

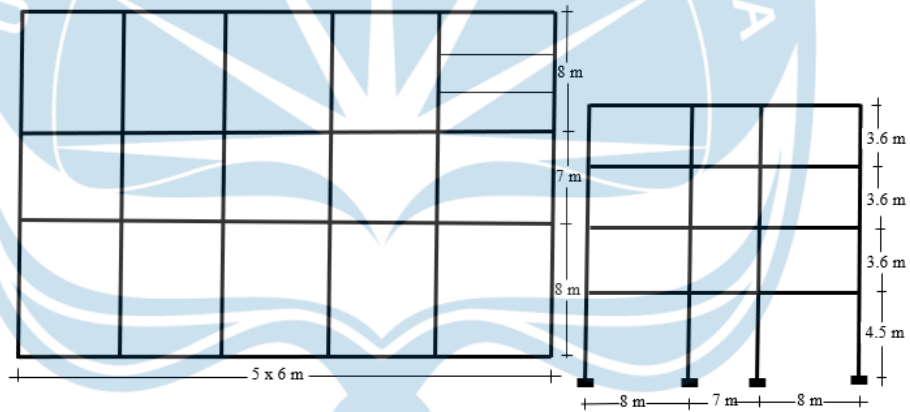
BAB II

PRAKTIK PERANCANGAN BANGUNAN GEDUNG

2.1 Gambaran Umum

Berikut adalah deskripsi bangunan rencana.

- Bangunan perkantoran 3 tingkat.
- Rencana lokasi pembangunan : Medan diatas tanah lunak.
- Tinggi lantai pertama = 4,5 m, tinggi lantai tipikal = 3,6 m.
- Lantai terdiri dari pelat beton bertulang satu arah.
- Balok anak dirancang sebagai balok dengan tumpuan sederhana.
- Partisi dalam gedung berbahan *gypsum*.
- Dinding luar berbahan bata ringan/hebel.
- Atap berbentuk datar dengan bahan beton bertulang.



Gambar 2.1 Denah Pelat Lantai dan Potongan Melintang

2.2 Perancangan Pelat Lantai

- Tebal Pelat Lantai

Tabel 2.1 – Tebal Pelat Lantai

Satu ujung Menerus		
2700/24	112,5	mm
Kedua ujung Menerus		
2600/28	92,857	mm

Ketebalan pelat yang diambil adalah 112,5 mm dengan pembulatan keatas menjadi 113 mm.

- Reduksi Beban Hidup

Tabel 2.2 – Reduksi Beban Hidup

K_{LL} (Balok Interior)	2	
A_T	15,9	m^2
L_o	2,4	
$A_T \times K_{LL}$	31,8	$m^2 \leq 37,16$
L	2,340	$\geq 0,4 L_o$

$$L = L_o \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

Berdasarkan hasil perhitungan nilai L diatas maka beban hidup tidak boleh direduksi.

- Kombinasi Pembebanan (Lantai)

$$1,2 W_D + 1,6 W_L$$

Berat Jenis Beton Bertulang : $23,5 \text{ kN/m}^2$

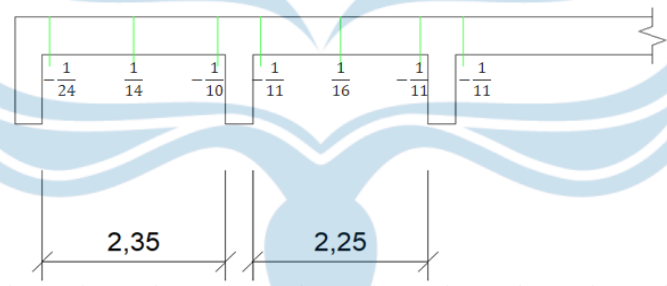
$$W_D : 23,5 \cdot 113 \times 10^{-3} + 1,4 = 4,056 \text{ kN/m}^2$$

$$W_L : 2,4 \text{ kN/m}^2$$

$$W_u : 1,2 \times 4,056 + 1,6 \times 2,4 = 8,707 \text{ kN/m}^2$$

- Momen Maksimum

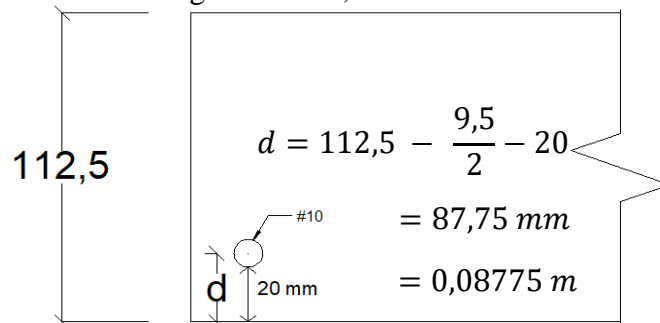
$$M_u = \frac{8,707 \cdot 2,35^2}{10} = 4,8 \text{ kNm}$$



Gambar 2.2 Momen pada Bentang 8 m

- Perhitungan Penulangan

Dicoba tulangan #10 = 9,5 mm



Gambar 2.3 Posisi tulangan #10

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{4,8}{0,9 \times 1 \times 0,08775^2} = 692,6351 \text{ kN/m}^2 = 0,693 \text{ N/mm}^2$$

Diambil $\rho_{\min} = 0,0033$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0033 \times 1000 \times 87,75 = 289,575 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Jarak antar tulangan = 200 mm

$$A = 355 > 289,575$$

Tulangan Susut

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \times 1000 \times 87,75 = 157,95 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Jarak antar tulangan = 300 mm

$$A = 237 > 157,95$$

2.3 Perancangan Balok Anak

Ukuran balok anak ditaksir berdasarkan instruksi pembimbing.

Tinggi (h)	:	400 mm	
Lebar (b_w)	:	350 mm	
Jarak antar balok terbesar	:	2,7 m	
Tebal pelat (h_f)	:	113 mm	
Berat lantai	:	$0,113 \times 23,5$	= 2,656 kN/m ²
SIDL lantai	:		1,4 kN/m ²
Partisi (est.)	:		1,2 kN/m ²
Total <i>Dead Load</i> (DL)	:		<hr/> 5,256 kN/m ²

- Berat Sendiri Balok Anak (*Self Load*)

(Tinggi – h_f) x Lebar x BJ Beton Bertulang x 10^{-6}

$$(400-113) \times 350 \times 23,5 \times 10^{-6} = 2,361 \text{ kN/m}$$

W_D = Total DL x Jarak antar balok terbesar + *Self Load*

$$= 5,256 \times 2,7 + 2,361 = 16,550 \text{ kN/m}$$

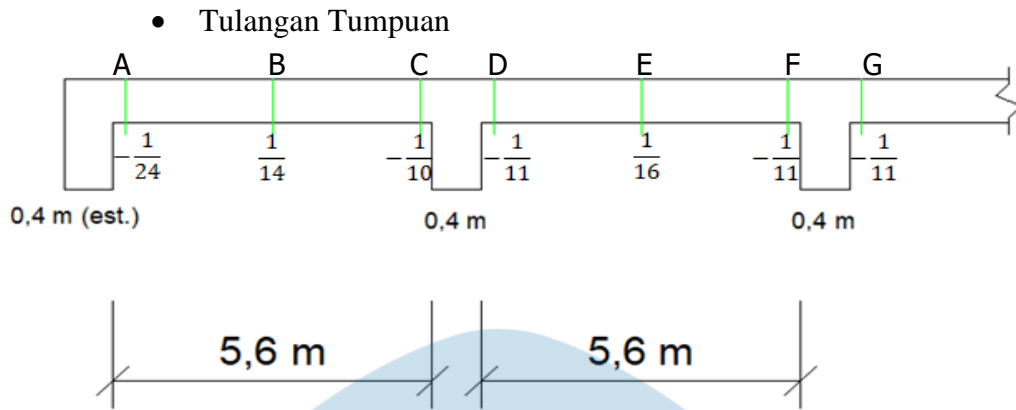
W_L = LL Ruang Kantor x Jarak antar balok terbesar

$$= 2,4 \times 2,7 = 6,480 \text{ kN/m}$$

W_u = $1,2W_D + 1,6W_L$

$$= 1,2 \times 16,550 + 1,6 \times 6,480$$

$$= \mathbf{30,229 \text{ kN/m}}$$



Gambar 2.4 Potongan Memanjang Bentang 6 m

Momen di titik C

$$M_u = \frac{W_u \cdot L_m^2}{10} = \frac{30,229 \cdot 5,6^2}{10} = 94,797 \text{ kNm}$$

• Dicoba tulangan #19 (Ø19,1 mm)

$$\text{Luas} = 284 \text{ mm}^2$$

$$d = 350,45 \text{ mm}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{94,797}{0,9 \times 0,35 \times 0,35045^2} = 2450,3714 \text{ kN/m}^2 = 2,450 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = 0,00605 > 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00605 \times 350 \times 350,45 = 742,0779 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Banyak tulangan} = A_s / \text{Luas} = 742,0779 / 284 = 2,61 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah tulangan}$$

$$A_s \text{ tulangan} = 3 \times 284 \text{ mm}^2 = 852 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{852 \times 420}{0,85 \times 21 \times 350} = 57,2773 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = a / \beta_1 = 57,2773 / 0,85 = 67,385 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{350,45-67,385}{67,385} \times 0,003 = 0,0126 > \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200.000} = 0,0021$$

$$\epsilon_t > 0,005$$

• Dicoba tulangan #16 (Ø15,9 mm)

$$\text{Luas} = 199 \text{ mm}^2$$

$$d = 352,05 \text{ mm}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{94,797}{0,9 \times 0,35 \times 0,35205^2} = 2428,1490 \text{ kN/m}^2 = 2,450 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = 0,00624 > 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00624 \times 350 \times 352,05 = 768,8772 \text{ mm}^2/m$$

$$\text{Banyak tulangan} = A_s / \text{Luas} = 768,8772 / 199 = 3,86 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah tulangan}$$

$$A_s \text{ tulangan} = 4 \times 199 \text{ mm}^2 = 796 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{796 \times 420}{0,85 \times 21 \times 350} = 53,5126 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = a / \beta_1 = 53,5126 / 0,85 = 62,956 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{352,05-62,956}{62,956} \times 0,003 = 0,0138 > 0,0021$$

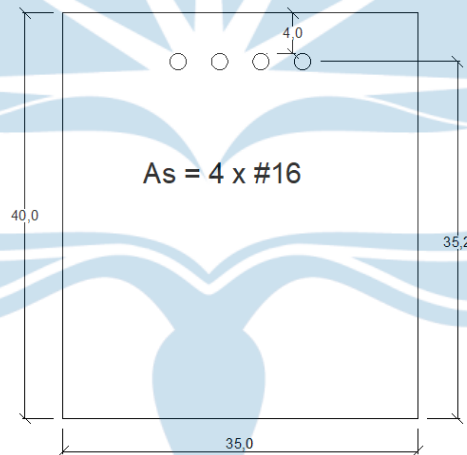
$$\epsilon_t > 0,005$$

Berdasarkan kesepakatan kelompok mengenai perbandingan harga material di pasaran antara kedua nomor tulangan maka dipilih tulangan #16 sebagai

Tulangan Tumpuan Balok Anak.

Jarak antar tulangan = 250 mm

$$A = 796 > 768,8772$$



Gambar 2.5 Sketsa Tulangan Tumpuan (dalam cm)

- Tulangan Lapangan

$$\text{Momen di B} \quad \frac{W_u \cdot L_m^2}{14} = 67,712 \text{ kNm}$$

Asumsikan Balok bekerja sebagai Balok T dengan kontribusi tulangan dari pelat lantai diabaikan, maka

$$z : 0,9d = 316,8 \text{ mm}$$

$$d - \frac{hf}{2} = 295,5 \text{ mm}$$

$$M = A_s \times f_y \times z$$

$$\frac{M_u}{\Phi} = \frac{67,712}{0,9} = 76,235 \text{ kNm}$$

$$A_s \text{ sementara} = \frac{75,235 \times 10^6}{420 \times 316,8} = 565,442 \text{ mm}^2$$

Hitung nilai a & z :

$$0,85 \cdot f'_c \cdot A_c = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 21 \cdot A_c = 565,442 \cdot 420$$

$$A_c = 13304,509 < h_f \times b = 169500 \text{ mm}^2$$

$$b = 16h_f + b_w = 2158 \text{ mm}$$

$$b = L/4 = 1500 \text{ mm}$$

Ac aman digunakan

$$a = A_c / b = 13304,509 / 1500 = 8,870 \text{ mm}$$

$$z = d - a/2 = 347,615 \text{ mm}$$

Revisi As :

$$A_s \text{ sementara} = \frac{75,235 \times 10^6}{420 \times 347,615} = 515,317 \text{ mm}^2$$

Hitung lagi nilai a & z

$$0,85 \cdot 21 \cdot A_c = 515,317 \cdot 420$$

$$A_c = 12125,100 \text{ mm}^2 < h_f \times b = 169500 \text{ mm}^2$$

Nilai z (348,008 mm)
mendekati nilai z sebelumnya
(347,615 mm).
Revisi dihentikan

Revisi As :

$$A_s = \frac{75,235 \times 10^6}{420 \times 348,008} = 514,735 \text{ mm}^2$$

Jumlah Tulangan minimum :

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \times b_w \times d = 336,103 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d = 410,725 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 514,735 \text{ mm}^2$$

Nilai c, ϵ_t , dan Φ

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = a / \beta_1 = 9,510 \text{ mm}$$

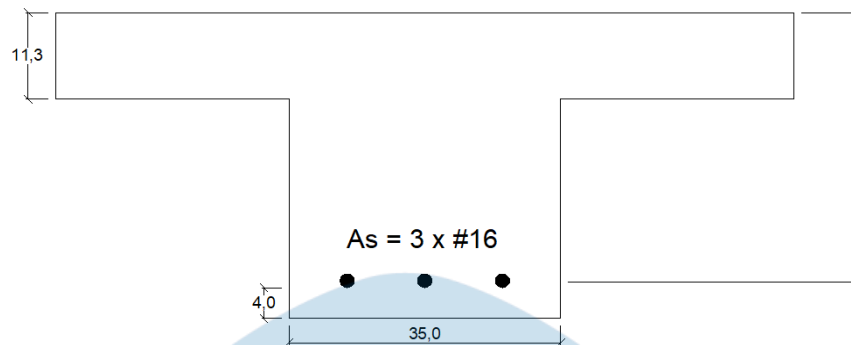
$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{352,05-9,510}{9,510} \times 0,003 = 0,108 > 0,005$$

$$\Phi = 0,9$$

Dicoba tulangan #16 (\emptyset 15,9 mm)

$$\text{Luas} = 199 \text{ mm}^2$$

Banyak tulangan (n) = $514,735/199 = 2.59 \approx 3$ buah tulangan



Gambar 2.6 Sketsa Tulangan Lapangan (dalam cm)

2.4 Perancangan Balok Induk

Rangka Melintang

Taksiran dimensi balok induk melintang

Tinggi = 600 mm

Lebar (b_w) = 400 mm

Berat sendiri balok induk (W_s)

(Tinggi – hf) x Lebar x BJ Beton Bertulang x 10^{-6}

$(600 - 113) \times 400 \times 23,5 \times 10^{-6} = 4,578 \text{ kN/m}$

- Rangka Melintang (Tengah)

Bentang 8 m

(Pelat Lantai + SIDL + Partisi + Balok Anak) $W_D = 16,55 \text{ kN/m}$

$P_D = 16,55 \times (6/2 + 6/2) = 99,303 \text{ kN}$

$P_L = 2,4 \times 2,7 \times (6/2 + 6/2) = 38,88 \text{ kN}$

Beban Mati Total = $P_D + W_s \times \text{Bentang}$

= $99,303 + 4,578 \times 2,7 = 111,663 \text{ kN}$

Bentang 7 m

(Pelat Lantai + SIDL + Partisi + Balok Anak) $W_D = 14,974 \text{ kN/m}$

$P_D = 14,974 \times (6/2 + 6/2) = 89,843 \text{ kN}$

$P_L = 2,4 \times 2,4 \times (6/2 + 6/2) = 34,56 \text{ kN}$

Beban Mati Total = $89,843 + 4,578 \times 2,4$

= $100,829 \text{ kN}$

- Rangka Melintang (Tepi)

Direncanakan dinding penuh berbahan hebel setinggi 3 meter.

Berat dinding = Kuat Tekan Hebel x Tinggi Dinding / 100

= $40 \times 3 / 100 = 1,2 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}\text{Berat keseluruhan (W}_D) &= \text{Berat sendiri Balok} + \text{Berat dinding} \\ &= 4,578 + 1,2 = 5,778 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Bentang 8 m

$$P_D = 16,55 \times (6/2) = 49,651 \text{ kN}$$

$$P_L = 2,4 \times 2,7 \times (6/2) = 19,44 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Mati Total} &= 49,651 + 4,578 \times 2,7 \\ &= 65,251 \text{ kN}\end{aligned}$$

Bentang 7 m

$$P_D = 14,974 \times (6/2) = 44,921 \text{ kN}$$

$$P_L = 2,4 \times 2,4 \times (6/2 + 6/2) = 17,28 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Mati Total} &= 44,921 + 4,578 \times 2,4 \\ &= 58,788 \text{ kN}\end{aligned}$$

Rangka Memanjang

Taksiran dimensi balok induk memanjang

$$\text{Tinggi} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar (b}_w) = 4/5 \text{ tinggi} = 400 \text{ mm}$$

Berat sendiri balok induk (W_s)

$$(\text{Tinggi} - hf) \times \text{Lebar} \times \text{BJ Beton Bertulang} \times 10^{-6}$$

$$(500 - 113) \times 400 \times 23,5 \times 10^{-6} = 3,638 \text{ kN/m}$$

- Rangka Memanjang (Tengah)

$$\text{Beban Pelat Lantai} = 4,056 \times (2,3/2 + 2,7/2) = 10,139 \text{ kN/m}$$

$$W_D = 10,139 + 3,638 = 13,777 \text{ kN/m} \quad P_D = 13,777 \times 6 = 82,659 \text{ kN}$$

$$W_L = 2,4 \times (2,3/2 + 2,7/2) = 6 \text{ kN/m} \quad P_L = 6 \times 6 = 36 \text{ kN}$$

- Rangka Memanjang (Tepi)

Direncanakan dinding parapet berbahan hebel setinggi 1,5 meter.

$$\text{Berat dinding} = 40 \times 1,5 / 100 = 0,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Pelat Lantai} = 4,056 \times 2,7/2 = 5,475 \text{ kN/m}$$

$$W_D = 0,6 + 5,475 + 3,638 = 9,713 \text{ kN/m} \quad P_D = 9,713 \times 6 = 58,276 \text{ kN}$$

$$W_L = 2,4 \times 2,7/2 = 3,24 \text{ kN/m} \quad P_L = 3,24 \times 6 = 19,44 \text{ kN}$$

2.5 Perancangan Kolom

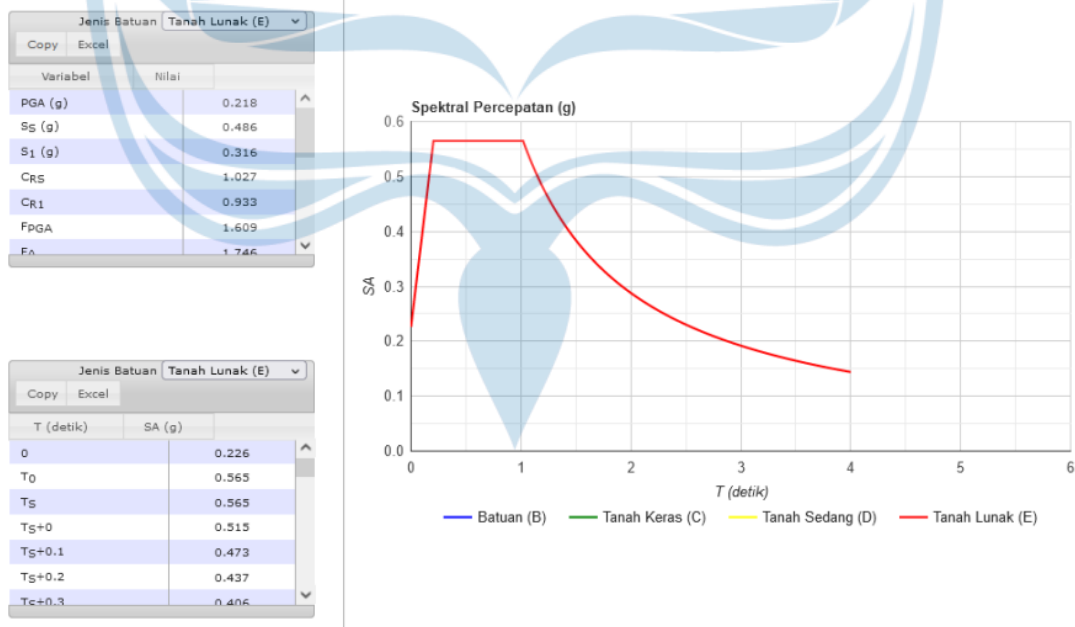
Perancangan dilakukan dengan melakukan perhitungan matematis berdasarkan lokasi kolom pada denah diatas. Asumsi pembebanan tidak ada daerah yang difungsikan khusus (beban hidup sama untuk semua lokasi kolom sebelum reduksi). Lokasi kolom terbagi menjadi empat yakni kolom tepi melintang, kolom tepi memanjang, kolom tengah, dan kolom sudut. Dimensi kolom ditaksir dengan dimensi 600 mm x 600 mm.

Berat sendiri (W_s) = $600 \times 600 \times 23,5 \div 10^6 = 8,46$ kN/m

Tabel perhitungan reduksi beban hidup kolom dan pembebanan kolom terdapat pada lampiran.

2.6 Perhitungan Respons Spektrum

Gambar berikut menunjukkan nilai spektral percepatan tanah lunak di Kota Medan berdasarkan data dari Pusat Penelitian dan Pengembangan Permukiman (Puskim) oleh Kementerian Pekerjaan Umum Republik Indonesia Tahun 2011.



Gambar 2.7 Data Puskim 2011

Dari data tersebut didapatkan parameter percepatan tanah periode pendek (S_s) = 0,486 g dan percepatan tanah periode 1 detik (S_1) = 0,316 g.

Lokasi gedung perkantoran maka struktur berada pada kategori resiko II dan memiliki faktor keutamaan gempa ($I_e = 1,0$) dengan klasifikasi situs SE (tanah lunak). Berikut perhitungan respons spektrum rencana.

Koefisien Situs ($F_a = 1,7448$, $F_v = 2,736$)

Percepatan respons spektrum gempa setelah penyesuaian kelas situs (S_M):

$$S_{MS} = F_a \times S_S = 0,8479728$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 0,864576$$

Percepatan respons spektrum periode pendek (DS) dan 1 detik (D1):

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0,5653152$$

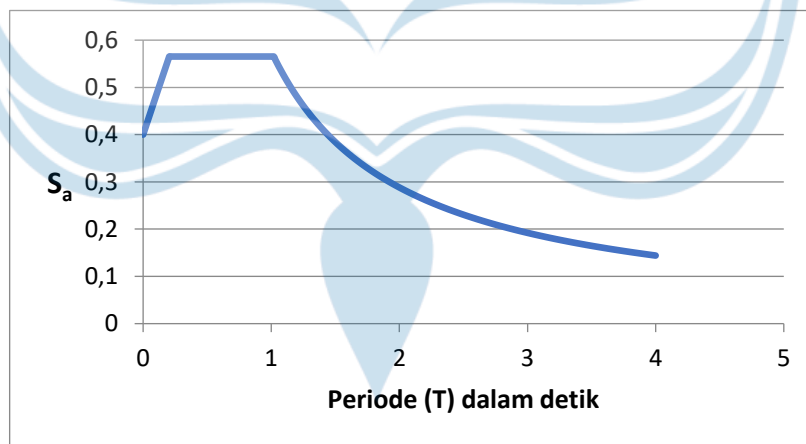
$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0,576384$$

Periode dan percepatan spektrum:

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2039159747 \text{ detik} \approx 0,204 \text{ detik}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 1,019579873 \text{ detik} \approx 1,020 \text{ detik}$$

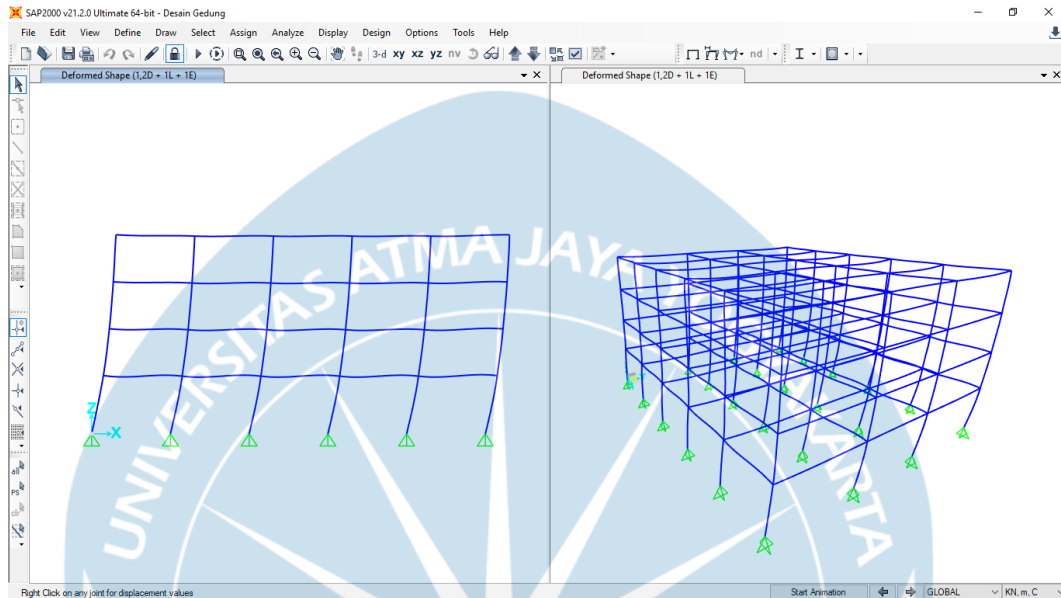
$$S_a(0) = \left[S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,204} \right) \right] = 0,4 \text{ g}$$



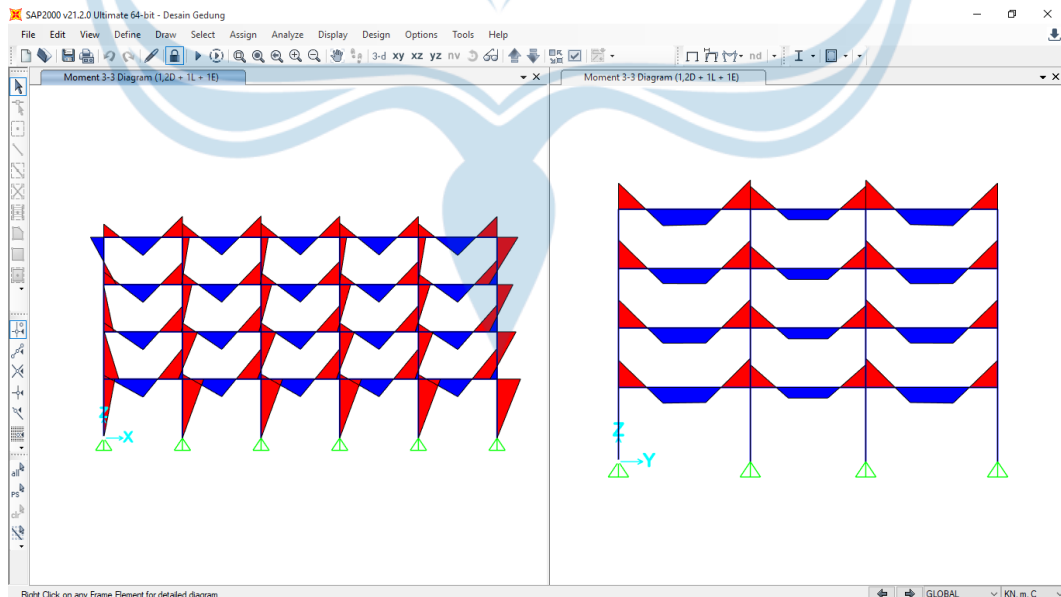
Gambar 2.8 Grafik Respons Spektrum Rencana

2.7 Pemodelan

Pemodelan struktur dilakukan dengan menggunakan aplikasi SAP2000. Model yang dibuat merupakan gambar struktural gedung secara keseluruhan dan gaya yang bekerja pada gedung.



Gambar 2.9 Model Struktur Setelah Kombinasi Pembebanan



Gambar 2.10 Diagram Momen Pembebanan Kombinasi