

# **Membuat Perencanaan Struktur Gedung Bertingkat Yang Meliputi Perencanaan Struktur Balok dan Kolom, sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 03-1726-2012 Dengan Menggunakan Program Etabs**

**ADHY SURYANA**

## **ABSTRAK**

Perhitungan analisis struktur Gedung Apartemen Bumijo terhadap beban gempa mengacu pada SNI Beton 03-2847-2002 dan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2012), dimana analisis beban gempa struktur gedung bertingkat tinggi dilakukan dengan Metode Analisis Dinamik Spektrum Respons. Gedung Apartemen Bumijo termasuk ke dalam Kriteria

## **ABSTRACT**

Structure analysis calculation of Bumijo Apartment Building toward earthquake loads, refer to SNI Beton 03-2847-2002 and Procedure of Earthquake Resistance Planning for Building and Non Building Structure (SNI 1726-2012), Dynamic Spectrum Response Analysis Methode used to make calculation of Earthquake Load Analysis of high rise building structure. The Bumijo Apartment Building belong to Seismic Design Criteria Type D with high level of risk seismicity, so the analysis used building frame system methode with configuration of Special Moment Resisting Frame

## **PENDAHULUAN**

### **Latar Belakang**

Bertambahnya jumlah penduduk di kota-kota besar di Indonesia sangat erat kaitannya dengan kegiatan pembangunan, dengan bertambahnya jumlah penduduk maka diperlukan sarana untuk melaksanakan kegiatan atau aktifitas mereka. Sarana utama yang digunakan sebagai kebutuhan seperti tepat tinggal, area perkantoran, rumah sakit, pasar, terminal dan bandara dan lain-lain.

Semakin bertambahnya jumlah penduduk, maka kebutuhan rumah tinggal atau hunian semakin besar. Dengan adanya keterbatasan lahan, maka pembangunan tempat tinggal vertical seperti apartemen atau rumah susun menjadi salah satu solusi yang dapat diambil.

Untuk menjaga agar tidak adanya kekhawatiran oleh para pengguna gedung, maka struktur bangunan harus direncanakan dengan baik sesuai standart atau peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia agar bangunan yang direncanakan dapat

Desain Seismik tipe D dengan tingkat resiko kegempaan tinggi, sehingga dalam perencanaannya digunakan metode system rangka gedung dengan konfigurasi struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). System SRPMK ini didesain agar bangunan tidak roboh saat terjadi gempa yang melebihi gempa yang telah di desain, oleh karena itu model SRPMK ini dirancang agar memenuhi syarat kolom kuat balok lemah. Adapun pemodelan yang dibuat, dilakukan dengan menggunakan bantuan software ETABS. Selain itu, juga digunakan beberapa macam software pendukung lain seperti Auto Cad, dan PCA COL.

Beberapa item pekerjaan yang diperhitungkan meliputi secara keseluruhan pekerjaan struktur. Elemen struktur meliputi : Balok, Kolom, Shearwall, Pelat Lantai, HBK. Hasil analisis menunjukkan bahwa struktur apartemen aman dan mampu dipertanggungjawabkan secara analitis.

Methode (SRMF). The SRMF system makes the building didn't fall into pieces when the earthquake happen and the loads exceed the planned. So, this SRMF model was planned for fullfil the requirement of strong column weak beams. The model was made by ETABS, and some of support software such as AutoCAD and PCA COL.

Some of works item has been count involving all of structure works. Those element such as beam, Column, Shearwall, Floor Plate, HBK. The analysis result showed that the structure of the apartment safe and able to be accounted for analytically.

memenuhi apa yang menjadi tujuan perencanaan struktur.

## **Maksud dan Tujuan**

Maksud dan tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah merencanakan gedung bertingkat di daerah zona gempa Yogyakarta berdasarkan Tata Cara Perhitungan Perencanaan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung (SNI 03-1726-2012). dan peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia dengan tujuan mendapatkan desain gedung yang kuat, aman & efisien.

## PENYAJIAN DAN PENGOLAHAN DATA

### PERHITUNGAN STRUKTUR

#### Gambaran Umum

Gedung Apartemen Bumijo

Alamat Lokasi : Jl. Bumijo Tengah, Yogyakarta

Perusahaan : PT. SAYANA REVATA BUMIJO

Jumlah Lantai : 13 Lantai + 1 Lantai Atap

Ketinggian : ± 42 m

#### Kriteria Desain Material

Standar desain yang digunakan dalam perencanaan struktur apartemen ini yaitu Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002), Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2012), dan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1987.

- Mutu Beton Rencana ( $f_c'$ )

Kolom :  $f_c'$  37.35 MPa

Pelat :  $f_c'$  29.05 MPa

Balok & Dinding Geser :  $f_c'$  33.2 MPa

beton : 2400 kg/m<sup>3</sup>

- Mutu Tulangan ( $F_y$ )

Tulangan Ulir ( $F_y$ ) : 400 MPa

Tulangan Polos ( $F_y$ ): 240 MPa

#### Perhitungan gempa

Beban gempa yang diperhitungkan pada perencanaan ini mengacu pada peraturan SNI 1726-2012. Kategori Resiko Bangunan dan Faktor Keutamaan ( $I_e$ ) ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan tersebut. Gedung apartemen ini termasuk Kategori Resiko II dan nilai Faktor Keutamaan ( $I_e$ ) adalah 1,0. Nilai  $S_s$  dan  $S_1$  dapat ditentukan dari Peta Gempa Indonesia 2010. Untuk Wilayah Yogyakarta didapat nilai  $S_s = 1.219$  g dan  $S_1 = 0.447$  g

#### Penentuan Jenis Tanah

Berdasarkan hasil tes boring tanah, diperoleh nilai NSP-T tanah rata untuk kedalaman 31.5 meter dengan Nilai hasil Test Penetrasi Standar Rata-Rata ( $\bar{N}$ ) = 46.28 (15 sampai 50), maka tanah di bawah

bangunan merupakan tanah sedang. Dengan demikian, dari hasil  $S_s$  dan  $S_1$  dan kategori tanah SD, dapat diperoleh Nilai  $F_a = 1.012$  dan  $F_v = 1.553$ . Nilai  $S_{MS} = 1.234$  g dan  $S_{M1} = 0.694$  g. Nilai  $S_{DS} = 0.823$  g dan  $S_{D1} = 0.462$  g

#### Respon Spektrum Desain

Sebelum membuat grafik respon spectrum desain, perlu dihitung terlebih dahulu nilai batasan periode  $T_0$  dan  $T_s$

$$T_0 = 0.2 S_{D1} / S_{DS} = 0.2 \times 0.462 / 0.823 = 0.112 \text{ detik}$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DS} = 0.462 / 0.823 = 0.562 \text{ detik}$$

Setelah itu dapat dibuat grafik respon spectrum

#### Periode Getar Struktur

Nilai  $T$  arah x ( $T_x$ ) dan nilai  $T$  arah y ( $T_y$ ) didapat dari hasil output pada Etabs, sehingga didapat nilai  $T_y = 1.062$  detik dan nilai  $T_x = 0.982$  detik. Menurut SNI 1726 : 2012, periode fundamental pendekatan,  $T_a$  untuk struktur dengan ketinggian lebih dari 12 tingkat dapat ditentukan dengan persamaan :

$$T_a = C_t h_n^x$$

Nilai koefisien  $C_t$  dan  $x$  untuk arah X dan Y ditentukan oleh system struktur yang menahan gaya gempa di arah tersebut. Sistem struktur yang digunakan adalah system dinding geser, sehingga nilai  $C_t$  dan  $x$  yang digunakan adalah nilai  $C_t$  dan  $x$  untuk system struktur lainnya yaitu sebesar  $C_t = 0.0488$  dan  $x = 0.75$ .

Hasil analisa menunjukkan bahwa untuk arah X, nilai  $T_a = 0.0488 \times 42^{0.75} = 0.8051$  detik dan arah Y, nilai  $T_a = 0.0488 \times 42^{0.75} = 0.8051$  detik, sehingga arah X,  $T_{\max \text{ ijin}} = C_u T_a = 1.40 \times 0.8051 = 1.1275$  detik, dan arah Y,  $T_{\max \text{ ijin}} = C_u T_a = 1.40 \times 0.8051 = 1.1275$  detik. Dengan demikian arah X dan arah Y, nilai  $T_c > C_u T_a$ , maka gunakan  $T = C_u T_a = 1.1272$  detik.

#### Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismic ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut ini :  $V = C_s \times W$ , karena nilai  $C_{sx}$  dan  $C_{sy} = 0.0586$  g, maka didapat nilai  $V_x$  dan  $V_y$  :

$$V_x \text{ dan } V_y = 0.0586 \times 16,552,543 \text{ kg} \\ = 969,223.26 \text{ kg}$$

#### Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :



Tabel 4 Perhitungan Faktor Pembesaran Torsi Akibat Gempa Arah Y

Lantai	M <sub>max</sub>	I <sub>e</sub>	Data		T <sub>max</sub>	Perhitungan		A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>
			0.00	0.00		0.00	0.00		
1	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
2	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
3	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
4	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
5	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
6	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
7	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
8	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
9	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
10	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
11	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
12	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
13	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
14	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
15	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
16	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
17	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
18	1.196	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Berdasarkan perhitungan factor pembesaran torsi untuk ketiga jenis tanah diatas maka dapat disimpulkan bahwa :

- Bangunan tanpa ketidakberaturan torsi karna **max < 1.2 rata-rata**
- Nilai Ax dan Ay adalah 1.0

Perhitungan nilai titik eksentrisitas rencana adalah sebagai berikut :

**Menghitung Titik Eksentrisitas Rencana**

Rumus untuk menghitung titik eksentrisitas adalah sebagai berikut :

$$e_x = e_{ox} + (0.05 B_x A_x)$$

$$e_y = e_{oy} + (0.05 B_y A_y)$$

**Kombinasi Pembebanan**

Nilai redundansi ( ) yang digunakan adalah 1.3 sedangkan nilai S<sub>DS</sub> di wilayah Yogyakarta adalah 0.823 g, maka kombinasi pembebanannya menjadi :

1	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
2	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
3	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
4	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
5	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
6	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
7	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
8	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
9	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
10	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
11	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
12	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
13	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
14	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
15	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
16	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
17	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
18	1.4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1

**Simpangan Antar Lantai**

Defleksi pusat massa di tingkat x ( x ) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Nilai factor pembesaran defleksi (Cd) untuh arah X dan arah Y adalah 5.5, nilai factor keutamaan gempa (Ie) adalah 1.0. Jenis struktur yang dipakai termasuk jenis semua struktur lainnya dan struktur termasuk kategori II sehingga simpangan antar lantai ijin ( a ) yang digunakan adalah 0.020h<sub>sx</sub>.

system penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori desain seismic D, E, atau F, simpangan antar lantai tingkat desain ( ) tidak boleh melebihi ( a / ) untuk semua tingkat. Nilai yang digunakan dalam analisa bangunan ini adalah 1.3

Tabel 5 Perhitungan Batas Simpangan Antar Lantai Tingkat

**Perhitungan Balok**

**Perhitungan Tulangan Utama**

**a. Kondisi 1, momen negatif tumpuan kanan**

$$Mu = -284.757 \text{ kN-m}$$

1. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur Sebagai asumsi awal, gunakan D19; d = 700 – 40 – 10 – 0,5 x 19 = 640.5 mm

j = 0.85 (koefisien lengan momen); ϕ = 0.8 (faktor reduksi momen)

$$Jd = 0.85 \times d = 0.85 \times 640.5 = 544.425 \text{ mm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y j d} = \frac{284.757 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 544.425} = 1634.51 \text{ mm}^2$$

Cek As minimum :

$$As_{min} = \frac{f_c}{4 f_y} b w . d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 500 \times 640.5 = 1153.29 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} b w . d = \frac{1.4}{400} 500 \times 640.5 = 1120.875 \text{ mm}^2$$

$$As = 1634.51 \text{ mm}^2 > As, \text{ min} = 1120.875 \text{ mm}^2 \dots$$

syarat tulangan minimum terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 6D19,  $A_s = 1701.17 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 1634.51 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1701.17 \times 400}{0.85 \times 33.2 \times 500} = 48.225 \text{ mm}^2$$

2. Cek momen nominal actual

$$M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot d \left(1 - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.8 \times 1701.17 \times 400 \times 640.5 \left(1 - \frac{48.225}{2}\right)$$

$$= 332264358.8 \text{ Nmm} = 332.264 \text{ kNm} > M_u$$

... OK

3. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1701.17}{500 \times 640.5} = 0.005$$

$$\rho_b = \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400} = 0.035$$

$$0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI

Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025

$< 0.75 \rho_b$  dan  $< 0.025$  ... OK

4. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\frac{a}{d} = \frac{48.225}{640.5} = 0.0752 < \frac{a_b}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1$$

$$= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

#### b. Kondisi 2, momen positif tumpuan kanan

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2 (2) mensyaratkan bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari  $\frac{1}{2}$  kuat lentur negatifnya pada muka tersebut.

$$M_u = 142.378 \text{ kN-m} < \frac{1}{2} M_n = \frac{1}{2} \times 332.264 = 166.132 \text{ kN-m}$$

Karena  $M_u < \frac{1}{2} M_n$ , maka digunakan 166.132 kN-m

1. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur  
Sebagai asumsi awal, gunakan D19;  $d = 700 - 40 - 10 - 0.5 \times 19 = 640.5 \text{ mm}$

$j = 0.85$  (koefisien lengan momen);  $\phi = 0.8$  (faktor reduksi momen)

$$j d = 0.85 \times d = 0.85 \times 640.5 = 544.425 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{166.132 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 544.425} = 953.60 \text{ mm}^2$$

Cek  $A_s$  minimum :

$$A_{s \min} = \frac{f_c}{4 f_y} b_w d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 500 \times 640.5 = 1153.29 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{400} 500 \times 640.5 = 1120.875 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 953.60 \text{ mm}^2 < A_{s, \min} = 1153.29 \text{ mm}^2 \dots$$

syarat tulangan minimum tidak terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 5D19,  $A_s =$

$$1417.64 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 1153.29 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1417.64 \times 400}{0.85 \times 33.2 \times 500} = 40.188 \text{ mm}^2$$

2. Cek momen nominal actual

$$M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot d \left(1 - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.8 \times 1417.64 \times 400 \times 640.5 \left(1 - \frac{40.188}{2}\right)$$

$$= 281444610.293 \text{ Nmm} = 281.44 \text{ kNm} > M_u$$

... OK

3. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1417.64}{500 \times 640.5} = 0.004$$

$$\rho_b = \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0.035$$

$$0.75 \quad b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025

$$< 0.75 \quad b \text{ dan } < 0.025 \dots \text{OK}$$

4. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\frac{a}{d} = \frac{40.188}{640.5} = 0.063 < \frac{ab}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1$$

$$= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

### c. Kondisi 3, momen negatif tumpuan kiri

$$M_u = -254.259 \text{ kN-m}$$

1. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur  
Sebagai asumsi awal, gunakan D19;  $d = 700 - 40 - 10 - 0,5 \times 19 = 640.5 \text{ mm}$   
 $j = 0.85$  (koefisien lengan momen);  $\phi = 0.8$  (faktor reduksi momen)

$$J_d = 0.85 \times d = 0.85 \times 640.5 = 544.425 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{254.259 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 544.425} = 1459.45 \text{ mm}^2$$

Cek  $A_s$  minimum :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_c}{4 f_y} b w . d = \frac{\sqrt{332}}{4 \times 400} 500 \times 640.5 = 1153.29 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} b w . d = \frac{1.4}{400} 500 \times 640.5 = 1120.875 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1459.45 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{ min}} = 1153.29 \text{ mm}^2 \dots$$

syarat tulangan minimum terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 6D19,  $A_s = 1701.17 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{ min}} = 1459.45 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1701.17 \times 400}{0.85 \times 33.2 \times 500} = 48.226 \text{ mm}^2$$

2. Cek momen nominal actual

$$M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0.8 \times 1701.17 \times 400 \left( 640.5 - \frac{48.225}{2} \right)$$

$$= 332264358.8 \text{ Nmm} = 332.264 \text{ kNm} > M_u \dots \text{OK}$$

3. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b w d} = \frac{1701.17}{500 \times 640.5} = 0.005$$

$$\rho_b = \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400} = 0.035$$

$$0.75 \quad b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025

$$< 0.75 \quad b \text{ dan } < 0.025 \dots \text{OK}$$

4. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\frac{a}{d} = \frac{48.225}{640.5} = 0.0752 < \frac{ab}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1$$

$$= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

### d. Kondisi 4, momen positif tumpuan kiri

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2 (2) mensyaratkan bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari  $\frac{1}{2}$  kuat lentur negatifnya pada muka tersebut.

$$M_u = 127.129 \text{ kN-m} < \frac{1}{2} \quad M_n = \frac{1}{2} 332.264 = 166.132 \text{ kN-m}$$

Karena  $M_u < \frac{1}{2} \quad M_n$ , maka digunakan 166.132 kN-m

1. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur  
Sebagai asumsi awal, gunakan D19;  $d = 700 - 40 - 10 - 0,5 \times 19 = 640.5 \text{ mm}$   
 $j = 0.85$  (koefisien lengan momen);  $\phi = 0.8$  (faktor reduksi momen)

$$J_d = 0.85 \times d = 0.85 \times 640.5 = 544.425 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{166.132 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 544.425} = 953.60 \text{ mm}^2$$

Cek  $A_s$  minimum :

$$A_{s\min} = \frac{f_c}{4f_y} b_w \cdot d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 500 \times 640.5 = 1153.29 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1.4}{400} 500 \times 640.5 = 1120.875 \text{ mm}$$

$A_s = 953.60 \text{ mm}^2 < A_{s, \min} = 1153.29 \text{ mm}^2 \dots$   
 syarat tulangan minimum tidak terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 5D19,  $A_s =$

$$1417.64 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 1153.29 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1417.64 \times 400}{0.85 \times 33.2 \times 500} = 40.188 \text{ mm}^2$$

2. Cek momen nominal actual

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2}$$

$$= 0.8 \times 1417.64 \times 400 \times 640.5 - \frac{40.188}{2}$$

$$= 281444610.293 \text{ Nmm} = 281.44 \text{ kNm} > M_u \dots$$

OK

3. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1417.64}{500 \times 640.5} = 0.004$$

$$\rho_b = \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400} = 0.035$$

$$0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI

Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025

$< 0.75 \rho_b$  dan  $< 0.025 \dots$  OK

4. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\frac{a}{d} = \frac{40.188}{640.5} = 0.063 < \frac{a_b}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1$$

$$= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

#### e. Kondisi 5, tengah bentang, momen positif

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2 (2) juga mensyaratkan baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari ¼ kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut

$$M_u = 146.647 \text{ kN-m} > \frac{1}{4} M_{n \text{ terbesar}} = \frac{1}{4} \times 332.264 \text{ kNm} = 83.066 \text{ kN-m}$$

maka digunakan 146.647 kN-m

1. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur  
 Sebagai asumsi awal, gunakan D19;  $d = 700 - 40 - 10 - 0.5 \times 19 = 640.5 \text{ mm}$   
 $j = 0.85$  (koefisien lengan momen);  $\phi = 0.8$  (faktor reduksi momen)

$$j d = 0.85 \times d = 0.85 \times 640.5 = 544.425 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{146.647 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 544.425} = 841.75 \text{ mm}^2$$

Cek  $A_s$  minimum :

$$A_{s\min} = \frac{f_c}{4f_y} b_w \cdot d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 500 \times 640.5 = 1153.29 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1.4}{400} 400 \times 640.5 = 1120.875 \text{ mm}^2$$

$A_s = 841.75 \text{ mm}^2 < A_{s, \min} = 1153.29 \text{ mm}^2 \dots$   
 syarat tulangan minimum tidak terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 5D19,  $A_s =$

$$1417.64 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 1153.29 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1417.64 \times 400}{0.85 \times 33.2 \times 500} = 40.188 \text{ mm}^2$$

2. Cek momen nominal actual

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2}$$

$$= 0.8 \times 1417.64 \times 400 \times 640.5 - \frac{40.188}{2}$$

$$= 281444610.293 \text{ Nmm} =$$

281.44 kNm  $> M_u \dots$  OK

3. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{As}{bw d} = \frac{1417.64}{500 \times 640.5} = 0.004$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400} = 0.035 \end{aligned}$$

$$0.75 b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI

Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025

< 0.75 b dan < 0.025 ...OK

4. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\begin{aligned} \frac{a}{d} &= \frac{40.188}{640.5} = 0.063 < \frac{ab}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 \\ &= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498 \end{aligned}$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

#### f. Kondisi 6, tengah bentang, momen negatif

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2 (2) juga mensyaratkan baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari 1/4 kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut

$$Mu = -71.189 \text{ kN-m} < \frac{1}{4} Mn_{\text{terbesar}} = \frac{1}{4} \times 332.264 \text{ kNm} = 83.066 \text{ kN-m}$$

maka digunakan 83.006 kN-m

5. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur Sebagai asumsi awal, gunakan D19; d = 700 – 40 – 10 – 0,5 x 19 = 640.5 mm

j = 0.85 (koefisien lengan momen); = 0.8 (faktor reduksi momen)

$$Jd = 0.85 \times d = 0.85 \times 640.5 = 544.425 \text{ mm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y j d} = \frac{83006 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 544.425} = 481.51 \text{ mm}^2$$

Cek As minimum :

$$As_{\text{min}} = \frac{f_c}{4 f_y} bw \cdot d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 500 \times 640.5 = 1153.29 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} bw \cdot d = \frac{1.4}{400} 500 \times 640.5 = 1120.875 \text{ mm}^2$$

As = 476.425 mm<sup>2</sup> < As, min = 1153.29 mm<sup>2</sup> ... syarat tulangan minimum tidak terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 5D19, As = 1417.64 mm<sup>2</sup> > As, min = 1153.29 mm<sup>2</sup>

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1417.64 \times 400}{0.85 \times 33.2 \times 500} = 40.188 \text{ mm}^2$$

6. Cek momen nominal actual

$$\begin{aligned} Mn &= .As \cdot fy \cdot d - \frac{a}{2} \\ &= 0.8 \times 1417.64 \times 400 \cdot 640.5 - \frac{40.188}{2} \end{aligned}$$

$$= 281444610.293 \text{ Nmm} =$$

281.44 kNm > Mu ... OK

7. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{As}{bw d} = \frac{1417.64}{500 \times 640.5} = 0.004$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400} = 0.035 \end{aligned}$$

$$0.75 b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI

Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025

< 0.75 b dan < 0.025 ...OK

8. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\begin{aligned} \frac{a}{d} &= \frac{40.188}{640.5} = 0.063 < \frac{ab}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 \\ &= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498 \end{aligned}$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*



### 4.7.3 Perhitungan Tulangan Geser

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.4(2) mengisyaratkan bahwa : Geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok mencapai  $1.25f_y$  dan factor reduksi kuat lentur  $\phi = 1$

1. Kapasitas momen negatif ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan

$$a = \frac{1.25f_y A_s}{0.85 f_c b} = \frac{1.25 \times 400 \times 1701.17}{0.85 \times 33.2 \times 500} = 60.28 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2}$$

$$= 1701.17 \times 1.25 \times 400 \cdot 640.5 - \frac{60.28}{2}$$

$$= 519.16 \text{ kNm}$$

2. Kapasitas momen positif ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan

$$a = \frac{1.25f_y A_s}{0.85 f_c b} = \frac{1.25 \times 400 \times 1417.64}{0.85 \times 33.2 \times 500} = 50.24 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2}$$

$$= 1417.64 \times 1.25 \times 400 \cdot 640.5 - \frac{50.24}{2}$$

$$= 436.20 \text{ kNm}$$

3. Kapasitas momen negatif ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kiri

$$a = \frac{1.25f_y A_s}{0.85 f_c b} = \frac{1.25 \times 400 \times 1701.17}{0.85 \times 33.2 \times 500} = 60.28 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2}$$

$$= 1701.17 \times 1.25 \times 400 \cdot 640.5 - \frac{60.28}{2}$$

$$= 519.16 \text{ kNm}$$

4. Kapasitas momen positif ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kiri

$$a = \frac{1.25f_y A_s}{0.85 f_c b} = \frac{1.25 \times 400 \times 1417.64}{0.85 \times 33.2 \times 500} = 50.24 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2}$$

$$= 1417.64 \times 1.25 \times 500 \cdot 640.5 - \frac{50.224}{2}$$

$$= 436.20 \text{ kNm}$$

Jika gaya geser akibat gempa saja (akibat  $M_{pr}$ ) > 0.5 total geser (akibat  $M_{pr}$  + beban gravitasi) maka  $V_c = 0$

Dalam hal ini gaya geser akibat gempa saja

$$= 146.98 \text{ kN} < 0.5 \times 299.54 \text{ kN}$$

$$= 146.98 \text{ kN} < 149.77 \text{ kN}$$

Karena gaya aksial yang kecil sekali maka  $V_c = 0$  sehingga  $V_s = V_n / \phi = 299.54 / 0.75 = 399.38 \text{ kN}$

Dengan memakai tulangan geser  $4\phi 10$  ( $A_v = 314.16 \text{ mm}^2$ ), diperoleh s sebesar

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot b}{V_s} = \frac{314.16 \times 400 \times 500}{399.38 \times 10^3} = 157.32 \text{ mm}$$

pakai  $s = 150 \text{ mm}$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari  $V_{smax}$  (Pasal 13.5.6.(9))

$$V_{smax} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c} b w \cdot d$$

$$= \frac{2}{3} \sqrt{33.2} \cdot 500 \cdot 640.5$$

$$= 1230.18 \text{ kN}$$

$$> 399.38 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_c} b w \cdot d = \frac{1}{3} \sqrt{33.2} \cdot 500 \cdot 640.5$$

$$= 615.09 \text{ kN}$$

$$> 399.38 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Syarat pemasangan begel sepanjang sendi plastis (pasal 23.3.3.(2))

$$S_{max} = d/4 = 640.5/4 = 160.125 \text{ mm}$$

$$= 8 \text{ db tul. longitudinal} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$= 24 \text{ db hoop} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$$

$$= 300 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 150 \text{ mm}$ , dengan hoop pertama  $4\text{Ø}10 \text{ mm}$  dipasang  $50 \text{ mm}$  dari muka kolom di kedua ujung balok dan seterusnya untuk sepanjang  $2h = 1400 \text{ mm}$  dari muka kolom dipasang  $4\text{Ø}10 \text{ mm}$  dengan  $s = 150 \text{ mm}$ .

Pemasangan begel di luar sendi plastis (di luar  $2h$ ) mengikuti pasal 23.3.3.4

Pada jarak  $2h = 1400 \text{ mm}$  dari muka kolom nilai  $V_u = 158.773 \text{ kN}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{158.773}{0.75} = 211.70 \text{ kN}$$

Jika dipakai begel 2 kaki  $\text{Ø}10 \text{ mm}$  ( $A_s = 157.08 \text{ mm}^2$ ), maka :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157.08 \times 400 \times 640.5}{211.70 \times 10^3} = 190.10 \text{ mm}$$

$S_{\max}$  menurut Pasal 13.5.4.1 dan 23.3.3.4 harus diambil yang lebih kecil dari

$$S_{\max} = d/2 = 640.5/2 = 320.25 \text{ mm}$$

Jadi dipasang begel  $2\text{Ø}10 - 200 \text{ mm}$  ditengah bentang

### Perhitungan Balok Anak

#### Perhitungan Tulangan Utama

##### a. Kondisi 1, momen negatif tumpuan kanan

$$M_u = -2.025 \text{ kN-m}$$

5. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur  
Sebagai asumsi awal, gunakan D16;  $d = 450 - 40 - 10 - 0,5 \times 16 = 392 \text{ mm}$   
 $j = 0.85$  (koefisien lengan momen);  $\phi = 0.8$  (faktor reduksi momen)

$$j d = 0.85 \times d = 0.85 \times 392 = 333.2 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{2.025 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 333.2} = 18.99 \text{ mm}^2$$

Cek  $A_s$  minimum :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\bar{f}_c}{4 f_y} b w \cdot d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 300 \times 392 = 423.50 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} b w \cdot d = \frac{1.4}{400} 300 \times 390.5 = 411.6 \text{ mm}^2$$

$A_s = 18.99 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{ min}} = 423.50 \text{ mm}^2$  ... syarat tulangan minimum tidak terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 3D16,  $A_s = 603.185 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{ min}} = 423.50 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{603.185 \times 400}{0.85 \times 33.2 \times 300} = 28.5 \text{ mm}^2$$

6. Cek momen nominal actual

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot d \left( 1 - \frac{a}{2} \right) = 0.8 \times 603.185 \times 400 \times 392 \left( 1 - \frac{28.5}{2} \right)$$

$= 72.913 \text{ kNm} > M_u$  ... OK

7. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b w d} = \frac{603.185}{300 \times 392} = 0.005$$

$$\rho_b = \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400} = 0.035$$

$$0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 23.3.2 adalah  $0.025 < 0.75 \rho_b$  dan  $< 0.025$  ... OK

8. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\frac{a}{d} = \frac{28.5}{392} = 0.073 < \frac{\rho_b}{\rho} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 = \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

**g. Kondisi 2, momen positif tumpuan kanan**

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2 (2) mensyaratkan bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari 1/2 kuat lentur negatifnya pada muka tersebut.

$$M_u = 2.025 \text{ kN-m} < \frac{1}{2} \quad M_n = \frac{1}{2} 72.913 = 36.457 \text{ kN-m}$$

Karena  $M_u < \frac{1}{2} M_n$ , maka digunakan 36.457 kN-m

1. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

Sebagai asumsi awal, gunakan D16;  $d = 450 - 40 - 10 - 0,5 \times 16 = 392 \text{ mm}$

$j = 0.85$  (koefisien lengan momen);  $\beta_1 = 0.8$  (faktor reduksi momen)

$$j d = 0.85 \times d = 0.85 \times 392 = 333.2 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{36457 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 333.2} = 341.92 \text{ mm}^2$$

Cek  $A_s$  minimum :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_c}{4 f_y} b w . d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 300 \times 392 = 423.50 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} b w . d = \frac{1.4}{400} 300 \times 390.5 = 411.6 \text{ mm}^2$$

$A_s = 341.92 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{ min}} = 423.50 \text{ mm}^2 \dots$   
syarat tulangan minimum tidak terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 3D16,  $A_s = 603.185 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{ min}} = 423.50 \text{ mm}^2$

$$\bar{a} = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{603.185 \times 400}{0.85 \times 33.2 \times 300} = 28.5 \text{ mm}^2$$

2. Cek momen nominal actual

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot d \left( 1 - \frac{\bar{a}}{2} \right)$$

$$= 0.8 \times 603.185 \times 400 \left( 1 - \frac{28.5}{2} \right)$$

$$= 72.913 \text{ kNm} > M_u \dots \text{OK}$$

3. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b w d} = \frac{603.185}{300 \times 392} = 0.005$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0.035$$

$$0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025  
 $< 0.75 \rho_b$  dan  $< 0.025 \dots \text{OK}$

4. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\frac{\bar{a}}{d} = \frac{28.5}{392} = 0.073 < \frac{\bar{a}_b}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1$$

$$= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

**h. Kondisi 3, momen negatif tumpuan kiri**

$$M_u = -2.025 \text{ kN-m}$$

1. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

Sebagai asumsi awal, gunakan D16;  $d = 450 - 40 - 10 - 0,5 \times 16 = 392 \text{ mm}$

$j = 0.85$  (koefisien lengan momen);  $\beta_1 = 0.8$  (faktor reduksi momen)

$$j d = 0.85 \times d = 0.85 \times 392 = 333.2 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{2.025 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 333.2} = 18.99 \text{ mm}^2$$

Cek  $A_s$  minimum :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_c}{4 f_y} b w . d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 300 \times 392 = 423.50 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} b w . d = \frac{1.4}{400} 300 \times 390.5 = 411.6 \text{ mm}^2$$

$A_s = 18.99 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{ min}} = 423.50 \text{ mm}^2 \dots$  syarat tulangan minimum tidak terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 3D16,  $A_s = 603.185 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 423.50 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{603.185 \times 400}{0.85 \times 33.2 \times 300} = 28.5 \text{ mm}^2$$

2. Cek momen nominal actual

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2} \\ &= 0.8 \times 603.185 \times 400 \times 392 \\ &\quad - \frac{28.5}{2} \\ &= 72.913 \text{ kNm} > M_u \dots \text{OK} \end{aligned}$$

3. Cek rasio tulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \cdot w \cdot d} = \frac{603.185}{300 \times 392} = 0.005 \\ \rho_b &= \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.035 \end{aligned}$$

$$0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025

$$< 0.75 \rho_b \text{ dan } < 0.025 \dots \text{OK}$$

4. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\begin{aligned} \frac{a}{d} &= \frac{28.5}{392} = 0.073 < \frac{a_b}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498 \end{aligned}$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

5. **Kondisi 4, momen positif tumpuan kiri**

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2 (2) mensyaratkan bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari  $\frac{1}{2}$  kuat lentur negatifnya pada muka tersebut.

$$M_u = 2.025 \text{ kN-m} < \frac{1}{2} M_n = \frac{1}{2} 72.913 = 36.457 \text{ kN-m}$$

Karena  $M_u < \frac{1}{2} M_n$ , maka digunakan 36.457 kN-m

1. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur  
Sebagai asumsi awal, gunakan D16;  $d = 450 - 40 - 10 - 0.5 \times 16 = 392 \text{ mm}$

$j = 0.85$  (koefisien lengan momen);  $\phi = 0.8$  (faktor reduksi momen)

$$j \cdot d = 0.85 \times d = 0.85 \times 392 = 333.2 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot j \cdot d} = \frac{36.457 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 333.2} = 341.92 \text{ mm}^2$$

Cek  $A_s$  minimum :

$$A_{s \min} = \frac{f_c}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot w \cdot d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 300 \times 392 = 423.50 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d = \frac{1.4}{400} 300 \times 390.5 = 411.6 \text{ mm}^2$$

$A_s = 341.92 \text{ mm}^2 < A_{s, \min} = 423.50 \text{ mm}^2 \dots$   
syarat tulangan minimum tidak terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 3D16,  $A_s = 603.185 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 423.50 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{603.185 \times 400}{0.85 \times 33.2 \times 300} = 28.5 \text{ mm}^2$$

2. Cek momen nominal actual

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2} \\ &= 0.8 \times 603.185 \times 400 \times 392 \\ &\quad - \frac{28.5}{2} \\ &= 72.913 \text{ kNm} > M_u \dots \text{OK} \end{aligned}$$

3. Cek rasio tulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \cdot w \cdot d} = \frac{603.185}{300 \times 392} = 0.005 \\ \rho_b &= \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.035 \end{aligned}$$

$$0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025

$< 0.75$  b dan  $< 0.025$  ...OK

4. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\frac{a}{d} = \frac{28.5}{392} = 0.073 < \frac{ab}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1$$

$$= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

### 6. Kondisi 5, tengah bentang, momen positif

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2 (2) juga mensyaratkan baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari  $\frac{1}{4}$  kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut

$$M_u = 3.645 \text{ kN-m} > \frac{1}{4} M_{n \text{ terbesar}} = \frac{1}{4} \times 72.913 \text{ kNm} = 18.228 \text{ kN-m}$$

maka digunakan 18.228 kN-m

1. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur  
Sebagai asumsi awal, gunakan D16;  $d = 450 - 40 - 10 - 0,5 \times 16 = 392 \text{ mm}$   
 $j = 0.85$  (koefisien lengan momen);  $\phi = 0.8$  (faktor reduksi momen)

$$j d = 0.85 \times d = 0.85 \times 392 = 333.2 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{18228 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 333.2} = 170.96 \text{ mm}^2$$

Cek  $A_s$  minimum :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_c}{4 f_y} b w . d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 300 \times 392 = 423.50 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} b w . d =$$

$$\frac{1.4}{400} 300 \times 390.5 = 411.6 \text{ mm}^2$$

$A_s = 170.96 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{ min}} = 423.50 \text{ mm}^2$  ...  
syarat tulangan minimum tidak terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 3D16,  $A_s = 603.185 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{ min}} = 423.50 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{603.185 \times 400}{0.85 \times 332 \times 300} = 28.5 \text{ mm}^2$$

2. Cek momen nominal actual

$$\phi M_n = \phi . A_s . f_y . d \left( 1 - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0.8 \times 603.185 \times 400 \times 392 \left( 1 - \frac{28.5}{2} \right)$$

= 72.913 kNm  $> M_u$  ... OK

3. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b w d} = \frac{603.185}{300 \times 392} = 0.005$$

$$\rho_b = \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0.035$$

$$0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025

$< 0.75 \rho_b$  dan  $< 0.025$  ...OK

4. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\frac{a}{d} = \frac{28.5}{392} = 0.073 < \frac{ab}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1$$

$$= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

### 7. Kondisi 6, tengah bentang, momen negatif

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2 (2) juga mensyaratkan baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari  $\frac{1}{4}$  kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut

$$M_u = 3.645 \text{ kN-m} > \frac{1}{4} M_n \text{ terbesar} = \frac{1}{4} \times 72.913 \text{ kNm} = 18.228 \text{ kN-m}$$

maka digunakan 18.228 kN-m

1. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur  
Sebagai asumsi awal, gunakan D16;  $d = 450 - 40 - 10 - 0,5 \times 16 = 392 \text{ mm}$   
 $j = 0.85$  (koefisien lengan momen);  $\phi = 0.8$  (faktor reduksi momen)

$$Jd = 0.85 \times d = 0.85 \times 392 = 333.2 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{18228 \times 10^6}{0.8 \times 400 \times 333.2} = 170.96 \text{ mm}^2$$

Cek  $A_s$  minimum :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{f_c}{4 f_y} b_w \cdot d = \frac{\sqrt{33.2}}{4 \times 400} 300 \times 392 = 423.50 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1.4}{400} 300 \times 390.5 = 411.6 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 170.96 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{ min}} = 423.50 \text{ mm}^2 \dots$$

syarat tulangan minimum tidak terpenuhi

jumlah tulangan yang digunakan 3D16,  $A_s =$

$$603.185 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{ min}} = 423.50 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{603.185 \times 400}{0.85 \times 332 \times 300} = 28.5 \text{ mm}^2$$

2. Cek momen nominal actual

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot d \left(1 - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.8 \times 603.185 \times 400 \times 392 \left(1 - \frac{28.5}{2}\right)$$

$$= 72.913 \text{ kNm} > M_u \dots \text{ OK}$$

3. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{603.185}{300 \times 392} = 0.005$$

$$\rho_b = \beta \frac{0.85 f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.83 \frac{0.85 \times 33.2}{400} \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0.035$$

$$0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.035 = 0.026$$

Batasan tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 23.3.2 adalah 0.025

$$< 0.75 \rho_b \text{ dan } < 0.025 \dots \text{ OK}$$

4. Cek apakah tulangan yang digunakan penampang masih bersifat *underreinforced*

$$\frac{a}{d} = \frac{28.5}{392} = 0.073 < \frac{a_b}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1$$

$$= \frac{600}{600 + 400} \times 0.83 = 0.498$$

OK, penampang masih bersifat *underreinforced*

#### 4.8.4 Perhitungan Tulangan Geser

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.4(2) mengisyaratkan bahwa : Geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok mencapai  $1.25 f_y$  dan factor reduksi kuat lentur  $\phi = 1$

5. Kapasitas momen negatif ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan

$$a = \frac{1.25 f_y A_s}{0.85 f_c b} = \frac{1.25 \times 400 \times 603.185}{0.85 \times 33.2 \times 450}$$

$$= 35.62 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot d \left(1 - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 603.185 \times 1.25 \times 400 \times 392 \left(1 - \frac{28.50}{2}\right) = 112.85 \text{ kNm}$$

6. Kapasitas momen positif ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan

$$a = \frac{1.25 f_y A_s}{0.85 f_c b} = \frac{1.25 \times 400 \times 603.185}{0.85 \times 33.2 \times 450}$$

$$= 35.62 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot d \left(1 - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 603.185 \times 1.25 \times 400 \times 392 \left(1 - \frac{28.50}{2}\right) = 112.85 \text{ kNm}$$

7. Kapasitas momen negatif ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kiri

$$a = \frac{1.25f_y A_s}{0.85 f_c b} = \frac{1.25 \times 400 \times 603.1858}{0.85 \times 33.2 \times 450}$$

$$= 35.62 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2}$$

$$= 603.1858 \times 1.25 \times 400 \cdot 392$$

$$- \frac{28.50}{2} = 112.85 \text{ kNm}$$

8. Kapasitas momen positif ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kiri

$$a = \frac{1.25f_y A_s}{0.85 f_c b} = \frac{1.25 \times 400 \times 603.1858}{0.85 \times 33.2 \times 450}$$

$$= 35.62 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2}$$

$$= 603.1858 \times 1.25 \times 400 \cdot 392$$

$$- \frac{28.50}{2} = 112.85 \text{ kNm}$$

Jika gaya geser akibat gempa saja (akibat  $M_{pr}$ ) > 0.5 total geser (akibat  $M_{pr}$  + beban gravitasi) maka  $V_c = 0$

Dalam hal ini gaya geser akibat gempa saja

$$= 128.97 \text{ kN} < 0.5 \times 281.53 \text{ kN}$$

$$= 128.97 \text{ kN} < 140.77 \text{ kN}$$

Karena gaya aksial yang kecil sekali maka  $V_c = 0$  sehingga  $V_s = V_n / 0.75 = 281.53 / 0.75 = 375.37 \text{ kN}$

Dengan memakai tulangan geser  $2\emptyset 10$  ( $A_v = 157.08 \text{ mm}^2$ ), diperoleh  $s$  sebesar

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot b}{V_s} = \frac{157.08 \times 400 \times 300}{375.37 \times 10^3} = 50.22 \text{ mm}, \text{ pakai}$$

$$s = 50 \text{ mm}$$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari  $V_{smax}$  (Pasal 13.5.6.(9))

$$V_{smax} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c} b w \cdot d = \frac{2}{3} \sqrt{33.2} \cdot 300 \cdot 392$$

$$= 451.74 \text{ kN}$$

$$> 375.37 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_c} b w \cdot d = \frac{1}{3} \sqrt{33.2} \cdot 300 \cdot 392$$

$$= 225.87 \text{ kN}$$

$$> 375.37 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Syarat pemasangan begel sepanjang sendi plastis (pasal 23.3.3.(2))

$$S_{max} = d/4 = 392/4 = 98 \text{ mm}$$

$$= 8 \text{ db tul. longitudinal} = 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$$

$$= 24 \text{ db hoop} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$$

$$= 300 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 50 \text{ mm}$ , dengan hoop pertama  $2\emptyset 10 \text{ mm}$  dipasang  $50 \text{ mm}$  dari muka kolom di kedua ujung balok dan seterusnya untuk sepanjang  $2h = 900 \text{ mm}$  dari muka kolom dipasang  $2\emptyset 10 \text{ mm}$  dengan  $s = 50 \text{ mm}$ .

Pemasangan begel di luar sendi plastis (di luar  $2h$ ) mengikuti pasal 23.3.3.4

Pada jarak  $2h = 900 \text{ mm}$  dari muka kolom nilai  $V_u = 5.718 \text{ kN}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{5.718}{0.75} = 7.62 \text{ kN}$$

Jika dipakai begel 2 kaki  $\emptyset 10 \text{ mm}$  ( $A_s = 157.08 \text{ mm}^2$ ), maka :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157.08 \times 400 \times 392}{7.62 \times 10^3}$$

$$= 3230.6 \text{ mm}$$

$S_{max}$  menurut Pasal 13.5.4.1 dan 23.3.3.4 harus diambil yang lebih kecil dari

$$S_{max} = d/2 = 392/2 = 196 \text{ mm}$$

Jadi dipasang begel 2Ø10 – 200 mm ditengah bentang

### Perencanaan Kolom

#### Perhitungan Tulangan Longitudinal Kolom

A. Menentukan Tinggi Efektif Kolom

$$d' = 60 + 10 + 0,5 \times 25 = 82.5 \text{ mm}$$

$$d = 800 - 82.5 = 717.5 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{37.35} = 28723.88 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 0,5$$

B. Analisis Tampang Kolom

a. Kolom yang ditinjau C21 (K1-800X800)

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$\ell_u = 3000 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 800 \times 800^3 = 3.413 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Maka:

$$EI_k = \frac{Ec \cdot I_g}{1 + d} = \frac{28723.88 \times 3.413 \times 10^{10}}{1 + 0,5} = 2.614 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

b. Kolom atas C21 (K2-700 x 700)

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$\ell_u = 3000 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 700 \times 700^3 = 2.00083 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Maka:

$$EI_k = \frac{Ec \cdot I_g}{1 + d} = \frac{28723.88 \times 2.0008 \times 10^{10}}{1 + 0,5} = 1.533 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

c. Balok atas kiri B27 (B1-500 x 700)

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

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$\ell_u = 5300 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 500 \times 700^3 = 1.43 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI_k = \frac{Ec \cdot I_g}{1 + d} = \frac{28723.88 \times 1.43 \times 10^{10}}{1 + 0,5} = 1.095 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

d. Balok atas kanan B28 (B1-500 x 700)

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

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$\ell_u = 7300 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 500 \times 700^3 = 1.43 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI_k = \frac{Ec \cdot I_g}{1 + d} = \frac{28723.88 \times 1.43 \times 10^{10}}{1 + 0,5} = 1.095 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

C. Faktor Kekangan Ujung Yang Terjadi Pada Kolom

Sumbu X

$$A = \frac{\left(\frac{ELk}{lk}\right) + \left(\frac{ELk}{lk}\right)}{\left(\frac{Elb}{lB}\right) + \left(\frac{Elb}{lB}\right)}$$

$$A = \frac{\left(\frac{2.614 \times 10^{14}}{3000}\right) + \left(\frac{1.533 \times 10^{14}}{3000}\right)}{\left(\frac{1.095 \times 10^{14}}{5300}\right) + \left(\frac{1.095 \times 10^{14}}{7300}\right)} = 3.88$$

Sisi bawah kolom yang ditinjau:

$$B = 0 \text{ Karena terjepit penuh pada pondasi}$$

Dari grafik nomogram panjang efektif kolom dengan pengaku didapat nilai k=0.66

D. Menentukan Angka Kelangsingan Kolom

Untuk komponen tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan samping, pengaruh batas kelangsingan boleh diabaikan apabila berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 12.13.2 sebagai berikut:

$$\ell_u = 3000 \text{ mm}$$

$$r = 0.3xh \rightarrow 0.3 \text{ untuk kolom persegi}$$

$$r = 0.3 \times 800 = 240$$

$$\frac{k \cdot \ell_u}{r} = \frac{0.66 \times 3000}{240} = 9.428 < 34 - 12 \cdot \left(\frac{M1}{M2}\right)$$

$$\frac{k \cdot \ell_u}{r} = \frac{0.66 \times 3000}{240} = 9.428 < 34 - 12 \cdot \left(\frac{124.474}{-125.835}\right)$$



$$\frac{k \cdot l_u}{r} = \frac{0.66 \times 3000}{240} = 9.428 < 45.870$$

→ kolom pendek

E. Perhitungan  $P_{nb}$  pendekatan

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 400} \cdot 717,5$$

$$= 430.5 \text{ mm}$$

$$a = 1 \cdot C_b = 0.85 \cdot 430,5 = 365.925 \text{ mm}$$

$$P_{nb} = 0.85 \times f_c' \times a \times b = 0.85 \times 37.35 \times 365.925 \times 800$$

$$= 9293763.15 \text{ N} = 9293.76 \text{ kN}$$

F. Perhitungan  $P_{n\text{perlu}}$  :

$$0.10 \times f_c \times A_g = 0.10 \times 37.35 \times (800 \times 800) =$$

$$2390400 \text{ N}$$

$$= 2390.4 \text{ kN} < P_u = 3172.121 \text{ kN}$$

Digunakan factor reduksi kekuatan = 0.65  
sehingga diperoleh :

$$P_{n\text{perlu}} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{3172.121}{0.65} = 4880.19 \text{ kN} < P_{nb} =$$

9293.76 kN, diperkirakan runtuh tarik

$$a = \frac{P_{n\text{perlu}}}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{4880190}{0.85 \times 37.35 \times 800}$$

$$= 192.148 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{P_{n\text{perlu}} \times e - \frac{h}{2} + \frac{a}{2}}{f_y \times d - d}$$

$$= \frac{4880190 \times \left( \frac{124.474}{3172.121} - \frac{800}{2} + \frac{192.148}{2} \right)}{400 \times (717.5 - 82.5)}$$

$$= 5085.50 \text{ mm}^2$$

G. Kontrol luas tulangan :

$$A_{st} = A_s + A_s' = 5085.50 + 5085.50 = 10171 \text{ mm}^2$$

$$A_{st\text{min}} = 1\% \cdot A_g = 0.01 \times (800 \times 800) = 6400 \text{ mm}^2$$

Direncanakan :

$$A_s = A_s' = 14D25 = 6872.234 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 6872.234 \text{ mm}^2 = 1.074\% \cdot A_g$$

Jadi terpasang 14D25

#### 4.9.1 Kuat Kolom

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.2.2 diterangkan bahwa kuat kolom  $\phi M_n$  harus memenuhi  $M_c \geq 1,2 \Sigma M_g$ .

1. Kolom lantai atas

Gaya aksial terfaktor di kolom atas = 2978.876 kN

Dari diagram interaksi kolom diperoleh  $M = 1716.4$  kNm

2. Kolom yang di desain

Gaya aksial terfaktor di kolom desain = 3172.121 kN

Dari diagram interaksi kolom diperoleh  $M = 1591.3$  kNm

$$M_c = 1591.3 + 1716.4 = 3307.7 \text{ kNm}$$

$$M_c = 3307.7 \text{ kNm} \geq 1,2 \Sigma M_g = 1,2 \times (281.445 + 281.445) = 675.468 \text{ kNm}$$

(Ok)

#### 4.9.2 Pengekangan Kolom

Memenuhi pasal 23.4.4.4 ujung-ujung kolom sepanjang  $l_o$  harus dikekang dengan spasi sesuai pasal 23.4.4.2 oleh tulangan transversal (Ash)

a. Tinggi elemen struktur di joint (d) = 800 mm

b. 1/6 tinggi bersih kolom =  $1/6 \times 3000 = 500$  mm

c. 500 mm = 500 mm

Dengan demikian diambil  $l_o = 800$  mm.

Dengan s memenuhi ketentuan berikut :

a. 1/4 cross section dimensi kolom =  $800/4$

b. 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25$

c. < 100 mm

Sehingga s diambil = 100 mm

Ash min diperoleh sesuai pasal 23.4.4.1, dengan asumsi  $s = 100$  mm,  $f_{yh} = 400$  MPa, selimut beton = 60 mm dan  $\phi_s = 13$  mm

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \left( \frac{sh_c \times f_c}{f_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) = 0,3 \left( \frac{100 \times (800 - 2 \times 60 - 20) \times 37.35}{400} \right) \left( \frac{640000}{(800 - 2 \times 60)^2} - 1 \right) = 710.102 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09 sh_c \times f_c}{f_{yh}} = 0,09 \left( \frac{150 \times (800 - 2 \times 60 - 20) \times 37.35}{400} \right) = 554.65 \text{ mm}^2$$

Untuk memenuhi pasal 23.4.4.3 dipasang Ash

$$6D13 = 796.4 \text{ mm}^2$$

### 4.9.3 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.5(1) adalah sebagai berikut:

Kuat gaya geser rencana  $V_e$  ditentukan dari kuat momen maksimum,  $M_{pr}$  dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di Hubungan Balok Kolom yang bersangkutan. Namun pasal tersebut juga dibatasi bahwa  $V_e$  tidak perlu lebih besar dari gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat Hubungan Balok-Kolom berdasarkan  $M_{pr}$  balok-balok melintang dan tidak boleh diambil kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis struktur dengan menggunakan Etabs.

Dari diagram interaksi P-M pada setelah dimasukan beban aksial terfaktor sebesar  $P_u$  setelah ditarik garis tegak lurus didapatkan kuat momen maksimum,  $M_{pr}$  sebesar 1591.3 kNm.

Karena  $M_{pr}$  diatas dan dibawah kolom sama, maka :

$$M_{u\text{kolom}} = 1591.3 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_{ut} + M_{ub}}{\ell_n} = \frac{1591.3 + 1591.3}{2.3} = 1383.74 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{M_{prt} + M_{pr}}{\ell_n} = \frac{519.16 + 436.20}{2.3} = 415.37 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e > V_u$  ... Ok tapi jelas lebih besar dari hasil

$V_u$  analisa struktur

Karena beban aksial kolom (3172.1 kN) lebih besar dari  $A_g \cdot F_c / 20 = 800^2 \times 37.35 / 20 = 1195.2 \text{ kN}$

Maka  $V_c$  diambil sesuai Pasal 13.3.1(2)

$$\begin{aligned} V_c &= 1 + \frac{N_u}{14A_g} \frac{f_c}{6} b_w \cdot d \\ &= 1 \\ &+ \frac{3172.1}{14 \cdot 800^2} \frac{37.35}{6} 800 \cdot 717.5 \\ &= 584.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan  $A_v$  6D13 = 796.39 mm<sup>2</sup> dan s terpasang = 150 mm

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} = \frac{796.39 \times 400 \times 717.5}{150} = 1523.767 \text{ kN}$$

Maka  $(V_s + V_c) = 0.75 \times (1523.767 + 584.87) = 1581.478 \text{ kN} > 415.37 \text{ kN}$  (ok)

Berarti Ash sudah terpasang berdasarkan persyaratan (pasal 23.4.4(1)) di  $l_o$  sudah cukup menahan geser

Dengan sisa panjang kolom harus tetap dipasang tulangan transversal :

$$\begin{aligned} S &= 6 d_b \text{ tul. memanjang} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi dipasang begel 6D13-150 mm ditengah bentang

### 4.9.4 Persyaratan Kapasitas (Strong Column Weak Beam)

1. Pada kolom tengah

$$M_e > \frac{6}{5} M_g$$

Dimana :

$M_e$  = jumlah momen nominal terendah yang konsisten dengan gaya aksial terendah yang bertemu pada suatu kolom

$M_g$  = jumlah momen nominal dari balok-balok yang bertemu di HBK

$$\text{Kol 1} = 1717.9 \text{ kN m} \quad \text{Bal 1} = 335.546 \text{ kN m}$$

Kol 2 = 1732.5 kN m      Bal 2 = 281.445 kN m



5308.31 kN m > 925.49 kN m (Ok)

2. Pada kolom pinggir

—

Dimana :

= jumlah momen nominal terendah yang konsisten dengan gaya aksial terendah yang bertemu pada suatu kolom

= jumlah momen nominal dari balok-balok yang bertemu di HBK

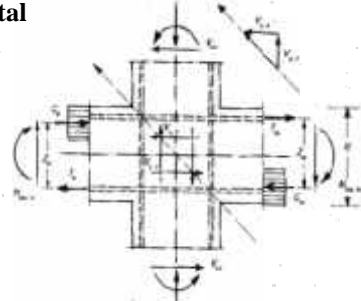
Kol 1 = 1591.32 kN m      Bal 1 = 335.546 kN m

Kol 2 = 1716.43 kN m



5088.85 kN m > 503.32 kN m (Ok)

**Perencanaan Hubungan Balok-Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Tinjauan hubungan balok-kolom di tengah portal**



**Gambar 5** Gaya-gaya yang Bekerja pada Hubungan Balok-Kolom di Tengah Portal

a. Kondisi 1 (Bagian kiri)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai gaya-gaya yang bekerja pada balok dalam kondisi plastis berdasarkan tulangan tarik yang terpasang 6D19 seperti berikut:

$$T_s = T_{s1} = 1.25 \times A_s \times F_y = 1.25 \times 1701.172 \times 400 = 850.586 \text{ kN}$$

$$C_{c1} = T_{s1} = 850.586 \text{ kN}$$

b. Kondisi 2 (Bagian kanan)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai gaya-gaya yang bekerja pada balok dalam kondisi plastis berdasarkan tulangan tarik yang terpasang 5D19 seperti berikut:

$$T_s = T_2 = 1.25 \times A_s \times F_y = 1.25 \times 1417.644 \times 400 = 708.822 \text{ kN}$$

$$C_{c2} = T_{s2} = 708.822 \text{ kN}$$

Ve gaya geser di kolom dihitung dari Mpr kedua ujung balok yang menyatu di HBK, dalam hal ini, karena panjang kolom atas dan bawah sama, maka masing-masing ujung kolom memiliki jumlah Mpr balok-balok sama besarnya (Mu).

Nilai tegangan geser (Ve) yang bekerja pada kolom adalah:

$$M_u = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{2} = \frac{519.16 + 435.20}{2} = 477.18 \text{ kNm}$$

Sehingga Ve :

$$V_e = \frac{2 \times Mu}{1} = \frac{2 \times 477.18}{2.8} = 340.843 \text{ kN}$$

Dengan hasil perhitungan diatas, maka gaya gesernya adalah :

$$V_{x-x} = T1 + T2 - V_e = 850.586 + 708.822 - 340.843 = 1218.565 \text{ kN}$$

Untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal

$$wV_c = 0.75 \times 1.7 \times A_g \times \sqrt{f_c} = 0.75 \times 1.7 \times (800 \times 800) \times \sqrt{37.35} = 4986.955 \text{ kN} > (V_{x-x}) = 1218.565 \text{ kN (OK)}$$

#### 4.10.1 Tinjauan Hubungan Balok-Kolom Tepi

Kuat geser HBK tepi diperiksa hanya dikekang oleh 3 balok sehingga sesuai pasal 23.5.2.2, tulangan transversal di ujung kolom perlu dipasang dalam HBK.

$$T_s = T_{s1} = 1.25 \times A_s \times F_y = 1.25 \times 1701.172 \times 400 = 850.586 \text{ kN}$$

$$C_{c1} = T_{s1} = 850.586 \text{ kN}$$

Nilai tegangan geser ( $V_e$ ) yang bekerja pada kolom adalah:

$$M_u = \frac{M_{pr}}{2} = \frac{519.16}{2} = 259.58 \text{ kNm}$$

Sehingga  $V_e$  :

$$V_e = \frac{2 \times Mu}{1} = \frac{2 \times 259.58}{2.8} = 185.414 \text{ kN}$$

Dengan hasil perhitungan diatas, maka gaya gesernya adalah :

$$V_{x-x} = T1 - V_e = 850.586 - 340.843 = 509.743 \text{ kN}$$

Untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal

$$wV_c = 0.75 \times 1.7 \times A_g \times \sqrt{f_c} = 0.75 \times 1.7 \times (800 \times 800) \times \sqrt{37.35} = 4986.955 \text{ kN} > (V_{x-x}) = 509.743 \text{ kN (OK)}$$

#### 4.10.2 Panjang Penyaluran pada Tulangan Kolom

Panjang penyaluran  $l_{dh}$  untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal

tidak boleh diambil lebih kecil daripada **8db**, 150 mm, dan nilai yang ditentukan oleh persamaan 126 berikut ini,

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4 f_c}$$

untuk diameter tulangan sebesar 10 mm hingga 36 mm.

Untuk beton ringan, panjang penyaluran tulangan tarik dengan kait standar 90° tidak boleh diambil lebih kecil daripada **10db**, 190 mm, dan 1,25 kali nilai yang ditentukan persamaan 126. Kait standar 90° harus ditempatkan di dalam inti terkekang kolom atau komponen batas.

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4 f_c} = \frac{400 \times 25}{5.4 \times 37.35} = 303.01 \text{ mm} \text{ ---- } 300 \text{ mm}$$

$$L_{dh} > 10db = 10 \times 25 = 250 \text{ mm}$$

$$L_{dh} > 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan panjang penyaluran sepanjang 300 mm

#### Perhitungan Pelat Lantai T = 15 cm Pembebanan Pelat Lantai

1. Beban mati (D) = 486 kg/m<sup>2</sup> = 4.86 kN/m<sup>2</sup>
2. Beban hidup (L) = 250 kg/m<sup>2</sup>
3. Beban perencanaan (W<sub>U</sub>) = 9.832 kN/ m<sup>2</sup>.

#### Perhitungan Penulangan dan Jarak antar Tulangan Pelat Lantai

Cara perhitungan tulangan pada pelat lantai adalah sebagai berikut:

1. Penentuan syarat-syarat batas dan bentang perencanaan pelat lantai adalah sebagai berikut:

$$l_y = 2425 \text{ mm}$$

$$l_x = 1766 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{l_y}{l_x} = \frac{2425}{1766} = 1.37 \leq 3 \text{ (two way slab)}$$

2. Tebal pelat lantai

Berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2002 Pasal 15.3.6, rasio kekakuan lentur balok terhadap pelat lantai ditentukan dengan langkah sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} = \frac{4700 \times 29 \times \frac{1}{12} \times 300 \times 450^3}{4700 \times 29 \times \frac{1}{12} \times 1766 \times 150^3} = 4.587$$

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p} = \frac{4700 \times \frac{29}{12} \times \frac{1}{12} \times 500 \times 700^3}{4700 \times \frac{29}{12} \times \frac{1}{12} \times 1766 \times 150^3}$$

$$= 28.77$$

$$\alpha m = \frac{2 \times 4.587 + 2 \times 28.77}{4} = 16.68$$

Untuk tebal pelat lantai dengan  $m > 2$ , berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2002 Pasal 11.5.3.(3).(c) mengatur tebal pelat lantai minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya tidak boleh kurang dari  $h_{min}$ , dimana:

$$h = \frac{\ln \cdot 0.8 + \frac{f_y}{1500}}{36 + 9\beta} = \frac{2425 \cdot 0.8 + \frac{400}{1500}}{36 + 9 \times 1.37}$$

$$= 53.52 \text{ mm}$$

Tebal pelat lantai  $h = 150 \text{ mm}$ .

### 3. Menentukan nilai momen

a. Berdasarkan analisis nilai momen yang bekerja pada pelat lantai diperoleh hasil sesuai pada tabel sebagai berikut:

**Tabel 6** Output Momen Pelat Lantai Tipe 1 Denah Lantai 1

Jenis	Cahaya/Dalam	Nilai (kNm)
Pelat Lantai Tipe 1	M <sub>lx</sub>	1.02
	M <sub>ly</sub>	0.56
	M <sub>tx</sub>	-2.20
	M <sub>ty</sub>	-1.75

- Menetapkan tebal selimut beton  
Tebal selimut beton ( $p$ ) = 20 mm
- Diameter tulangan utama yang direncanakan dalam arah-x dan arah-y pada penulangan pelat lantai adalah 10 mm
- Tinggi efektif pelat lantai ( $d$ ) dalam arah-x dan arah-y adalah:

$$d_x = h - p - 0,5 \times P$$

$$= 150 - 20 - 0,5 \times 13$$

$$= 123.5 \text{ mm}$$

$$d_y = h - p - P - 0,5 \times P$$

$$= 150 - 20 - 13 - 0,5 \times 13$$

$$= 115 \text{ mm}$$

Perhitungan Tulangan Tumpuan Arah X

$$M_{tx} = M_u = 2.20 \text{ kNm}$$

$$M_n = \left( \frac{M_u}{w} \right) = \left( \frac{2.20}{0,8} \right) = 2.75 \text{ kNm}$$

$$\left( \frac{M_n}{b \times d_x^2} \right) = \left( \frac{2750000}{1000 \times 123.5^2} \right) = 0.180$$

$$\left( \frac{M_n}{b \times d_x^2} \right) = f_y (1 - 0,588 \left( \frac{f_y}{f_c} \right))$$

Besarnya nilai untuk mutu beton berikut:

- $f_c \leq 30 \text{ MPa}$ ,  $= 0,85$
- $f_c > 30 \text{ MPa}$ ,  $= 0,85 - 0,008 (f_c - 30)$

$$0.180 = 400 \cdot 0,85 (1 - 0,588 \left( \frac{400}{29} \right))$$

Dengan trial and error didapat nilai sebesar 0,00053

### 7. Pemeriksaan syarat rasio penulangan

$$\min = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\max = 0,75 \times b (03 - 2847 - 2002, \text{ pasal } 2.3.3) = 0,75 \times 0,031 = 0,023$$

$$b = \frac{0,85 \times f_c' \times s \leq 1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} = \frac{0,85 \times 29 \times 0,85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,031$$

Karena  $< \min$ , maka yang digunakan adalah  $= 0,0035$

### 8. Luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_{st} = \min \times b \times d_x$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 123.5$$

$$= 432.25 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan Ø13 ( $A_s = 132.73 \text{ mm}^2$ )

### 9. Jarak antar tulangan

$$s = \left( \frac{0,25 \times P^2 \times b}{A_s} \right) = \left( \frac{0,25 \times 13^2 \times 1000}{432.25} \right) = 307.1 \sim 300 \text{ mm}$$

Syarat jarak antar tulangan adalah:

- $s = 300 \text{ mm} = 2 \times h = 2 \times 150 = 300 \text{ mm}$
- $s = 300 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$ .

Maka tulangan yang digunakan adalah D13-250 ( $A_s \text{ terpasang} = 530.92 \text{ mm}^2$ )

10. Perhitungan Tulangan Bagi

$A_{sb} = 20\% A_s$

$$= 20\% \times 530.92 = 106.18 \text{ mm}^2$$

Dipilih tulangan D10 ( $A_s = 78.54 \text{ mm}^2$ )

Spasi Tulangan

$$s = \left( \frac{0.25 \times P^2 \times b}{A_s} \right) = \left( \frac{0.25 \times 10^2 \times 1000}{106.18} \right) = 740 \sim 500 \text{ mm}$$

**Perhitungan Dinding Geser**

Data-data Dinding Geser :

$P_u = 141.85 \text{ kN}$

$f'_c = 29.05 \text{ MPa}$

$h = 400 \text{ mm}$

$M_u = 1549.296 \text{ kNm}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

$L = 7300 \text{ mm}$

$V_u = 1990.845 \text{ kN}$

$H = 3000 \text{ mm}$

$P = 40 \text{ mm}$

$A_{cv} = 400 \times 7300 \text{ mm} = 2920000 \text{ mm}^2 = 2.92 \text{ m}^2$

**Menentukan Kebutuhan Baja Tulangan Vertikal dan Horizontal Minimum**

Baja tulangan vertical dan horizontal masing-masing harus dipasang dua lapis apabila gaya geser bidang terfaktor yang bekerja pada dinding melebihi Pasal 23.6.2.(21) :

$$\left( \frac{1}{6} \right) A_{vc} \times \sqrt{f'_c} = \left( \frac{1}{6} \right) \times 1697500 \times \sqrt{33.2} = 1630150.023 \text{ N} = 1630.15 \text{ kN}$$

Dipakai Tulangan D10 – 500 ( $A_s \text{ terpasang} = 157.1 \text{ mm}^2$ )

**Tabel 7** Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Tipe 1

Nlai	Mu	dx	dy	$f_n = Mu$	$R_n = Mn / (b \times d^2)$		b	min	maks	Pakai	Ast	As	Tul	As terpasang
Momen (kNm)	(m)	(m)									(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	terpasang	(mm <sup>2</sup> )
Mlx	1.01	0.123	-	1.263	0.083	0.00025	0.031	0.0035	0.0235	0.0035	530.93	132.73	D13-250	530.93
Mly	0.56	-	0.115	0.700	0.053	0.00016	0.031	0.0035	0.0235	0.0035	530.93	132.73	D13-250	530.93
Mtx	2.20	0.123	-	2.750	0.182	0.00053	0.031	0.0035	0.0235	0.0035	530.93	132.73	D13-250	530.93
Mty	1.75	-	0.115	2.188	0.165	0.00049	0.031	0.0035	0.0235	0.0035	530.93	132.73	D13-250	530.93
TBx											106.186	78.54	D10-500	157.1
TBy											106.186	78.54	D10-500	157.1

$V_u = 2623.04 \text{ kN} > 1630.15 \text{ kN}$ , Maka diperlukan dua lapis tulangan

**1. Perhitungan kebutuhan baja tulangan vertical dan horizontal**

Untuk dinding structural, rasio tulangan vertikal  $v$  dan horizontal  $n$  minimum adalah 0.0025 dan spasi maksimum masing masing tulangan adalah 450 mm. Luas penampang horizontal dan vertical dinding geser per meter adalah :

$$0.35 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0.35 \text{ m}^2$$

Luas minimal kebutuhan tulangan per meter panjang arah horizontal dan vertical adalah :  $0.35 \text{ m}^2 \times 0.0025 = 0.000875 \text{ m}^2 = 875 \text{ mm}^2$

Bila digunakan baja tulangan D13, maka :

$$A_s = 2 \times 132.73 = 265.46 \text{ mm}^2$$

Karena digunakan dua lapis tulangan, jumlah pasangan tulangan yang diperlukan permeter adalah :

$$n = \frac{875 \text{ mm}^2}{265.46 \text{ mm}^2} = 3.3 = 4 \text{ pasang}$$

$$s = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

Memenuhi syarat batas spasi maksimum

Maka digunakan tulangan 2 D13-250 mm

#### 4.12.3 Menentukan Baja Tulangan yang Diperlukan untuk Menahan Geser

Gunakan konfigurasi tulangan dinding yang diperoleh sebelumnya, yaitu 2 D13-250 mm. Berdasarkan SNI 03-2847-2002, kuat geser nominal dinding structural dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_n = A_{cv}(ac \cdot \sqrt{f_c} + \dots n \cdot f_y)$$

Dimana:

$$\text{Ratio} = \frac{H}{L} = \frac{3000}{4850} = 0.619$$

$$ac = \begin{cases} \frac{1}{4}, & \text{jika ratio} \leq 1.5 \\ \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \text{ratio}, & \text{jika } (1.5 \leq \text{ratio} < 2) \\ \frac{1}{6}, & \text{jika ratio} \geq 2 \end{cases}$$

Karena  $H/L < 1.5$ , maka  $c = \frac{1}{4} = 0.25$

Pada dinding terdapat tulangan horizontal dengan konfigurasi 2 D13-250. Rasio tulangan horizontal terpasang adalah :

#### 4.12.4 Desain Tulangan Komponen Batas (Boundary Element)

Data yang dibutuhkan untuk penulangan boundary element adalah :

$$P_u = 4208.901 \text{ N}$$

Shear wall harus diberi Boundary Element bila :

$$c > \frac{l_w}{600 \times \left(\frac{u_u}{h_w}\right)}, \text{ dengan } \frac{u_u}{h_w} \geq 0,007$$

$$\rho = \frac{265.465}{250 \times 350} = 0.003034 > \rho_{n, \min} = 0.0025 \rightarrow OK$$

Kuat Geser Nominal :

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv} ac \sqrt{f_c} + \rho n \cdot f_y \\ &= 1697500 \cdot 0.25 \times \sqrt{33.2} \\ &\quad + 0.003034 \times 400 \\ &= 4505.23 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat Geser Perlu :

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.75 \times 4505.23 = 3378.923 \text{ kN} > V_u \\ &= 2032.717 \text{ kN} \rightarrow OK \end{aligned}$$

Kuat Geser Nominal Maksimum :

$$\begin{aligned} \frac{5}{6} A_{cv} \sqrt{f_c} &= \frac{5}{6} \times 1697500 \times \sqrt{33.2} \\ &= 8150.75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\rightarrow OK$ , kuat geser nominal dibawah batas atas kuat geser nominal maksimum

Perhitungan tulangan Boundary Element pada Lantai 1 :

$$BC = 4850 \text{ mm}$$

$$u = 71.7 \text{ mm}$$

$$\frac{u_u}{h_w} = \frac{71.7}{13700} = 0,00523 < 0,007 \text{ jadi diambil}$$

nilai 0,007

$$\frac{l_w}{600 \times \left(\frac{u_u}{h_w}\right)} = \frac{4850}{600 \times (0,007)} = 1154.76$$

$c = 1450 \text{ mm} > 1154.76 \text{ mm}$  maka panel tersebut harus diberi Boundary Element.

Boundary element harus dipasang secara horizontal tidak kurang daripada :

$$c - 0,1l_w = 1450 - (0,1 \times 4850) = 965$$

$$\frac{c}{2} = \frac{1450}{2} = 725$$

$$\begin{aligned} \rho_{terpasang} &= \frac{A_s}{bd} \\ \rho_{terpasang} &= \frac{2 \times 13 \times 132.73}{350 \times 1000} \\ \rho_{terpasang} &= 0,00986 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \left( \frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ A_{sh} &= 0,3 \left( \frac{100 \times (350 - 2 \times 40) \times 33.2}{400} \right) \left[ \left( \frac{1000 \times 350}{(1000 - 40) \times (350 - 80)} \right) - 1 \right] \\ A_{sh} &= 235.51 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan =  $1000/100 = 10$ , maka dipasang 10 D10 – 100. Luas pakai 10 D10 – 100,  $A_v = 785.4 \text{ mm}^2 > 235.51 \text{ mm}^2$ .....OK.

Untuk penulangan komponen batas atau Boundary Element pada lantai berikutnya disamakan dengan perhitungan di atas pada lantai 1 karena tulangan boundary dipasang menerus dari dasar sampai lantai atap.

## KESIMPULAN

Hasil perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi yang telah dibahas dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Mendapatkan struktur yang kokoh, kuat, aman, dan ekonomis diperlukan suatu perencanaan struktur yang baik dan benar dengan menggunakan standar teknis dan peraturan perencanaan struktur yang berlaku
2. Perencanaan dan perhitungan analisis struktur tahan gempa sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012, seluruh elemen pada gedung dapat dibentuk menjadi suatu kesatuan sistem struktur. Pelat lantai dan balok berfungsi untuk menahan beban gravitasi dan menyalurkan ke kolom, sementara kolom berfungsi untuk

Maka boundary element atau tulangan komponen batas harus dipasang minimal sejauh 965 mm, diambil jarak pakai 1000 mm dari sisi masing-masing serat tekan terluar. Direncanakan tulangan longitudinal komponen batas 13 D13 – 250 dengan clear cover sebesar 40 mm.

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \left( \frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \\ A_{sh} &= 0,09 \left( \frac{100 \times (350 - 2 \times 40) \times 33.2}{400} \right) \\ A_{sh} &= 201.69 \end{aligned}$$

menahan beban lateral seperti beban gempa. Kedua sistem tersebut digabungkan dan didisain terhadap beban gempa dengan metode analisis dinamik spektrum respons

3. Kombinasi pembebanan struktur yang digunakan adalah kombinasi beban untuk metoda ultimit, seperti: struktur, komponen-elemen struktur, dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor sesuai dengan SNI 03-1726-2012. Metode tersebut mengkombinasikan beban-beban yang bekerja pada struktur dengan faktor beban, sehingga diperoleh suatu nilai keamanan dalam perencanaan struktur tersebut
4. Perencanaan struktur ini didisain menggunakan Sistem Rangka Gedung dengan menggunakan konfigurasi kerutuhan struktur Sistem Ganda dengan Rangka Pemikul Momen Khusus menggunakan konsep disain kapasitas (*capacity design*), sehingga menghasilkan perilaku struktur *strong column-weak beam*

## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 1989. *Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*, SNI 1727-1989. Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk*



- Bangunan Gedung*, SNI 03-2847-2002. Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, SNI 03-1726-2012. Bandung: BSN.
- Dewobroto, Wiryanto. 2007. *Aplikasi Rekayasa Kontruksi dengan SAP 2000*. Jakarta: Penerbit Elex Media Komputindo.
- Kusuma, Gideon. 1995. *Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 Seri Beton 4*. Jakarta: Erlangga.



