296 m <sup>2</sup>

##### 4.1.2 Denah Gedung

Berdasarkan SNI 03 – 1726 – 2002 yang menjelaskan bahwa tinggi maksimal struktur gedung beraturan adalah 10 lantai atau 40 meter, sementara itu Gedung B Program Teknologi Informasi dan Ilmu Komputer Universitas Brawijaya memiliki tinggi 61,6 meter. Sehingga ditetapkan sebagai gedung tidak beraturan, maka tidak dapat dianalisis menggunakan metode statik ekuivalen. Oleh karena itu, analisis yang digunakan berupa analisis dinamik yaitu respon spektrum.





Gambar 4.1 Denah Gedung

## 4.2. Deskripsi bangunan

### 1. Mutu Beton:

- $f'_c = \frac{300 \times 0,83}{10} = 24,9 \text{ MPa}$
- $E_c = 4700 \times \sqrt{24,9} = 23452,953 \text{ MPa}$

### 2. Mutu Tulangan:

- $\phi 16 = 2400 \text{ kg/cm}^2$
- D22 = 3200 kg/cm<sup>2</sup>
- $E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

### 3. Dimensi:

#### 3.2 Kolom:

- K1 = 100 cm x 100 cm
- K2 = 80 cm x 80 cm
- K3 = 60 cm x 100 cm
- K4 = 45 cm x 65 cm
- K5 = 30 cm x 30 cm
- K6 = 40 cm x 40 cm

### 3.2 Balok:

- B1 = 35 cm x 75 cm
- B2 = 30 cm x 50 cm
- B3 = 60 cm x 100 cm
- B4 = 20 cm x 60 cm
- B5 = 30 cm x 60 cm
- B6 = 25 cm x 35 cm
- B7 = 25 cm x 60 cm
- A1 = 40 cm x 80 cm
- A2 = 35 cm x 65 cm

### 3.3 Pelat:

- Lantai = 12 cm

## 4.3. Perhitungan Pembebanan Portal

Waktu getar alami selain tergantung dari kekakuan struktur, juga tergantung dari massa bangunan. Dalam hal tersebut sumbangan terbesar adalah dari beban sendiri pada lantai bangunan. Beban sendiri dari pelat beton bertulang setebal 12 cm dan beban mati dari plafon dan ME. Beban hidup diambil 250 kg/m<sup>2</sup> yang tergantung dari fungsi lantai sebagai gedung kuliah. Berdasarkan PPIUG 1983 maka pembebanan sebagai berikut:

#### a. Beban mati pada Pelat Lantai:

Pasir setebal 3 cm	= 3 x 21 kg/m <sup>2</sup>	= 63 kg/m <sup>2</sup>
Keramik setebal 1 cm	= 1 x 24 kg/m <sup>2</sup>	= 24 kg/m <sup>2</sup>
Plafon dan penggantung		= 11 kg/m <sup>2</sup>
Total beban mati (W <sub>L</sub> )		= 98 kg/m <sup>2</sup>

#### b. Beban hidup pada Pelat Lantai:

Beban guna (W <sub>D</sub> )		= 250 kg/m <sup>2</sup>
------------------------------	--	-------------------------

#### c. Berat sendiri (S<sub>w</sub>)

	= 0,12 x 2400 kg/m <sup>3</sup>	= 288 kg/m <sup>2</sup>
--	---------------------------------	-------------------------

## 4.4. Perhitungan Massa Bangunan

### A. Bagian Atap

- Jurai A (WF 250.125.6.9) = 29,6 kg/m x 7,04 m x 4 = 833,1958 kg
- Jurai B (WF 300.150.6.5.9) = 36,7 kg/m x 18,72 m x 4 = 2747,673 kg
- Rafter A (WF 250.125.6.9) = 29,6 kg/m x 4,61 m x 4 = 546,0845 kg



- Cladding GRC 50cm + WP = 60 kg/m x 77,64 m x 4 = 18633,67 kg
- Genteng Keramik Glazur = 21,46 kg/m x 806,7 m x 1 = 17312,79 kg +  
 $W_1 = 66052,52 \text{ kg}$

## B. Berat Total Massa Bangunan

**Tabel 4.1** Rekapitulasi Massa Bangunan Tiap Lantai

Tingkat	Beban Mati (kg)	Beban Hidup (kg)	Rekap Beban Mati dan Beban Hidup (kg)
Atap	66052,52	0	66052,52
Ring Balok	87033,6	0	87033,6
Lantai 13	354602,4	76805,625	431408,025
Lantai 12	450712,5	182340	633052,5
Lantai 11	450712,5	182340	633052,5
Lantai 10	450712,5	182340	633052,5
Lantai 9	450712,5	182340	633052,5
Lantai 8	450712,5	182340	633052,5
Lantai 7	450712,5	182340	633052,5
Lantai 6	450712,5	182340	633052,5
Lantai 5	450712,5	182340	633052,5
Lantai 4	674871	302880	977751
Lantai 3	731532	302880	1034412
Lantai 2	849636	264000	1113636
Lantai 1	631794	311520	943314
Basement	339177,6	0	339177,6
Berat Total Bangunan			10057204,75

### 4.5. Pendekatan Periode Fundamental

Dalam menentukan waktu getar alami struktur cukup sulit namun, pada SNI – 1726 – 2012 hal ini dapat dianalisis menggunakan persamaan pendekatan berikut:

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

Dimana:

$T_a$  = periode fundamental (detik)

$h_n$  = ketinggian struktur (m)

$x$  dan  $C_t$  ditentukan dari **Tabel 4.2**

**Tabel 4.2** Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$ 

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

*a* dalam metrik

Gedung PTIIK merupakan tipe struktur Rangka beton pemikul momen hal ini dikarenakan tidak ada pengaku berupa dinding geser pada struktur. Maka dengan begitu di dapatkan waktu getar alami struktur menurut SNI 1726 – 2012 adalah:

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$T_a = 0,0466 \times 61,6^{0,9}$$

$$T_a = 1,9011 \text{ detik}$$

Pada SNI Gempa 03 – 1726 – 2002 disebutkan bahwa untuk struktur gedung yang memiliki waktu getar alami yang berdekatan atau selisih nilainya kurang dari 15%, harus dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC). Jika waktu getar alami berjauhan, penjumlahan respon ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares* atau SRSS). Waktu getar alami yang didapatkan hanya untuk berat sendiri saja dari program ETABS adalah:

**Tabel 4.3** Perhitungan Selisih Periode Setiap Mode

Mode	Period	$\Delta T$ (%)
1	<b>1,98205</b>	2,27613
2	1,93694	11,0256
3	1,72338	<b>57,3911</b>
4	0,73431	2,62491
5	0,71504	7,19194
6	0,66361	<b>37,1084</b>
7	0,41736	3,67145
8	0,40203	5,31349
9	0,38067	<b>29,7236</b>
10	0,26752	1,54193
11	0,2634	6,6208
12	0,24596	----

$$\Delta T = \left( \frac{T_1 - T_2}{T_1} \right) \times 100 \%$$

$\Delta T$  : selisih periode atau waktu getar

Berdasarkan **Tabel 4.3** terdapat beberapa mode yang waktu getar alaminya melebihi 15%, maka digunakan metode kombinasi ragam spektrum atau SRSS.

#### 4.6. Distribusi Gaya Horisontal

Gaya gempa lateral ( $F_x$ ) yang ditimbulkan disemua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$F_i = C_{vx} \cdot V = \frac{w_i \cdot h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \times V$$

Nilai  $k$  merupakan eksponen terkait dengan periode struktur. Nilai periode yang didapatkan pada perhitungan yang sebelumnya  $T = 1,98205$  detik. Pada peraturan SNI – 1726 – 2012 disebutkan bahwa struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik,  $k$  harus didapatkan sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2. Maka didapatkan interpolasi linear sebesar  $k = 1,7$ .

Untuk ketinggian tiap lantai ( $h_i$ ), elevasi  $\pm 0,00$  di mulai dari penjepitan lateral yaitu pada basement. Hal ini mengacu pada SNI 1726 – 2012.

Gaya geser gempa ( $V_s$ ) harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_i = \sum_{i=1}^n F_i$$

**Tabel 4.4** Gaya Geser  $F_i$  dan  $V_i$  tiap lantai

Tingkat	$w_i$ (kg)	$h_i^k$ (m)	$w_i h_i^k$ (kg.m)	$C_{vx}$	$f_i$
Ring Balok	87033,6	1213,626777	105626307,5	0,028416073	11968,19833
Lantai 13	431408,025	1069,925373	461574392	0,124174855	52299,60222
Lantai 12	633052,5	938,0401869	593828685,4	0,15975451	67284,93731
Lantai 11	633052,5	813,3854632	514915700,9	0,138524978	58343,54505
Lantai 10	633052,5	696,1453296	440696541,2	0,1185582	49933,99592
Lantai 9	633052,5	586,5261957	371301874,5	0,099889329	42071,09553
Lantai 8	633052,5	484,7620271	306879813,2	0,082558212	34771,62606
Lantai 7	633052,5	391,1216221	247600520,7	0,066610625	28054,86822
Lantai 6	633052,5	305,9190151	193662797,3	0,052100052	21943,34746
Lantai 5	633052,5	229,52903	145303926,2	0,039090327	16463,94964
Lantai 4	977751	162,4119193	158798416,5	0,042720677	17992,96963
Lantai 3	1034412	105,1555824	108774196,3	0,029262932	12324,87611
Lantai 2	1113636	54,08268041	60228419,89	0,016202925	6824,300604
Lantai 1	943314	8,418116133	7940926,802	0,002136304	899,7624656
Total			3717132518	1	421177,0745

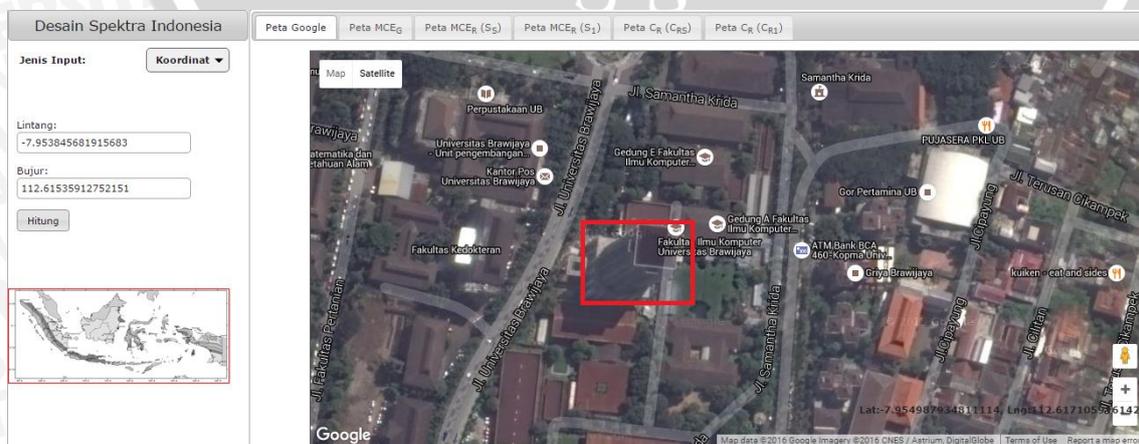
Distribusi gaya gempa lateral pada masing – masing tingkat pada tiap portal yaitu dengan membagi besar gaya gempa lateral yang diperoleh dari perhitungan diatas dengan sejumlah portal yang ada pada struktur gedung. Karena konfigurasi gedung yang sama antara arah X dan arah Y.

**Tabel 4.5** Gaya Geser Fi Tiap Portal

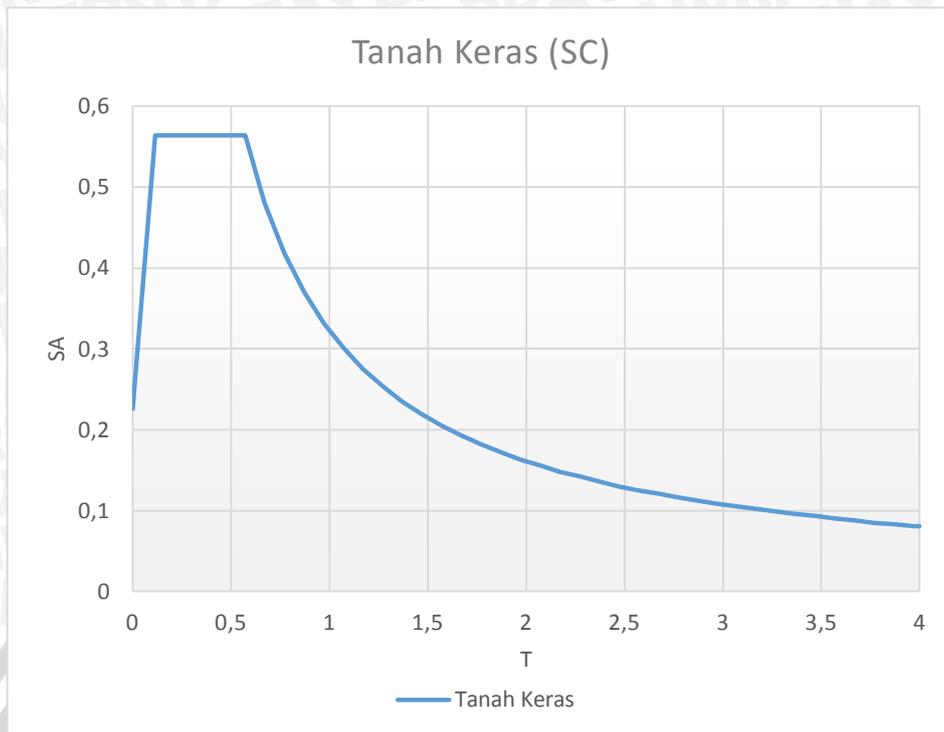
Tingkat	Fi	
	x	y
Ring Balok	11968,198	11968,198
Lantai 13	52299,602	52299,602
Lantai 12	67284,937	67284,937
Lantai 11	58343,545	58343,545
Lantai 10	49933,996	49933,996
Lantai 9	42071,096	42071,096
Lantai 8	34771,626	34771,626
Lantai 7	28054,868	28054,868
Lantai 6	21943,347	21943,347
Lantai 5	16463,950	16463,950
Lantai 4	17992,970	17992,970
Lantai 3	12324,876	12324,876
Lantai 2	6824,301	6824,301
Lantai 1	899,762	899,762

#### 4.7. Perhitungan Desain Respon Spektrum

Pada peraturan gempa SNI 1726 – 2012 nilai respon spektrum tidak lagi menggunakan zonasi gempa seperti pada SNI – 03 – 1726 – 2002. Perhitungan beban gempa Gedung B Program Teknologi Informasi dan Ilmu Komputer Universitas Brawijaya menggunakan program yang disediakan oleh PU : <http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain Spektra indonesia 2011/> dengan memasukan kordinat tempat yang akan ditinjau. Kemudian klik peta.



**Gambar 4.2** Lokasi Gedung B PTIIK

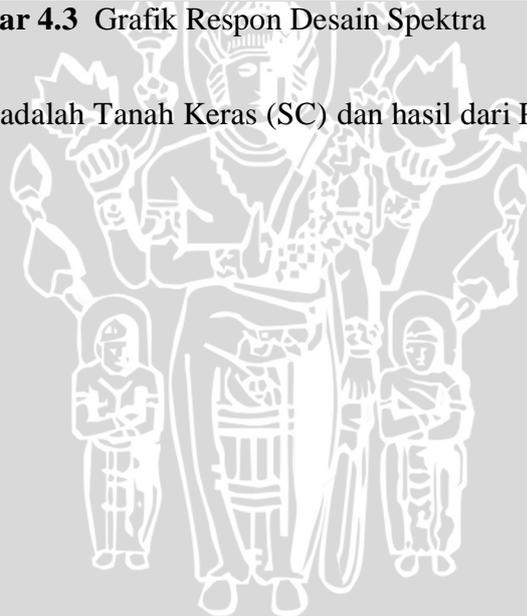


**Gambar 4.3** Grafik Respon Desain Spektra

- Kelas Situs yang diambil adalah Tanah Keras (SC) dan hasil dari Program Puskim di dapatkan:

**Tanah Keras (SC)**

PGA (g)	0,397
S <sub>s</sub> (g)	0,778
S <sub>1</sub> (g)	0,328
C <sub>RS</sub>	1,003
C <sub>RI</sub>	0,921
F <sub>PGA</sub>	1,003
F <sub>A</sub>	1,089
F <sub>V</sub>	1,472
PSA (g)	0,398
S <sub>MS</sub> (g)	0,847
S <sub>M1</sub> (g)	0,483
S <sub>DS</sub> (g)	0,564
S <sub>D1</sub> (g)	0,322
T <sub>0</sub> (detik)	0,114
T <sub>S</sub> (detik)	0,571



- Perhitungan Respon Spektra Kota Malang berdasarkan peta gempa SNI 1726 – 2012:

$$S_s = 0,7g - 0,8g \rightarrow \text{diambil } S_s = 0,778 g$$

$$S_1 = 0,3g - 0,4g \rightarrow \text{diambil } S_1 = 0,328 g$$

$S_s$  = Parameter percepatan respon spektral pada perioda pendek

$S_1$  = Parameter percepatan respon spektral pada perioda 1 detik

Mencari nilai  $F_a$  sesuai nilai kelas situs dan parameter yang ada pada **Tabel 2.6** dengan cara interpolasi linear.

Interpolasi 
$$y = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} (x - x_1) + y_1$$

Interpolasi Linear

$$S_s = 0,778 g$$

$$F_a = 1,0888$$

SC	x	0.75	1
	y	1.1	1

Mencari nilai  $F_v$   $F_a$  sesuai nilai kelas situs dan parameter yang ada pada **Tabel 2.7** dengan cara interpolasi linear.

Interpolasi Linear

$$S_1 = 0,327 g$$

$$F_v = 1,472$$

SC	x	0.3	0.4
	y	1.5	1.4

- Mencari parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{ms}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{m1}$ ), dengan asumsi nilai  $F_s$  dan  $F_v$  diambil dari kelas situs SC.

$$\begin{aligned} S_{ms} &= F_a \cdot S_s \\ &= 1,0888 \cdot 0,778g = 0,8470864 g \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{ms} &= F_v \cdot S_1 \\ &= 1,472 \cdot 0,328g = 0,482816 g \end{aligned}$$

- Menghitung parameter percepatan spektrum desain untuk periode pendek,  $S_{ds}$  dan periode 1 detik ( $S_{d1}$ ).

$$\begin{aligned} S_{ds} &= 2/3 \cdot S_{ms} \\ &= 2/3 \cdot 0,8470864 g \\ &= 0,564724 g \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{d1} &= 2/3 \cdot S_{m1} \\ &= 2/3 \cdot 0,482816 g \\ &= 0,321877 g \end{aligned}$$

#### 4.8. Gaya Geser Dasar Horizontal (Base Shear)

Analisis gaya geser seismik berdasarkan SNI 03-1726-2012:

$$V = C_s W_t$$

$$C_s = \frac{S_a I_e}{R}$$

Untuk dapat menentukan nilai  $S_a$  dari struktur, diperlukan periode fundamental. Berdasarkan hasil analisis, periode fundamental struktur. Untuk gaya geser yang di hasilkan oleh program ETABS dapat dilihat di lampiran 2. Waktu getar alami yang digunakan untuk menghitung gaya geser dasar adalah waktu getar yang dihasilkan dari program ETABS:

$$T = 2,968382 \text{ s}$$

Sehingga diperoleh nilai  $S_a$ :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$S_a = \frac{0.322}{1,982049}$$

$$S_a = 0.1624 \text{ s}$$

Sehingga diperoleh nilai  $C_s$ :

$$C_s = \frac{0.1624 \times 1,5}{5}$$

$$C_s = 0.04873 \text{ g}$$

Sehingga diperoleh nilai  $V$ :

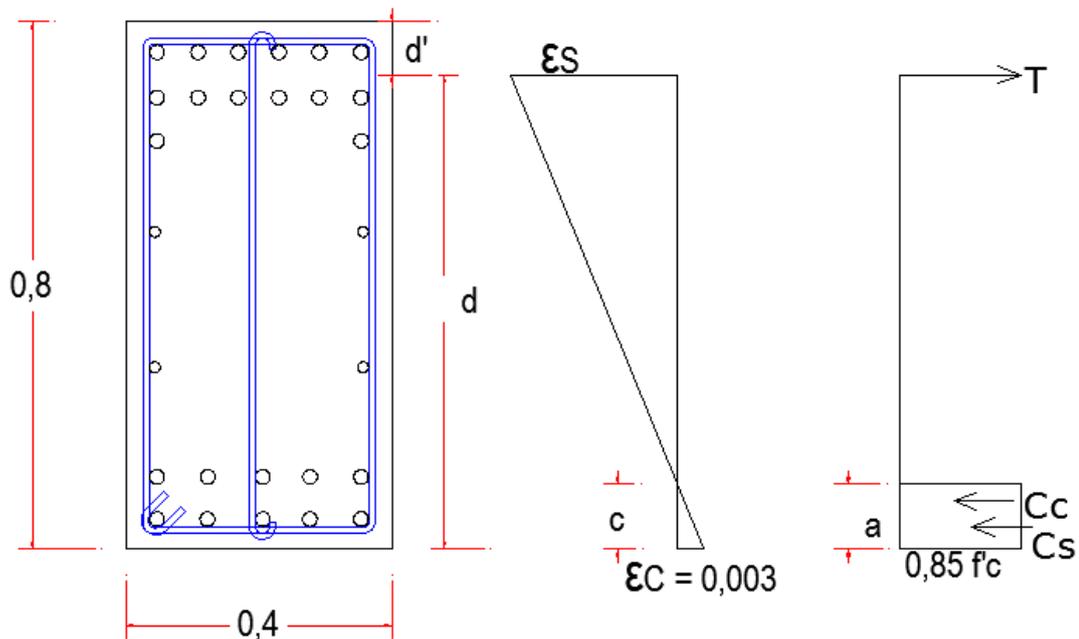
$$V = 0.04873 \times 9,81 \times 10057204,75 \text{ kg}$$

$$V = 4808493,56 \text{ kgf}$$



#### 4.9. Perhitungan Kapasitas Penampang Balok

##### Balok A1 ( 400 x 800)



**Gambar 4.4** Penampang Balok A1

$$\text{Tulangan atas (As)} = 12 - D22 = 4559,28 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan bawah (As')} = 10 - D22 = 3571 \text{ mm}^2$$

$$\text{Sengkang} = 3 - D10 - 100$$

$$\text{Selimut beton} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak bersih tulangan} = 40 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$a_1 = 6 \times 0,25 \times 3,14 \times 22^2 = 2279,64 \text{ mm}^2$$

$$a_2 = 5 \times 0,25 \times 3,14 \times 22^2 = 1899,7 \text{ mm}^2$$

$$h_1 = 25 + 10 + \left(\frac{22}{2}\right) = 46 \text{ mm}$$

$$h_2 = 46 + 40 + \left(\frac{22}{2}\right) = 97 \text{ mm}$$

$$d' = \frac{(a_1 \times h_1) + (a_2 \times h_2)}{a_1 + a_2}$$

$$= \frac{(2279,64 \times 46) + (1899,7 \times 97)}{46 + 97}$$

$$= 69,182 \text{ mm}$$

$$d = h - d'$$

$$= 800 \text{ mm} - 69,182 \text{ mm}$$

$$= 730,818 \text{ mm}$$

$$f_c' = \frac{0,83 \times 300}{10}$$

$$= 24,9 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f_y &= 24,9 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 320 \text{ Mpa} \\
 E &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{24,9} \text{ Mpa} \\
 &= 23452,95291 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} \\
 &= \frac{320}{23452,95291} \\
 &= 0,013644337
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{(4559,28 - 3751) \times 320}{0,85 \times 24,9 \times 400} \\
 &= 30,5516 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{30,5516}{0,85} \\
 &= 35,9430 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= 0,003 \times \frac{d-c}{c} \\
 &= 0,003 \times \frac{730,818 - 35,9430}{35,943} \\
 &= 0,0579985 > \epsilon_y (0,013644337)
 \end{aligned}$$

→ dipakai  $f'_s = f_y = 320 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned}
 \epsilon'_s &= 0,003 \times \frac{d'-c}{c} \\
 &= 0,003 \times \frac{69,182 - 35,9430}{35,943} \\
 &= 0,00277429 < \epsilon_y (0,013644337)
 \end{aligned}$$

→ dipakai  $f'_s = \epsilon'_s \times E$

$$\begin{aligned}
 &= 0,00277429 \times 23452,95291 \\
 &= 65,0653 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \times f'_s \\
 &= 3571 \times 65,0653 \\
 &= 244059,9289 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times b \times a \\
 &= 0,85 \times 24,9 \times 400 \times 30,5516 \\
 &= 258649,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_s \\
 &= 2279,64 \text{ mm}^2 \times 320 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 1458969,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n (+) &= T \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 1458969,6 \text{ N} \times \left(730,818 - \frac{30,5516}{2}\right) \\
 &= 1043954604 \text{ N.mm} \\
 &= 104395,5 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

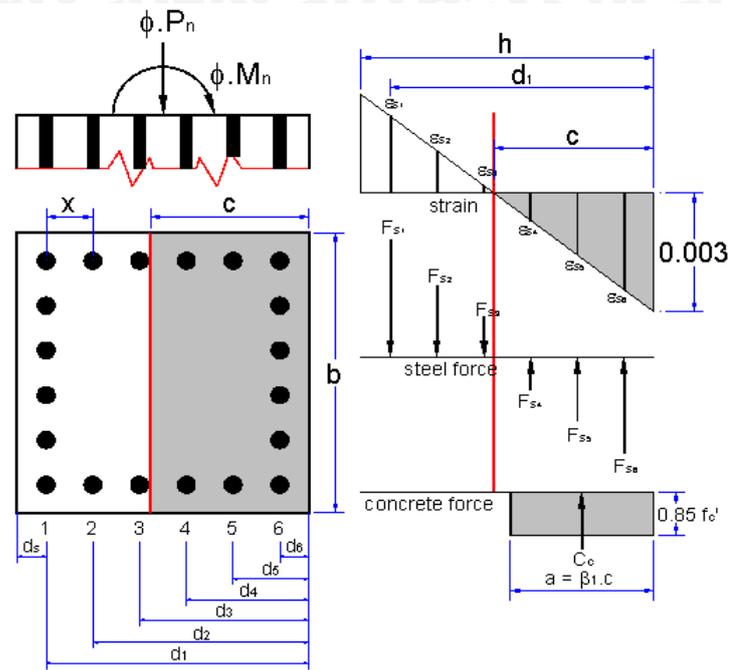
$$\begin{aligned}
 M_n (-) &= C_c \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s (d - 25) \\
 &= 258649,6 \times \left(730,818 - \frac{30,5516}{2}\right) + 244059,9289 (730,818 - 25) \\
 &= 357336689,8 \text{ N.mm} \\
 &= 35733,67 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

**Tabel 4.6** Rekapitulasi Momen Kapasitas Balok

Jenis balok (mm)	Mn (+) (kg.m)	Mn (-) (kg.m)
A1 (400 x 800)	104395,4604	35733,66898
A2 (350 x 650)	54394,56383	21636,92576
B1 (350 x 750)	80739,90911	26558,56254
B2 (300 X 500)	32265,05645	20959,59155
B3 (600 x 1000)	196278,0373	95799,7606
B4 (200 x 600)	23099,87732	25208,56056
B5 (300 x 600)	37492,89696	15163,20637
B6 (250 x 350)	11084,18132	6075,377023
B7 (250 x 600)	38489,21351	36751,97565

#### 4.10. Analisis kekuatan Kolom

##### A. Kolom K1 (100 x 100)



Gambar 4.5 Penampang Kolom K1

$$\begin{aligned}
 f'c &= 24,9 \text{ MPa} \\
 fy &= 320 \text{ MPa} \\
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 h &= 1000 \text{ mm} \\
 ds &= 40 \text{ mm} \\
 n &= 40 \text{ buah} \\
 D &= 22 \text{ mm} \\
 \beta_1 &= 0,85 \text{ untuk } f'c \leq 30 \text{ MPa} \\
 Es &= 200000 \text{ MPa} \\
 As &= n \times \frac{\pi}{4} \times D^2 \\
 &= 40 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \\
 &= 15205 \text{ mm}^2 \\
 x &= \frac{(h-2 ds)}{5} \\
 &= \frac{(1000 - 2 \times 40)}{5} \\
 &= 184 \text{ mm} \\
 \rho &= \frac{As}{Ag}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{15205}{1000 \times 1000} \\
 &= 1,52 \%
 \end{aligned}$$

Pada kondisi tekan aksial sentris ( $M_{no} = 0$ )

$$\begin{aligned}
 P_{no} &= 0,8 \times [0,85 \times f'_c \times b \times h + A_s \times (f_y - 0,85 \times f'_c)] \times 10^{-3} \\
 &= 0,8 \times [0,85 \times 24,9 \times 1000 \times 1000 + 15205 \times (320 - 0,85 \times 24,9)] \times 10^{-3} \\
 &= 20634 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada kondisi balance:

$$\begin{aligned}
 D_1 &= (5x + d_s) \\
 &= (5 \times 184 + 40) \\
 &= 960 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{600}{(600 + f_y)} \times d_1 \\
 &= \frac{600}{(600 + 320)} \times 960 \\
 &= 626,09 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### 4.11. Analisis modal

Analisis modal atau eigen value diperlukan untuk mengetahui perilaku dimensi bangunan sekaligus periode getar alami. Parameter yang mempengaruhi pada analisis modal adalah massa dan kekakuan lateral bangunan.

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana, eksentrisitas rencana  $e_d$  antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat mengacu pada SNI 03 – 1726 – 2002, harus ditinjau baik dalam analisis statik maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi. Ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa sinytakan dengan  $b$ , maka eksentrisitas rencana  $e_d$  ditentukan sebesar  $0,05b$ .

**Tabel 4.7** Koordinat pusat massa baru akibat eksentrisitas

Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi		ed = 1,5e + 0,05b		Koordinat pusat massa baru	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
LANTAI 1	18,012	18,307	17,9	19,82	1,97	-0,47	15,93	20,290
LANTAI 2	18,038	18,409	17,88	19,762	2,04	-0,23	15,84	19,992
LANTAI 3	18,052	18,125	17,907	19,668	2,02	-0,51	15,89	20,183
LANTAI 4	18,062	17,97	17,922	19,477	2,01	-0,46	15,91	19,938
LANTAI 5	18,092	19,643	17,94	19,594	2,03	1,87	15,91	17,721
LANTAI 6	18,092	19,643	17,955	19,821	2,01	1,53	15,95	18,288
LANTAI 7	18,092	19,643	17,965	19,986	1,99	1,29	15,97	18,701
LANTAI 8	18,092	19,643	17,971	20,101	1,98	1,11	15,99	18,988
LANTAI 9	18,092	19,643	17,975	20,187	1,98	0,98	16,00	19,203
LANTAI 10	18,092	19,643	17,979	20,255	1,97	0,88	16,01	19,373
LANTAI 11	18,092	19,643	17,981	20,311	1,97	0,80	16,01	19,513
LANTAI 12	18,093	19,575	17,983	20,361	1,97	0,62	16,02	19,740
LANTAI 13	17,986	19,962	17,983	20,417	1,80	1,12	16,18	19,300
LUNAS RING BALOK	18	17,733	17,98	20,262	1,83	-1,99	16,15	22,256

e = pusat massa – pusat rotasi

ed = 1,5e + 0,05b

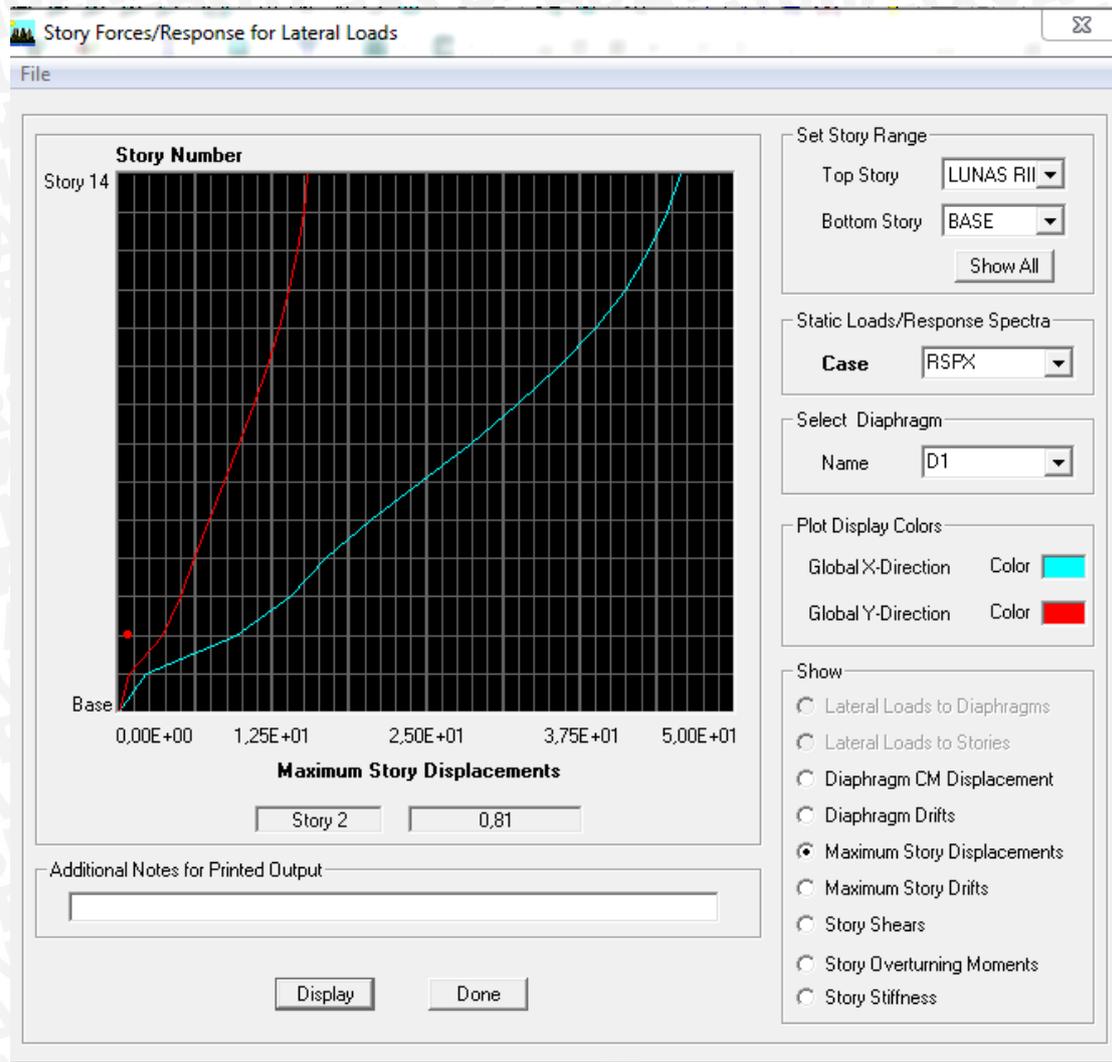
koordinat pusat massa baru = pusat rotasi – ed

Adanya perbedaan letak dinding yang tidak beraturan, perbedaan dimensi struktur antar lantai yang berbeda menyebabkan letak titik pusat massa setiap lantai pun berbeda.

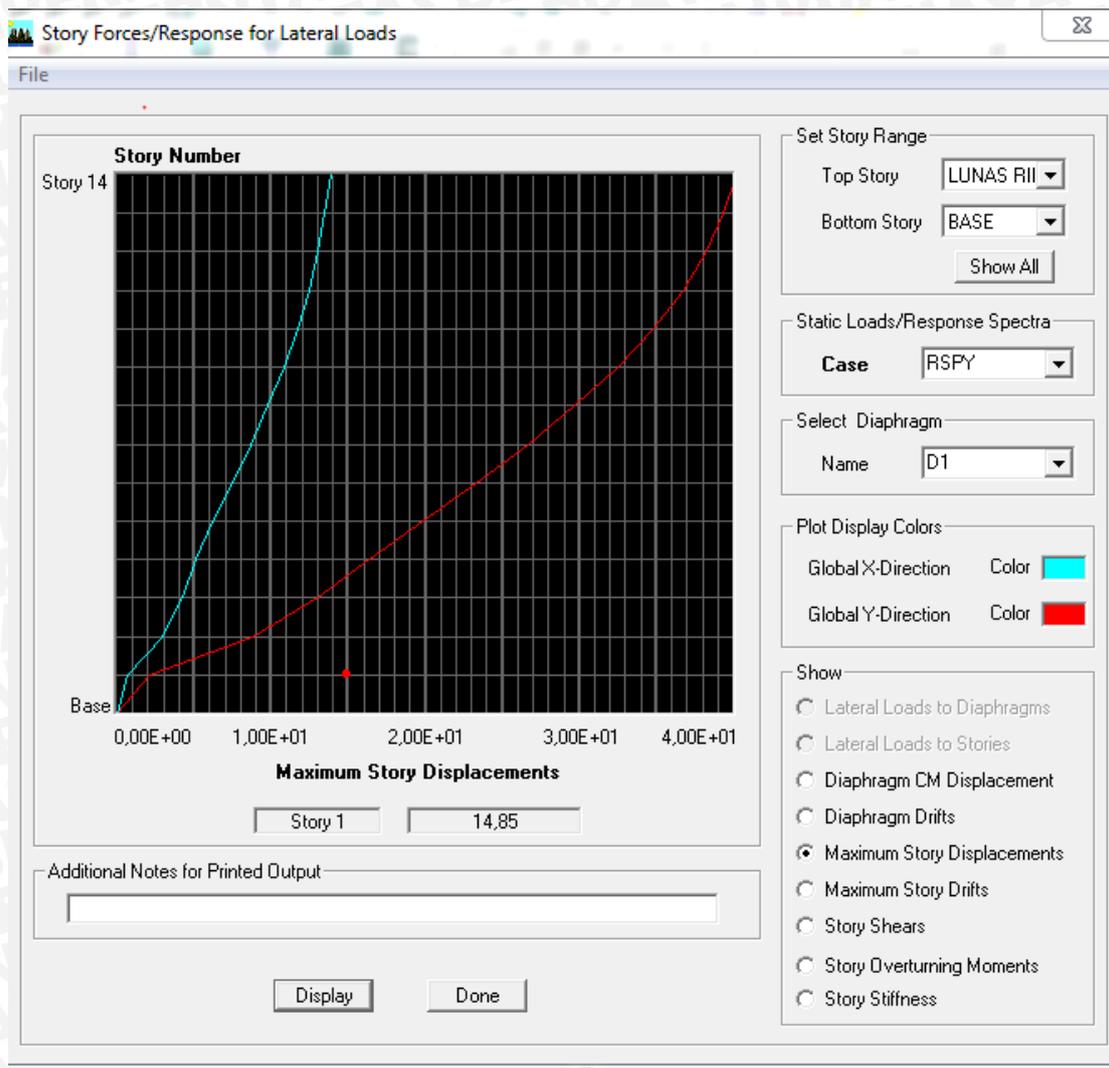
#### 4.12. Kinerja Batas Layanan

Pada SNI 03 – 1726 – 2002, pasal 8.1 disebutkan bahwa kinerja batas layanan spektrum gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana, hal ini dilakukan untuk membatasi pelelehan baja, peretakan beton yang berlebih, pencegahan kerusakan non – struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Simpangan antar tingkat yang diizinkan tidak boleh melampaui  $\frac{0,003}{R} \times$  tinggi bangunan atau 30 mm. Pada analisis program ETABS didapatkan simpangan arah pada gambar dan tabel. Dan pada arah y pada gambar dan tabel.



**Gambar 4.6** Grafik simpangan arah X akibat beban gempa dinamik



**Gambar 4.7** Grafik simpangan arah Y akibat beban gempa dinamik

- Perubahan simpangan ( $\Delta s$ ) = simpangan lantai atas – simpangan lantai di atasnya
- Simpangan yang diizinkan =  $\frac{0,003}{R} \times h_n \leq 30 \text{ mm}$

**Tabel 4.8** kinerja batas layanan akibat beban gempa dinamik arah X

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Simpangan (mm)	$\Delta S$ (mm)	Diizinkan (mm)	Ket.
1	base	3500,00	0,12	0,12	21,00	OK
2	Lantai 1	7000,00	2,24	2,12	42,00	OK
3	Lantai 2	5000,00	9,72	7,48	30,00	OK
4	Lantai 3	4500,00	13,96	4,24	27,00	OK
5	Lantai 4	4500,00	16,83	2,87	27,00	OK
6	Lantai 5	4500,00	20,69	3,86	27,00	OK
7	Lantai 6	4500,00	24,43	3,74	27,00	OK
8	Lantai 7	4500,00	28,30	3,87	27,00	OK
9	Lantai 8	4500,00	32,04	3,74	27,00	OK
10	Lantai 9	4500,00	35,40	3,36	27,00	OK
11	Lantai 10	4500,00	38,52	3,12	27,00	OK

12	Lantai 11	4500,00	40,76	2,24	27,00	OK
13	Lantai 12	4500,00	42,76	2,00	27,00	OK
14	Lantai 13	4500,00	44,25	1,49	27,00	OK
15	RING BALOK	4650,00	45,63	1,38	27,90	OK

**Tabel 4.9** kinerja batas layanan akibat beban gempa dinamik arah Y

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Simpangan (mm)	$\Delta S$ (mm)	Diizinkan (mm)	Ket.
1	base	3500	0,11	0,11	21,00	OK
2	Lantai 1	7000	2,28	2,17	42,00	OK
3	Lantai 2	5000	9,21	6,93	30,00	OK
4	Lantai 3	4500	13,22	4,01	27,00	OK
5	Lantai 4	4500	16,48	3,26	27,00	OK
6	Lantai 5	4500	20,05	3,57	27,00	OK
7	Lantai 6	4500	23,41	3,36	27,00	OK
8	Lantai 7	4500	26,78	3,37	27,00	OK
9	Lantai 8	4500	29,7	2,92	27,00	OK
10	Lantai 9	4500	32,52	2,82	27,00	OK
11	Lantai 10	4500	34,91	2,39	27,00	OK
12	Lantai 11	4500	36,86	1,95	27,00	OK
13	Lantai 12	4500	38,27	1,41	27,00	OK
14	Lantai 13	4500	39,46	1,19	27,00	OK
15	RING BALOK	4650	39,89	0,43	27,90	OK

#### 4.13. Kinerja Batas Ultimit

Pada SNI 03 – 1726 – 2002 disebutkan bahwa kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung diambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang dapat menimbulkan korban jiwa.

Simpangan dan simpangan antar tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal dikali faktor pengali  $\xi = \frac{0,7 R}{Faktor\ Skala}$  (untuk gedung tidak beraturan). Dimana R adalah faktor reduksi gempa dan Faktor Skala dijelaskan pada SNI – 03 – 1726 – 2002 pada pasal 7.2.3.

- Faktor pengali ( $\xi$ ) =  $\frac{0,7 \times 5}{1}$   
= 3,5
- Simpangan yang diizinkan ( $\Delta_{maks}$ ) = 0,02 x tinggi antar lantai

**Tabel 4.10** kinerja batas ultimit akibat simpangan beban gempa dinamik arah X

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Simpangan (mm)	$\Delta S \times \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1	base	3500	0,12	0,42	70,00	OK
2	Lantai 1	7000	2,24	7,42	140,00	OK
3	Lantai 2	5000	9,72	26,18	100,00	OK
4	Lantai 3	4500	13,96	14,84	90,00	OK
5	Lantai 4	4500	16,83	10,05	90,00	OK
6	Lantai 5	4500	20,69	13,51	90,00	OK
7	Lantai 6	4500	24,43	13,09	90,00	OK
8	Lantai 7	4500	28,3	13,55	90,00	OK
9	Lantai 8	4500	32,04	13,09	90,00	OK
10	Lantai 9	4500	35,4	11,76	90,00	OK
11	Lantai 10	4500	38,52	10,92	90,00	OK
12	Lantai 11	4500	40,76	7,84	90,00	OK
13	Lantai 12	4500	42,76	7,00	90,00	OK
14	Lantai 13	4500	44,25	5,22	90,00	OK
15	RING BALOK	4650	45,63	4,83	93,00	OK

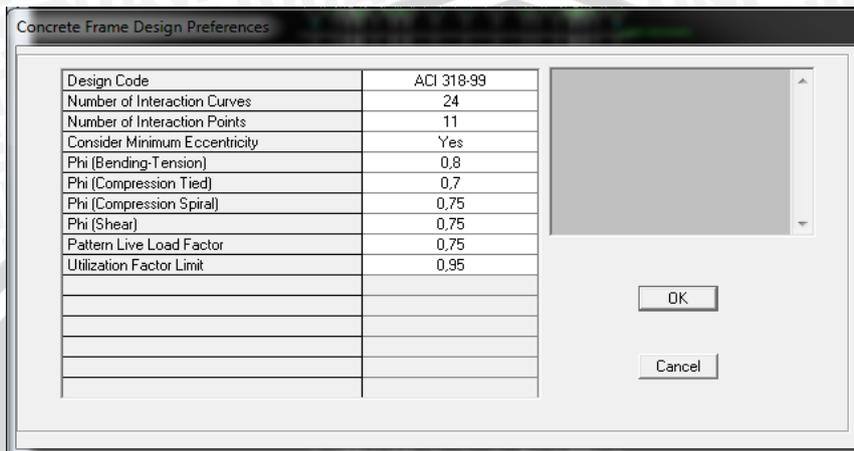
**Tabel 4.11** kinerja batas ultimit akibat simpangan beban gempa dinamik arah Y

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Simpangan (mm)	$\Delta S \times \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1	base	3500	0,11	0,39	70,00	OK
2	Lantai 1	7000	2,28	7,60	140,00	OK
3	Lantai 2	5000	9,21	24,26	100,00	OK
4	Lantai 3	4500	13,22	14,04	90,00	OK
5	Lantai 4	4500	16,48	11,41	90,00	OK
6	Lantai 5	4500	20,05	12,50	90,00	OK
7	Lantai 6	4500	23,41	11,76	90,00	OK
8	Lantai 7	4500	26,78	11,80	90,00	OK
9	Lantai 8	4500	29,7	10,22	90,00	OK
10	Lantai 9	4500	32,52	9,87	90,00	OK
11	Lantai 10	4500	34,91	8,36	90,00	OK
12	Lantai 11	4500	36,86	6,83	90,00	OK
13	Lantai 12	4500	38,27	4,94	90,00	OK
14	Lantai 13	4500	39,46	4,16	90,00	OK
15	RING BALOK	4650	39,89	1,51	93,00	OK

#### 4.14. Kurva Kapasitas

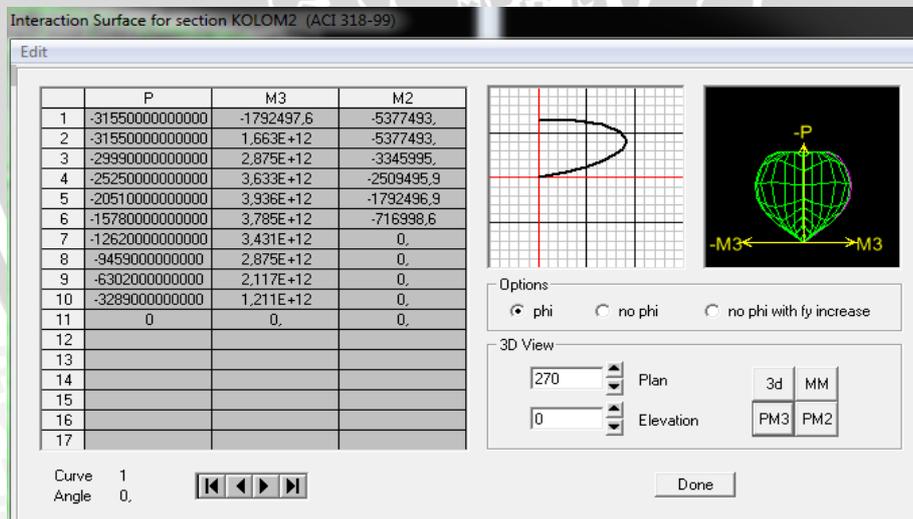
Untuk mendefinisakan perilaku non – linear berupa gaya – perpindahan atau momen – rotasi maka digunakan permodelan berupa sendi plastis yang ditempatkan di beberapa tempat berbeda sepanjang bentang balok atau kolom. Permodelan sendi plastis adalah rigid sehingga tidak ada efek perilaku linear pada member.

Dalam analisis elemen kolom menggunakan tipe sendi default – PMM dengan mempertimbangkan kolom mendapat gaya aksial dan momen. Balok menggunakan tipe sendi default M3 dengan mempertimbangkan bahwa balok efektif menahan gaya geser pada sumbu z dan momen dalam arah sumbu y, sehingga diharapkan sendi plastis terjadi pada masing – masing ujung elemen balok dan elemen kolom.

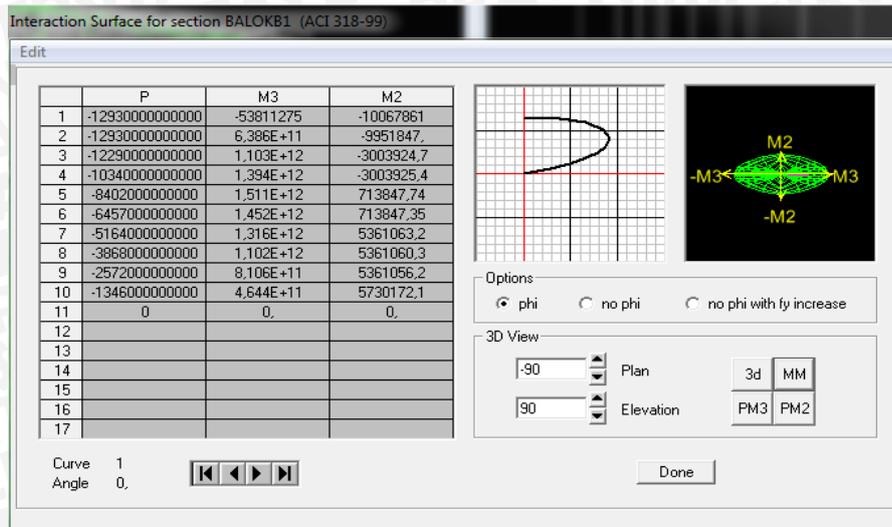


**Gambar 4.8** Penyesuaian faktor reduksi sesuai SNI Beton 03 – 2847 - 2002

- Reduksi lentur (*bending*) = 0,8
- Reduksi geser (*shear*) = 0,75



**Gambar 4.9** Diagram P – M Kolom 2

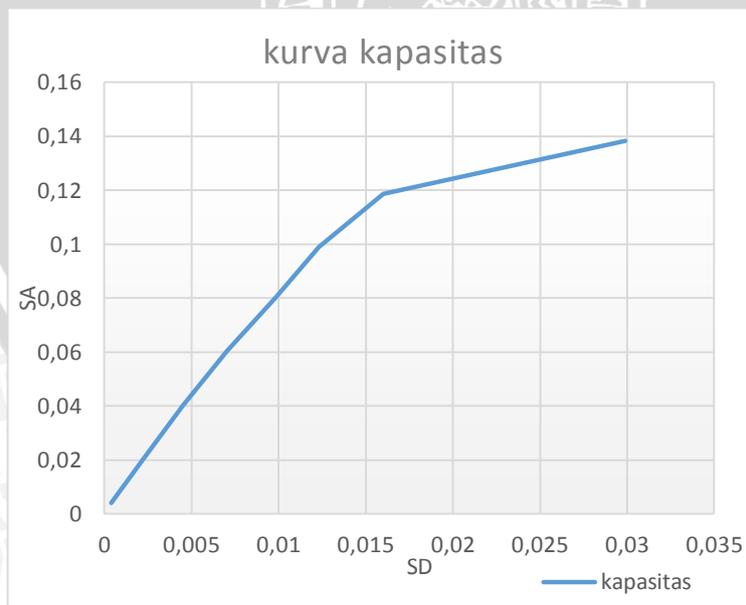


Gambar 4.10 Diagram M Balok B1

Tabel 4.12 Kapasitas Pushover

Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sd (m)
0,00394	0,00041
0,02035	0,00225
0,04002	0,00449
0,06037	0,00704
0,08006	0,0098
0,09908	0,0123
0,1187	0,016
0,13832	0,0299

Sumber : Output SAP 2000



Gambar 4.11 Kurva Kapasitas Pushover

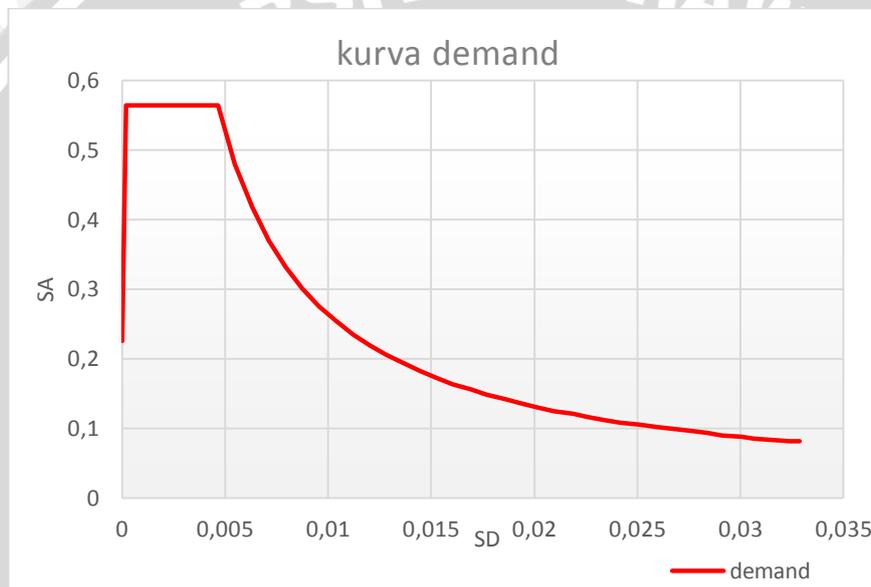
#### 4.15. Kurva Demand

Untuk mengkonversi spektrum dari format kurva respon spektrum ( $S_a - T$ ) pada Gambar 4.3 menjadi format spektrum ADRS/ *Acceleration Displacement Response Spectra* ( $S_a - S_d$ ) maka perlu diketahui nilai *Spectral displacement* ( $S_{di}$ ) dari tiap titik pada kurva dengan persamaan 2.28. Hasil konversi ditunjukkan pada Gambar 4.9 dan Lampiran 4.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \times S_{ai}$$

$$S_d = \frac{0,114^2}{4\pi^2} \times 0,564$$

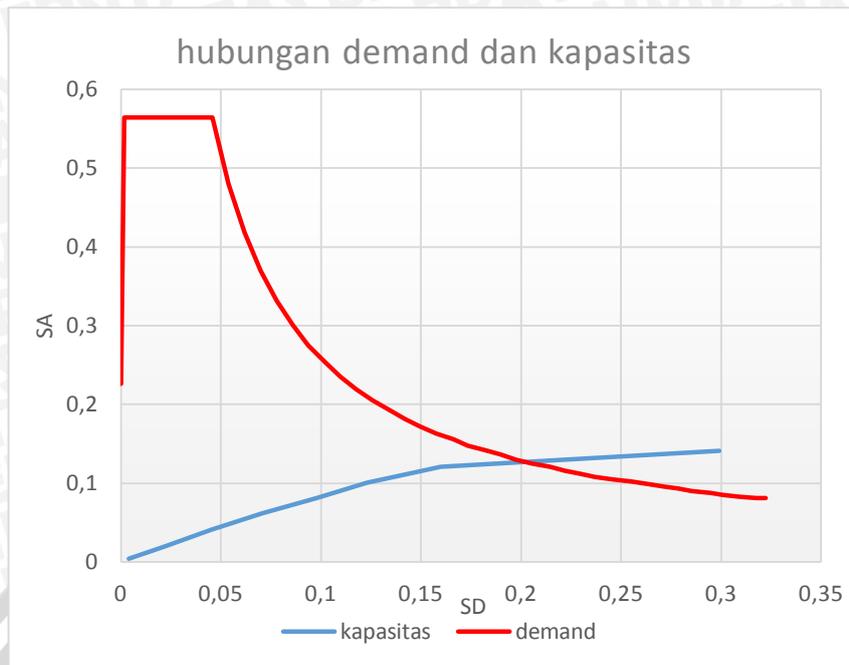
$$S_d = 0,00019 \text{ m}$$



**Gambar 4.12** Demand Respon Spektrum dalam format ADRS

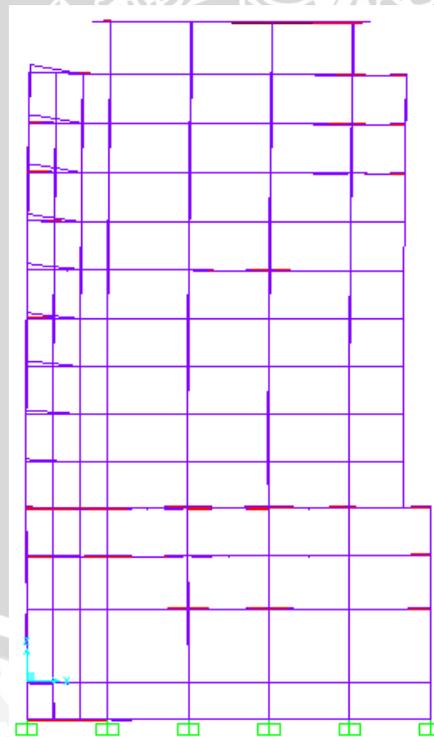
#### 4.16. Analisis Titik Kinerja

Prinsip dasar mencari titik kinerja adalah dengan mencari titik perpotongan dari kurva kapasitas struktur dengan kurva demand dari respon spektrum. Salah satu analisis untuk mencari kapasitas struktur adalah dengan analisis *pushover*, dalam penulisan ini digunakan program SAP 2000 V.17 untuk analisis *pushover*.

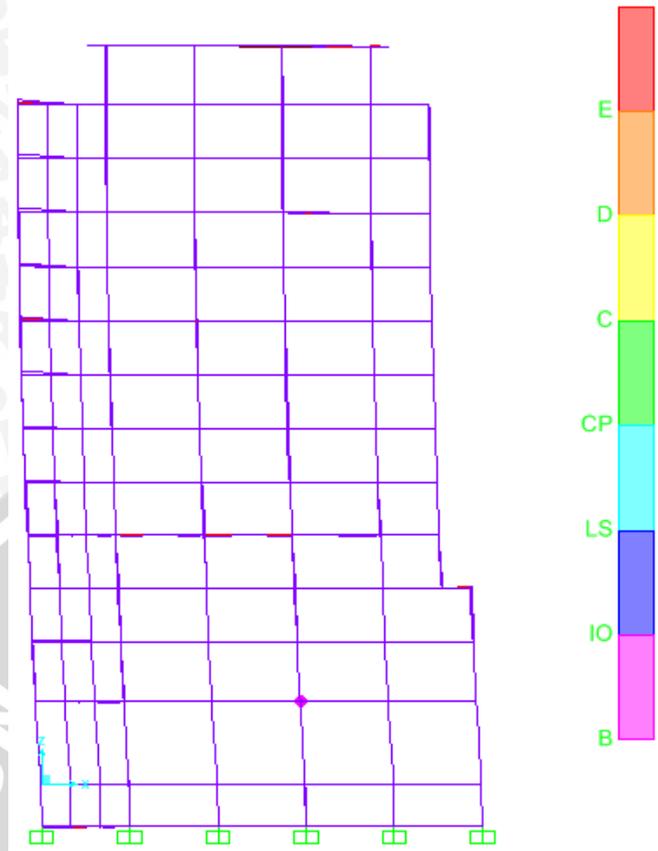


**Gambar 4.13** Letak titik kinerja (*performance point*)

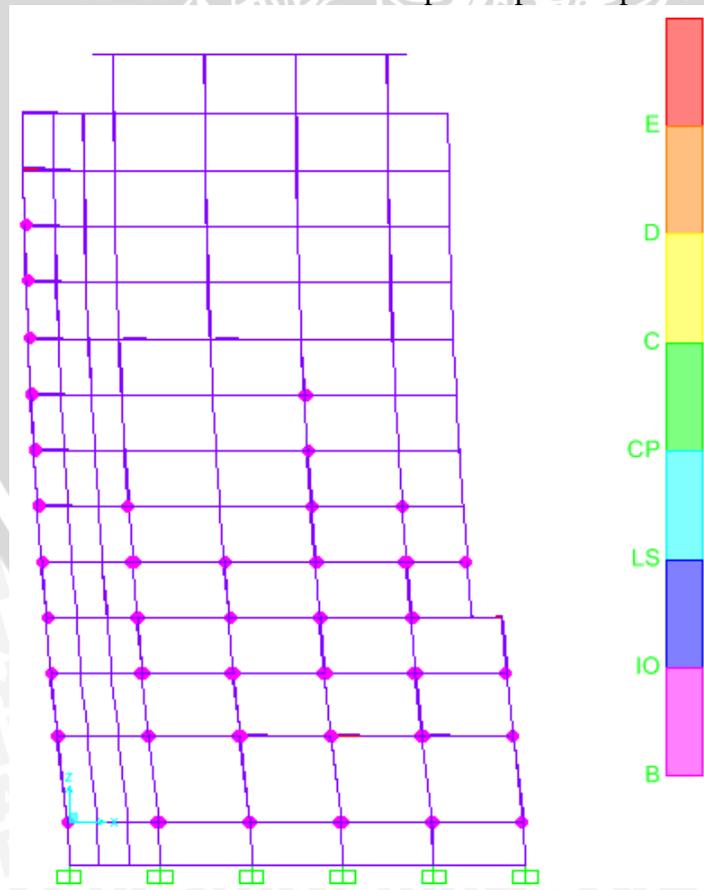
Berdasarkan ATC 40 (*Figure 6.3*), letak *plot axes* berada pada  $S_d$  sampai  $S_a$  (0,0209 ; 0,125) dengan begitu bangunan Gedung berada dalam kinerja *Immediate Occupancy* atau segera huni.



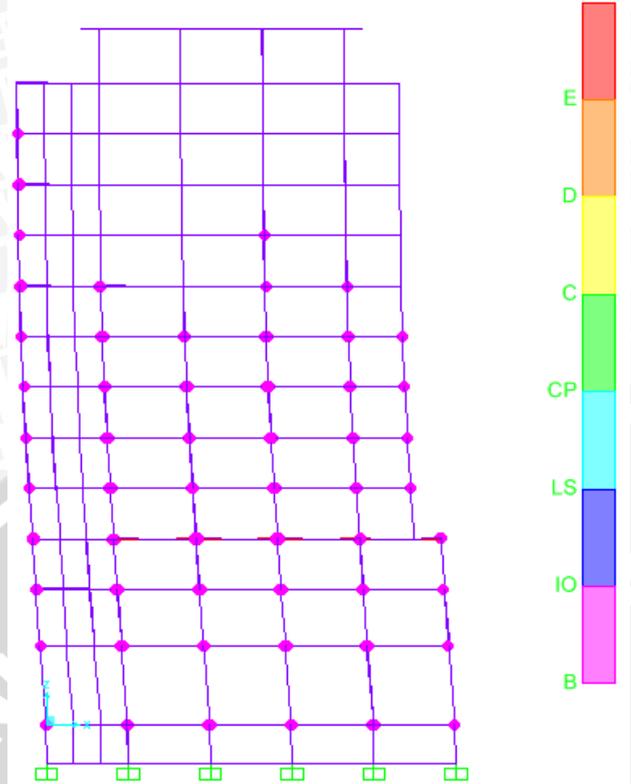
**Gambar 4.14** Letak sendi plastis pada step 0



Gambar 4.15 Letak sendi plastis pada step 1



Gambar 4.16 Letak sendi plastis pada step 2



Gambar 4.17 Letak sendi plastis pada step 3