



## BAB 4 PERHITUNGAN STRUKTUR

### 4.1 Perhitungan Pelat Lantai

Pelat lantai adalah konstruksi pemisah ruang secara mendatar pada gedung bertingkat. Pelat lantai memiliki tugas ganda yaitu menerima dan menyalurkan beban serta harus membagi ruang (Frick & Mulyani, 2006).

#### 4.1.1 Perencanaan pembebanan pelat lantai

Pelat lantai yang direncanakan menggunakan mutu beton K 350 dengan kuat tekan  $f_c' = 29,05$  MPa. Perencanaan struktur pelat lantai pada struktur gedung Hotel Quin Semarang dibagi dalam tiga bagian, yaitu pelat lantai *basement*, pelat lantai dasar hingga pelat lantai 5, dan pelat untuk atap *deck*. Langkah-langkah perencanaan pelat lantai, yaitu:

1. Menentukan panjang bentang, tumpuan, dan batas luasan pelat ( $\leq 18$  m<sup>2</sup>),
2. Menentukan tebal pelat lantai,
3. Melakukan kontrol terhadap lendutan ijin,
4. Melakukan perhitungan pada beban yang ditopang pelat lantai, yang meliputi beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*life load*).

#### 4.1.2 Perhitungan tebal pelat lantai

Penentuan tebal pelat beton bertulang dalam perhitungan struktur Hotel Quin mengacu pada SNI 2847-2013. Rumus yang digunakan dalam perencanaan tebal pelat beton bertulang terdapat dalam pasal 9 ayat 5 butir 3 sub butir 3, yaitu:

$$h_{(min)} \geq \frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1.400} \right)}{36 + 9\beta}$$



$$h_{(max)} \leq \frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1.400} \right)}{36}$$

Keterangan :

$h$  = tebal pelat (mm)

$l_n$  = sisi bentang arah panjang pelat beton bertulang (mm)

$f_y$  = mutu baja tulangan (MPa)

$\beta$  = nilai perbandingan bentang panjang pelat lantai

=  $\frac{l_y}{l_x}$ , dengan  $l_y$  = sisi bentang panjang pelat dan  $l_x$  = sisi bentang pendek pelat

Perhitungan tebal pelat lantai untuk perencanaan struktur proyek Hotel Quin mengambil pelat lantai dengan ukuran 4.500 mm × 3.750 mm dengan perhitungan sebagai berikut:

1. Perhitungan tebal pelat lantai *basement*

Pelat lantai untuk lantai *basement* ditentukan khusus dengan menggunakan ketebalan 200 mm.

2. Perhitungan tebal pelat lantai dasar hingga lantai 5

- a. Tebal minimum pelat lantai:

$$h_{(min)} \geq \frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1.400} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$h_{(min)} \geq \frac{4.500 \left( 0,8 + \frac{390}{1.400} \right)}{36 + 9 \left( \frac{4.500}{3.750} \right)}$$

$$h_{(min)} \geq 103,71 \text{ mm.}$$

- b. Tebal maksimum pelat lantai:

$$h_{(max)} \leq \frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1.400} \right)}{36}$$



$$h_{(max)} \leq \frac{4.500 \left(0,8 + \frac{390}{1.400}\right)}{36}$$

$$h_{(max)} \leq 132,50 \text{ mm.}$$

Berdasarkan ketentuan di atas, tebal pelat lantai untuk lantai dasar hingga lantai lima yang digunakan sebesar 120 mm.

### 3. Perhitungan tebal pelat untuk atap *deck*

a. Tebal minimum pelat lantai:

$$h_{(min)} \geq \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1.400}\right)}{36 + 9\beta}$$

$$h_{(min)} \geq \frac{4.500 \left(0,8 + \frac{390}{1.400}\right)}{36 + 9 \left(\frac{4.500}{3.750}\right)}$$

$$h_{(min)} \geq 103,71 \text{ mm.}$$

b. Tebal maksimum pelat lantai:

$$h_{(max)} \leq \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1.400}\right)}{36}$$

$$h_{(max)} \leq \frac{4.500 \left(0,8 + \frac{390}{1.400}\right)}{36}$$

$$h_{(max)} \leq 132,50 \text{ mm.}$$

Berdasarkan ketentuan di atas, tebal pelat lantai untuk lantai atap *deck* yang digunakan sebesar 120 mm.

#### 4.1.3 Perhitungan pelat lantai *basement*

##### 1. Data perencanaan perhitungan pembebanan pelat lantai *basement*

- a. Berat adukan semen / cm tebal = 21 kg/m<sup>2</sup>
- b. Berat beton bertulang = 2.400 kg/m<sup>3</sup>
- c. Berat penutup lantai / cm tebal = 24 kg/m<sup>2</sup>

- d. Tebal pelat lantai = 20 cm
- e. Tebal adukan penutup lantai = 3 cm

2. Perhitungan pembebanan pelat lantai *basement*

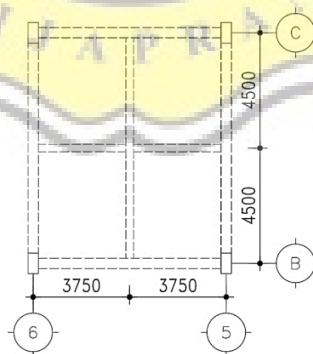
a. Beban Mati ( $D_L$ )

$$\begin{aligned} \text{Beban pelat} &= 0,20 \times 2.400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban adukan} &= 3 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 63 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban penutup lantai} &= 1 \times 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2 + \\ \text{Total Beban Mati } (D_L) &= 567 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Beban Hidup ( $L_L$ ) lantai gedung parkir = 800 kg/m<sup>2</sup>

3. Data perencanaan perhitungan penulangan pelat lantai *basement*

- a. Mutu beton K 350,  $f_c'$  = 29,05 MPa,
- b. Mutu baja tulangan ulir,  $f_y$  = 390 MPa,
- c. Beban Mati ( $D_L$ ) = 567 kg/m<sup>2</sup>,
- d. Beban Hidup ( $L_L$ ) = 800 kg/m<sup>2</sup>,
- e. Beban Ultimit ( $q_u$ ) = 1,2( $D_L$ ) + 1,6( $L_L$ )  
= 1,2 (567) + 1,6(800)  
= 1.960,4 kg/m<sup>2</sup>,
- f. Faktor reduksi ( $\phi$ ) = 0,8,



Gambar 4.1 Pelat Lantai *Basement* (Sumber: Data Pribadi, 2017)

- g. Tebal pelat lantai ( $t$ ) = 20 cm,
- h. Panjang pelat lantai ( $l_y$ ) = 4.500 mm,



- i. Lebar pelat lantai ( $l_x$ ) = 3.750 mm,
- j. Diameter tulangan ( $\emptyset$ ) = 13 mm,
- k. Tebal selimut beton = 5 cm.

#### 4. Perhitungan penulangan pelat lantai *basement*

##### a. Penulangan arah x

##### a.1 Mencari koefisien momen-momen di dalam pelat ( $C_x$ )

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{4.500}{3.750} = 1,2$$

Nilai koefisien  $C_x$  dapat diperoleh dengan melihat Tabel di dalam Lampiran C.2. Nilai  $C_x$  untuk pelat lantai *basement* dalam perencanaan struktur Hotel Quin ditunjukkan dalam Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Penentuan Nilai  $C_x$  Pelat Lantai

|  |                  | $l_y/l_x$                          | 1,0 | 1,1 | 1,2 |
|--|------------------|------------------------------------|-----|-----|-----|
|  | ( $M_{lx}$ ) =   | $0,001 q l_x^2 X$                  | 44  | 52  | 59  |
|  | ( $M_{ly}$ ) =   | $0,001 q l_x^2 X$                  | 44  | 45  | 45  |
|  | ( $M_{lx}$ ) = - | ( $M_{tx}$ ) = $0,001 q l_x^2 X$   | 36  | 42  | 46  |
|  |                  | ( $M_{ly}$ ) = $0,001 q l_x^2 X$   | 36  | 37  | 38  |
|  |                  | - ( $M_{ty}$ ) = $0,001 q l_x^2 X$ | 36  | 37  | 38  |
|  |                  |                                    |     |     |     |

(Sumber: PBI 1971)

Nilai  $C_x$  yang diperoleh dari Tabel dengan kondisi masing-masing sisi pelat lantai *basement* terjepit penuh dan memiliki nilai perbandingan  $l_y/l_x = 1,2$  adalah sebesar 46.

##### a.2 Perhitungan penulangan

$$\begin{aligned} d_x &= t - \text{selimut beton} - \frac{\emptyset_x}{2} \\ &= 200 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{13}{2} \text{ mm} \\ &= 143,5 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0,001 \times q_u \times C_x \times l_x^2 \\ &= 0,001 \times 1.960,4 \times 46 \times (3,75)^2 \\ &= 1.268,13375 \text{ kg.m.} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}M_{nx} &= \frac{M_{lx}}{\phi} \\&= \frac{1.268,13375}{0,8} \\&= 1.585,1671875 \text{ kg.m} \\&= 1.585,1671875 \times 10.000 \\&= 15.851.671,875 \text{ N.mm.}\end{aligned}$$

Persamaan  $a_x$

$$\begin{aligned}\frac{1}{2}(0,85 \times f'_c \times 1.000)a_x^2 - (0,85 \times f'_c \times 1.000 \times d_x)a_x + M_{nx} &= 0 \\ \frac{1}{2}(0,85 \times 29,05 \times 1.000)a_x^2 - (0,85 \times 29,05 \times 1.000 \times 143,5)a_x + & \\ 15.851.671,875 &= 0 \\ 12.346,25a_x^2 - 3.543.373,75a_x + 15.851.671,875 &= 0\end{aligned}$$

Penyelesaian persamaan  $a_x$  menggunakan rumus ABC

$$\begin{aligned}a_x &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\ &= \frac{3.543.373,75 \pm \sqrt{(-3.543.373,75)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 15.851.671,875)}}{2 \times 12.346,25} \\ a_{x1} &= \frac{3.543.373,75 + \sqrt{(-3.543.373,75)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 15.851.671,875)}}{2 \times 12.346,25} \\ &= 282,45 \\ a_{x2} &= \frac{3.543.373,75 - \sqrt{(-3.543.373,75)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 15.851.671,875)}}{2 \times 12.346,25} \\ &= 4,55\end{aligned}$$

Nilai  $a_x$  yang digunakan merupakan nilai yang terkecil dari kedua hasil di atas, yaitu 4,55.



Menghitung luas tulangan baja yang diperlukan ( $A_{sx}$ )

$$\begin{aligned} A_{sx} &= \frac{0,85 \times f_c' \times a_x \times 1.000}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 29,05 \times 4,55 \times 1.000}{390} \\ &= 287,801 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sx \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f_c'} \times 1.000 \times d_x}{4 f_y} \\ &= \frac{\sqrt{29,05} \times 1.000 \times 143,5}{4 \times 390} \\ &= 495,793 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sx \text{ min}} &= \frac{1,4 \times 1.000 \times d_x}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 1.000 \times 143,5}{390} \\ &= 515,128 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan ( $A_{sx}$ ) diambil nilai terbesar dari ketiga  $A_{sx}$  di atas, yaitu 515,128 mm<sup>2</sup>.

Menentukan jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak} &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2}{A_{sx}} \times 1000 \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times (13)^2}{515,128} \times 1000 \\ &= 257,772 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Penulangan yang digunakan untuk pelat lantai *basement* arah x berdasarkan hasil perhitungan di atas adalah D13-200 mm.

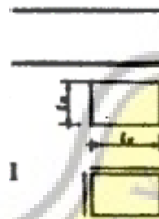
b. Penulangan arah y

b.1 Mencari koefisien momen-momen di dalam pelat ( $C_y$ )

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{4.500}{3.750} = 1,2$$

Nilai koefisien  $C_y$  dapat diperoleh dengan melihat Tabel di dalam Lampiran C.2. Nilai  $C_y$  untuk pelat lantai *basement* dalam perencanaan struktur Hotel Quin ditunjukkan dalam Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Penentuan Nilai  $C_y$  Pelat Lantai



|   |                              | $l_y/l_x$                    | 1,0 | 1,1 | 1,2 |
|---|------------------------------|------------------------------|-----|-----|-----|
| I | $(M_{lx}) = 0,001 q l_x^2 X$ |                              | 44  | 52  | 59  |
|   | $(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$ |                              | 44  | 45  | 45  |
|   | $(M_{lx}) = -$               | $(M_{tx}) = 0,001 q l_x^2 X$ | 36  | 42  | 46  |
|   | $(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$ |                              | 36  | 37  | 38  |
|   | $(M_{ty}) = 0,001 q l_x^2 X$ |                              | 36  | 37  | 38  |
|   |                              |                              |     |     |     |

(Sumber: PBI 1971)

Nilai  $C_y$  yang diperoleh dari Tabel dengan kondisi masing-masing sisi pelat lantai *basement* terjepit penuh dan memiliki nilai perbandingan  $l_y/l_x = 1,2$  adalah sebesar 38.

b.2 Perhitungan penulangan

$$\begin{aligned} d_y &= t - \text{selimut beton} - \phi_x - \frac{\phi_y}{2} \\ &= 200 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - \frac{13}{2} \text{ mm} \\ &= 130,5 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 0,001 \times q_u \times C_y \times l_x^2 \\ &= 0,001 \times 1.960,4 \times 38 \times (3,75)^2 \\ &= 1.047,58875 \text{ kg.m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\ &= \frac{1.047,58875}{0,8} \end{aligned}$$





$$\begin{aligned} &= 1.309,48659375 \text{ kg.m} \\ &= 1.309,48659375 \times 10.000 \\ &= 13.094.859,375 \text{ N.mm.} \end{aligned}$$

Persamaan  $a_y$

$$\frac{1}{2}(0,85 \times f_c' \times 1.000)a_y^2 - (0,85 \times f_c' \times 1.000 \times d_y)a_y + M_{my} = 0$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}(0,85 \times 29,05 \times 1.000)a_y^2 - (0,85 \times 29,05 \times 1.000 \times 130,5)a_y + \\ 13.094.859,375 = 0 \end{aligned}$$

$$12.346,25a_y^2 - 3.222.371,25a_y + 13.094.859,375 = 0$$

Penyelesaian persamaan  $a_y$  menggunakan rumus ABC

$$a_y = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{3.222.371,25 \pm \sqrt{(-3.222.371,25)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 13.094.859,375)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$\begin{aligned} a_{y1} &= \frac{3.222.371,25 + \sqrt{(-3.222.371,25)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 13.094.859,375)}}{2 \times 12.346,25} \\ &= 256,87 \end{aligned}$$

$$a_{y2} = \frac{3.222.371,25 - \sqrt{(-3.222.371,25)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 13.094.860)}}{2 \times 12.325}$$

$$= 4,13$$

Nilai  $a_y$  yang digunakan merupakan nilai yang terkecil dari kedua hasil di atas, yaitu 4,13.

Menghitung luas tulangan baja yang diperlukan ( $A_{sy}$ )

$$A_{sy} = \frac{0,85 \times f_c' \times a_y \times 1.000}{f_y}$$



$$= \frac{0,85 \times 29,05 \times 4,13 \times 1.000}{390}$$

$$= 261,428 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c} \times 1.000 \times d_y}{4 f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{29,05} \times 1.000 \times 130,5}{4 \times 390}$$

$$= 450,878 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy \text{ min}} = \frac{1,4 \times 1.000 \times d_y}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 1000 \times 130,5}{390}$$

$$= 468,462 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yang diperlukan ( $A_{sy}$ ) diambil nilai terbesar dari ketiga  $A_{sy}$  di atas, yaitu 468,61 mm<sup>2</sup>.

Menentukan jarak tulangan

$$\text{Jarak} = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2}{A_{sy}} \times 1000$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times (13)^2}{468,462} \times 1000$$

$$= 283,45 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm.}$$

Penulangan yang digunakan untuk pelat lantai *basement* arah y berdasarkan hasil perhitungan di atas adalah D13-200 mm.

#### 4.1.4 Perhitungan pelat lantai dasar hingga lantai 5

1. Data perencanaan perhitungan pembebanan pelat lantai 1-5
  - a. Berat adukan semen / cm tebal = 21 kg/m<sup>2</sup>

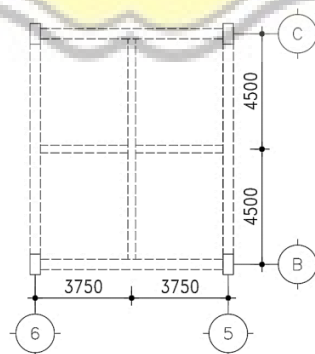
- b. Berat beton bertulang = 2.400 kg/m<sup>3</sup>
- c. Berat penutup lantai / cm tebal = 24 kg/m<sup>2</sup>
- d. Berat plafon + penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
- e. Tebal pelat lantai = 12 cm
- f. Tebal adukan ubin = 3 cm

2. Perhitungan pembebanan pelat lantai dasar hingga lantai 5

- a. Beban Mati ( $D_L$ )
  - Beban pelat =  $0,12 \times 2.400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$
  - Beban plafon + penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - Beban spesi =  $3 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 63 \text{ kg/m}^2$
  - Beban penutup lantai =  $1 \times 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2$
  - Total Beban Mati ( $D_L$ ) = 393 kg/m<sup>2</sup>
- b. Beban Hidup ( $L_L$ ) yang bekerja pada lantai = 250 kg/m<sup>2</sup>

3. Data perencanaan perhitungan penulangan pelat lantai dasar hingga lantai 5

- a. Mutu beton K 350,  $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$ ,
- b. Mutu baja tulangan ulir,  $f_y = 240 \text{ MPa}$ ,
- c. Beban Mati ( $D_L$ ) = 393 kg/m<sup>2</sup>,
- d. Beban Hidup ( $L_L$ ) = 250 kg/m<sup>2</sup>,
- e. Beban Ultimate ( $q_u$ ) =  $1,2(D_L) + 1,6(L_L)$   
=  $1,2(393) + 1,6(250) = 871,6 \text{ kg/m}^2$ ,



Gambar 4.2 Pelat Lantai Dasar hingga Lantai 5 (Sumber: Data Pribadi, 2017)



- f. Koefisien reduksi ( $\phi$ ) = 0,8,
- g. Tebal pelat lantai ( $t$ ) = 12 cm,
- h. Panjang pelat lantai ( $l_y$ ) = 4.500 mm,
- i. Lebar pelat lantai ( $l_x$ ) = 3.750 mm,
- j. Diameter tulangan ( $\emptyset$ ) = 10 mm,
- k. Tebal selimut beton = 2,5 cm.

5. Perhitungan penulangan pelat lantai dasar hingga lantai 5

a. Penulangan arah x

a.1 Mencari koefisien momen-momen di dalam pelat ( $C_x$ )

Nilai  $C_x$  untuk pelat lantai dasar hingga lantai 5 memiliki nilai yang sama seperti nilai  $C_x$  untuk pelat lantai *basement*, yaitu 46.

a.2 Perhitungan penulangan

$$\begin{aligned}d_x &= t - \text{selimut beton} - \frac{\emptyset_x}{2} \\ &= 120 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{10}{2} \text{ mm} \\ &= 90 \text{ mm.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{ux} &= 0,001 \times q_u \times C_x \times l_x^2 \\ &= 0,001 \times 871,6 \times 46 \times (3,75)^2 \\ &= 563,81625 \text{ kg.m.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{nx} &= \frac{M_{ux}}{\phi} \\ &= \frac{563,81625}{0,8} \\ &= 704,7703125 \text{ kg.m} \\ &= 704,7703125 \times 10.000 \\ &= 7.047.703,125 \text{ N.mm.}\end{aligned}$$

Persamaan  $a_x$

$$\frac{1}{2} (0,85 \times f'_c \times 1.000) a_x^2 - (0,85 \times f'_c \times 1.000 \times d_x) a_x + M_{nx} = 0$$



$$\frac{1}{2}(0,85 \times 29,05 \times 1.000)a_x^2 - (0,85 \times 29,05 \times 1.000 \times 90)a_x + 7.047.703 = 0$$

$$12.346,25a_x^2 - 2.222.325a_x + 7.047.703,125 = 0$$

Penyelesaian persamaan  $a_x$  menggunakan rumus ABC

$$a_x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{2.222.325 \pm \sqrt{(-2.222.325)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 7.047.703,125)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$a_{x1} = \frac{2.222.325 + \sqrt{(-2.222.325)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 7.047.703,125)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$= 176,771$$

$$a_{x2} = \frac{2.222.325 - \sqrt{(-2.222.325)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 7.047.703,125)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$= 3,23$$

Nilai  $a_x$  yang digunakan merupakan nilai yang terkecil dari kedua hasil di atas, yaitu 3,23.

Menghitung luas tulangan baja yang diperlukan ( $A_{sx}$ )

$$A_{sx} = \frac{0,85 \times f'_c \times a_x \times 1000}{f_y}$$
$$= \frac{0,85 \times 29,05 \times 3,23 \times 1000}{240}$$

$$= 332,243 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c} \times 1000 \times d_x}{4f_y}$$



$$\begin{aligned} &= \frac{\sqrt{29,05} \times 1000 \times 90}{4 \times 240} \\ &= 505,294 \text{ mm}^2 \\ A_{sx \text{ min}} &= \frac{1,4 \times 1000 \times d_x}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 1000 \times 90}{240} \\ &= 525 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan ( $A_{sx}$ ) diambil nilai terbesar dari ketiga  $A_{sx}$  di atas, yaitu  $525 \text{ mm}^2$ .

Menentukan jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak} &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2}{A_{sx}} \times 1000 \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times (10)^2}{525} \times 1000 \\ &= 151,66 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Penulangan yang digunakan untuk pelat lantai 1-5 arah x berdasarkan hasil perhitungan di atas adalah  $\phi 10$ -150 mm.

b. Penulangan arah y

b.1 Mencari koefisien momen-momen di dalam pelat ( $C_y$ )

Nilai  $C_y$  untuk pelat lantai dasar hingga lantai 5 memiliki nilai yang sama seperti nilai  $C_y$  untuk pelat lantai *basement*, yaitu 38.

b.2 Perhitungan penulangan

$$\begin{aligned} d_y &= t - \text{selimut beton} - \phi_x - \frac{\phi_y}{2} \\ &= 120 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{10}{2} \text{ mm} \\ &= 80 \text{ mm}. \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}M_{uy} &= 0,001 \times q_u \times C_y \times l_x^2 \\ &= 0,001 \times 871,6 \times 38 \times (3,75)^2 \\ &= 465,76125 \text{ kg.m.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{ny} &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\ &= \frac{465,76125}{0,8} \\ &= 582,2015625 \text{ kg.m} \\ &= 582,2015625 \times 10.000 \\ &= 5.822.015,625 \text{ N.mm.}\end{aligned}$$

Persamaan  $a_y$

$$\begin{aligned}\frac{1}{2}(0,85 \times f'_c \times 1.000)a_y^2 - (0,85 \times f'_c \times 1.000 \times d_y)a_y + M_{ny} &= 0 \\ \frac{1}{2}(0,85 \times 29,05 \times 1.000)a_y^2 - (0,85 \times 29,05 \times 1.000 \times 80)a_y + & \\ 5.822.015,625 &= 0\end{aligned}$$

$$12.346,25a_y^2 - 1.975.400a_y + 5.822.015,625 = 0$$

Penyelesaian persamaan  $a_y$  menggunakan rumus ABC

$$a_y = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{1.975.400 \pm \sqrt{(-1.975.400)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 5.822.015,625)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$a_{y1} = \frac{1.975.400 + \sqrt{(-1.975.400)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 5.822.015,625)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$= 156,996$$

$$a_{y2} = \frac{1.975.400 - \sqrt{(-1.975.400)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 5.822.015,625)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$= 3,003$$



Nilai  $a_y$  yang digunakan merupakan nilai yang terkecil dari kedua hasil di atas, yaitu 3,004.

Menghitung luas tulangan baja yang diperlukan ( $A_{sy}$ )

$$\begin{aligned} A_{sy} &= \frac{0,85 \times f_c' \times a_y \times 1000}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 29,05 \times 3,004 \times 1000}{240} \\ &= 309,031 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sy \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f_c'} \times 1000 \times d_y}{4 f_y} \\ &= \frac{\sqrt{29,05} \times 1000 \times 80}{4 \times 240} \\ &= 449,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sy \text{ min}} &= \frac{1,4 \times 1000 \times d_y}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 1000 \times 80}{240} \\ &= 466,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan ( $A_{sy}$ ) diambil nilai terbesar dari ketiga  $A_{sy}$  di atas, yaitu 466,667 mm<sup>2</sup>.

Menentukan jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak} &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2}{A_{sy}} \times 1000 \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times (10)^2}{466,667} \times 1000 \\ &= 168,367 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Penulangan yang digunakan untuk pelat lantai 1-5 arah y berdasarkan hasil perhitungan di atas adalah Ø10-150 mm.





#### 4.1.5 Perhitungan pelat lantai atap *deck*

1. Data perencanaan perhitungan pembebanan pelat lantai atap *deck*

- a. Berat adukan semen / cm tebal = 21 kg/m<sup>2</sup>
- b. Berat beton bertulang = 2.400 kg/m<sup>3</sup>
- c. Beban lapisan kedap air/ lapis = 1,5 kg/m<sup>2</sup>
- d. Berat plafon + penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
- e. Volume air hujan = 1000 kg/m<sup>3</sup>
- f. Tebal pelat lantai = 12 cm
- g. Tebal plesteran (*finishing*) = 3 cm

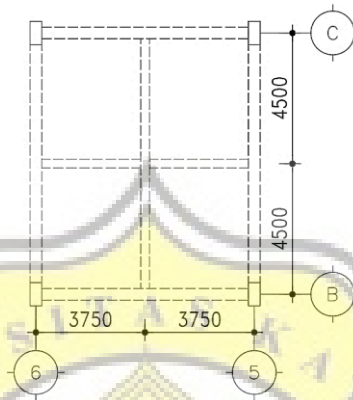
2. Perhitungan pembebanan pelat lantai *deck*

- a. Beban Mati ( $D_L$ )
  - Beban pelat =  $0,12 \times 2.400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$
  - Beban plafon + penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - Beban plesteran (*finishing*) =  $3 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 63 \text{ kg/m}^2$
  - Beban lapisan kedap air =  $2 \times 1,5 \text{ kg/m}^2 = 3 \text{ kg/m}^2 +$
  - Total Beban Mati ( $D_L$ ) = 372 kg/m<sup>2</sup>
- b. Beban Hidup ( $L_L$ )
  - Beban hidup pelat atap dak = 200 kg/m<sup>2</sup>
  - Beban air hujan =  $0,03 \times 1000 \text{ kg/m}^3 = 30 \text{ kg/m}^2 +$
  - Total Beban Hidup ( $L_L$ ) = 230 kg/m<sup>2</sup>

3. Data perencanaan perhitungan penulangan pelat lantai atap *deck*

- a. Mutu beton K 350,  $f_c'$  = 29,05 MPa,
- b. Mutu baja tulangan ulir,  $f_y$  = 390 MPa,
- c. Beban Mati ( $D_L$ ) = 372 kg/m<sup>2</sup>,
- d. Beban Hidup ( $L_L$ ) = 230 kg/m<sup>2</sup>,

- e. Beban Ultimate ( $q_u$ ) =  $1,2(D_L) + 1,6(L_L)$   
=  $1,2(372) + 1,6(230)$   
=  $766,4 \text{ kg/m}^2$ ,
- f. Koefisien reduksi ( $\phi$ ) =  $0,8$ ,



Gambar 4.3 Pelat Lantai Atap *Deck* (Sumber: Data Pribadi, 2017)

- g. Tebal pelat lantai ( $t$ ) =  $12 \text{ cm}$ ,
- h. Panjang pelat lantai ( $l_y$ ) =  $4.500 \text{ mm}$ ,
- i. Lebar pelat lantai ( $l_x$ ) =  $3.750 \text{ mm}$ ,
- j. Diameter tulangan ( $\emptyset$ ) =  $10 \text{ mm}$ ,
- k. Tebal selimut beton =  $4 \text{ cm}$ .

6. Perhitungan penulangan pelat lantai atap *deck*

a. Penulangan arah x

a.1 Mencari koefisien momen-momen di dalam pelat ( $C_x$ )

Nilai  $C_x$  untuk pelat lantai atap *deck* memiliki nilai yang sama seperti nilai  $C_x$  untuk pelat lantai dasar hingga lantai 5, yaitu 46.

a.2 Perhitungan penulangan

$$\begin{aligned}
 d_x &= t - \text{selimut beton} - \frac{\emptyset_x}{2} \\
 &= 120 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - \frac{10}{2} \text{ mm} \\
 &= 75 \text{ mm}.
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}M_{ux} &= 0,001 \times q_u \times C_x \times l_x^2 \\ &= 0,001 \times 766,4 \times 46 \times (3,75)^2 \\ &= 713,9016 \text{ kg.m.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{nx} &= \frac{M_{ux}}{\phi} \\ &= \frac{713,9016}{0,8} \\ &= 892,377 \text{ kg.m} \\ &= 892,377 \times 10.000 \\ &= 8.923.770 \text{ N.mm.}\end{aligned}$$

Persamaan  $a_x$

$$\begin{aligned}\frac{1}{2}(0,85 \times f_c' \times 1.000)a_x^2 - (0,85 \times f_c' \times 1.000 \times d_x)a_x + M_{nx} &= 0 \\ \frac{1}{2}(0,85 \times 29,05 \times 1.000)a_x^2 - (0,85 \times 29,05 \times 1.000 \times 75)a_x + & \\ 8.923.770 &= 0 \\ 12.346,25a_x^2 - 1.851.937,50a_x + 8.923.770 &= 0\end{aligned}$$

Penyelesaian persamaan  $a_x$  menggunakan rumus ABC

$$a_x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\begin{aligned}&= \frac{1.851.937,50 \pm \sqrt{(-1.851.937,50)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 8.923.770)}}{2 \times 12.346,25}\end{aligned}$$

$$a_{x1} = \frac{1.851.937,50 + \sqrt{(-1.851.937,50)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 8.923.770)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$= 145,016$$

$$a_{x2} = \frac{1.851.937,50 - \sqrt{(-1.851.937,50)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 8.923.770)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$= 4,98$$



Nilai  $a_x$  yang digunakan merupakan nilai yang terkecil dari kedua hasil di atas, yaitu 4,98.

Menghitung luas tulangan baja yang diperlukan ( $A_{sx}$ )

$$\begin{aligned} A_{sx} &= \frac{0,85 \times f_c' \times a_x \times 1000}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 29,05 \times 4,98 \times 1000}{240} \\ &= 512,801 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sx \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f_c'} \times 1000 \times d_x}{4 f_y} \\ &= \frac{\sqrt{29,05} \times 1000 \times 75}{4 \times 240} \\ &= 421,079 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sx \text{ min}} &= \frac{1,4 \times 1000 \times d_x}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 1000 \times 75}{240} \\ &= 437,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan ( $A_{sx}$ ) diambil nilai terbesar dari ketiga  $A_{sx}$  di atas, yaitu 512,801 mm<sup>2</sup>.

Menentukan jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak} &= \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2}{A_{sx}} \times 1000 \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times (10)^2}{512,801} \times 1000 \\ &= 153,219 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Penulangan yang digunakan untuk pelat lantai atap *deck* arah x berdasarkan hasil perhitungan di atas adalah Ø10-150 mm.



b. Penulangan arah y

b.1 Mencari koefisien momen-momen di dalam pelat ( $C_y$ )

Nilai  $C_y$  untuk pelat lantai atap *deck* memiliki nilai yang sama seperti nilai  $C_y$  untuk pelat lantai dasar hingga lantai 5, yaitu 38.

b.2 Perhitungan penulangan

$$\begin{aligned}d_y &= t - \text{selimut beton} - \phi_x - \frac{\phi_y}{2} \\ &= 120 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{10}{2} \text{ mm} \\ &= 65 \text{ mm.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{uy} &= 0,001 \times q_u \times C_y \times l_y^2 \\ &= 0,001 \times 766,4 \times 38 \times (3,75)^2 \\ &= 589,7448 \text{ kg.m.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{ny} &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\ &= \frac{589,7448}{0,8} \\ &= 737,181 \text{ kg.m} \\ &= 737,181 \times 10.000 \\ &= 7.371.810 \text{ N.mm.}\end{aligned}$$

Persamaan  $a_y$

$$\frac{1}{2}(0,85 \times f'_c \times 1.000)a_y^2 - (0,85 \times f'_c \times 1.000 \times d_y)a_y + M_{ny} = 0$$

$$\begin{aligned}\frac{1}{2}(0,85 \times 29,05 \times 1.000)a_y^2 - (0,85 \times 29,05 \times 1.000 \times 65)a_y + \\ 7.371.810 = 0\end{aligned}$$

$$12.346,25a_y^2 - 1.605.012,50a_y + 7.371.810 = 0$$

Penyelesaian persamaan  $a_y$  menggunakan rumus ABC

$$a_y = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$



$$= \frac{1.605.012,50 \pm \sqrt{(-1.605.012,50)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 7.371.810)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$a_{y1} = \frac{1.605.012,50 + \sqrt{(-1.605.012,50)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 7.371.810)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$= 125,232$$

$$a_{y2} = \frac{1.605.012,50 - \sqrt{(-1.605.012,50)^2 - (4 \times 12.346,25 \times 7.371.810)}}{2 \times 12.346,25}$$

$$= 4,78$$

Nilai  $a_y$  yang digunakan merupakan nilai yang terkecil dari kedua hasil di atas, yaitu 4,78.

Menghitung luas tulangan baja yang diperlukan ( $A_{sy}$ )

$$A_{sy} = \frac{0,85 \times f'_c \times a_y \times 1.000}{f_y}$$
$$= \frac{0,85 \times 29,05 \times 4,78 \times 1.000}{240}$$

$$= 490,543 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c} \times 1.000 \times d_y}{4 f_y}$$
$$= \frac{\sqrt{29,05} \times 1.000 \times 65}{4 \times 240}$$

$$= 364,935 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy \text{ min}} = \frac{1,4 \times 1.000 \times d_y}{f_y}$$
$$= \frac{1,4 \times 1.000 \times 65}{240}$$
$$= 379,167 \text{ mm}^2$$



Luas tulangan yang diperlukan ( $A_{sy}$ ) diambil nilai terbesar dari ketiga  $A_{sy}$  di atas, yaitu 379,167 mm<sup>2</sup>.

Menentukan jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak} &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2}{A_{sy}} \times 1.000 \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times (10)^2}{379,167} \times 1.000 \\ &= 160,172 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Penulangan yang digunakan untuk pelat lantai atap *deck* arah y berdasarkan hasil perhitungan di atas adalah Ø10-150 mm.

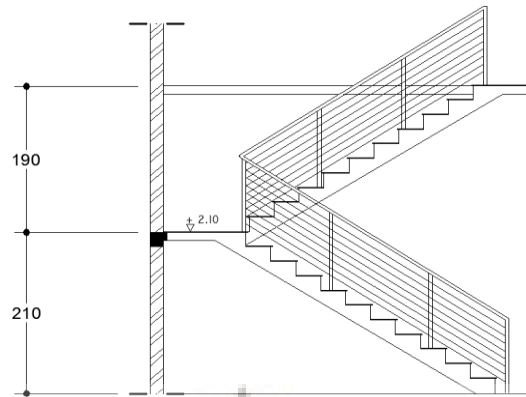
## 4.2 Perhitungan Tangga

Tangga berfungsi sebagai akses penghubung antar lantai untuk bangunan bertingkat. Perencanaan struktur tangga dilakukan dengan memperhatikan faktor-faktor yang mempengaruhi desain tangga tersebut, seperti fungsi bangunan, elevasi antar lantai bangunan, serta jenis material yang akan digunakan. Tangga yang digunakan dalam pembangunan Hotel Quin menggunakan struktur beton bertulang. Perhitungan tangga dalam perencanaan struktur Hotel Quin menggunakan tangga samping dari lantai dasar ke lantai 2.

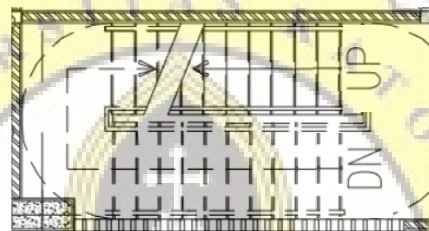
### 4.2.1 Data perencanaan perhitungan tangga

Data – data yang digunakan dalam perhitungan tangga sebagai berikut:

1. Mutu beton,  $f_c'$  = 29,05 MPa
2. Mutu tulangan,  $f_y$  = 390 MPa (tulangan ulir)
3. Berat jenis beton = 2.400 kg/m<sup>3</sup> (beton bertulang)
4. Beban hidup = 500 kg/m<sup>2</sup> (PPPURG 1987)



Gambar 4.4 Potongan Tangga Lantai Dasar-2 (Sumber: Data Pribadi, 2018)



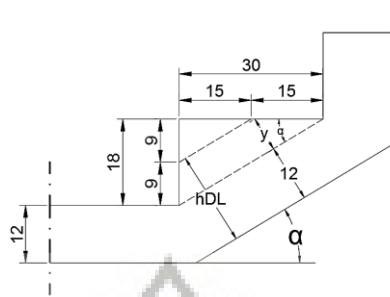
Gambar 4.5 Denah Tangga Lantai Dasar-2 (Sumber: Data Pribadi, 2018)

5. Panjang tangga = 3 m
6. Lebar anak tangga = 1,2 m
7. Tebal pelat = 0,12 m
8. Tinggi tangga = 4 m
9. Panjang bordes = 2,5 m
10. Tinggi bordes = 2,1 m
11. *Optrede* / tanjakan = 0,18 m
12. *Antrade* / injakan = 0,3 m
13. Jumlah anak tangga =  $(\text{tinggi tangga} / \text{optrede}) - 1$   
 $= (4 / 0,18) - 1$   
 $= 22 \text{ buah}$
14. Sudut ( $\alpha$ ) =  $32^\circ$



## 4.2.2 Perhitungan pembebanan tangga

### 1. Tebal ekuivalen pelat tangga



Gambar 4.6 Tebal Ekuivalen Pelat Tangga (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$\begin{aligned} \sin \alpha &= y / 15 \\ \sin 32 &= y / 15 \\ 0,5299 &= y / 15 \\ y &= 0,5299 \times 15 \\ y &= 7,9488 \text{ cm} \\ h_{DL} &= \text{tebal pelat} + y \\ h_{DL} &= 12 \text{ cm} + 7,949 \text{ m} \\ h_{DL} &= 19,949 \text{ cm} \\ h_{DL} &= 0,1995 \text{ m} \end{aligned}$$

### 2. Pembebanan anak tangga

#### a. Beban mati ( $D_{LAT}$ )

a.1 Beban sendiri anak tangga =  $h_{DL} \times \text{lebar anak tangga} \times \text{berat jenis beton bertulang}$

$$\begin{aligned} &= 0,1995 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 574,525 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

a.2 Beban adukan =  $\text{tebal adukan} \times \text{lebar anak tangga} \times \text{berat jenis adukan}$

$$\begin{aligned} &= 0,02 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 2.100 \text{ kg/m}^3 \\ &= 50,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



a.3 Beban keramik = Tebal keramik  $\times$  lebar anak tangga  $\times$  berat jenis keramik  
=  $0,01 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 1.700 \text{ kg/m}^3$   
=  $20,4 \text{ kg/m}$

Total beban mati ( $D_{LAT}$ ) =  $574,525 + 50,4 + 20,4$   
=  $645,325 \text{ kg/m}$

b. Beban hidup ( $L_{LAT}$ ) = Beban hidup  $\times$  lebar anak tangga  
=  $500 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m}$   
=  $600 \text{ kg/m}$

c. Beban terfaktor ( $U_{AT}$ ) =  $1,2 (D_{LAT}) + 1,6 (L_{LAT})$   
=  $1,2 (645,325) + 1,6 (600)$   
=  $1.734,39 \text{ kg/m}$

3. Pembebanan pelat bordes

a. Beban mati ( $D_{LB}$ )

a.1 Beban sendiri bordes = tebal bordes  $\times$  lebar anak tangga  $\times$  berat jenis beton bertulang  
=  $0,12 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3$   
=  $345,6 \text{ kg/m}$

a.2 Beban adukan = tebal adukan  $\times$  lebar anak tangga  $\times$  berat jenis adukan  
=  $0,02 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 2.100 \text{ kg/m}^3$   
=  $50,4 \text{ kg/m}$

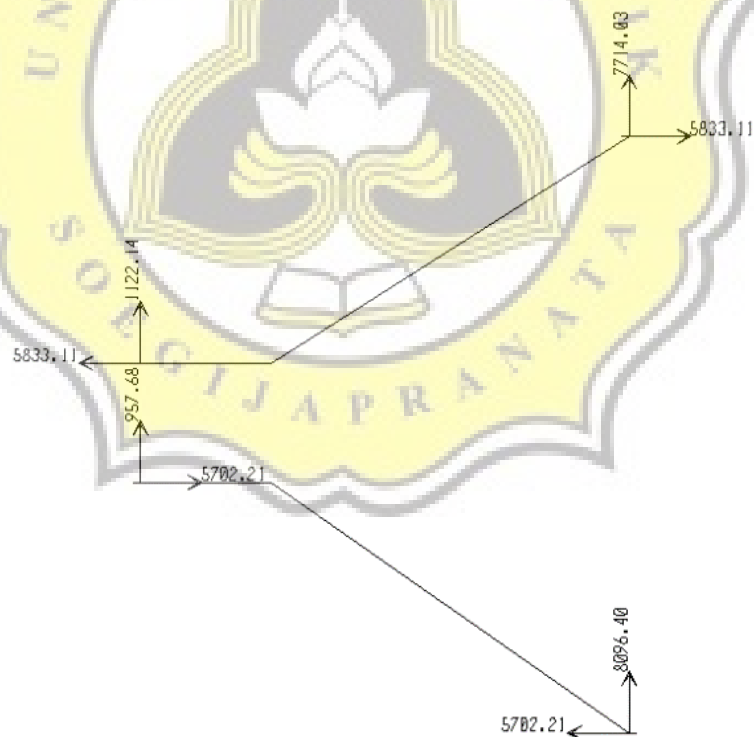
a.3 Beban keramik = Tebal keramik  $\times$  lebar anak tangga  $\times$  berat jenis keramik  
=  $0,01 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3$   
=  $20,4 \text{ kg/m}$

Total beban mati ( $D_{LB}$ ) =  $345,6 + 50,4 + 20,4$   
=  $416,4 \text{ kg/m}$

- b. Beban hidup ( $L_{LB}$ ) = Beban hidup  $\times$  lebar anak tangga  
=  $500 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m}$   
=  $600 \text{ kg/m}$
- c. Beban terfaktor ( $U_B$ ) =  $1,2 (DL_{AT}) + 1,6 (LL_{AT})$   
=  $1,2 (416,4) + 1,6 (600)$   
=  $1.459,68 \text{ kg/m}$

#### 4.2.3 Perhitungan penulangan tangga

1. Perhitungan gaya geser dan momen yang terjadi pada tangga dilakukan menggunakan program SAP 2000 v14.0.0. Hasil *run analysis* dari program SAP 2000 v14.0.0 dengan unit Kgf, m, C sebagai berikut:
- a. Reaksi tumpuan



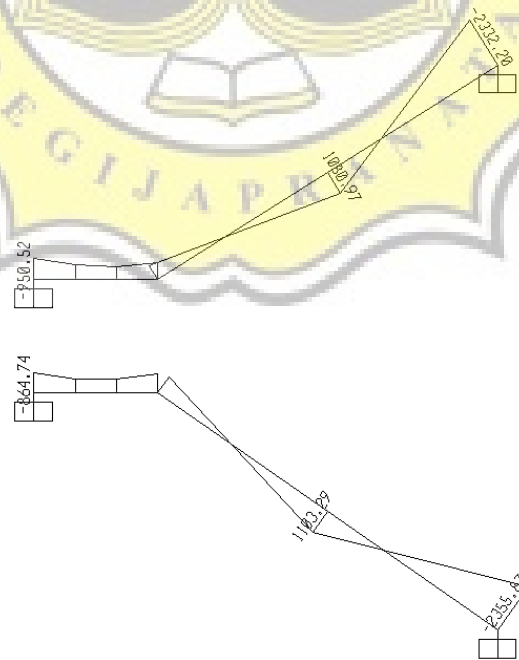
Gambar 4.7 Reaksi Tumpuan Tangga (Sumber: Data Pribadi, 2018)

b. *Shear Force Diagram*



Gambar 4.8 *Shear Force Diagram* Tangga (Sumber: Data Pribadi, 2018)

c. *Bending Moment Diagram*



Gambar 4.9 *Bending Moment Diagram* Tangga (Sumber: Data Pribadi, 2018)



## 2. Data perhitungan penulangan tangga

### a. Data perencanaan perhitungan

a.1 Mutu beton,  $f_c'$  = 29,05 MPa  
=  $29,05 \times 145,03773773$   
= 4.206,094 psi

a.2 Mutu tulangan,  $f_y$  = 390 MPa  
=  $390 \times 145,03773773$   
= 56.564,718 psi

a.3  $M_u$  dari SAP = 2.355,874 kg.m  
=  $2.355,874 \times 0,007233$   
= 17,04 ft-k

a.4 Faktor reduksi ( $\phi$ ) = 0,9

a.5  $\beta$  ( $f_c' > 4.000$  psi) =  $0,85 - \left( \frac{f_c' - 4.000}{1.000} \times 0,05 \right)$   
=  $0,85 - \left( \frac{4.206,094 - 4.000}{1.000} \times 0,05 \right)$   
= 0,84

a.6 Lebar anak tangga ( $b$ ) = 1.200 mm  
=  $1.200 / 25,4$   
= 47,244 in

a.7 Tebal tangga ( $h_{DL}$ ) = 199,5 mm  
=  $199,5 / 25,4$   
= 7,85 in

a.8  $d'$  = 50 mm  
=  $50 / 25,4$   
= 1,97 in

a.9  $d$  =  $h_{DL} - d'$   
=  $7,85 - 1,97$   
= 5,88 in



b. Perhitungan tulangan pokok tangga

$$\begin{aligned} \text{a.1 } R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{17,04 \times (12 \times 1000)}{0,9 \times 47,244 \times 5,88^2} \\ &= 138,836 \text{ psi} \end{aligned}$$

a.2 Rasio tulangan baja

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 4.206,094}{56.564,718} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 138,836}{0,85 \times 4.206,094}} \right] \\ &= 0,0025 \end{aligned}$$

a.3 Rasio maksimal tulangan baja

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left[ \frac{87.000}{87.000 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,84 \times 4.206,094}{56.564,718} \left[ \frac{87.000}{87.000 + 56.564,718} \right] \\ &= 0,03217 \\ \rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,03217 \\ &= 0,02413 \end{aligned}$$

a.4 Rasio minimal tulangan baja

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{3 \sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{3 \sqrt{4.206,094}}{56.564,718} \\ &= 0,00344 \end{aligned}$$

tetapi tidak boleh kurang dari

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{200}{f_y} \\ &= \frac{200}{56.564,718} = 0,00354 \end{aligned}$$



a.5 Luas tulangan baja yang dibutuhkan ( $A_s$ )

Nilai  $\rho$  yang digunakan adalah  $\rho_{min} = 0,00354$  karena  $\rho < \rho_{min}$ .

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00354 \times 47,244 \times 5,88 \\ &= 0,98311 \text{ in}^2 \\ &= 0,98311 \times 25,4^2 \\ &= 634,266 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak dan diameter tulangan yang akan digunakan dapat ditentukan berdasarkan Tabel 4.3, dengan  $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$ .

Tabel 4.3 Luas Tulangan dalam Pelat

| Jarak (mm) | Nomor Tulangan |       |       |       |       |       |       |        |        |
|------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
|            | 10             | 13    | 16    | 19    | 22    | 25    | 29    | 32     | 36     |
| 75         | 947            | 1.720 | 2.653 | 3.787 | 5.160 | 6.800 | 8.600 | 10.920 | 13.413 |
| 90         | 789            | 1.433 | 2.211 | 3.156 | 4.300 | 5.667 | 7.167 | 9.100  | 11.178 |
| 100        | 710            | 1.290 | 1.990 | 2.840 | 3.870 | 5.100 | 6.450 | 8.190  | 10.060 |
| 115        | 617            | 1.122 | 1.730 | 2.470 | 3.365 | 4.435 | 5.609 | 7.122  | 8.748  |
| 130        | 546            | 992   | 1.531 | 2.185 | 2.977 | 3.923 | 4.962 | 6.300  | 7.738  |
| 140        | 507            | 921   | 1.421 | 2.029 | 2.764 | 3.643 | 4.607 | 5.850  | 7.186  |
| 150        | 473            | 860   | 1.327 | 1.893 | 2.580 | 3.400 | 4.300 | 5.460  | 6.707  |
| 165        | 430            | 782   | 1.206 | 1.721 | 2.345 | 3.091 | 3.909 | 4.964  | 6.097  |
| 180        | 394            | 717   | 1.106 | 1.578 | 2.150 | 2.833 | 3.583 | 4.550  | 5.589  |
| 190        | 374            | 679   | 1.047 | 1.495 | 2.037 | 2.684 | 3.395 | 4.311  | 5.295  |
| 200        | 355            | 645   | 995   | 1.420 | 1.935 | 2.550 | 3.225 | 4.095  | 5.030  |
| 225        | 316            | 573   | 884   | 1.262 | 1.720 | 2.267 | 2.867 | 3.640  | 4.471  |
| 250        | 284            | 516   | 796   | 1.139 | 1.548 | 2.040 | 2.580 | 3.276  | 4.024  |
| 300        | 237            | 430   | 663   | 947   | 1.290 | 1.700 | 2.150 | 2.730  | 3.353  |

(Sumber: McCormac, 2002)

Nilai  $A_s$  yang digunakan untuk tulangan pokok tangga berdasarkan Tabel 4.3 adalah D13-150 mm dengan  $A_s = 860 \text{ mm}^2$ .

c. Perhitungan tulangan bagi

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25\% \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 47,244 \times 5,88 \\ &= 0,695 \text{ in}^2 \\ &= 0,695 \times 25,4^2 \\ &= 448,464 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak dan diameter tulangan yang akan digunakan dapat ditentukan berdasarkan Tabel 4.3, dengan  $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$ . Nilai  $A_s$  yang digunakan untuk tulangan bagi tangga berdasarkan Tabel 4.3 adalah D10-150 mm dengan  $A_s = 473 \text{ mm}^2$ .

### 4.3 Perhitungan Gempa

#### 4.3.1 Perhitungan gaya geser dasar horisontal total akibat gempa

1. Berat total struktur ( $W_t$ )

Berat struktur suatu bangunan diperhitungkan terlebih dahulu sebelum melakukan perhitungan gaya gempa yang terjadi pada bangunan. Data mutu material struktur serta dimensi struktur yang digunakan pada perencanaan struktur Hotel Quin ditunjukkan dalam Tabel 4.4 dan Tabel 4.5.

Tabel 4.4 Mutu Beton dan Mutu Baja yang Digunakan

| Sistem Pemikul Momen   | Kategori Gedung | Mutu Bahan   |             |
|------------------------|-----------------|--------------|-------------|
|                        |                 | $f_c'$ (MPa) | $f_y$ (MPa) |
| SRPM - Beton Bertulang | Hotel           | 29,05        | 390         |

(Sumber: Data Pribadi, 2018)

Tabel 4.5 Dimensi Elemen Struktur, Beban Hidup, dan Beban Mati

|                            |   |
|----------------------------|---|
| <b>Ukuran Kolom</b>        | 400 mm × 800 mm   |
| <b>Ukuran Balok</b>        | Balok induk<br>B1 = 500 mm × 700 mm<br>B2 = 450 mm × 650 mm<br>Balok anak<br>Ba1 = 400 mm × 600 mm<br>Ba2 = 350 mm × 500 mm<br>Balok ramp<br>Br1 = 500 mm × 750 mm<br>Br2 = 450 mm × 650 mm |
| <b>Ukuran Tie Beam</b>     | Tie beam = 300 mm × 500 mm  |
| <b>Ukuran Pelat Lantai</b> | Tebal pelat lantai <i>basement</i> = 20 cm<br>Tebal pelat lantai lain = 12 cm   |
| <b>Beban Mati</b>          | Beton bertulang = 2.400 kg/m <sup>3</sup><br>Plafond + penggantung = 18 kg/m <sup>2</sup><br>Keramik + spesi = 45 kg/m <sup>2</sup>   |
| <b>Beban Hidup</b>         | Lantai dasar - lantai 5 = 250 kg/m <sup>2</sup><br>Lantai <i>basement</i> = 800 kg/m <sup>2</sup><br>Tangga = 500 kg/m <sup>2</sup><br>Dak atap = 200 kg/m <sup>2</sup>                     |

(Sumber: Data Pribadi, 2018)



a. Berat *basement*a.1 Beban Mati (*Dead Load*)

$$\begin{aligned}\text{Kolom } \textit{basement} &= 0,4 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 3,2 \text{ m} \times 36 \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 88.473,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tie beam} &= 0,3 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 801 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 288.360 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pelat lantai } \textit{basement} &= 1.377 \text{ m}^2 \times 0,20 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 660.960 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tangga} &= 1,2 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 6,54 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 3.755,79 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Bordes tangga} &= 1,0 \text{ m} \times 2,45 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 705,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Keramik+spesi} &= 362,5 \text{ m}^2 \times 45 \text{ kg/m}^2 \\ &= 16.312,5 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Keramik+spesi tangga} &= 14,62 \text{ m}^2 \times 45 \text{ kg/m}^2 \\ &= 657,81 \text{ kg}\end{aligned}$$

a.2 Beban Hidup (*Live Load*)

$$\text{Tangga} = 7,84 \text{ m}^2 \times 500 \text{ kg/m}^2 = 3.922,09 \text{ kg}$$

$$\text{Bordes tangga} = 2,45 \text{ m}^2 \times 500 \text{ kg/m}^2 = 1.225 \text{ kg}$$

$$\text{Lantai} = 1.377 \text{ m}^2 \times 800 \text{ kg/m}^2 = 1.101.600 \text{ kg}$$

## a.3 Beban total

$$\text{Beban Mati } (\textit{Dead Load}) = 1.187.556,30 \text{ kg}$$

$$\text{Beban Hidup } (\textit{Live Load}) = 1.106.747,09 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Ultimit} &= 1,2 D_L \times 1,6 L_L \\ &= \mathbf{3.195.862,91 \text{ kg}}\end{aligned}$$



## b. Berat lantai dasar

b.1 Beban Mati (*Dead Load*)

$$\begin{aligned}\text{Kolom} &= 0,4 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 3,2 \text{ m} \times 36 \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 88.473,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Balok induk (B1)} &= 0,5 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 143,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 128.700 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Balok induk (B2)} &= 0,45 \text{ m} \times 0,65 \text{ m} \times 263,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 184.626 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Balok anak (Ba1)} &= 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 132,5 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 76.320 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Balok anak (Ba2)} &= 0,35 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 118,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 49.560 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Balok ramp (Br1)} &= 0,5 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 85,5 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 76.950 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Balok ramp (Br2)} &= 0,45 \text{ m} \times 0,65 \text{ m} \times 39,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 27.378 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pelat lantai dasar} &= 1.057,65 \text{ m}^2 \times 0,12 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 304.603 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pelat ramp} &= 190,35 \text{ m}^2 \times 0,15 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 685,26 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tangga} &= 1,2 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 6,54 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 3.755,79 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Bordes tangga} &= 1,0 \text{ m} \times 2,45 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 705,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Keramik+spesi} &= 973,15 \text{ m}^2 \times 45 \text{ kg/m}^2 \\ &= 43.791,75 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Keramik+spesi tangga} &= 14,62 \text{ m}^2 \times 45 \text{ kg/m}^2 \\ &= 657,81 \text{ kg}\end{aligned}$$

b.2 Beban Hidup (*Live Load*)

$$\text{Tangga} = 7,84 \text{ m}^2 \times 500 \text{ kg/m}^2 = 3.922,09 \text{ kg}$$



$$\begin{aligned}\text{Bordes tangga} &= 2,45 \text{ m}^2 \times 500 \text{ kg/m}^2 = 1.225 \text{ kg} \\ \text{Lantai} &= 1.057,65 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 264.412,5 \text{ kg}\end{aligned}$$

b.3 Berat total

$$\begin{aligned}\text{Beban Mati (Dead Load)} &= 1.054.047,75 \text{ kg} \\ \text{Beban Hidup (Live Load)} &= 269.559,59 \text{ kg} \\ \text{Beban Ultimit} &= 1,2 D_L \times 1,6 L_L \\ &= \mathbf{1.696.152,65 \text{ kg}}\end{aligned}$$

c. Berat lantai 2

c.1 Beban Mati (*Dead Load*)

$$\begin{aligned}\text{Kolom} &= 0,4 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 3,2 \text{ m} \times 36 \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 88.473,6 \text{ kg} \\ \text{Balok induk (B1)} &= 0,5 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 143,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 128.700 \text{ kg} \\ \text{Balok induk (B2)} &= 0,45 \text{ m} \times 0,65 \text{ m} \times 263,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 184.626 \text{ kg} \\ \text{Balok anak (Ba1)} &= 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 123,5 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 71.136 \text{ kg} \\ \text{Balok anak (Ba2)} &= 0,35 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 90,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 37.800 \text{ kg} \\ \text{Pelat lantai 2} &= 930,75 \text{ m}^2 \times 0,15 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 268.056 \text{ kg} \\ \text{Tangga} &= 1,2 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 6,54 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 3.755,79 \text{ kg} \\ \text{Bordes tangga} &= 1,0 \text{ m} \times 2,45 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 705,6 \text{ kg} \\ \text{Plafond+penggantung} &= 930,75 \text{ m}^2 \times 18 \text{ kg/m}^2 \\ &= 16.753,5 \text{ kg} \\ \text{Keramik+Spesi} &= 930,75 \text{ m}^2 \times 45 \text{ kg/m}^2 = 41.883,75 \text{ kg} \\ \text{Keramik+Spesi Tangga} &= 14,62 \text{ m}^2 \times 45 \text{ kg/m}^2 = 657,81 \text{ kg}\end{aligned}$$



c.2 Beban Hidup (*Live Load*)

$$\begin{aligned} \text{Tangga} &= 7,84 \text{ m}^2 \times 500 \text{ kg/m}^2 = 3.922,09 \text{ kg} \\ \text{Bordes Tangga} &= 2,45 \text{ m}^2 \times 500 \text{ kg/m}^2 = 1.225 \text{ kg} \\ \text{Lantai} &= 930,75 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 232.687,5 \text{ kg} \\ \text{Lantai (Ruang Pertemuan)} &= 350,625 \text{ m}^2 \times 400 \text{ kg/m}^2 = 140.250,0 \text{ kg} \end{aligned}$$

c.3 Berat total

$$\begin{aligned} \text{Beban Mati (Dead Load)} &= 842.548,05 \text{ kg} \\ \text{Beban Hidup (Live Load)} &= 290.428,34 \text{ kg} \\ \text{Beban Ultimit} &= 1,2 D_L \times 1,6 L_L \\ &= \mathbf{1.475.743,01 \text{ kg}} \end{aligned}$$

d. Berat lantai 3 - 5

d.1 Beban Mati (*Dead Load*)

$$\begin{aligned} \text{Kolom} &= 0,4 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 3,2 \text{ m} \times 36 \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 88.473,6 \text{ kg} \\ \text{Balok induk (B1)} &= 0,5 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 143,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 128.700 \text{ kg} \\ \text{Balok induk (B2)} &= 0,45 \text{ m} \times 0,65 \text{ m} \times 263,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 184.626 \text{ kg} \\ \text{Balok anak (Ba1)} &= 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 141,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 81.216 \text{ kg} \\ \text{Balok anak (Ba2)} &= 0,35 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 164,50 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 69.090 \text{ kg} \\ \text{Pelat lantai} &= 1.209,0 \text{ m}^2 \times 0,12 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 348.192 \text{ kg} \\ \text{Tangga} &= 1,2 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 6,54 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 3.755,79 \text{ kg} \\ \text{Bordes tangga} &= 1,0 \text{ m} \times 2,45 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 705,6 \text{ kg} \\ \text{Plafond+penggantung} &= 1.209,0 \text{ m}^2 \times 18 \text{ kg/m}^2 = 21.762,0 \text{ kg} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\text{Keramik+spesi} &= 1.209,0 \text{ m}^2 \times 45 \text{ kg/m}^2 \\ &= 54.405,0 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Keramik+spesi tangga} &= 14,62 \text{ m}^2 \times 45 \text{ kg/m}^2 \\ &= 657,81 \text{ kg}\end{aligned}$$

#### d.2 Beban Hidup (*Live Load*)

$$\text{Tangga} = 7,84 \text{ m}^2 \times 500 \text{ kg/m}^2 = 3.922,09 \text{ kg}$$

$$\text{Bordes Tangga} = 2,45 \text{ m}^2 \times 500 \text{ kg/m}^2 = 1.225 \text{ kg}$$

$$\text{Lantai} = 1.209,0 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 302.250,0 \text{ kg}$$

#### d.3 Berat Total

$$\text{Beban Mati (*Dead Load*)} = 981.583,8 \text{ kg}$$

$$\text{Beban Hidup (*Live Load*)} = 307.397,09 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Ultimit} &= 1,2 D_L \times 1,6 L_L \\ &= \mathbf{1.669.735,91 \text{ kg}}\end{aligned}$$

#### e. Berat dak atap

##### e.1 Beban Mati (*Dead Load*)

$$\begin{aligned}\text{Balok induk (B1)} &= 0,5 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 143,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 128.700 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Balok induk (B2)} &= 0,45 \text{ m} \times 0,65 \text{ m} \times 263,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 184.626 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Balok anak (Ba1)} &= 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 141,0 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 81.216 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ba2} &= 0,35 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 164,50 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 69.090 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pelat lantai} &= 1.209,0 \text{ m}^2 \times 0,12 \text{ m} \times 2.400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 348.192 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Plafond+penggantungan} &= 1.209,0 \text{ m}^2 \times 18 \text{ kg/m}^2 \\ &= 21.762,0 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Keramik+spesi} &= 65,13 \text{ m}^2 \times 45 \text{ kg/m}^2 \\ &= 2.930,85 \text{ kg}\end{aligned}$$



e.2 Beban Hidup (*Live Load*)

$$\text{Lantai} = 1.209,00 \text{ m}^2 \times 200 \text{ kg/m}^2 = 241.800,0 \text{ kg}$$

e.3 Berat total

$$\text{Beban Mati (Dead Load)} = 836.516,85 \text{ kg}$$

$$\text{Beban Hidup (Live Load)} = 241.800,0 \text{ kg}$$

$$\text{Beban Ultimit} = 1,2 D_L \times 1,6 L_L$$

$$= \mathbf{1.390.700,22 \text{ kg}}$$

Rekapitulasi berat total struktur bangunan Hotel Quin dapat dilihat pada Tabel 4.6 berikut:

Tabel 4.6 Berat Total Struktur Bangunan

| Lantai       | Berat Total Struktur (kg) |
|--------------|---------------------------|
| Basement     | 3.195.862,91              |
| Lantai Dasar | 1.696.152,65              |
| Lantai 2     | 1.475.743,01              |
| Lantai 3     | 1.669.735,91              |
| Lantai 4     | 1.669.735,91              |
| Lantai 5     | 1.669.735,91              |
| Dak Atap     | 1.390.700,22              |
| <b>Total</b> | <b>12.767.666,53</b>      |

(Sumber: Data Pribadi, 2018)

#### 4.3.2 Perhitungan pembebanan gempa berdasarkan SNI 1726-2012

1. Kategori hunian

Kategori resiko bangunan ditentukan dalam Lampiran E.1 yang sesuai dengan peraturan SNI 1726-2012. Gedung Hotel Quin termasuk dalam kategori II dengan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) sebesar 1,0. Tabel penentuan faktor keutamaan gempa berdasarkan kategori resiko bangunannya dapat dilihat pada Tabel 2.1.

2. Parameter percepatan spektrum

Parameter  $S_S$  dan  $S_I$  ditentukan berdasarkan SNI 1726-2012 dengan melihat peta percepatan spektrum 0,2 detik dan 1 detik dengan redaman sebesar 5% untuk probabilitas terlampaui sebesar 2% dalam waktu 50 tahunan. Nilai



parameter  $S_s$  dan  $S_l$  diperoleh dari Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017 yang dapat dilihat dalam Lampiran E.2 dan Lampiran E.3.

Penentuan nilai parameter  $S_s$  dan  $S_l$  ditinjau dari wilayah perencanaan bangunan yang akan dibangun. Proyek Hotel Quin berlokasi di Kota Semarang, Jawa Tengah. Hasil pembacaan dari Peta Nilai Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017 untuk Kota Semarang sebagai berikut:

- a. Parameter  $S_s$  Kota Semarang yang terletak dalam zona merah berdasarkan Lampiran E.2 memiliki *range* nilai antara 0,9g-1,0g,
- b. Parameter  $S_l$  Kota Semarang yang terletak dalam zona *cream* berdasarkan Lampiran E.3 memiliki *range* nilai antara 0,3g-0,4g.

Perencanaan pembangunan Hotel Quin Kota Semarang berlokasi di Jalan Gajahmada. Pengambilan nilai parameter  $S_s$  dan  $S_l$  untuk area Jalan Gajahmada di Kota Semarang dapat diperoleh melalui *website* resmi dari [www.puskim.pu.go.id](http://www.puskim.pu.go.id). Berdasarkan data yang diperoleh dari *website* tersebut, perhitungan gempa untuk perencanaan struktur Hotel Quin menggunakan parameter dengan nilai  $S_s$  sebesar 0,989g dan  $S_l$  sebesar 0,333g.

### 3. Koefisien situs

- a. Koefisien situs  $F_a$

Menurut SNI 1726-2012, koefisien situs  $F_a$  merupakan faktor amplifikasi seismik percepatan gempa dengan getaran perioda pendek (0,2 detik). Nilai  $S_s$  dan kelas situs berdasarkan jenis tanahnya menentukan nilai koefisien situs  $F_a$ . Nilai koefisien situs  $F_a$  ditentukan dari Tabel 4.7 berdasarkan SNI 1726-2012.

Tabel 4.7 Tabel Koefisien Situs  $F_a$

| Kelas situs | Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$ |             |              |             |                 |
|-------------|--|-------------|--------------|-------------|-----------------|
|             | $S_s \leq 0,25$  | $S_s = 0,5$ | $S_s = 0,75$ | $S_s = 1,0$ | $S_s \geq 1,25$ |
| SA          | 0,8  | 0,8         | 0,8          | 0,8         | 0,8             |
| SB          | 1,0  | 1,0         | 1,0          | 1,0         | 1,0             |
| SC          | 1,2  | 1,2         | 1,1          | 1,0         | 1,0             |
| SD          | 1,6  | 1,4         | 1,2          | 1,1         | 1,0             |
| SE          | 2,5  | 1,7         | 1,2          | 0,9         | 0,9             |
| SF          | SS <sup>b</sup>  |             |              |             |                 |

(Sumber: SNI 1726-2012)





Berdasarkan nilai  $S_s = 0,989$  dan jenis tanah SE (tanah lunak), maka dari Tabel 4.7 dilakukan perhitungan interpolasi linier untuk mendapatkan nilai koefisien situs  $F_a$ .

$$F_a = \frac{(0,989-0,75) \times (0,9-1,2)}{(1-0,75)} + 1,2$$
$$= 0,913$$

Nilai koefisien situs  $F_a$  yang digunakan untuk perhitungan gempa dalam perencanaan struktur Hotel Quin sebesar 0,913.

b. Koefisien situs  $F_v$

Menurut SNI 1726-2012, koefisien situs  $F_v$  merupakan faktor amplifikasi seismik percepatan gempa dengan getaran perioda 1 detik. Beberapa parameter yang digunakan untuk menentukan koefisien situs  $F_v$  adalah nilai  $S_I$  dan kelas situs berdasarkan jenis tanahnya. Nilai koefisien situs  $F_v$  ditentukan dari Tabel 4.8 berdasarkan SNI 1726-2012.

Tabel 4.8 Tabel Koefisien Situs  $F_v$

| Kelas situs | Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada perioda 1 detik, $S_I$ |             |                 |             |                |
|-------------|--|-------------|-----------------|-------------|----------------|
|             | $S_I \leq 0,1$   | $S_I = 0,2$ | $S_I = 0,3$     | $S_I = 0,4$ | $S_I \geq 0,5$ |
| SA          | 0,8  | 0,8         | 0,8             | 0,8         | 0,8            |
| SB          | 1,0  | 1,0         | 1,0             | 1,0         | 1,0            |
| SC          | 1,7  | 1,6         | 1,5             | 1,4         | 1,3            |
| SD          | 2,4  | 2           | 1,8             | 1,6         | 1,5            |
| SE          | 3,5  | 3,2         | 2,8             | 2,4         | 2,4            |
| SF          |  |             | SS <sup>b</sup> |             |                |

(Sumber: SNI 1726-2012)

Berdasarkan nilai  $S_I = 0,333$  dan jenis tanah SE (tanah lunak), maka dari Tabel 4.8 dilakukan perhitungan interpolasi linier untuk mendapatkan nilai koefisien situs  $F_v$ .

$$F_v = \frac{(0,333-0,3) \times (2,4-2,8)}{(0,4-0,3)} + 2,8$$
$$= 2,668.$$

Nilai koefisien situs  $F_v$  yang digunakan untuk perhitungan gempa dalam perencanaan struktur Hotel Quin sebesar 2,668.





4. Parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah

Parameter spektrum respons percepatan merupakan hasil amplifikasi dari nilai parameter percepatan spektrum. Parameter ini terdapat dua macam menurut SNI 1726-2012, yaitu parameter spektrum respons percepatan yang terjadi pada perioda pendek, yaitu 0,2 detik ( $S_{MS}$ ) dan parameter spektrum respons percepatan yang terjadi pada perioda 1 detik ( $S_{MI}$ ).

Nilai  $S_{MS}$  diperoleh melalui hasil amplifikasi koefisien situs  $F_a$  terhadap parameter percepatan spektrum  $S_s$ . Nilai  $S_{MS}$  yang digunakan dalam perhitungan gempa dalam perencanaan struktur Hotel Quin sebesar:

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 0,913 \times 0,989 = 0,903.$$

Nilai  $S_{MI}$  diperoleh melalui hasil amplifikasi koefisien situs  $F_v$  terhadap parameter percepatan spektrum  $S_l$ . Nilai  $S_{MI}$  yang digunakan dalam perhitungan gempa dalam perencanaan struktur Hotel Quin sebesar:

$$S_{MI} = F_v \times S_l = 2,668 \times 0,333 = 0,888.$$

5. Parameter percepatan spektral desain

Setelah mendapat nilai *Maximum Considered Earthquake* ( $MCE_R$ ), langkah selanjutnya adalah penentuan parameter percepatan spektral desain terhadap perioda singkat ( $S_{DS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{D1}$ ) berdasarkan SNI 1726-2012.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} (0,903) = 0,602, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{MI} \\ &= \frac{2}{3} (0,888) = 0,592. \end{aligned}$$

6. Kategori desain seismik

Nilai  $S_{DS}$  dan nilai  $S_{D1}$  yang telah diperhitungkan digunakan untuk menentukan kategori desain seismik berdasarkan SNI 1726-2012. Penentuan nilai kategori desain seismik dapat dilihat pada Tabel 4.9 dan Tabel 4.10.

Tabel 4.9 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Percepatan Respons Periode Pendek

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

(Sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 4.10 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Percepatan Respons Periode 1 Detik

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

(Sumber: SNI 1726-2012)

Berdasarkan Tabel 4.9 dan Tabel 4.10, struktur bangunan Hotel Quin berada pada kategori desain gempa D.

7. Arah pembebanan gempa

Konfigurasi arah pembebanan disesuaikan dengan konfigurasi pembebanan yang ada pada SNI 1726-2012. Dalam hal ini, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus sebagai arah utama dan dengan efektifitas 30%.

8. Sistem struktur penahan gaya gempa

Jenis sistem struktur yang berfungsi sebagai penahan gaya gempa memiliki batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang berbeda-beda. Menurut SNI 1726-2012, faktor-faktor yang ada dalam sistem struktur ini diantaranya koefisien modifikasi respon ( $R$ ), faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ), dan faktor kuat-lebih sistem struktur ( $\Omega_o$ ). Faktor-faktor tersebut mempengaruhi perencanaan struktur tahan gempa, terutama mengenai Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) yang akan digunakan.



SRPM merupakan sistem rangka struktur bangunan yang memikul beban lateral dengan mekanisme lentur pada rangka pemikul momennya (Tavio & Kusuma, 2009). Koefisien  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk SRPM dalam perencanaan struktur tahan gempa ditentukan berdasarkan SNI 1726-2012 yang dapat dilihat pada Tabel 4.11.

SRPM yang digunakan dalam perencanaan struktur Hotel Quin menggunakan rangka beton bertulang. SRPM yang akan digunakan dalam perencanaan struktur adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), karena Hotel Quin termasuk dalam kategori desain seismik D.

Tabel 4.11 Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

| Sistem Rangka Pemikul Momen  | $R^a$ | $\Omega_0^g$ | $C_d^b$ | Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup> |    |                |                |                |
|--|-------|--------------|---------|---|----|----------------|----------------|----------------|
|  |       |              |         | B   | C  | D <sup>d</sup> | E <sup>d</sup> | F <sup>e</sup> |
| 1. Rangka baja pemikul momen khusus                                | 8     | 3            | 5,5     | TB  | TB | TB             | TB             | TB             |
| 2. Rangka batang baja pemikul momen khusus                         | 7     | 3            | 5,5     | TB  | TB | 48             | 30             | TI             |
| 3. Rangka Baja pemikul momen menengah                              | 4,5   | 3            | 4       | TB  | TB | 10             | TI             | TI             |
| 4. Rangka Baja Pemikul momen biasa                                 | 3,5   | 3            | 3       | TB  | TB | TI             | TI             | TI             |
| 5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus                     | 8     | 3            | 5,5     | TB  | TB | TB             | TB             | TB             |
| 6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah                   | 5     | 3            | 4,5     | TB  | TB | TI             | TI             | TI             |
| 7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa                      | 3     | 3            | 2,5     | TB  | TI | TI             | TI             | TI             |
| 8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus             | 8     | 3            | 5,5     | TB  | TB | TB             | TB             | TB             |
| 9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah           | 5     | 3            | 4,5     | TB  | TB | TI             | TI             | TI             |
| 10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen | 6     | 3            | 5,5     | 48  | 48 | 30             | TI             | TI             |
| 11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa             | 3     | 3            | 2,5     | TB  | TI | TI             | TI             | TI             |
| 12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan | 3,5   | 3            | 3,5     | 10  | 10 | 10             | 10             | 10             |

(Sumber: SNI 1726-2012)

Berdasarkan Tabel 4.11, SRPM pada gedung Hotel Quin adalah rangka beton bertulang pemikul momen khusus, sehingga nilai  $R = 8$ ,  $\Omega_0 = 3$ , dan  $C_d = 5,5$ .



## 9. Gaya Lateral Akibat Gempa (F)

### a. Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ )

Menurut SNI 1726-2012, periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) diperoleh berdasarkan perhitungan berikut:

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

$T_a$  adalah periode fundamental pendekatan struktur, dalam satuan detik.  $C_t$  dan  $x$  merupakan koefisien yang diatur dalam SNI 1726-2012, penentuan nilai parameter koefisien dapat dilihat pada Tabel 4.12. Sedangkan  $h_n$  adalah ketinggian struktur bangunan dalam satuan m. Ketinggian bangunan Hotel Quin adalah 22,1 m dengan tipe struktur rangka beton pemikul momen.

Tabel 4.12 Nilai Parameter  $C_t$  dan  $x$

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

(Sumber: SNI 1726-2012)

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times h_n^x \\ &= 0,0466 \times (22,1)^{0,9} \\ &= 0,75568 \text{ detik.} \end{aligned}$$

### b. Koefisien Gempa Dasar ( $C_s$ )

Menurut SNI 1726-2012, nilai koefisien respon gempa ( $C_s$ ) ditentukan berdasarkan perhitungan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,602}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,075$$



Nilai  $C_s$  tersebut dibatasi dengan tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned}C_{s \min} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,602 \times 1 \geq 0,01 \\ &= 0,0265 \geq 0,01\end{aligned}$$

Nilai  $C_s$  tersebut juga dibatasi dengan tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{DI}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,592}{0,75568 \left( \frac{8}{1} \right)} = 0,0979$$

Berdasarkan perhitungan di atas, diperoleh bahwa  $C_{s \min} < C_s < C_{s \max}$  dengan nilai sebesar  $0,0265 < 0,075 < 0,0979$ . Nilai  $C_s$  sebesar 0,075 dalam perhitungan dapat digunakan sebab memenuhi batas-batas yang ditentukan.

c. Geser dasar seismik ( $V$ )

Menurut SNI 1726-2012, nilai geser dasar gempa dalam arah yang ditetapkan dapat ditentukan dengan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}V &= C_s \times W \\ &= 0,075 \times (12.767.666,53 / 101,97) \\ &= 9.421,606 \text{ kN.}\end{aligned}$$

d. Distribusi gaya geser total akibat gempa

Distribusi horisontal beban seismik pada tiap lantai ( $V_x$ ) ditentukan berdasarkan SNI 1726-2012 pada pasal 7 ayat 8 butir 4, dengan rumus yang digunakan sebagai berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$F_i$  merupakan bagian gaya geser dasar seismik yang terjadi pada tingkat  $i$  dengan satuan kN.



Perhitungan  $V_x$  untuk lantai atap *deck* ( $i = 6$ ) Hotel Quin sebagai berikut:

$$F_{6\ x-y} = \frac{W_6 \times h_6}{\sum W_i \times h_i} \times V$$
$$F_{6\ x-y} = \frac{(1.390.700,22 \times 0,00981) \times 22,1}{1.220.263,145} \times 9.421,606$$
$$= 2.327,152 \text{ kN.}$$

$$V_6 = F_{6\ x-y} + 0$$
$$= 2.327,152 \text{ kN.}$$

Perhitungan  $V_x$  untuk lantai 5 ( $i = 5$ ) Hotel Quin sebagai berikut:

$$F_{5\ x-y} = \frac{W_5 \times h_5}{\sum W_i \times h_i} \times V$$
$$F_{5\ x-y} = \frac{(1.669.735,91 \times 0,00981) \times 18,8}{1.220.263,145} \times 9.421,606$$
$$= 2.376,866 \text{ kN.}$$

$$V_5 = F_{5\ x-y} + F_{6\ x-y} + 0$$
$$= 2.376,866 + 2.327,152 + 0$$
$$= 4.704,018 \text{ kN.}$$

Perhitungan  $V_x$  untuk lantai lainnya untuk Hotel Quin ditunjukkan dalam Tabel 4.13.

Tabel 4.13 Distribusi Gaya Geser Horisontal Total Akibat Gempa

| Lantai ke- | $h_i$<br>(m) | $W_i$<br>(kN)     | $W_i \times h_i$<br>(kN.m) | $F_{i\ x-y}$<br>(kN) | $V_x$<br>(kN) |
|------------|--------------|-------------------|----------------------------|----------------------|---------------|
| 6          | 22,1         | 13.638,327        | 301.470,030                | 2.327,152            | 2.327,152     |
| 5          | 18,8         | 16.374,776        | 307.845,789                | 2.376,866            | 4.704,018     |
| 4          | 15,5         | 16.374,776        | 253.809,028                | 1.959,650            | 6.663,668     |
| 3          | 12,2         | 16.374,776        | 199.722,268                | 1.542,434            | 8.206,102     |
| 2          | 7,2          | 14.472,325        | 104.200,742                | 804,530              | 9.010,632     |
| 1          | 3,2          | 16.633,840        | 53.228,288                 | 410,974              | 9.421,606     |
| $\Sigma =$ |              | <b>93.868,820</b> | <b>1.220.263,145</b>       |                      |               |

(Sumber: Data Pribadi, 2018)



e. Distribusi gaya geser total akibat gempa

Waktu getar alami struktur dihitung menggunakan rumus *Rayleigh*, dengan nilai perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ) yang diperoleh tidak boleh kurang dari 20% nilai yang dihitung dengan rumus *Rayleigh*. Berikut adalah rumus *Rayleigh*:

$$T_{x,y} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \times d_{i,x,y}^2}{g \times \sum F_{i,x,y} \times d_{i,x,y}}}$$

Keterangan :

$T$  = waktu getar alami (detik),

$W_i$  = berat lantai ke- $i$  (kN),

$F_{i,x,y}$  = gaya gempa lantai ke- $i$  (kN),

$d_{i,x,y}$  = deformasi lateral total akibat  $F_i$  pada lantai ke- $i$  (mm),

$g$  = percepatan gravitasi (9,810 mm/det<sup>2</sup>).

Perhitungan deformasi lateral dalam analisa *Rayleigh* untuk lantai atap *deck* ( $i = 6$ ) pada arah memanjang (arah  $x$ ) sebagai berikut:

$$d_{6,x} = \frac{F_{6,x-y} \times \text{jumlah modul kolom arah } x}{\sum W_i}$$

$$d_{6-x} = \frac{2.327,152 \times 12}{93.868,820} = 0,297498$$

Perhitungan analisa *Rayleigh* untuk lantai lainnya ditunjukkan dalam Tabel 4.14.

Tabel 4.14 Waktu Getar Struktur dalam Arah  $x$

| Analisa <i>Rayleigh</i> akibat Gempa Arah $x$ |           |            |                  |                |                        |                            |
|---|-----------|------------|------------------|----------------|------------------------|----------------------------|
| Lantai ke-                                    | $h_i$ (m) | $W_i$ (kN) | $F_{i,x-y}$ (kN) | $d_{i,x}$ (mm) | $W_i \times d_{i,x}^2$ | $F_{i,x-y} \times d_{i,x}$ |
| 6   | 22,1      | 13.638,327 | 2.327,152        | 0,297498       | 1.207,065              | 692,324                    |
| 5   | 18,8      | 16.374,776 | 2.376,866        | 0,303854       | 1.511,835              | 722,219                    |
| 4   | 15,5      | 16.374,776 | 1.959,650        | 0,250518       | 1.027,666              | 490,927                    |
| 3   | 12,2      | 16.374,776 | 1.542,434        | 0,197182       | 636,661                | 304,140                    |
| 2   | 7,2       | 14.472,325 | 804,530          | 0,102849       | 153,089                | 82,746                     |
| 1   | 3,2       | 16.633,840 | 410,974          | 0,052538       | 45,913                 | 21,592                     |
| $\Sigma =$                                    |           |            |                  |                | <b>4.582,229</b>       | <b>2.313,948</b>           |

(Sumber: Data Pribadi, 2018)





Waktu getar struktur alami arah  $x =$

$$T_x = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \times d_{ix}^2}{g \times \sum F_{i,x,y} \times d_{ix}}}$$

$$T_x = 6,3 \sqrt{\frac{4.582,229}{9,810 \times 2.313,948}} = 0,0895 \text{ detik.}$$

Nilai  $T_x$  yang diperoleh digunakan untuk memeriksa persyaratan keamanan nilai  $T_a$ , dengan ketentuan sebagai berikut:

$$T_a > \text{Nilai } T \text{ yang diijinkan}$$

$$T_a > 20\% \times T_x$$

$$0,75568 > 20\% \times 0,0895$$

$$0,75568 > 0,0179 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

Perhitungan deformasi lateral dalam analisa *Rayleigh* untuk lantai atap *deck* ( $i = 6$ ) pada arah melintang (arah  $y$ ) sebagai berikut:

$$d_{6y} = \frac{F_{6x-y} \times \text{jumlah modul kolom arah } y}{\sum W_i}$$

$$d_{6-x} = \frac{2.327,152 \times 3}{93.868,820} = 0,074375$$

Perhitungan analisa *Rayleigh* untuk lantai lainnya ditunjukkan dalam Tabel 4.15.

Tabel 4.15 Waktu Getar Struktur dalam Arah  $y$

| <b>Analisa <i>Rayleigh</i> akibat Gempa Arah <math>x</math></b> |                             |                              |                                    |                                 |   |   |
|---|-----------------------------|------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|---|---|
| <b>Lantai ke-</b>   | <b><math>h_i</math> (m)</b> | <b><math>W_i</math> (kN)</b> | <b><math>F_{i,x-y}</math> (kN)</b> | <b><math>d_{iy}</math> (mm)</b> | <b><math>W_i \times d_{iy}^2</math></b> | <b><math>F_{i,x-y} \times d_{iy}</math></b> |
| 6   | 22,1                        | 13.638,327                   | 2.327,152                          | 0.074375                        | 75.442                                  | 173.081                                     |
| 5   | 18,8                        | 16.374,776                   | 2.376,866                          | 0.075963                        | 94.490                                  | 180.555                                     |
| 4   | 15,5                        | 16.374,776                   | 1.959,650                          | 0.062629                        | 64.229                                  | 122.732                                     |
| 3   | 12,2                        | 16.374,776                   | 1.542,434                          | 0.049295                        | 39.791                                  | 76.035                                      |
| 2   | 7,2                         | 14.472,325                   | 804,530                            | 0.025712                        | 9.568                                   | 20.686                                      |
| 1   | 3,2                         | 16.633,840                   | 410,974                            | 0.013135                        | 2.870                                   | 5.398                                       |
| $\Sigma =$  |                             |                              |                                    |                                 | <b>286,389</b>                          | <b>578,487</b>                              |

(Sumber: Data Pribadi, 2018)





Waktu getar struktur alami arah  $y =$

$$T_y = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \times d_{iy}^2}{g \times \sum F_{i,x,y} \times d_{iy}}}$$

$$T_x = 6,3 \sqrt{\frac{286,389}{9.810 \times 578,487}} = 0,0448 \text{ detik.}$$

Nilai  $T_y$  yang diperoleh digunakan untuk memeriksa persyaratan keamanan nilai  $T_a$ , dengan ketentuan sebagai berikut:

$T_a >$  Nilai  $T$  yang diijinkan

$T_a > 20\% \times T_y$

$0,75568 > 20\% \times 0,0448$

$0,75568 > 0,00895 \dots \dots \dots$  OK.

#### 10. Input beban gempa pada struktur bangunan

Beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan dikenakan sebagai gaya lateral terpusat ( $P$ ) yang bekerja pada pertemuan balok-kolom pada sisi bangunan arah  $x$  dan  $y$ . Besar gaya geser seismik pada pertemuan balok-kolom adalah hasil bagi dari  $F_{i,x,y}$  dengan jumlah titik pertemuan pada sisi bangunan. Besar gaya gempa yang terjadi pada struktur bangunan Hotel Quin sebagai berikut:

- a. Beban gempa pada struktur arah  $x$ , dengan jumlah modul bangunan sebanyak 12 modul

Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 6:

$$\begin{aligned} P_{6x} &= F_{6,x-y} / 12 \\ &= 2.327,152 / 12 \\ &= 193,929 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 5:

$$\begin{aligned} P_{5x} &= F_{5,x-y} / 12 \\ &= 2.376,866 / 12 = 198,072 \text{ kN.} \end{aligned}$$



Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 4:

$$\begin{aligned} P_{4x} &= F_{4x-y} / 12 \\ &= 1.959,650 / 12 \\ &= 163,304 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 3:

$$\begin{aligned} P_{3x} &= F_{3x-y} / 12 \\ &= 1.542,434 / 12 \\ &= 128,536 \text{ kN.} \end{aligned}$$

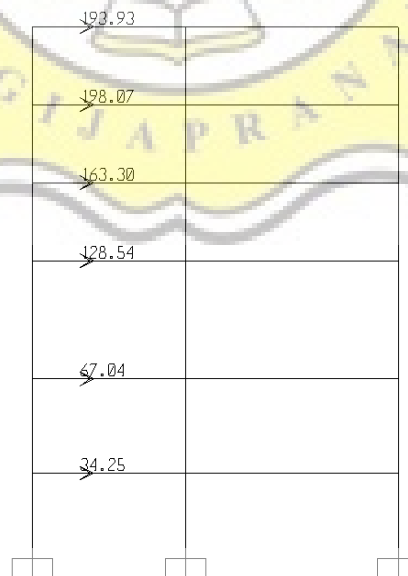
Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 2:

$$\begin{aligned} P_{2x} &= F_{2x-y} / 12 \\ &= 804,530 / 12 \\ &= 67,044 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 1:

$$\begin{aligned} P_{1x} &= F_{1x-y} / 12 \\ &= 410,974 / 12 \\ &= 34,248 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Beban lateral gempa arah *x* tersebut diinput pada struktur bangunan dari program SAP 2000 v14.0.0 seperti pada Gambar 4.10.



Gambar 4.10 Vektor Gaya Gempa pada Struktur Gedung Hotel Quin Arah *x*  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)



- b. Beban gempa pada struktur arah y, dengan jumlah modul bangunan sebanyak 3 modul

Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 6:

$$\begin{aligned}P_{6y} &= F_{6x-y} / 3 \\ &= 2.327,152 / 3 \\ &= 775,717 \text{ kN.}\end{aligned}$$

Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 5:

$$\begin{aligned}P_{5y} &= F_{5x-y} / 3 \\ &= 2.376,866 / 3 \\ &= 792,289 \text{ kN.}\end{aligned}$$

Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 4:

$$\begin{aligned}P_{4y} &= F_{4x-y} / 3 \\ &= 1.959,650 / 3 \\ &= 653,217 \text{ kN.}\end{aligned}$$

Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 3:

$$\begin{aligned}P_{3y} &= F_{3x-y} / 3 \\ &= 1.542,434 / 3 \\ &= 514,145 \text{ kN.}\end{aligned}$$

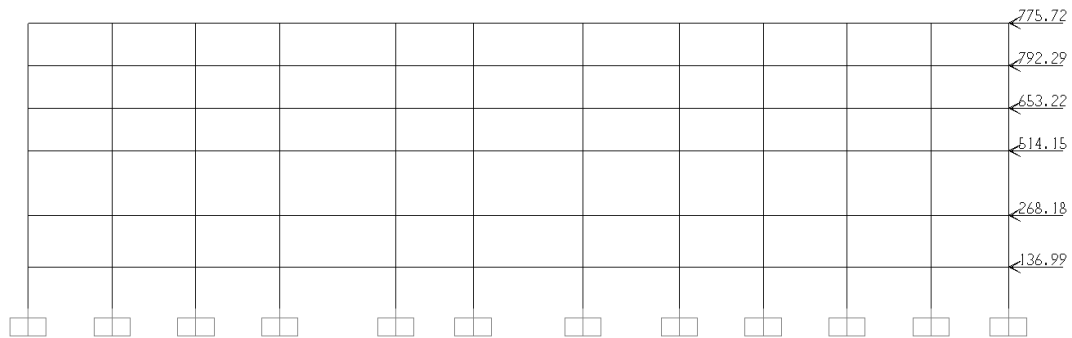
Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 2:

$$\begin{aligned}P_{2y} &= F_{2x-y} / 3 \\ &= 804,530 / 3 \\ &= 268,177 \text{ kN.}\end{aligned}$$

Perhitungan gaya gempa pada *joint* lantai ke 1:

$$\begin{aligned}P_{1y} &= F_{1x-y} / 3 \\ &= 410,974 / 3 \\ &= 136,991 \text{ kN.}\end{aligned}$$

Beban lateral gempa arah y tersebut diinput pada struktur bangunan dari program SAP 2000 v14.0.0 seperti pada Gambar 4.11.



Gambar 4.11 Vektor Gaya Gempa pada Struktur Gedung Hotel Quin Arah y  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

#### 4.4 Perhitungan Balok

1. Balok induk 500 mm × 800 mm (B1 50/80)

a. Perhitungan tulangan utama bagian tumpuan

Balok yang ditinjau untuk perhitungan adalah balok B1 50/80 yang berada di lantai 2 (as B2 - B4) yang menerima momen maksimum.

Data perencanaan:

$$f'_c = 29,05 \text{ MPa} = 4.213,346 \text{ psi}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} = 56.564,72 \text{ psi}$$

$$b = 500 \text{ mm} = 19,685 \text{ in}$$

$$h = 800 \text{ mm} = 31,495 \text{ in}$$

$$\text{selimut beton} = 40 \text{ mm} = 1,5748 \text{ in}$$

$$d' = \text{selimut beton} + \emptyset_{\text{senggang}} + \emptyset_{\text{tulangan}}/2$$

$$= 40 + 10 + (16/2)$$

$$= 58 \text{ mm} = 2,2835 \text{ in}$$

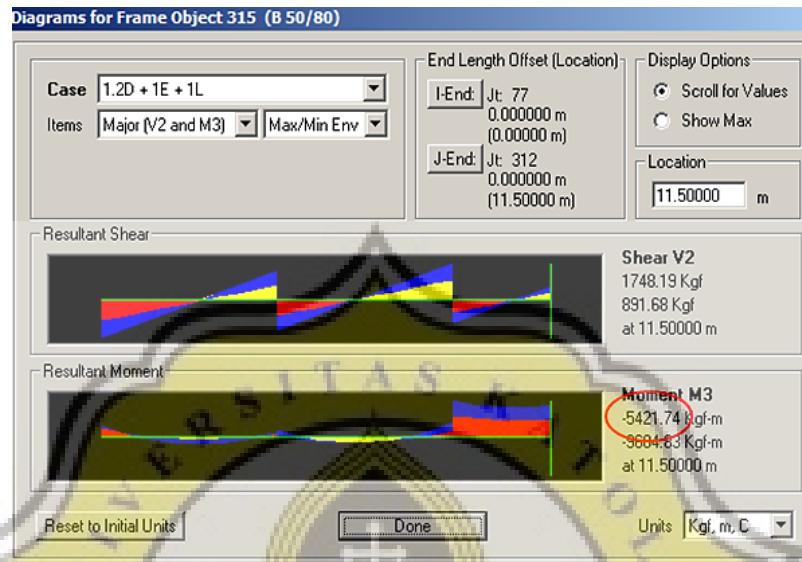
$$d = 742 \text{ mm} = 29,213 \text{ in}$$

$$\phi_{\text{entur}} = 0,9$$

$$\phi_{\text{orsi}} = 0,85$$

$$\beta = 0,84 (f'_c > 4.000 \text{ psi})$$

Nilai momen ultimit bagian tumpuan untuk balok B1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.12.



Gambar 4.12. Momen *Output* Bagian Tumpuan Balok B1 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$M_{u \text{ tumpuan}} \text{ maksimum} = 5.421,74 \text{ kg.m} = 39,2155 \text{ ft-k}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{39,2155 \times 12 \times 1000}{0,9 \times 19,685 \times 29,213^2}$$

$$= 31,126 \text{ psi}$$

$$\rho = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 31,126}{0,85 \times 4.213,346}} \right]$$

$$= 0,000553$$

Menghitung rasio maksimal tulangan baja ( $\rho_{max}$ ) dan rasio minimum tulangan baja ( $\rho_{min}$ )

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left[ \frac{87.000}{87.000 + f_y} \right]$$



$$= \frac{0,85 \times 0,84 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ \frac{87.000}{87.000 + 56.564,72} \right]$$
$$= 0,032204$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b$$
$$= 0,75 \times 0,032204$$
$$= 0,024153$$

$$\rho_{min} = \frac{3\sqrt{f_c}}{f_y}, \text{ tidak boleh kurang dari } \frac{200}{f_y}$$

$$= \frac{3\sqrt{4.213,346}}{56.564,72} = 0,003443$$

tidak boleh kurang dari:

$$= \frac{200}{56.564,72} = 0,00354$$

$\rho < \rho_{min}$ , sehingga menggunakan  $\frac{200}{f_y} = 0,00354$  untuk menghitung luas tulangan baja yang dibutuhkan.

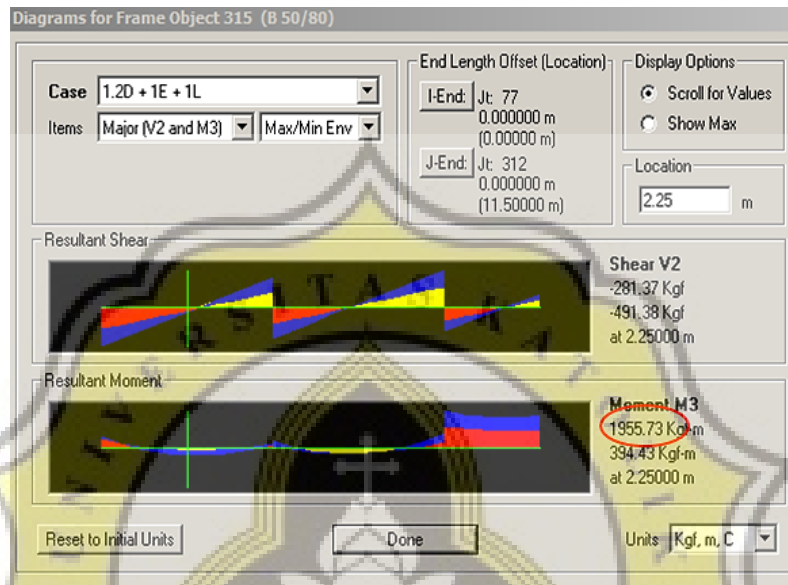
$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$
$$= 0,00354 \times 19,685 \times 29,213$$
$$= 2,03325 \text{ in}^2$$
$$= 1.311,772 \text{ mm}^2.$$

Jadi tulangan utama bagian tumpuan yang digunakan adalah 7D16, dengan luas tulangan total :

$$A_s = \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$
$$= 7 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$$
$$= 1.408 \text{ mm}^2.$$

b. Perhitungan tulangan utama bagian lapangan

Nilai momen ultimit bagian lapangan untuk balok B1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.13.



Gambar 4.13. Momen *Output* Bagian Lapangan Balok B1 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$M_{u \text{ lapangan}}$  maksimum = 1955,73 kg.m = 14,1458 ft-k.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{14,1458 \times 12 \times 1000}{0,9 \times 19,685 \times 29,213^2}$$

$$= 11,2277 \text{ psi.}$$

$$\rho = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,2277}{0,85 \times 4.213,346}} \right]$$

$$= 0,0002$$



Menghitung rasio maksimal tulangan baja ( $\rho_{max}$ ) dan rasio minimum tulangan baja ( $\rho_{min}$ )

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \beta f'_c}{f_y} \left[ \frac{87.000}{87.000 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,84 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ \frac{87.000}{87.000 + 56.564,72} \right] \\ &= 0,032204\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032204 \\ &= 0,024153\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y}, \text{ tidak boleh kurang dari } \frac{200}{f_y}$$

$$= \frac{3\sqrt{4.213,346}}{56.564,72} = 0,003443$$

tidak boleh kurang dari:

$$= \frac{200}{56.564,72} = 0,00354$$

$\rho < \rho_{min}$ , sehingga menggunakan  $\frac{200}{f_y} = 0,00354$  untuk menghitung luas tulangan baja yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00354 \times 19,685 \times 29,213 \\ &= 2,03325 \text{ in}^2 \\ &= 1.311,772 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

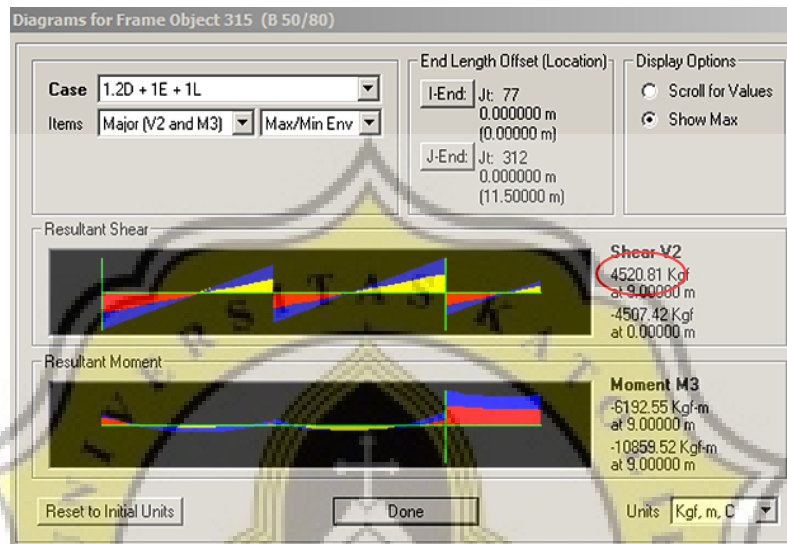
Jadi tulangan utama bagian lapangan yang digunakan adalah 7D16, dengan luas tulangan total:

$$\begin{aligned}A_s &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 7 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 1.408 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$



c. Perhitungan tulangan geser

Nilai gaya geser ultimit yang timbul pada balok B1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.14.



Gambar 4.14. Gaya Geser Ultimit Balok B1 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$V_u \text{ maksimum} = 4.520,81 \text{ kg} = 9.966,68 \text{ lb.}$$

Menentukan keperluan tulangan geser

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times (2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d) \\ &= 0,85 \times (2 \times \sqrt{4.213,346} \times 19,685 \times 29,213) \\ &= 63.445,46 \text{ lb.} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 31.727,73 \text{ lb.}$$

Karena  $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$ , digunakan sengkang praktis dengan jarak minimum yang digunakan mendekati 3 in. atau 4 in. (80 mm atau 100 mm).

Perencanaan tulangan geser menggunakan sengkang kaki 2 ( $n = 2$ ) dengan tulangan diameter 10 mm ( $\phi = 0,375 \text{ in.}$ ).

$$\begin{aligned}
 A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,375^2 \\
 &= 0,1105 \text{ in}^2.
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum untuk memberikan  $A_v$  minimum sengkang :

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{(A_v \times n) \times f_y}{50 \times b} \\
 &= \frac{(0,1105 \times 2) \times 56.564,72}{50 \times 19,685} \\
 &= 12,70 \text{ in.} \approx 323 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

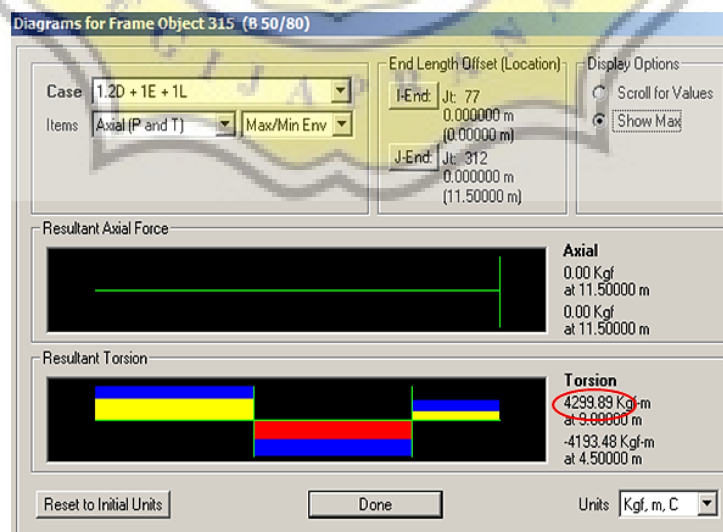
Jadi jarak sengkang yang digunakan :

Pada bagian tumpuan dipakai sengkang  $\varnothing 10-100$ ,

Pada bagian lapangan dipakai sengkang  $\varnothing 10-150$ .

d. Perhitungan tulangan torsi

Nilai momen torsi ultimit untuk balok B1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.15.



Gambar 4.15. Momen Torsi Ultimit Balok B1 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)



$$T_u \text{ maksimum} = 4.299,89 \text{ kg.m} = 373,21322 \text{ in-kip} = 373.213,22 \text{ in-lb.}$$

$$V_u \text{ maksimum} = 4.520,81 \text{ kg} = 9.966,68 \text{ lb.}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 19,685 \times 31,496 \\ &= 620,001 \text{ in}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2(b + h) \\ &= 2(19,685 + 31,496) \\ &= 102,36 \text{ in.} \end{aligned}$$

Menentukan keperluan tulangan torsi. Tulangan torsi dapat diabaikan

apabila  $T_u < \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$

$$T_u \dots \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$373.213,22 \text{ in-lb.} \dots 0,85 \times \sqrt{4.213,346} \times \left( \frac{620,001^2}{102,36} \right)$$

$$373.213,22 \text{ in-lb.} > 207.194,39 \text{ in-lb.}$$

Karena  $T_u > \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$ , maka diperlukan tulangan torsi.

Pemeriksaan kapasitas penampang beton terhadap torsi

$A_{oh}$  merupakan luas yang dicakup oleh garis tengah dari sengkang tertutup bagian terluar, digunakan selimut beton 4 cm (1,5748 in) dan sengkang diameter 10 mm ( $\emptyset = 0,375 \text{ in.}$ )

$$\begin{aligned} x_1 &= b - 2(\text{selimut beton} + \emptyset/2) \\ &= 19,685 - 2(1,5748 + 0,375/2) = 16,16 \text{ in.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_1 &= h - 2(\text{selimut beton} + \emptyset/2) \\ &= 31,496 - (2)(1,5748 + 0,375/2) = 27,971 \text{ in.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= x_1 \times y_1 \\ &= 16,16 \times 27,971 \\ &= 452,031 \text{ in}^2. \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}A_o &= \text{luas bruto geser} \\ &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 452,031 \\ &= 384,226 \text{ in}^2.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_h &= \text{keliling dari garis tengah tulangan torsi tertutup bagian terluar} \\ &= 2 (x_1 + y_1) \\ &= 2 (16,16 + 27,971) \\ &= 88,264 \text{ in.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \text{kekuatan geser nominal dari penampang beton} \\ &= 2 \sqrt{f'_c} b d \\ &= 2 \sqrt{4.213,346} (19,685) (29,213) \\ &= 74.653,479 \text{ lb.}\end{aligned}$$

Berdasarkan persamaan ACI 11-18, kapasitas penampang beton terhadap torsi ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}\sqrt{\left(\frac{V_u}{b d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} &\leq \phi \left(\frac{V_c}{b d} + 8\sqrt{f'_c}\right) \\ \sqrt{\left(\frac{V_u}{b d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} &= \sqrt{\left(\frac{9.966,68}{19,685 \times 29,213}\right)^2 + \left(\frac{373.213,22 \times 88,264}{1,7 \times 452,031^2}\right)^2} \\ \sqrt{\left(\frac{V_u}{b d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} &= 96,403 \text{ psi.}\end{aligned}$$

$$\phi \left(\frac{V_c}{b d} + 8\sqrt{f'_c}\right) = 0,85 \left(\frac{74.653,479}{19,685 \times 29,213} + 8\sqrt{4.213,346}\right)$$

$$\phi \left(\frac{V_c}{b d} + 8\sqrt{f'_c}\right) = 551,737 \text{ psi.}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, diketahui bahwa penampang beton cukup besar dalam menahan torsi.



Menentukan tulangan torsi.

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{373.213,22}{0,85} = 439.074,38 \text{ in-lb} \end{aligned}$$

Asumsikan  $\theta = 45^\circ$  sesuai ACI sub bab 11.6.3.6 (a)

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 A_o f_y \cot \theta} \\ \frac{A_t}{s} &= \frac{439.074,38}{2 \times 384,226 \times 56.564,72 \times \cot 45^\circ} \\ &= 0,0101 \text{ in}^2 / \text{in untuk satu kaki sengkang.} \end{aligned}$$

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk torsi.

$$\begin{aligned} A_{\ell} &= \frac{A_t}{s} P_h \left( \frac{f_{yv}}{f_{y\ell}} \right) \cot^2 \theta \\ &= 0,0101 \times 88,264 \times \left( \frac{56.564,72}{56.564,72} \right) \times 1,00^2 \\ &= 0,892 \text{ in}^2. \\ A_{\ell \text{ min}} &= \frac{5 \sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_{y\ell}} - \left( \frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_{yv}}{f_{y\ell}} \\ &= \frac{5 \sqrt{4.213,346 \times 620,001}}{56.564,72} - 0,0101 \times 88,264 \times \frac{56.564,72}{56.564,72} \\ &= 2,666 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Maka  $A_{\ell}$  yang digunakan =  $2,666 \text{ in}^2 = 1.720 \text{ mm}^2$

Jadi tulangan yang digunakan adalah 10D16,  $A_s = 2.009,6 \text{ mm}^2$ .

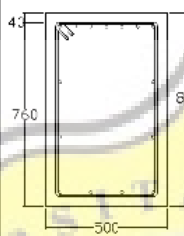
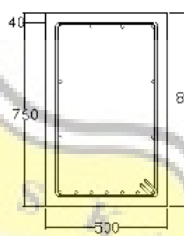
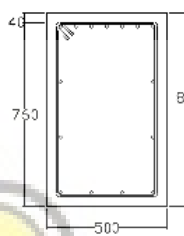
e. Perhitungan tulangan geser torsi

Jika  $V_u > \frac{1}{2} \phi V_c$ , maka diperlukan tulangan geser

$$9.967 \text{ lb.} < \frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \times 0,85 \times 74.653,479$$

$$= 31.727,728 \text{ lb.}$$

Jadi, tulangan geser torsi tidak diperlukan.

| TIPE BALOK      | B1 (500/800)  |  |   |
|-----------------|---|--|---|
|                 | TUMPUAN   | LAPANGAN   | TUMPUAN   |
|                 |  |  |  |
| TULANGAN ATAS   | 7 D 16  | 4 D 16   | 7 D 16  |
| TULANGAN TENGAH | 4 D 16  | 4 D 16   | 4 D 16  |
| TULANGAN BAWAH  | 4 D 16  | 7 D 16   | 4 D 16  |
| SENGKANG        | Ø10-100   | Ø10-150  | Ø10-100   |
| UKURAN          | 500 mm x 800 mm   |  |   |

Gambar 4.16 Balok Induk 500 mm × 800 mm (Sumber: Data Pribadi, 2018)

2. Balok induk 450 mm × 650 mm (B2 45/65)

a. Perhitungan tulangan utama bagian tumpuan

Balok yang ditinjau untuk perhitungan adalah balok B2 45/65 yang berada di lantai 2 (as B2-D2) yang menerima momen maksimum.

Data perencanaan :

$$f'_c = 29,05 \text{ MPa} = 4.213,346 \text{ psi}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} = 56.564,72 \text{ psi}$$

$$b = 450 \text{ mm} = 17,717 \text{ in}$$

$$h = 650 \text{ mm} = 25,591 \text{ in}$$

$$\text{selimut beton} = 40 \text{ mm} = 1,5748 \text{ in}$$

$$d' = \text{selimut beton} + \phi_{\text{sengkang}} + \phi_{\text{tulangan}}/2$$

$$= 40 + 10 + (16/2)$$

$$= 58 \text{ mm} = 2,2835 \text{ in}$$

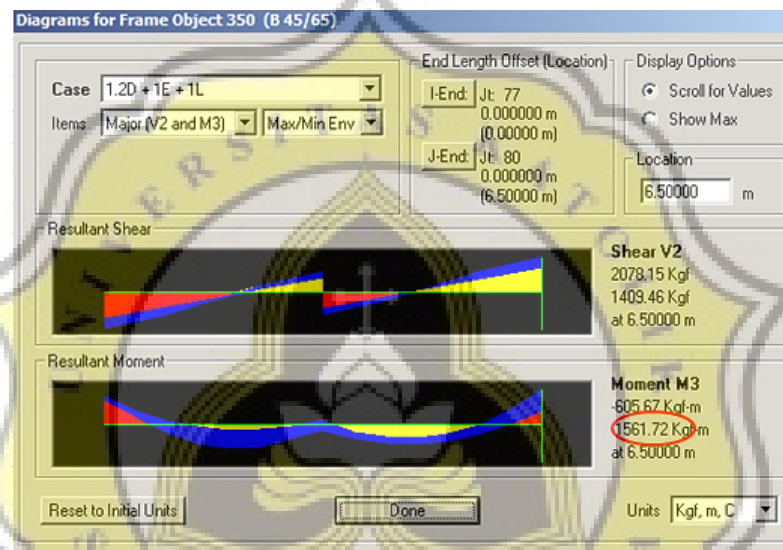
$$d = 592 \text{ mm} = 23,307 \text{ in}$$

$$\phi_{\text{lentur}} = 0,9$$

$$\phi_{\text{tors}} = 0,85$$

$$\beta = 0,84 (f'_c > 4000 \text{ psi})$$

Nilai momen ultimit bagian tumpuan untuk balok B2 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.17.



Gambar 4.17. Momen *Output* Bagian Tumpuan Balok B2 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$M_{u \text{ tumpuan}} \text{ maksimum} = 1.561,7 \text{ kg.m} = 11,296 \text{ ft-k.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{11,296 \times 12 \times 1000}{0,9 \times 17,717 \times 23,307^2}$$

$$= 15,65 \text{ psi}$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,65}{0,85 \times 4.213,346}} \right]$$

$$= 0,000277$$



Menghitung rasio maksimal tulangan baja ( $\rho_{max}$ ) dan rasio minimum tulangan baja ( $\rho_{min}$ )

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left[ \frac{87.000}{87.000 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,84 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ \frac{87.000}{87.000 + 56.564,72} \right] \\ &= 0,032204\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032204 \\ &= 0,024153\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y}, \text{ tidak boleh kurang dari } \frac{200}{f_y}$$

$$= \frac{3\sqrt{4.213,346}}{56.564,72} = 0,003443$$

tidak boleh kurang dari:

$$= \frac{200}{56.564,72} = 0,00354$$

$\rho < \rho_{min}$ , sehingga menggunakan  $\frac{200}{f_y} = 0,00354$  untuk menghitung luas tulangan baja yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00354 \times 17,717 \times 23,307 \\ &= 1,46 \text{ in}^2 \\ &= 941,93 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

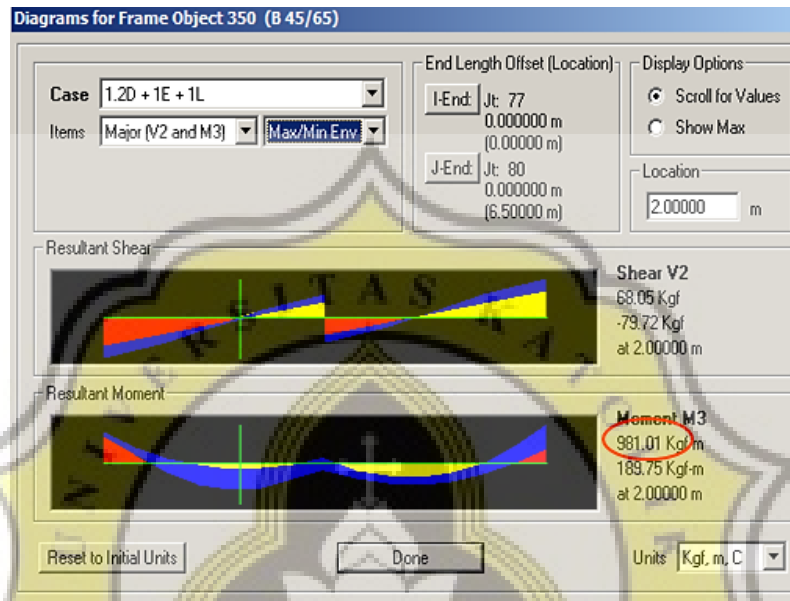
Jadi tulangan utama bagian tumpuan yang digunakan adalah 5D16, dengan luas tulangan total:

$$\begin{aligned}A_s &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 1.005,714 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$



b. Perhitungan tulangan utama bagian lapangan

Nilai momen ultimit bagian lapangan untuk balok B2 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.18.



Gambar 4.18. Momen *Output* Bagian Lapangan Balok B2 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$M_u$  lapangan maksimum = 981,01 kg.m = 7,0956 ft-k.

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\
 &= \frac{7,0956 \times 12 \times 1000}{0,9 \times 17,717 \times 23,307^2} \\
 &= 9,83 \text{ psi} \\
 \rho &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right] \\
 &= \frac{0,85 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,83}{0,85 \times 4.213,346}} \right] \\
 &= 0,00017
 \end{aligned}$$



Menghitung rasio maksimal tulangan baja ( $\rho_{max}$ ) dan rasio minimum tulangan baja ( $\rho_{min}$ )

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left[ \frac{87.000}{87.000 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,84 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ \frac{87.000}{87.000 + 56.564,72} \right] \\ &= 0,032204\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032204 \\ &= 0,024153\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y}, \text{ tidak boleh kurang dari } \frac{200}{f_y} \\ &= \frac{3\sqrt{4.213,346}}{56.564,72} = 0,003443\end{aligned}$$

$$\text{tidak boleh kurang dari } \frac{200}{56.564,72} = 0,00354$$

$\rho < \rho_{min}$ , sehingga menggunakan  $\frac{200}{f_y} = 0,00354$  untuk menghitung luas tulangan baja yang dibutuhkan.

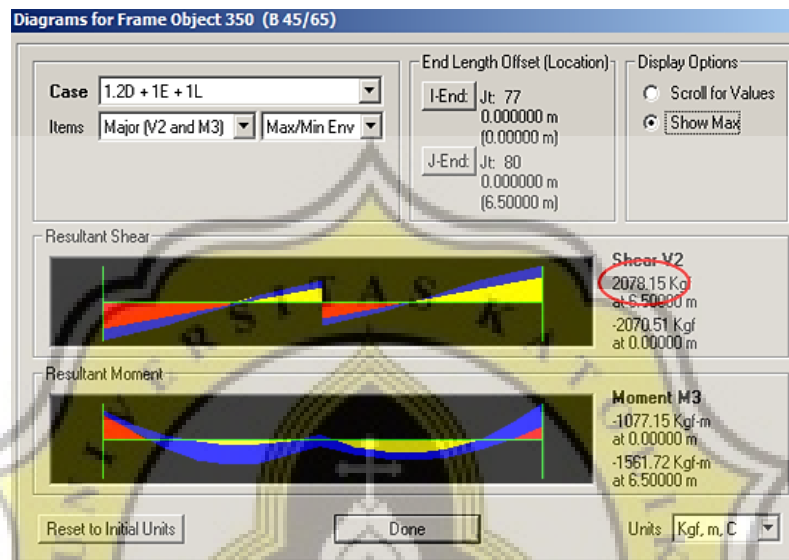
$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00354 \times 17,717 \times 23,307 \\ &= 1,46 \text{ in}^2 \\ &= 941,93 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

Jadi tulangan utama bagian lapangan yang digunakan adalah 5D16, dengan luas tulangan total:

$$\begin{aligned}A_s &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 1.005,714 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

c. Perhitungan tulangan geser

Nilai gaya geser ultimit yang timbul pada balok B1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.19.



Gambar 4.19. Gaya Geser Ultimit Balok B2 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$V_u \text{ maksimum} = 2.078,15 \text{ kg} = 4.581,54 \text{ lb.}$$

Menentukan keperluan tulangan geser

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times (2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d) \\ &= 0,85 \times (2 \times \sqrt{4.213,346} \times 17,717 \times 23,307) \\ &= 45.564,78 \text{ lb.} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 22.782,39 \text{ lb.}$$

Karena  $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$ , digunakan sengkang praktis dengan jarak minimum yang digunakan mendekati 3 in. atau 4 in. (80 mm atau 100 mm).

Perencanaan tulangan geser menggunakan sengkang kaki 2 ( $n = 2$ ) dengan tulangan diameter 10 mm ( $\phi = 0,375 \text{ in.}$ ).

$$\begin{aligned}
 A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,375^2 \\
 &= 0,1105 \text{ in}^2.
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum untuk memberikan  $A_v$  minimum sengkang :

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{(A_v \times n) \times f_y}{50 \times b} \\
 &= \frac{(0,1105 \times 2) \times 56.564,72}{50 \times 17,717} \\
 &= 14,11 \text{ in.} \approx 358 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

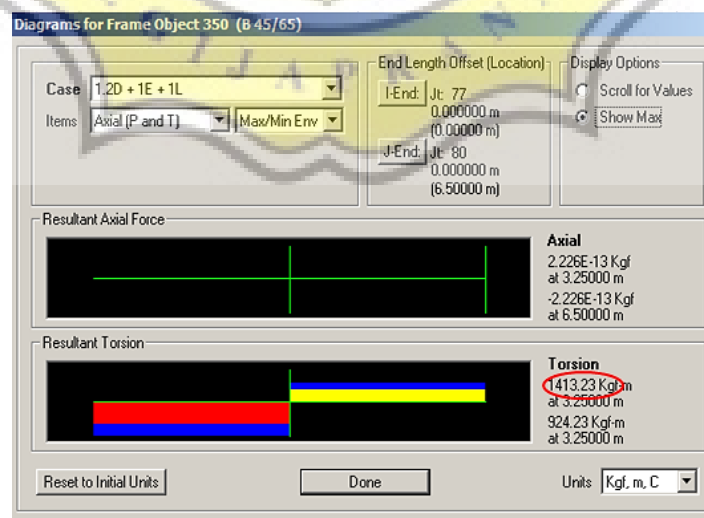
Jadi jarak sengkang yang digunakan :

Pada bagian tumpuan dipakai sengkang  $\varnothing 10-100$ ,

Pada bagian lapangan dipakai sengkang  $\varnothing 10-150$ .

d. Perhitungan tulangan torsi

Nilai momen torsi ultimit untuk balok B2 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.20.



Gambar 4.20. Momen Torsi Ultimit Balok B2 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$T_u \text{ maksimum} = 1.413,23 \text{ kg.m} = 122,6627 \text{ in-kip} = 122.662,7 \text{ in-lb.}$$

$$V_u \text{ maksimum} = 2.078,15 \text{ kg} = 4.581,537 \text{ lb.}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 17,717 \times 25,591 \\ &= 453,38 \text{ in}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 (b + h) \\ &= 2 (17,717 + 25,591) \\ &= 86,61 \text{ in.} \end{aligned}$$

Menentukan keperluan tulangan torsi. Tulangan torsi dapat diabaikan

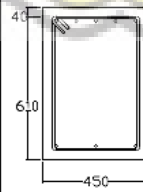
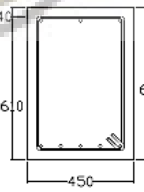
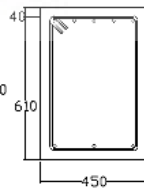
apabila  $T_u < \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$

$$T_u \dots \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$122.622,70 \text{ in-lb.} \dots 0,85 \times \sqrt{4.213,346} \times \left( \frac{453,38^2}{86,614} \right)$$

$$122.622,70 \text{ in-lb.} < 130.936,41 \text{ in-lb.}$$

Karena  $T_u < \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$ , maka tidak diperlukan tulangan torsi.

| TYPE BALOK      | B2 (450/650)  |  |   |
|-----------------|---|--|---|
|                 | TUMPUAN   | LAPANGAN   | TUMPUAN   |
|                 |  |  |  |
| TULANGAN ATAS   | 5 D 16  | 3 D 16   | 5 D 16  |
| TULANGAN BAWAH  | -   | -  | -   |
| TULANGAN TENGAH | 3 D 16  | 5 D 16   | 3 D 16  |
| SENGKANG        | Ø10-100   | Ø10-150  | Ø10-100   |
| UKURAN          | 450 mm x 650 mm   |  |   |

Gambar 4.21 Balok Induk 450 mm × 650 mm (Sumber: Data Pribadi, 2018)

3. Balok anak 400 mm × 600 mm (Ba1 40/60)

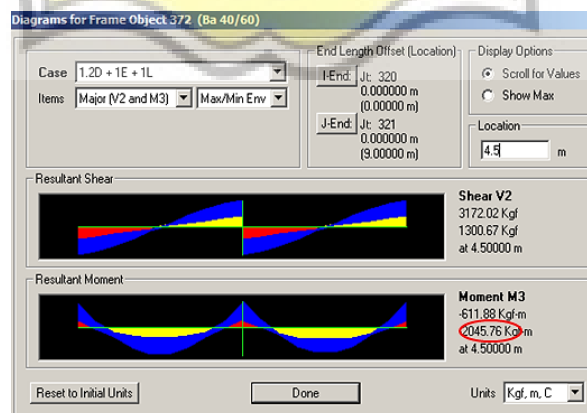
a. Perhitungan tulangan utama bagian tumpuan

Balok yang ditinjau untuk perhitungan adalah balok Ba1 40/60 yang berada di lantai 2 (as C2 - C4) yang menerima momen maksimum.

Data perencanaan:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 29,05 \text{ MPa} = 4.213,346 \text{ psi} \\
 f_y &= 390 \text{ MPa} = 56.564,72 \text{ psi} \\
 b &= 400 \text{ mm} = 15,748 \text{ in} \\
 h &= 600 \text{ mm} = 23,622 \text{ in} \\
 \text{selimut beton} &= 40 \text{ mm} = 1,5748 \text{ in} \\
 d' &= \text{selimut beton} + \emptyset_{\text{senggang}} + \emptyset_{\text{tulangan}}/2 \\
 &= 40 + 10 + (16/2) \\
 &= 58 \text{ mm} = 2,2835 \text{ in} \\
 d &= 542 \text{ mm} = 21,339 \text{ in} \\
 \phi_{\text{lentur}} &= 0,9 \\
 \phi_{\text{orsi}} &= 0,85 \\
 \beta &= 0,84 \quad (f'_c > 4000 \text{ psi})
 \end{aligned}$$

Nilai momen ultimit bagian tumpuan untuk balok Ba1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.22.



Gambar 4.22. Momen *Output* Bagian Tumpuan Balok Ba1 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)



$M_u$  tumpuan maksimum = 2.045,76 kg.m = 14,797 ft-k

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{14,797 \times 12 \times 1000}{0,9 \times 15,748 \times 21,339^2} \\ &= 27,514 \text{ psi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 27,514}{0,85 \times 4.213,346}} \right] \\ &= 0,000488 \end{aligned}$$

Menghitung rasio maksimal tulangan baja ( $\rho_{max}$ ) dan rasio minimum tulangan baja ( $\rho_{min}$ )

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left[ \frac{87.000}{87.000 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,84 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ \frac{87.000}{87.000 + 56.564,72} \right] \\ &= 0,032204 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032204 = 0,024153 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{3 \sqrt{f_c'}}{f_y}, \text{ tidak boleh kurang dari } \frac{200}{f_y} \\ &= \frac{3 \sqrt{4.213,346}}{56.564,72} = 0,003443 \end{aligned}$$

tidak boleh kurang dari:

$$= \frac{200}{56.564,72} = 0,00354$$

$\rho < \rho_{min}$ , sehingga menggunakan  $\frac{200}{f_y} = 0,00354$  untuk menghitung luas

tulangan baja yang dibutuhkan.

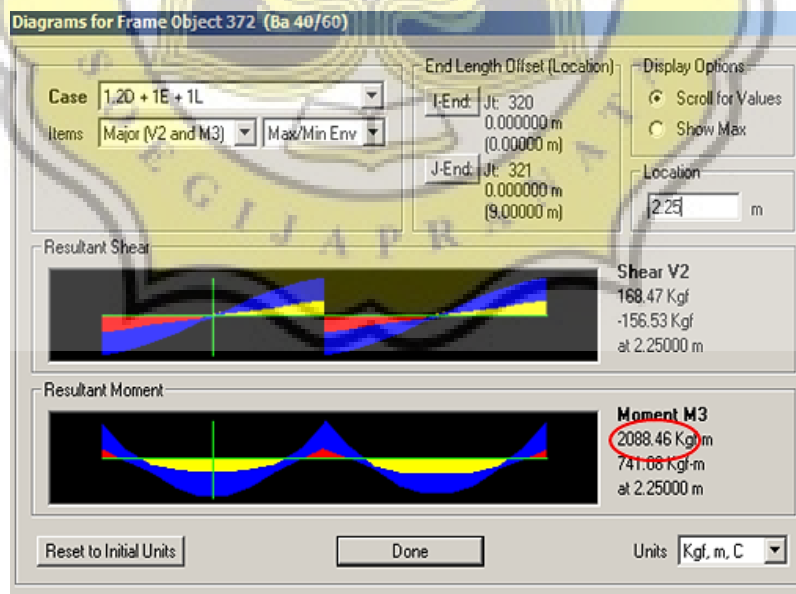
$$\begin{aligned}A_{s\text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00354 \times 15,748 \times 21,339 \\ &= 1,188 \text{ in}^2 \\ &= 766,556 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

Jadi tulangan utama bagian tumpuan yang digunakan adalah 4D16, dengan luas tulangan total :

$$\begin{aligned}A_s &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 804,571 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

b. Perhitungan tulangan utama bagian lapangan

Nilai momen ultimit bagian lapangan untuk balok Ba1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.23.



Gambar 4.23. Momen *Output* Bagian Lapangan Balok Ba1 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)





$M_u$  lapangan maksimum = 2.088,46 kg.m = 15,10584 ft-k

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{15,10584 \times 12 \times 1000}{0,9 \times 15,748 \times 21,339^2} \\ &= 28,088 \text{ psi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 28,088}{0,85 \times 4.213,346}} \right] \\ &= 0,000499 \end{aligned}$$

Menghitung rasio maksimal tulangan baja ( $\rho_{max}$ ) dan rasio minimum tulangan baja ( $\rho_{min}$ )

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left[ \frac{87.000}{87.000 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,84 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ \frac{87.000}{87.000 + 56.564,72} \right] \\ &= 0,032204 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032204 \\ &= 0,024153 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y}, \text{ tidak boleh kurang dari } \frac{200}{f_y} \\ &= \frac{3\sqrt{4.213,346}}{56.564,72} = 0,003443 \end{aligned}$$

$$\text{tidak boleh kurang dari } \frac{200}{56.564,72} = 0,00354$$

$\rho < \rho_{min}$ , sehingga menggunakan  $\frac{200}{f_y} = 0,00354$  untuk menghitung luas tulangan baja yang dibutuhkan.

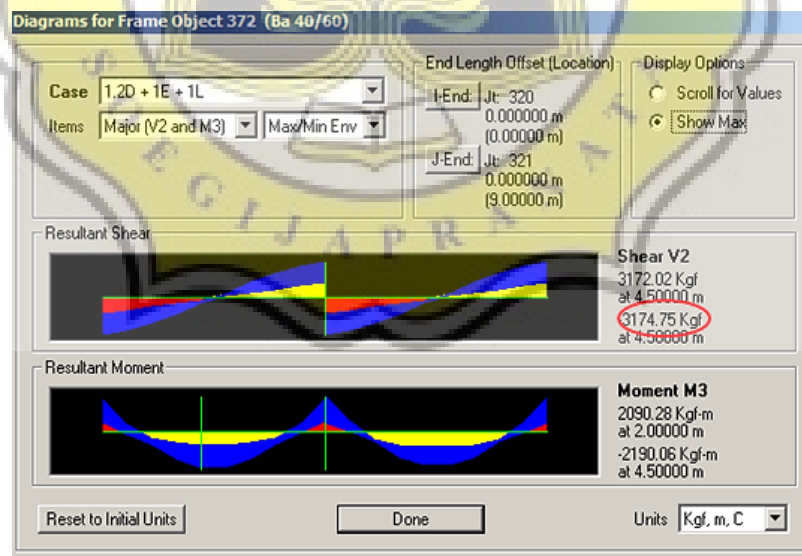
$$\begin{aligned}A_{s\text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00354 \times 15,748 \times 21,339 \\ &= 1,188 \text{ in}^2 \\ &= 766,556 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

Jadi tulangan utama bagian tumpuan yang digunakan adalah 4D16, dengan luas tulangan total:

$$\begin{aligned}A_s &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 804,571 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

c. Perhitungan tulangan geser

Nilai gaya geser ultimit yang timbul pada balok Ba1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.24.



Gambar 4.24. Gaya Geser Ultimit Balok Ba1 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)



$$V_u \text{ maksimum} = 3.174,75 \text{ kg} = 6.999,13 \text{ lb.}$$

Menentukan keperluan tulangan geser

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,85 \times (2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d) \\ &= 0,85 \times (2 \times \sqrt{4.213,346} \times 15,748 \times 21,339) \\ &= 37.081,25 \text{ lb.}\end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 18.540,6 \text{ lb.}$$

Karena  $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$ , digunakan sengkang praktis dengan jarak minimum yang digunakan mendekati 3 in. atau 4 in. (80 mm atau 100 mm).

Perencanaan tulangan geser menggunakan sengkang kaki 2 ( $n = 2$ ) dengan tulangan diameter 10 mm ( $\phi = 0,375$  in.).

$$\begin{aligned}A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,375^2 = 0,1105 \text{ in}^2.\end{aligned}$$

Jarak maksimum untuk memberikan  $A_v$  minimum sengkang:

$$\begin{aligned}s &= \frac{(A_v \times n) \times f_y}{50 \times b} \\ &= \frac{(0,1105 \times 2) \times 56.564,72}{50 \times 15,748} = 15,87 \text{ in.} \approx 403 \text{ mm.}\end{aligned}$$

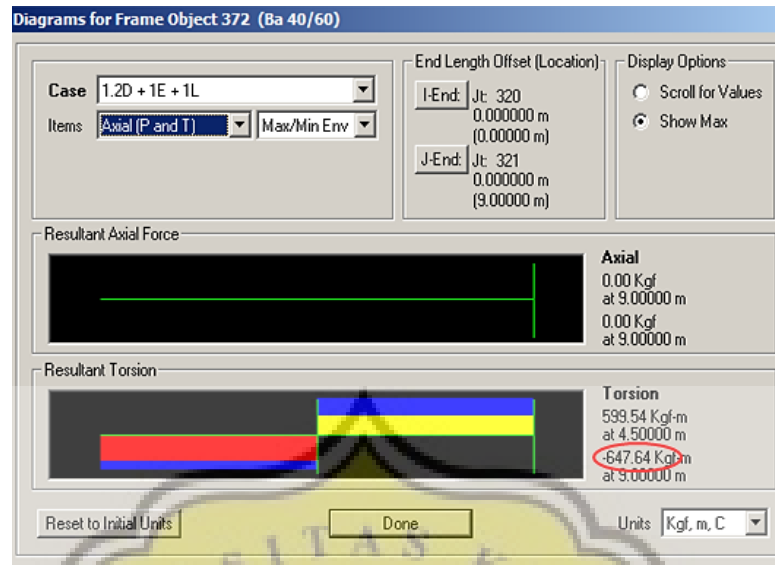
Jadi jarak sengkang yang digunakan :

Pada bagian tumpuan dipakai sengkang D10-100,

Pada bagian lapangan dipakai sengkang D10-150.

d. Perhitungan tulangan torsi

Nilai momen torsi ultimit untuk balok Ba1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.25.



Gambar 4.25. Momen Torsi Ultimit Balok Ba1 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$T_u \text{ maksimum} = 647,64 \text{ kg.m} = 56,21256 \text{ in-kip} = 56.212,56 \text{ in-lb.}$$

$$V_u \text{ maksimum} = 3.174,75 \text{ kg} = 6.999,13 \text{ lb.}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 15,748 \times 23,622 \\ &= 372,001 \text{ in}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2(b + h) \\ &= 2(15,748 + 23,622) \\ &= 78,74 \text{ in.} \end{aligned}$$

Menentukan keperluan tulangan torsi. Tulangan torsi dapat diabaikan

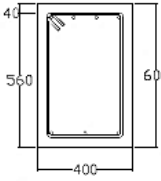
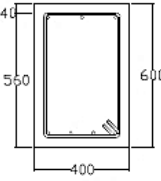
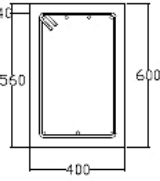
apabila  $T_u < \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$

$$T_u \quad \dots \quad \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$56.212,560 \text{ in-lb.} \quad \dots \quad 0,85 \times \sqrt{4.213,346} \times \left( \frac{372,001^2}{78,74} \right)$$

$$56.212,560 \text{ in-lb.} < 96.966,973 \text{ in-lb.}$$

Karena  $T_u < \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$ , maka tidak diperlukan tulangan torsi.

| TIPE BALOK      | Ba1 (400/600)   |  |   |
|-----------------|---|--|---|
|                 | TUMPUAN   | LAPANGAN   | TUMPUAN   |
|                 |  |  |  |
| TULANGAN ATAS   | 4 D 16  | 3 D 16   | 4 D 16  |
| TULANGAN TENGAH | -   | -  | -   |
| TULANGAN BAWAH  | 3 D 16  | 4 D 16   | 3 D 16  |
| SENGKANG        | Ø10-100   | Ø10-150  | Ø10-100   |
| UKURAN          | 400 mm x 600 mm   |  |   |

Gambar 4.26 Balok Anak 450 mm × 650 mm (Sumber: Data Pribadi, 2018)

4. Balok anak 350 mm × 500 mm (Ba2 35/50)

a. Perhitungan tulangan utama bagian tumpuan

Balok yang ditinjau untuk perhitungan adalah balok Ba2 35/50 yang berada di lantai 2 (as B3 - D3) yang menerima momen maksimum.

Data perencanaan :

$$f'_c = 29,05 \text{ MPa} = 4.213,346 \text{ psi}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} = 56.564,72 \text{ psi}$$

$$b = 350 \text{ mm} = 13,78 \text{ in}$$

$$h = 500 \text{ mm} = 19,685 \text{ in}$$

$$\text{selimut beton} = 4 \text{ cm} = 1,5748 \text{ in}$$

$$d' = \text{selimut beton} + \phi_{\text{sengkang}} + \phi_{\text{tulangan}}/2$$

$$= 40 + 10 + (13/2)$$

$$= 56,5 \text{ mm} = 2,2244 \text{ in}$$

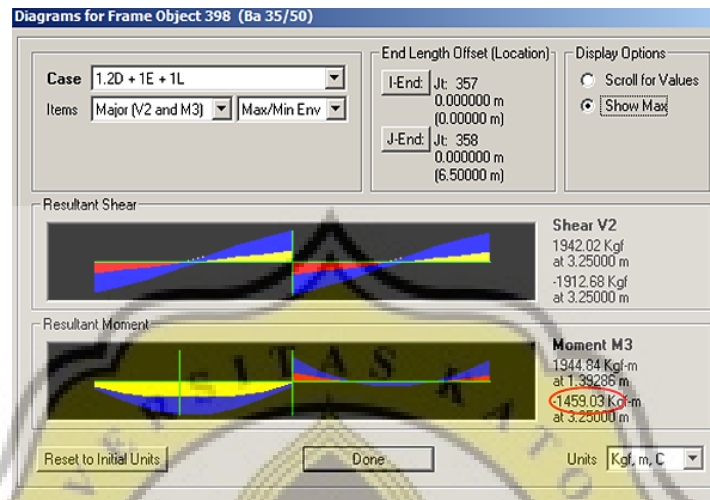
$$d = 44,35 \text{ cm} = 17,461 \text{ in}$$

$$\phi_{\text{entur}} = 0,9$$

$$\phi_{\text{orsi}} = 0,85$$

$$\beta = 0,84 (f'_c \geq 4000 \text{ psi})$$

Nilai momen ultimit bagian tumpuan untuk balok Ba2 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.27.



Gambar 4.27. Momen *Output* Bagian Tumpuan Balok Ba2 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$M_{u \text{ tumpuan}} \text{ maksimum} = 1.459,03 \text{ kg.m} = 10,5532 \text{ ft-k}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{10,5532 \times 12 \times 1000}{0,9 \times 13,78 \times 17,461^2}$$

$$= 33,494 \text{ psi}$$

$$\rho = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 33,494}{0,85 \times 4.213,346}} \right]$$

$$= 0,000595$$

Menghitung rasio maksimal tulangan baja ( $\rho_{max}$ ) dan rasio minimum tulangan baja ( $\rho_{min}$ )

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left[ \frac{87.000}{87.000 + f_y} \right]$$



$$= \frac{0,85 \times 0,84 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ \frac{87.000}{87.000 + 56.564,72} \right]$$
$$= 0,032204$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b$$
$$= 0,75 \times 0,032204$$
$$= 0,024153$$

$$\rho_{min} = \frac{3\sqrt{f_c}}{f_y}, \text{ tidak boleh kurang dari } \frac{200}{f_y}$$
$$= \frac{3\sqrt{4.213,346}}{56.564,72} = 0,003443$$

$$\text{tidak boleh kurang dari } = \frac{200}{56.564,72} = 0,00354$$

$\rho < \rho_{min}$ , sehingga menggunakan  $\frac{200}{f_y} = 0,00354$  untuk menghitung luas tulangan baja yang dibutuhkan.

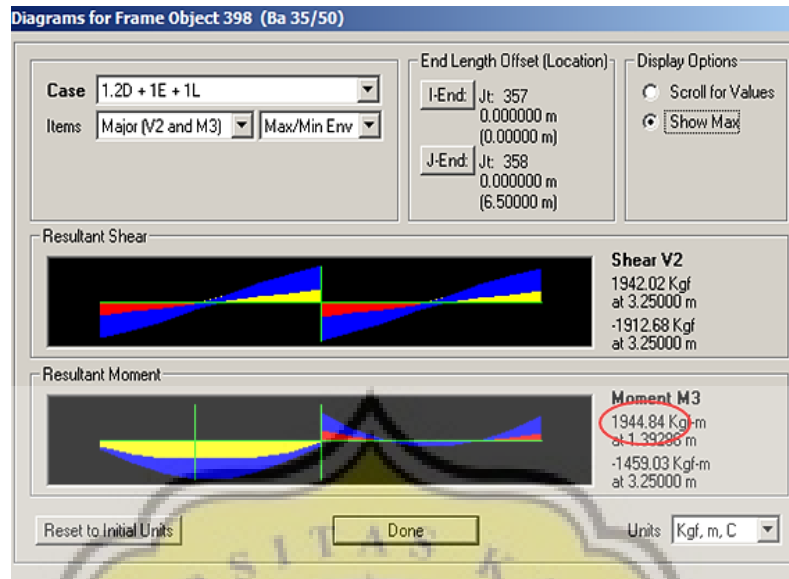
$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$
$$= 0,00354 \times 13,78 \times 17,461$$
$$= 0,8507 \text{ in}^2$$
$$= 548,8404 \text{ mm}^2.$$

Jadi tulangan utama bagian tumpuan yang digunakan adalah 5D13, dengan luas tulangan total :

$$A_s = \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$
$$= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$
$$= 663,929 \text{ mm}^2.$$

b. Perhitungan tulangan utama bagian lapangan

Nilai momen ultimit bagian lapangan untuk balok Ba1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.28.



Gambar 4.28. Momen *Output* Bagian Lapangan Balok Ba2 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$M_u \text{ lapangan maksimum} = 1.944,84 \text{ kg.m} = 14,067 \text{ ft-k.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{14,067 \times 12 \times 1000}{0,9 \times 13,78 \times 17,461^2}$$

$$= 44,6465 \text{ psi}$$

$$\rho = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 44,6465}{0,85 \times 4.213,346}} \right]$$

$$= 0,00079$$

Menghitung rasio maksimal tulangan baja ( $\rho_{max}$ ) dan rasio minimum tulangan baja ( $\rho_{min}$ )

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left[ \frac{87.000}{87.000 + f_y} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 0,84 \times 4.213,346}{56.564,72} \left[ \frac{87.000}{87.000 + 56.564,72} \right]$$

$$= 0,032204$$





$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032204 \\ &= 0,024153\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y}, \text{ tidak boleh kurang dari } \frac{200}{f_y} \\ &= \frac{3\sqrt{4.213,346}}{56.564,72} = 0,003443\end{aligned}$$

$$\text{tidak boleh kurang dari } \frac{200}{56.564,72} = 0,00354$$

$\rho < \rho_{min}$ , sehingga menggunakan  $\frac{200}{f_y} = 0,00354$  untuk menghitung luas tulangan baja yang dibutuhkan.

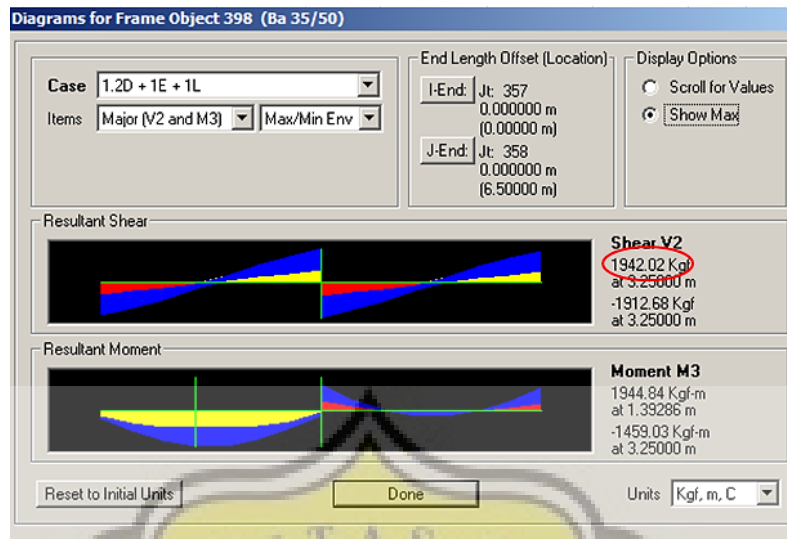
$$\begin{aligned}A_{s\text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00354 \times 13,78 \times 17,461 \\ &= 0,8507 \text{ in}^2 \\ &= 548,8404 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

Jadi tulangan utama bagian tumpuan yang digunakan adalah 5D13, dengan luas tulangan total :

$$\begin{aligned}A_s &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 663,929 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

c. Perhitungan tulangan geser

Nilai gaya geser ultimit yang timbul pada balok Ba2 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.29.



Gambar 4.29. Gaya Geser Ultimit Balok Ba2 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$V_u \text{ maksimum} = 1.942,02 \text{ kg} = 4.281,42 \text{ lb.}$$

Menentukan keperluan tulangan geser

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times (2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d) \\ &= 0,85 \times (2 \times \sqrt{4.213,346} \times 13,78 \times 17,461) \\ &= 26.549,52 \text{ lb.} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 13.274,8 \text{ lb.}$$

Karena  $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$ , digunakan sengkang praktis dengan jarak minimum yang digunakan mendekati 3 in. atau 4 in. (80 mm atau 100 mm).

Perencanaan tulangan geser menggunakan sengkang kaki 2 ( $n = 2$ ) dengan tulangan diameter 10 mm ( $\phi = 0,375 \text{ in.}$ ).

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,375^2 = 0,1105 \text{ in}^2. \end{aligned}$$

Jarak maksimum untuk memberikan  $A_v$  minimum sengkang :

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{(A_v \times n) \times f_y}{50 \times b} \\
 &= \frac{(0,1105 \times 2) \times 56.564,72}{50 \times 13,78} \\
 &= 18,14 \text{ in.} \approx 461 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

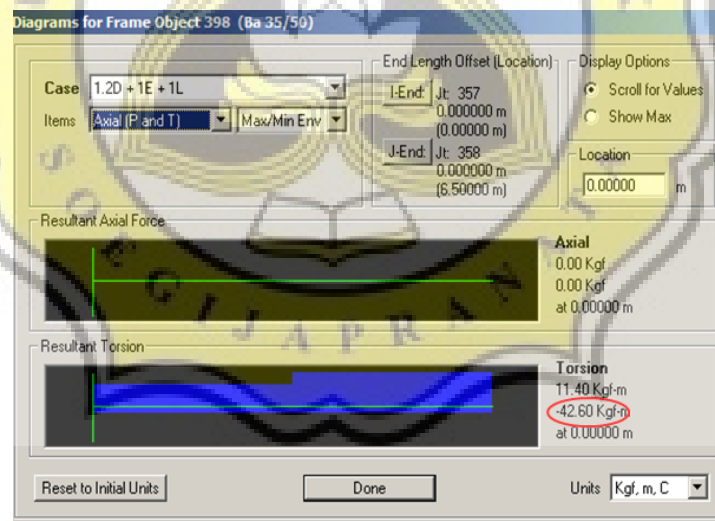
Jadi jarak sengkang yang digunakan :

Pada bagian tumpuan dipakai sengkang Ø10-100,

Pada bagian lapangan dipakai sengkang Ø10-150.

d. Perhitungan tulangan torsi

Nilai momen torsi ultimit untuk balok Ba2 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.30.



Gambar 4.30. Momen Torsi Ultimit Balok Ba2 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$T_u \text{ maksimum} = 42,6 \text{ kg.m} = 3,697509 \text{ in-kip} = 3.697,509 \text{ in-lb.}$$

$$V_u \text{ maksimum} = 1.942,02 \text{ kg} = 4.281,421 \text{ lb.}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h \\
 &= 13,78 \times 19,685
 \end{aligned}$$

$$= 271,25 \text{ in}^2.$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 (b + h) \\ &= 2 (13,78 + 19,685) \\ &= 66,93 \text{ in.} \end{aligned}$$

Menentukan keperluan tulangan torsi. Tulangan torsi dapat diabaikan

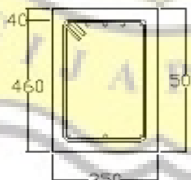
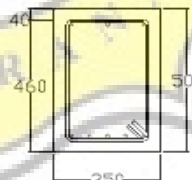
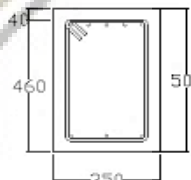
apabila  $T_u < \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$

$$T_u \dots \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$3.697,509 \text{ in-lb.} \dots 0,85 \times \sqrt{4.213,346} \times \left( \frac{271,25^2}{66,93} \right)$$

$$3.697,509 \text{ in-lb.} < 60.653,872 \text{ in-lb.}$$

Karena  $T_u < \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$ , maka tidak diperlukan tulangan torsi.

| TYPE BALOK      | Ba2 (350/500)   |  |   |
|-----------------|---|--|---|
|                 | TUMPUAN   | LAPANGAN   | TUMPUAN   |
|                 |  |  |  |
| TULANGAN ATAS   | 5 D 13  | 3 D 13   | 5 D 13  |
| TULANGAN BAWAH  | -   | -  | -   |
| TULANGAN TENGAH | 3 D 13  | 5 D 13   | 3 D 13  |
| SENGKANG        | Ø10-100   | Ø10-150  | Ø10-100   |
| UKURAN          | 350 mm x 500 mm   |  |   |

Gambar 4.31 Balok Anak 350 mm × 500 mm (Sumber: Data Pribadi, 2018)



#### 4.5 Perhitungan Kolom

1. Kolom 900 mm × 1.000 mm (K1 90/100)

##### Perhitungan Tulangan Utama

Kolom yang ditinjau adalah balok K1 = 900 mm × 1.000 mm, kolom ini berada di lantai *basement* (As D4).

Data perencanaan:

Dicoba tulangan utama diameter 25 mm,  $\phi_t = 0,984$  in.

Dicoba tulangan geser diameter 10 mm,  $\phi_s = 0,394$  in.

$$\begin{aligned}f'_c &= 33,2 \text{ MPa} = 4.815,253 \text{ psi} \\f_y (\phi > 10 \text{ mm}) \text{ BJ 41} &= 390 \text{ MPa} = 56.564,72 \text{ psi} \\f_y (\phi \leq 10 \text{ mm}) \text{ BJ 37} &= 240 \text{ MPa} = 34.809,06 \text{ psi} \\b &= 900 \text{ mm} = 35,433 \text{ in} \\h &= 1.000 \text{ mm} = 39,370 \text{ in} \\selimut \text{ beton} &= 40 \text{ mm} = 1,5748 \text{ in} \\d' = \text{selimut} + \phi_s + \frac{1}{2}\phi_t &= 62,5 \text{ mm} = 2,461 \text{ in} \\d = h - d' &= 937,5 \text{ mm} = 36,909 \text{ in} \\\phi_{\text{geser}} &= 0,7 \text{ (sejajar persegi)} \\\beta (f'_c > 4.000 \text{ psi}) &= 0,85 - \left( \frac{f'_c - 4.000}{1.000} \times 0,05 \right) \\&= 0,85 - \left( \frac{4.815,253 - 4.000}{1.000} \times 0,05 \right) \\&= 0,81\end{aligned}$$

Nilai beban aksial terfaktor dan momen torsi ultimit untuk kolom K1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.32.

| Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003   |              |            |           |                   |          |  |
|---|--------------|------------|-----------|-------------------|----------|--|
| File  |              |            |           |                   |          |  |
| ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kip, in, F (Summary) |              |            |           |                   |          |  |
| Element   | : 12         | B=39.370   | D=35.433  | dc=2.461          |          |  |
| Section ID  | : K 90 x 100 | E=3927.781 | Fc=4.815  | Lt.Mt. Fac.=1.000 |          |  |
| Combo ID  | : DCOM1      | L=125.984  | Fy=59.465 | fys=59.465        |          |  |
| Station Loc   | : 0.000      | RLLF=1.000 |           |                   |          |  |
| Phi(Compression-Spiral): 0.700  |              |            |           |                   |          |  |
| Phi(Compression-Tied): 0.650  |              |            |           |                   |          |  |
| Phi(Tension Controlled): 0.900  |              |            |           |                   |          |  |
| Phi(Shear): 0.750   |              |            |           |                   |          |  |
| Phi(Seismic Shear): 0.600   |              |            |           |                   |          |  |
| Phi(Joint Shear): 0.850   |              |            |           |                   |          |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3                                       |              |            |           |                   |          |  |
| Capacity Ratio  | Design       | Design     | Design    | Minimum           | Minimum  |  |
|   | PU           | M2         | M3        | M2                | M3       |  |
| 0.797   | 2558.832     | 8405.715   | 9487.075  | 4557.542          | 4255.317 |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS  |              |            |           |                   |          |  |
|   | CM           | Delta ns   | Delta s   | K                 | L        |  |
|   | Factor       | Factor     | Factor    | Factor            | Length   |  |
| Major Bending(M3)   | 0.400        | 1.000      | 1.000     | 1.000             | 125.984  |  |
| Minor Bending(M2)   | 0.400        | 1.000      | 1.000     | 1.000             | 125.984  |  |
| SHEAR DESIGN FOR U2,U3  |              |            |           |                   |          |  |
|   | Rebar        | Shear      | Shear     | Shear             | Shear    |  |
|   | Au/s         | Vu         | phi*Uc    | phi*Us            | Up       |  |
| Major Shear(U2)   | 0.034        | 152.156    | 259.043   | 50.670            | 0.000    |  |
| Minor Shear(U3)   | 0.000        | 102.995    | 260.977   | 0.000             | 0.000    |  |

Gambar 4.32. Nilai  $P_u$  dan  $M_u$  Kolom K1 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$P_u = 2.558,832 \text{ kip}$$

$$M_u = 9.487,075 \text{ in-k}$$

$$P_n = P_u / \phi$$

$$= 2.558,832 / 0,7$$

$$= 3.655,474 \text{ kip}$$

$$M_n = M_u / \phi$$

$$= 9.487,075 / 0,7$$

$$= 13.552,96 \text{ in-k}$$

$$A_g = b \times h$$

$$= 35,433 \times 39,370 = 1.395,003 \text{ in}^2$$

$$\gamma_h = \frac{y_1}{h}$$

$$= \frac{h - 2(\text{selimut beton} + \phi_s/2)}{h}$$

$$= \frac{39,37 - 2(1,5748 + 0,394/2)}{39,37}$$

$$= 0,910$$



$$\begin{aligned}e &= \frac{M_n}{P_n} \\ &= \frac{13.552,96}{3.655,474} \\ &= 3,708 \text{ in}\end{aligned}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{3,708}{39,37} = 0,094$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} \times \frac{e}{h} = \frac{(0,7)(3.655,474)}{1.395,003} (0,094) = 0,173$$

Nilai  $\rho$  didapatkan dari pembacaan grafik diagram interaksi kolom dalam Lampiran C.1.

Dari grafik  $\gamma = 0,9 \rightarrow \rho = 0,01$

(karena diperoleh nilai  $\rho < 0,01$ , maka diambil 0,01)

$$\begin{aligned}A_{s \text{ perlu}} &= \rho b h \\ &= 0,01 \times 35,433 \times 37,37 \\ &= 13,95003 \text{ in}^2 \\ &= 13,95003 \times 645,16 = 9.000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jadi tulangan yang digunakan adalah 20D25,  $A_s = 9.821,429 \text{ mm}^2$ .

Syarat  $A_{s \text{ perlu}} < A_s$ .....**OKE.**

### Perhitungan Tulangan Geser

Nilai gaya geser terfaktor untuk kolom K1 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.33.

| Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003   |            |            |              |                   |            |  |
|---|------------|------------|--------------|-------------------|------------|--|
| File  |            |            |              |                   |            |  |
| ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kip, in, F (Summary) |            |            |              |                   |            |  |
| Element :   | 12         | B=39.370   | D=35.433     | dc=2.461          |            |  |
| Section ID :  | K 90 x 100 | E=3927.781 | Fc=4.815     | Lt.Wt. Fac.=1.000 |            |  |
| Combo ID :  | DCON1      | L=125.984  | Fy=59.465    | fys=59.465        |            |  |
| Station Loc :   | 0.000      | RLLF=1.000 |              |                   |            |  |
| Phi(Compression-Spiral): 0.700  |            |            |              |                   |            |  |
| Phi(Compression-Tied): 0.650  |            |            |              |                   |            |  |
| Phi(Tension Controlled): 0.900  |            |            |              |                   |            |  |
| Phi(Shear): 0.750   |            |            |              |                   |            |  |
| Phi(Seismic Shear): 0.600   |            |            |              |                   |            |  |
| Phi(Joint Shear): 0.850   |            |            |              |                   |            |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3                                       |            |            |              |                   |            |  |
| Capacity Ratio  | Design Pu  | Design M2  | Design M3    | Minimum M2        | Minimum M3 |  |
| 0.797   | 2558.832   | 8405.715   | -9487.075    | 4557.542          | 4255.317   |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS  |            |            |              |                   |            |  |
|   | Cm         | Delta ns   | Delta s      | K                 | L          |  |
|   | Factor     | Factor     | Factor       | Factor            | Length     |  |
| Major Bending(M3)   | 0.400      | 1.000      | 1.000        | 1.000             | 125.984    |  |
| Minor Bending(M2)   | 0.400      | 1.000      | 1.000        | 1.000             | 125.984    |  |
| SHEAR DESIGN FOR U2,U3  |            |            |              |                   |            |  |
|   | Rebar Av/s | Shear Vu   | Shear phi*Vc | Shear phi*Vs      | Shear Up   |  |
| Major Shear(U2)   | 0.034      | 152.156    | 259.043      | 58.670            | 0.000      |  |
| Minor Shear(U3)   | 0.000      | 102.995    | 268.977      | 0.000             | 0.000      |  |

Gambar 4.33. Nilai  $V_u$  Kolom K1 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$V_u = 152,2 \text{ kip} = 152.156 \text{ lb}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times [2 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d] \\ &= 0,85 \times [2 \times \sqrt{4.815,253} \times 35,433 \times 36,909] \\ &= 154.278,29 \text{ lb} \end{aligned}$$

$$0.5 \phi V_c = 77.139,16 \text{ lb}$$

Sengkang diperlukan jika  $V_u > 0.5 \phi V_c$

$$V_u = 152.156 \text{ lb} > 77.139,16 \text{ lb}$$

Karena  $V_u > 0.5 \phi V_c$ , maka diperlukan sengkang dengan nilai jarak sengkang teoritis sebesar:

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi_s^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,394^2 = 0,122 \text{ in}^2$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{152.156 - 154.278,29}{0,85} = -2.496,82 \text{ lb}$$

$$s_l = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0,122 \times 34.809,057 \times 36,909}{-2.496,82} = -125,335 \text{ in}$$



Jarak maksimum untuk memberikan  $A_v$  minimum sengkang:

$$s_2 = \frac{A_v f_y}{50 b} = \frac{2 \times 0,122 \times 34.809,057}{50 \times 35,433} = 4,786 \text{ in}$$

Jarak sengkang maksimum:

$$V_s = -2.496,82 \text{ lb} < 4 \sqrt{f'_c} b d = 363.007,75 \text{ lb}$$

$V_s \leq 4 \sqrt{f'_c} b d$ , maka jarak maksimum sengkang dihitung berdasarkan persamaan berikut:

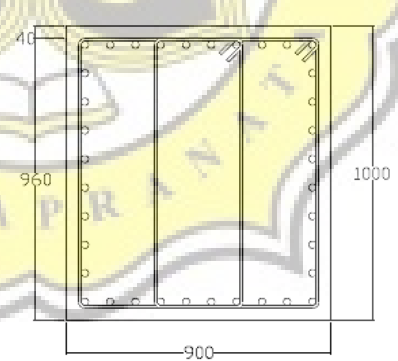
$$s_3 = \frac{d}{2} \leq 24 \text{ in}$$

$$= \frac{d}{2} = \frac{36,909}{2} = 18,455 \text{ in} \leq 24 \text{ in} \dots \dots \dots \text{gunakan } 18,455 \text{ in}$$

Gunakan  $s$  yang terkecil sebagai jarak sengkang maksimum yaitu:

$$s = 4,786 \text{ in} = 121,56 \text{ mm}$$

Jadi jarak sengkang yang digunakan: Ø10 – 100.

| DETAIL KOLOM   | K1 (900/1000)    |
|--|------------------|
|  |                  |
| TULANGAN UTAMA   | 36 D 25          |
| SENGKANG   | Ø10-100          |
| UKURAN   | 900 mm x 1000 mm |

Gambar 4.34 Kolom 900 mm × 1.000 mm (Sumber: Data Pribadi, 2018)

2. Kolom 700 mm × 950 mm (K2 70/95)

Kolom yang ditinjau adalah balok K2 = 700 mm × 950 mm, kolom ini berada di lantai dasar (As D5).

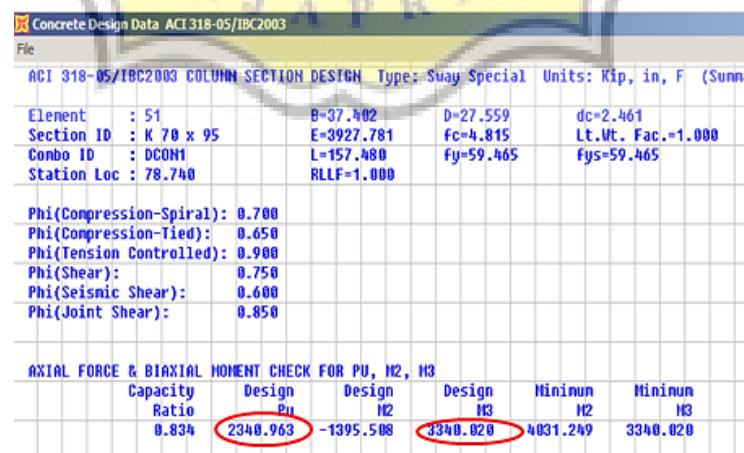
Data perencanaan:

Dicoba tulangan utama diameter 25 mm,  $\phi_t = 0,984$  in.

Dicoba tulangan geser diameter 10 mm,  $\phi_s = 0,394$  in.

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 33,2 \text{ MPa} = 4.815,253 \text{ psi} \\
 f_y (\phi > 10 \text{ mm}) \text{ BJ 41} &= 390 \text{ MPa} = 56.564,72 \text{ psi} \\
 f_y (\phi \leq 10 \text{ mm}) \text{ BJ 37} &= 240 \text{ MPa} = 34.809,06 \text{ psi} \\
 b &= 700 \text{ mm} = 27,559 \text{ in} \\
 h &= 950 \text{ mm} = 37,402 \text{ in} \\
 \text{selimut beton} &= 40 \text{ mm} = 1,5748 \text{ in} \\
 d' = \text{selimut} + \phi_s + \frac{1}{2}\phi_t &= 62,5 \text{ mm} = 2,461 \text{ in} \\
 d = h - d' &= 887,5 \text{ mm} = 34,941 \text{ in} \\
 \phi_{\text{geser}} &= 0,7 \text{ (senggang persegi)} \\
 \beta &= 0,81 (f'_c > 4000 \text{ psi})
 \end{aligned}$$

Nilai beban aksial terfaktor dan momen torsi ultimit untuk kolom K2 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.35.



| Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003  |           |            |           |                   |            |  |
|--|-----------|------------|-----------|-------------------|------------|--|
| File   |           |            |           |                   |            |  |
| ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kip, in, F (Summ) |           |            |           |                   |            |  |
| Element :  | 51        | B=37.402   | D=27.559  | dc=2.461          |            |  |
| Section ID :   | K 70 x 95 | E=3927.781 | fc=4.815  | Lt.Wt. Fac.=1.000 |            |  |
| Combo ID :   | DCOM1     | L=157.488  | Fy=59.465 | Fys=59.465        |            |  |
| Station Loc :  | 78.740    | RLLF=1.000 |           |                   |            |  |
| Phi(Compression-Spiral): 0.700   |           |            |           |                   |            |  |
| Phi(Compression-Tied): 0.650   |           |            |           |                   |            |  |
| Phi(Tension Controlled): 0.900   |           |            |           |                   |            |  |
| Phi(Shear): 0.750  |           |            |           |                   |            |  |
| Phi(Seismic Shear): 0.600  |           |            |           |                   |            |  |
| Phi(Joint Shear): 0.850  |           |            |           |                   |            |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3                                    |           |            |           |                   |            |  |
| Capacity Ratio   | Design Pu | Design M2  | Design M3 | Minimum M2        | Minimum M3 |  |
| 0.834  | 2340.963  | -1395.508  | 3340.020  | 4031.249          | 3340.020   |  |

Gambar 4.35. Nilai  $P_u$  dan  $M_u$  Kolom K2 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)



$$P_u = 2.340,963 \text{ kip}$$

$$M_u = 3.340,02 \text{ in-k}$$

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 27,559 \times 37,402 \\ &= 1.030,762 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= P_u / \phi \\ &= 2.340,963 / 0,7 \\ &= 3.344,233 \text{ kip} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= 3.340,02 / 0,7 \\ &= 4.771,457 \text{ in-k} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_h &= \frac{y_1}{h} \\ &= \frac{h - 2(\text{selimut beton} + \phi_s/2)}{h} \\ &= \frac{37,402 - 2(1,5748 + 0,394/2)}{37,402} \\ &= 0,905 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{M_n}{P_n} \\ &= \frac{4.771,46}{3.344,233} \\ &= 1,427 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{1,427}{37,402} = 0,038$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} \times \frac{e}{h} = \frac{(0,7)(3.344,233)}{1.030,762} (0,038) = 0,087$$

Nilai  $\rho$  didapatkan dari pembacaan grafik diagram interaksi kolom dalam Lampian C.1.



Dari grafik  $\gamma = 0,9 \rightarrow \rho = 0,01$

(karena diperoleh nilai  $\rho < 0,01$ , maka diambil 0,01)

$$\begin{aligned} A_{s\text{ perlu}} &= \rho b h \\ &= 0,01 \times 27,559 \times 37,402 \\ &= 10,30752 \text{ in}^2 \\ &= 10,30752 \times 645,16 = 6.650 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi tulangan yang digunakan adalah 14D25,  $A_s = 6.875 \text{ mm}^2$ .

Syarat  $A_{s\text{ perlu}} < A_s$ .....OKE.

### Perhitungan Tulangan Geser

Nilai gaya geser terfaktor untuk kolom K2 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.36.

| Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003   |             |                            |                           |                   |            |  |
|---|-------------|----------------------------|---------------------------|-------------------|------------|--|
| ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kip, in, F (Summary) |             |                            |                           |                   |            |  |
| Element   | : 51        | B=37.402                   | D=27.559                  | dc=2.461          |            |  |
| Section ID  | : K 70 x 95 | E=3927.781                 | Fc=4.815                  | Lt.Ut. Fac.=1.000 |            |  |
| Combo ID  | : 0CONT     | L=157.480                  | Fy=59.465                 | Fys=59.465        |            |  |
| Station Loc   | : 78.740    | RLLF=1.000                 |                           |                   |            |  |
| Phi(Compression-Spiral)   | : 0.700     |                            |                           |                   |            |  |
| Phi(Compression-Tied)   | : 0.650     |                            |                           |                   |            |  |
| Phi(Tension Controlled)   | : 0.900     |                            |                           |                   |            |  |
| Phi(Shear)  | : 0.750     |                            |                           |                   |            |  |
| Phi(Seismic Shear)  | : 0.600     |                            |                           |                   |            |  |
| Phi(Joint Shear)  | : 0.850     |                            |                           |                   |            |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3                                       |             |                            |                           |                   |            |  |
| Capacity Ratio  | Design Pu   | Design M2                  | Design M3                 | Minimum M2        | Minimum M3 |  |
| 0.834   | 2340.963    | 1395.508                   | 3340.020                  | 4031.249          | 3340.020   |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS  |             |                            |                           |                   |            |  |
|   | Ca          | Delta <sub>ns</sub> Factor | Delta <sub>s</sub> Factor | K Factor          | L Length   |  |
| Major Bending(M3)   | 0.400       | 1.000                      | 1.000                     | 1.000             | 157.480    |  |
| Minor Bending(M2)   | 0.596       | 1.000                      | 1.000                     | 1.000             | 157.480    |  |
| SHEAR DESIGN FOR U2,U3  |             |                            |                           |                   |            |  |
|   | Rebar Av/s  | Shear Uu                   | Shear phi*Uc              | Shear phi*Us      | Shear Up   |  |
| Major Shear(U2)   | 0.000       | 14.567                     | 208.665                   | 0.000             | 0.000      |  |
| Minor Shear(U3)   | 0.000       | 18.059                     | 214.048                   | 0.000             | 0.000      |  |

Gambar 4.36. Nilai  $V_u$  Kolom K2 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$V_u = 18,059 \text{ kip} = 18.059 \text{ lb}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,85 \times [2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d] \\ &= 0,85 \times [2 \times \sqrt{4.815,253} \times 27,559 \times 34,941] \\ &= 113.594,54 \text{ lb}\end{aligned}$$

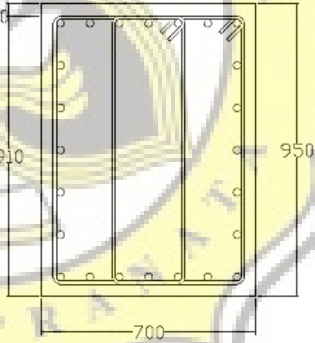
$$\frac{1}{2}\phi V_c = 56.797,27 \text{ lb}$$

Sengkang diperlukan jika  $V_u > \frac{1}{2} \phi V_c$

$$V_u = 18.059 \text{ lb} < 56.797,27 \text{ lb}$$

Karena  $V_u < 0.5 \phi V_c$ , maka sengkang menggunakan sengkang praktis dengan jarak minimum mendekati 3 in (76,2 mm) atau 4 in (101,6 mm).

Jadi jarak sengkang yang digunakan adalah Ø10-150.

| DETAIL KOLOM   | K2 (700/950)   |
|----------------|--|
|                |  |
| TULANGAN UTAMA | 24 D 25  |
| SENGKANG       | Ø10-150  |
| UKURAN         | 700 mm x 950 mm  |

Gambar 4.37 Kolom 700 mm × 950 mm (Sumber: Data Pribadi, 2018)

### 3. Kolom 600 mm × 950 mm (K3 60/95)

Kolom yang ditinjau adalah balok K3 = 600 mm × 950 mm, kolom ini berada di lantai 2 (As D5).

Data perencanaan:

Dicoba tulangan utama diameter 25 mm,  $\phi_t = 0,984$  in.

Dicoba tulangan geser diameter 10 mm,  $\phi_s = 0,394$  in.

$$f'_c = 33,2 \text{ MPa} = 4.815,253 \text{ psi}$$

$$f_y (\phi > 10 \text{ mm}) \text{ BJ 41} = 390 \text{ MPa} = 56.564,72 \text{ psi}$$

$$f_y (\phi \leq 10 \text{ mm}) \text{ BJ 37} = 240 \text{ MPa} = 34.809,06 \text{ psi}$$

$$b = 600 \text{ mm} = 23,662 \text{ in}$$

$$h = 950 \text{ mm} = 37,402 \text{ in}$$

$$\text{selimut beton} = 40 \text{ mm} = 1,5748 \text{ in}$$

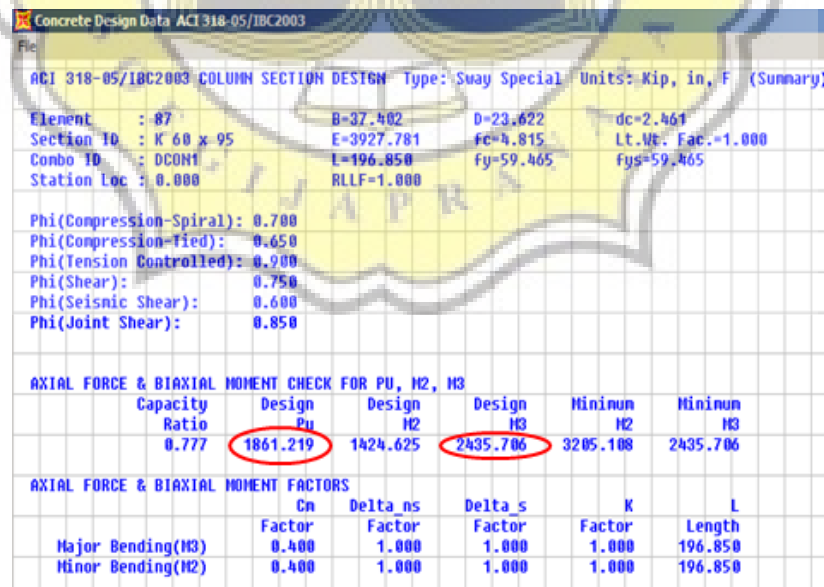
$$d' = \text{selimut} + \phi_s + \frac{1}{2}\phi_t = 62,5 \text{ mm} = 2,461 \text{ in}$$

$$d = h - d' = 887,5 \text{ mm} = 34,941 \text{ in}$$

$$\phi_{\text{geser}} = 0,7 \text{ (senggang persegi)}$$

$$\beta = 0,81 (f'_c > 4000 \text{ psi})$$

Nilai beban aksial terfaktor dan momen torsi ultimit untuk kolom K3 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.38.



| Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003   |                |                 |                |                   |            |            |
|---|----------------|-----------------|----------------|-------------------|------------|------------|
| ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kip, in, F (Summary) |                |                 |                |                   |            |            |
| Element   | : 87           | B=37.402        | D=23.622       | dc=2.461          |            |            |
| Section ID  | : K 60 x 95    | E=3927.781      | fc=4.815       | Lt.Wt. Fac.=1.000 |            |            |
| Combo ID  | : DCON1        | L=196.850       | fy=59.465      | fys=59.465        |            |            |
| Station Loc   | : 0.000        | RLLF=1.000      |                |                   |            |            |
| Phi(Compression-Spiral)   | : 0.700        |                 |                |                   |            |            |
| Phi(Compression-Tied)   | : 0.650        |                 |                |                   |            |            |
| Phi(Tension Controlled)   | : 0.900        |                 |                |                   |            |            |
| Phi(Shear)  | : 0.750        |                 |                |                   |            |            |
| Phi(Seismic Shear)  | : 0.600        |                 |                |                   |            |            |
| Phi(Joint Shear)  | : 0.850        |                 |                |                   |            |            |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3                                       |                |                 |                |                   |            |            |
|   | Capacity Ratio | Design Pu       | Design M2      | Design M3         | Minimun M2 | Minimun M3 |
|   | 0.777          | 1861.219        | 1424.625       | 2435.706          | 3205.108   | 2435.706   |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS  |                |                 |                |                   |            |            |
|   | Cn Factor      | Delta ns Factor | Delta s Factor | K Factor          | L Length   |            |
| Major Bending(M3)   | 0.400          | 1.000           | 1.000          | 1.000             | 196.850    |            |
| Minor Bending(M2)   | 0.400          | 1.000           | 1.000          | 1.000             | 196.850    |            |

Gambar 4.38. Nilai  $P_u$  dan  $M_u$  Kolom K3 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)



$$P_u = 1.861,213 \text{ kip}$$

$$M_u = 2.435,706 \text{ in-k}$$

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 23,622 \times 37,402 \\ &= 883,502 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= P_u / \phi \\ &= 1.861,213 / 0,7 \\ &= 2.658,884 \text{ kip} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= 2.435,706 / 0,7 \\ &= 3.479,58 \text{ in-k} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_h &= \frac{y_1}{h} \\ &= \frac{h - 2(\text{selimut beton} + \phi_s/2)}{h} \\ &= \frac{37,402 - 2(1,5748 + 0,394/2)}{37,402} \\ &= 0,905 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{M_n}{P_n} \\ &= \frac{3.479,58}{2.658,884} \\ &= 1,309 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{1,309}{37,402} = 0,035$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} \times \frac{e}{h} = \frac{(0,7)(2.658,884)}{883,502} (0,035) = 0,074$$

Nilai  $\rho$  didapatkan dari pembacaan grafik diagram interaksi kolom dalam lampiran C.1.





Dari grafik  $\gamma = 0,9 \rightarrow \rho = 0,01$

(karena diperoleh nilai  $\rho < 0,01$ , maka diambil 0,01)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho b h \\ &= 0,01 \times 23,622 \times 37,402 \\ &= 8,835018 \text{ in}^2 \\ &= 8,835018 \times 645,16 = 5.700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi tulangan yang digunakan adalah 12D25,  $A_s = 5.892,857 \text{ mm}^2$ .

Syarat  $A_{s \text{ perlu}} < A_s$ .....OKE.

### Perhitungan Tulangan Geser

Nilai gaya geser terfaktor untuk kolom K3 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.39.

| Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003   |             |            |              |                   |            |
|---|-------------|------------|--------------|-------------------|------------|
| ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kip, in, F (Summary) |             |            |              |                   |            |
| Element   | : 87        | B=37.402   | D=23.622     | dc=2.461          |            |
| Section ID  | : K 60 x 95 | E=3927.781 | Fc=4.815     | Lt.Wt. Fac.=1.000 |            |
| Combo ID  | : DC0M1     | L=196.850  | Fy=59.465    | Fys=59.465        |            |
| Station Loc   | : 0.000     | RLRF=1.000 |              |                   |            |
| Phi(Compression-Spiral)   | : 0.700     |            |              |                   |            |
| Phi(Compression-lie)  | : 0.650     |            |              |                   |            |
| Phi(Tension Controlled)   | : 0.900     |            |              |                   |            |
| Phi(Shear)  | : 0.750     |            |              |                   |            |
| Phi(Seismic Shear)  | : 0.600     |            |              |                   |            |
| Phi(Joint Shear)  | : 0.850     |            |              |                   |            |
| AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3                                       |             |            |              |                   |            |
| Capacity Ratio  | Design Pu   | Design M2  | Design M3    | Minimum M2        | Minimum M3 |
| 0.777   | 1861.219    | 1424.625   | 2435.706     | 3205.108          | 2435.706   |
| AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT FACTORS  |             |            |              |                   |            |
|   | Cn          | Delta_ns   | Delta_s      | K                 | L          |
|   | Factor      | Factor     | Factor       | Factor            | Length     |
| Major Bending(M3)   | 0.400       | 1.000      | 1.000        | 1.000             | 196.850    |
| Minor Bending(M2)   | 0.400       | 1.000      | 1.000        | 1.000             | 196.850    |
| SHEAR DESIGN FOR U2,U3  |             |            |              |                   |            |
|   | Rebar Au/s  | Shear Uu   | Shear phi*Uc | Shear phi*Us      | Shear Up   |
| Major Shear(U2)   | 0.000       | 6.762      | 169.158      | 0.000             | 0.000      |
| Minor Shear(U3)   | 0.000       | 13.122     | 176.404      | 0.000             | 0.000      |

Gambar 4.39. Nilai  $V_u$  Kolom K3 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$V_u = 13,122 \text{ kip} = 13.122 \text{ lb}$$



$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,85 \times [2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d] \\ &= 0,85 \times [2 \times \sqrt{4.815,253} \times 23,622 \times 37,402] \\ &= 97.366,74 \text{ lb}\end{aligned}$$

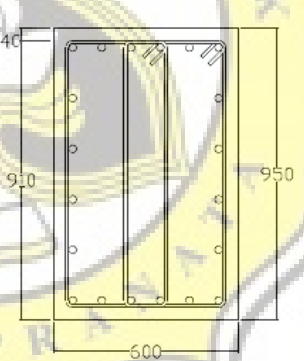
$$\frac{1}{2} \phi V_c = 48.683,372 \text{ lb}$$

Sengkang diperlukan jika  $V_u > \frac{1}{2} \phi V_c$

$$V_u = 13.122 \text{ lb} < 48.683,372 \text{ lb}$$

Karena  $V_u < 0.5 \phi V_c$ , maka sengkang menggunakan sengkang praktis dengan jarak minimum mendekati 3 in (76,2 mm) atau 4 in (101,6 mm).

Jadi jarak sengkang yang digunakan adalah Ø10-150.

| DETAIL KOLOM   | K3 (600/950)   |
|----------------|--|
|                |  |
| TULANGAN UTAMA | 20 D 25  |
| SENGKANG       | Ø10-150  |
| UKURAN         | 600 mm x 950 mm  |

Gambar 4.40 Kolom 600 mm × 950 mm (Sumber: Data Pribadi, 2018)

#### 4. Kolom 550 mm × 800 mm (K4 55/80)

Kolom yang ditinjau adalah balok K4 = 550 mm × 800 mm, kolom ini berada di lantai 3 (As D5).

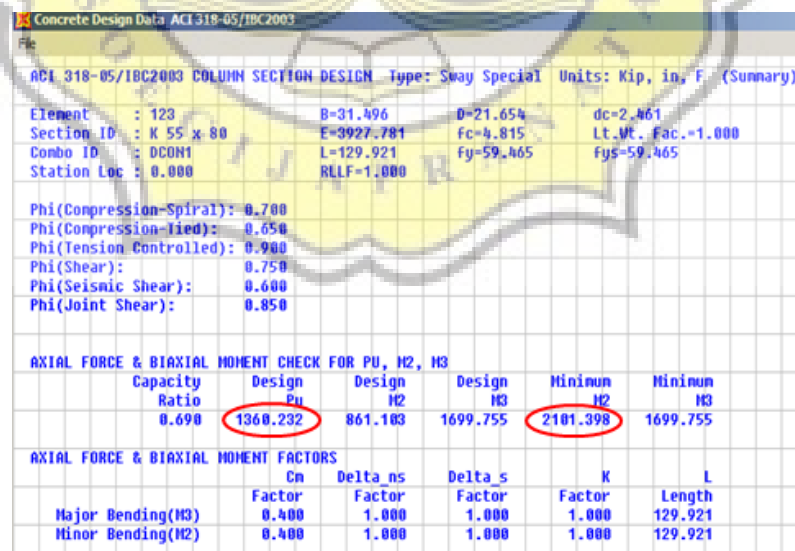
Data perencanaan:

Dicoba tulangan utama diameter 25 mm,  $\phi_t = 0,984$  in.

Dicoba tulangan geser diameter 10 mm,  $\phi_s = 0,394$  in.

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 33,2 \text{ MPa} = 4.815,253 \text{ psi} \\
 f_y (\phi > 10 \text{ mm}) \text{ BJ 41} &= 390 \text{ MPa} = 56.564,72 \text{ psi} \\
 f_y (\phi \leq 10 \text{ mm}) \text{ BJ 37} &= 240 \text{ MPa} = 34.809,06 \text{ psi} \\
 b &= 550 \text{ mm} = 21,654 \text{ in} \\
 h &= 800 \text{ mm} = 31,496 \text{ in} \\
 \text{selimut beton} &= 40 \text{ mm} = 1,5748 \text{ in} \\
 d' = \text{selimut} + \phi_s + \frac{1}{2}\phi_t &= 62,5 \text{ mm} = 2,461 \text{ in} \\
 d = h - d' &= 737,5 \text{ mm} = 29,035 \text{ in} \\
 \phi_{\text{geser}} &= 0,7 \text{ (sejang persegi)} \\
 \beta &= 0,81 (f'_c > 4000 \text{ psi})
 \end{aligned}$$

Nilai beban aksial terfaktor dan momen torsi ultimit untuk kolom K4 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.41.



| Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003  |             |                 |                |                    |            |  |
|--|-------------|-----------------|----------------|--------------------|------------|--|
| ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kip, in, F. (Summary) |             |                 |                |                    |            |  |
| Element  | : 123       | B=31.496        | D=21.654       | dc=2.461           |            |  |
| Section ID   | : K 55 x 80 | E=3927.781      | fc=4.815       | Lt. Mt. Fac.=1.000 |            |  |
| Combo ID   | : DCON1     | L=129.921       | fy=59.465      | Fys=59.465         |            |  |
| Station Loc  | : 0.000     | RLLF=1.000      |                |                    |            |  |
| Phi(Compression-Spiral)  | : 0.700     |                 |                |                    |            |  |
| Phi(Compression-Tied)  | : 0.650     |                 |                |                    |            |  |
| Phi(Tension Controlled)  | : 0.900     |                 |                |                    |            |  |
| Phi(Shear)   | : 0.750     |                 |                |                    |            |  |
| Phi(Seismic Shear)   | : 0.600     |                 |                |                    |            |  |
| Phi(Joint Shear)   | : 0.850     |                 |                |                    |            |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3  |             |                 |                |                    |            |  |
| Capacity Ratio   | Design Pu   | Design M2       | Design M3      | Minimum M2         | Minimum M3 |  |
| 0.698  | 1368.232    | 861.183         | 1699.755       | 2101.398           | 1699.755   |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS   |             |                 |                |                    |            |  |
|  | Cn Factor   | Delta ns Factor | Delta s Factor | K Factor           | L Length   |  |
| Major Bending(M3)  | 0.400       | 1.000           | 1.000          | 1.000              | 129.921    |  |
| Minor Bending(M2)  | 0.400       | 1.000           | 1.000          | 1.000              | 129.921    |  |

Gambar 4.41. Nilai  $P_u$  dan  $M_u$  Kolom K4 dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)



$$P_u = 1.360,232 \text{ kip}$$

$$M_u = 1.699,755 \text{ in-k}$$

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 21,654 \times 31,496 \\ &= 682,001 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= P_u / \phi \\ &= 1.360,232 / 0,7 \\ &= 1.943,189 \text{ kip} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= 1.699,755 / 0,7 \\ &= 2.428,22 \text{ in-k} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_h &= \frac{y_1}{h} \\ &= \frac{h - 2(\text{selimut beton} + \phi_s/2)}{h} \\ &= \frac{31,496 - 2(1,5748 + 0,394/2)}{31,496} \\ &= 0,888 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{M_n}{P_n} \\ &= \frac{2.428,221}{1.943,189} \\ &= 1,250 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{1,250}{31,496} = 0,040$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} \times \frac{e}{h} = \frac{(0,7)(1.943,189)}{682,001} (0,040) = 0,079$$

Nilai  $\rho$  didapatkan dari pembacaan grafik diagram interaksi kolom dalam Lampiran C.1.



Dari grafik  $\gamma = 0,9 \rightarrow \rho = 0,01$

(karena diperoleh nilai  $\rho < 0,01$ , maka diambil 0,01)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho b h \\ &= 0,01 \times 21,654 \times 31,496 \\ &= 6,820014 \text{ in}^2 \\ &= 6,820014 \times 645,16 = 4.400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi tulangan yang digunakan adalah 10D25,  $A_s = 4.910,714 \text{ mm}^2$ .

Syarat  $A_{s \text{ perlu}} < A_s$ .....**OKE.**

### Perhitungan Tulangan Geser

Nilai gaya geser terfaktor untuk kolom K4 yang dibahas dalam perhitungan ini diambil dari hasil *run analysis* SAP 2000 v14.0.0 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.42.

| Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003   |             |            |              |                   |            |  |
|---|-------------|------------|--------------|-------------------|------------|--|
| File  |             |            |              |                   |            |  |
| ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kip, in, F (Summary) |             |            |              |                   |            |  |
| Element   | : 123       | B=31.496   | D=21.654     | dc=2.461          |            |  |
| Section ID  | : K 55 x 80 | E=3927.781 | Fc=4.815     | Lt.Wt. Fac.=1.000 |            |  |
| Combo ID  | : DCON1     | L=129.921  | Fy=59.465    | Fys=59.465        |            |  |
| Station Loc   | : 0.000     | RLLF=1.000 |              |                   |            |  |
| Phi(Compression-Spiral):  | 0.700       |            |              |                   |            |  |
| Phi(Compression-Tied):  | 0.650       |            |              |                   |            |  |
| Phi(Tension Controlled):  | 0.900       |            |              |                   |            |  |
| Phi(Shear):   | 0.750       |            |              |                   |            |  |
| Phi(Seismic Shear):   | 0.600       |            |              |                   |            |  |
| Phi(Joint Shear):   | 0.850       |            |              |                   |            |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3                                       |             |            |              |                   |            |  |
| Capacity Ratio  | Design Pu   | Design M2  | Design M3    | Minimum M2        | Minimum M3 |  |
| 0.690   | 1360.232    | 861.103    | 1699.755     | 2101.398          | 1699.755   |  |
| AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS  |             |            |              |                   |            |  |
|   | Cn          | Delta ns   | Delta s      | K                 | L          |  |
|   | Factor      | Factor     | Factor       | Factor            | Length     |  |
| Major Bending(M3)   | 0.400       | 1.000      | 1.000        | 1.000             | 129.921    |  |
| Minor Bending(M2)   | 0.400       | 1.000      | 1.000        | 1.000             | 129.921    |  |
| SHEAR DESIGN FOR U2,U3  |             |            |              |                   |            |  |
|   | Rebar Au/s  | Shear Uu   | Shear phi*Uc | Shear phi*Us      | Shear Up   |  |
| Major Shear(U2)   | 0.000       | 15.954     | 125.669      | 0.000             | 0.000      |  |
| Minor Shear(U3)   | 0.000       | 14.443     | 130.704      | 0.000             | 0.000      |  |

Gambar 4.42. Nilai  $V_u$  Kolom K4 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$V_u = 15,954 \text{ kip} = 15.954 \text{ lb}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,85 \times [2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d] \\ &= 0,85 \times [2 \times \sqrt{4.815,253} \times 21,654 \times 29,035] \\ &= 74.167,86 \text{ lb}\end{aligned}$$

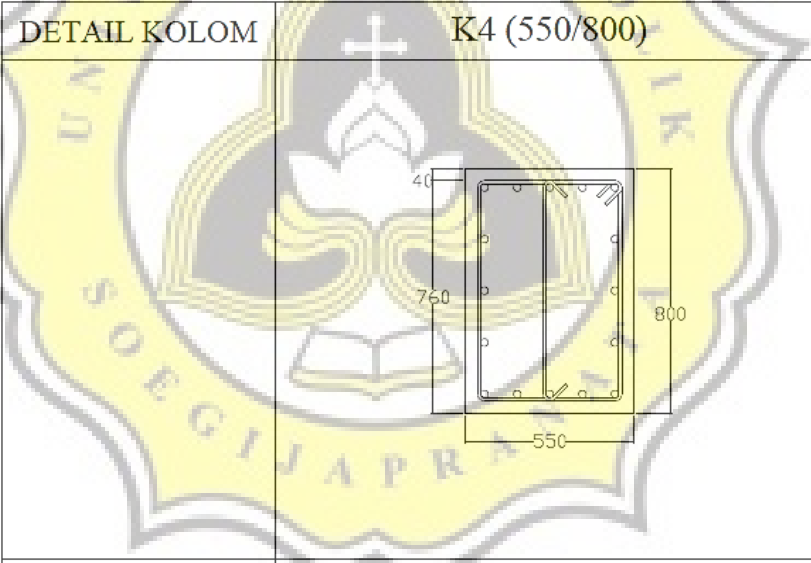
$$\frac{1}{2} \phi V_c = 37.083,930 \text{ lb}$$

Sengkang diperlukan jika  $V_u > \frac{1}{2} \phi V_c$

$$V_u = 15.954 \text{ lb} < 37.083,930 \text{ lb}$$

Karena  $V_u < 0.5 \phi V_c$ , maka sengkang menggunakan sengkang praktis dengan jarak minimum mendekati 3 in (76,2 mm) atau 4 in (101,6 mm).

Jadi jarak sengkang yang digunakan adalah Ø10-150.

| DETAIL KOLOM  | K4 (550/800)    |
|---|-----------------|
|  |                 |
| TULANGAN UTAMA  | 16 D 25         |
| SENGKANG  | Ø10-150         |
| UKURAN  | 550 mm x 800 mm |

Gambar 4.43 Kolom 550 mm × 800 mm (Sumber: Data Pribadi, 2018)

#### 4.6 Perhitungan Pondasi

Pondasi memiliki fungsi yang penting bagi bangunan, yaitu sebagai penopang struktur atas suatu bangunan (Pamungkas & Harianti, 2013). Pondasi juga berperan



menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah, baik itu beban vertikal maupun beban horisontal. Pondasi ini sendiri termasuk dalam struktur bawah, yaitu struktur yang letaknya berada di bawah permukaan tanah. Oleh karena itu, pemilihan jenis pondasi suatu bangunan berkaitan erat dengan jenis tanah lokasi pembangunannya. Pemilihan jenis pondasi dipengaruhi oleh beberapa faktor, di antaranya hasil uji tanah lokasi, fungsi bangunan, jenis konstruksi bangunan, faktor lingkungan, serta waktu dan biaya pekerjaan pembangunan (Pamungkas & Harianti, 2013). Hasil uji tanah lokasi berfungsi untuk menentukan jenis tanah di lokasi dan letak kedalaman tanah kerasnya. Berikut ini akan dibahas perhitungan pondasi yang akan digunakan pada struktur Hotel Quin.

#### 4.6.1 Pemilihan jenis pondasi

Jenis pondasi yang akan digunakan dalam struktur Hotel Quin memperhatikan kedalaman tanah keras di lokasi area Jalan Gajahmada. Penentuan tanah keras dapat menggunakan data dari hasil uji sondir atau hasil data *Cone Penetration Test* (CPT). Nilai yang digunakan untuk penentuan tanah keras adalah nilai tahanan konus ( $q_c$ ). Hubungan dari nilai  $q_c$  terhadap konsistensi tanah dalam Tabel 4.16 dapat digunakan untuk penentuan titik kedalaman tanah keras.

Tabel 4.16 Hubungan Nilai Tahanan Konus dan Konsistensi Tanah

| Nilai Tahanan Konus ( $\text{kg/cm}^2$ ) | Konsistensi Tanah |
|--|-------------------|
| 0-5                                      | Sangat lunak      |
| 5-10                                     | Lunak             |
| 10-20                                    | Teguh             |
| 20-40                                    | Kenyal            |
| 40-80                                    | Sangat kenyal     |
| 80-150                                   | Keras             |
| >150                                     | Sangat keras      |

(Sumber: Puri dan Ardiansyah, 2008)

Letak tanah keras dari lokasi perencanaan pembangunan Gedung Hotel Quin Jalan Gajahmada mulai pada kedalaman 18,2 m dengan nilai  $q_c$  sebesar  $80 \text{ kg/cm}^2$ . Jenis pondasi yang akan digunakan adalah pondasi tiang pancang karena kedalaman letak tanah keras lokasi pembangunan lebih dari 6 meter dari permukaan tanah.

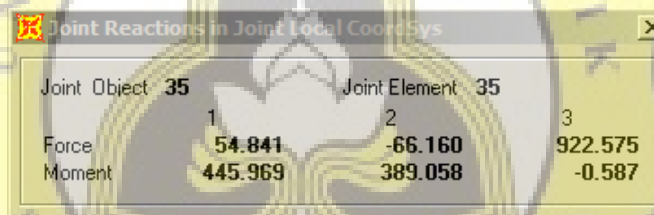
#### 4.6.2 Data perencanaan perhitungan pondasi tiang pancang

Perencanaan pondasi tiang pancang untuk struktur Hotel Quin akan menggunakan letak tanah keras pada kedalaman 19 m dengan nilai  $q_c$  sebesar  $100 \text{ kg/cm}^2$  dan nilai gesekan total ( $T_f$ ) sebesar  $560 \text{ kg/cm}$  berdasarkan hasil uji sondir pada titik S1 dalam Lampiran A.2.

Pondasi tiang pancang terbuat dari bahan beton bertulang dengan penampang berbentuk persegi berukuran  $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ . Panjang dari tiang pancang ini adalah 19 m.

#### 4.6.3 Perhitungan pondasi tiang pancang

Pembahasan perhitungan pondasi tiang pancang kali ini diambil dari reaksi *joint* dari hasil run SAP pada As C6 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.44.



| Joint Object: 35 |         | Joint Element: 35 |         |
|------------------|---------|-------------------|---------|
|                  | 1       | 2                 | 3       |
| Force            | 54.841  | -66.160           | 922.575 |
| Moment           | 445.969 | 389.058           | -0.587  |

Gambar 4.44. *Joint Reaction* As C6 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$P_u = 922,575 \text{ kip}$$

$$= 922,575 / 2,2046226 = 418,473 \text{ ton,}$$

$$M_{ux} = 445,9695 \text{ kip-ft}$$

$$= 445,9695 / 7,233 = 61,658 \text{ ton.m,}$$

$$M_{uy} = 389,06 \text{ kip-ft}$$

$$= 389,06 / 7,233 = 53,789 \text{ ton.m.}$$

1. Perhitungan daya dukung ijin tiang pancang

a. Daya dukung ijin tekan ( $P_a$ )

$$A_p = \text{luas penampang tiang pancang}$$

$$= D \times D$$





$$= 50 \times 50 \\ = 2.500 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \text{keliling penampang tiang pancang} \\ = 4 \times D \\ = 4 \times 50 = 200 \text{ cm}$$

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2} \\ = \frac{100 \times 2.500}{3} + \frac{560 \times 200}{5} \\ = 105.733,333 \text{ kg} = 105,733 \text{ ton}$$

Nilai daya dukung ijin tekan ( $P_a$ ) diambil sebesar 105 ton.

b. Daya dukung ijin tarik ( $P_{ta}$ )

$$W_p = \text{berat pondasi tiang} \\ = \gamma_{\text{beton}} \times \text{volume pondasi tiang} \\ = \frac{2.400}{10^6} \times 2.500 \times (19 \times 100) = 11.400 \text{ kg} \\ P_{ta} = \frac{(T_f \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W_p \\ = \frac{(560 \times 200) \times 0,70}{5} + 11.400 \\ = 27.080 \text{ kg} \\ = 27 \text{ ton}$$

Nilai daya dukung ijin tarik ( $P_{ta}$ ) diambil sebesar 27 ton.

2. Perhitungan jumlah tiang pancang ( $n_p$ )

$$n_p = \frac{P_u}{P_a} \\ = \frac{418,473}{105} \\ = 3,986$$

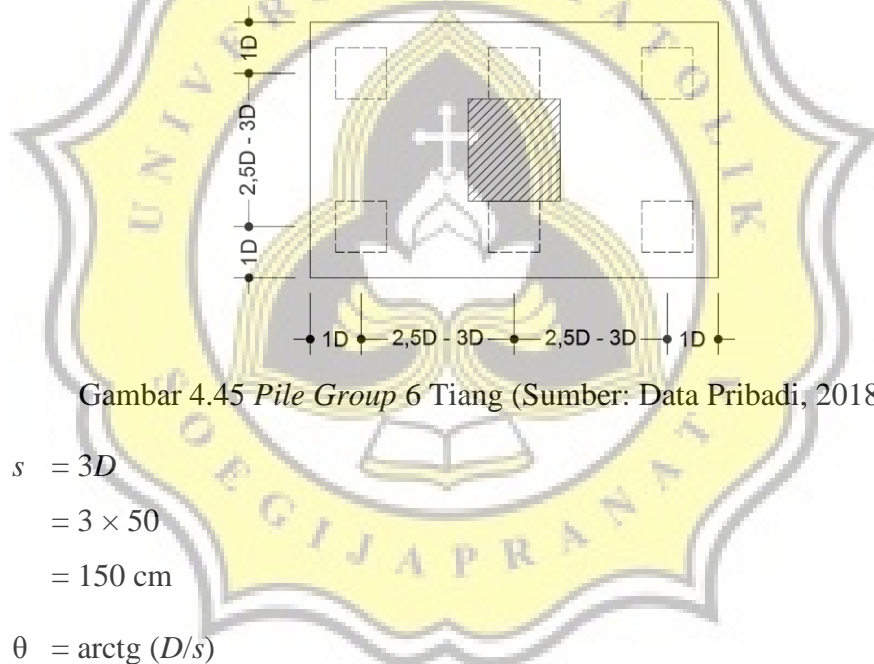
Jumlah tiang pancang yang dipakai sebanyak 6 tiang.



### 3. Perhitungan efisiensi kelompok tiang pancang ( $E_g$ )

Perhitungan daya dukung kelompok tiang tidak dapat langsung didapatkan dari hasil kali jumlah tiang pancang dengan nilai daya dukung tiangnya (Pamungkas & Harianti, 2013). Nilai efisiensi dari suatu kelompok tiang terpengaruh akibat adanya intervensi garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan .

Jarak antar tiang dalam suatu kelompok tiang ( $s$ ) biasanya diambil sebesar  $2,5D-3D$  dari titik as tiap tiang. Jarak tiang terhadap bagian tepi dari *pile cap* biasanya diambil sebesar  $1D$  dari titik as tiang tersebut. Perencanaan kelompok tiang dengan jumlah tiang sebanyak 6 tiang dapat dilihat dalam Gambar 4.45.



Gambar 4.45 *Pile Group* 6 Tiang (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$\begin{aligned} s &= 3D \\ &= 3 \times 50 \\ &= 150 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \text{arctg}(D/s) \\ &= \text{arctg}(50/150) \\ &= 18,435^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \text{jumlah tiang dalam 1 kolom} \\ &= 2 \text{ tiang} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \text{jumlah tiang dalam 1 baris} \\ &= 3 \text{ tiang} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - 18,435 \frac{(3-1)2 + (2-1)3}{90 \times 2 \times 3} \\ &= 0,761 \end{aligned}$$

4. Perhitungan daya dukung vertikal kelompok tiang

Nilai dari daya dukung vertikal kelompok tiang ( $P_g$ ) harus mampu menahan beban aksial yang ditimbulkan dari reaksi pembebanan struktur pada kolom, dengan kata lain nilai  $P_g > P_u$ .

$$\begin{aligned} P_g &= E_g \times n_p \times P_a \\ &= 0,761 \times 6 \times 105 \\ &= 479,448 \text{ ton} > P_u = 418,473 \text{ ton} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

5. Perhitungan beban maksimum tiang dalam kelompok tiang

$$\begin{aligned} X_{max} &= \text{jarak tiang arah sumbu } x \text{ terjauh dari as kolom} \\ &= 3D \\ &= 150 \text{ cm} = 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_{max} &= \text{jarak tiang arah sumbu } y \text{ terjauh dari as kolom} \\ &= 3D / 2 \\ &= 75 \text{ cm} = 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_x &= \text{jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu } x \\ &= 3 \text{ tiang} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_y &= \text{jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu } y \\ &= 2 \text{ tiang} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum X^2 &= \text{jumlah kuadrat } X \\ &= \text{jumlah baris tiang arah } x \times n_x \times X_{max}^2 \\ &= 2 \times 3 \times (1,5)^2 \\ &= 13,5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum Y^2 &= \text{jumlah kuadrat } Y \\ &= \text{jumlah baris tiang arah } y \times n_y \times Y_{max}^2 \end{aligned}$$



$$= 3 \times 2 \times (0,75)^2$$

$$= 3,375 \text{ m}^2$$

$$P_{max} = \frac{P_u}{n_p} + \frac{M_y \times X_{max}}{n_y \times \sum X^2} + \frac{M_x \times Y_{max}}{n_x \times \sum Y^2}$$

$$= \frac{418,473}{6} + \frac{53,789 \times 1,5}{2 \times 13,5} + \frac{61,658 \times 0,75}{3 \times 3,375}$$

$$= 77,301 \text{ ton} < P_a = 105 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Perhitungan pondasi tiang pancang untuk as bangunan yang lainnya ditunjukkan dalam Tabel 4.17.

Tabel 4.17 Rekapitulasi Perhitungan Tiang Pancang Hotel Quin

| <p>Hasil uji sondir kedalaman 19 m:<br/> <math>q_c = 100 \text{ kg/cm}^2</math><br/> <math>T_f = 560 \text{ kg/cm}</math></p> <p>Tiang pancang kedalaman 19 m dengan penampang ■ 50 cm × 50 cm</p> |                |                  |                  |                |                   |                  |       |                |                    |
|--|----------------|------------------|------------------|----------------|-------------------|------------------|-------|----------------|--------------------|
| Joint As   | $P_u$<br>(ton) | $M_x$<br>(ton.m) | $M_y$<br>(ton.m) | $P_a$<br>(ton) | $P_{ta}$<br>(ton) | $n_p$<br>(tiang) | $E_g$ | $P_g$<br>(ton) | $P_{max}$<br>(ton) |
| A2   | 102,933        | 60,225           | 47,725           | 105            | 27                | 2                | 0,898 | 188,493        | 67,375             |
| A3   | 163,787        | 59,042           | 49,287           | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 72,651             |
| A4   | 169,667        | 56,925           | 51,312           | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 74,595             |
| A5   | 169,996        | 58,637           | 53,332           | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 75,327             |
| A6   | 185,194        | 58,516           | 51,086           | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 79,998             |
| A7   | 179,370        | 57,391           | 71,034           | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 81,194             |
| A8   | 199,121        | 55,595           | 68,059           | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 86,983             |
| A9   | 210,408        | 54,852           | 54,817           | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 88,414             |
| A10  | 178,207        | 53,257           | 51,233           | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 76,817             |
| A11  | 186,020        | 52,646           | 51,28            | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 79,328             |
| A12  | 120,969        | 52,905           | 51,136           | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 57,663             |
| B1   | 132,154        | 58,972           | 47,616           | 105            | 27                | 2                | 0,898 | 188,493        | 81,949             |
| B2   | 259,948        | 55,721           | 52,631           | 105            | 27                | 4                | 0,795 | 333,970        | 83,046             |
| B3   | 313,905        | 59,319           | 50,842           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 65,907             |



| Joint As | $P_u$<br>(ton) | $M_x$<br>(ton.m) | $M_y$<br>(ton.m) | $P_a$<br>(ton) | $P_{ta}$<br>(ton) | $n_p$<br>(tiang) | $E_g$ | $P_g$<br>(ton) | $P_{max}$<br>(ton) |
|----------|----------------|------------------|------------------|----------------|-------------------|------------------|-------|----------------|--------------------|
| B4       | 318,161        | 60,688           | 52,916           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 66,856             |
| B5       | 325,020        | 59,261           | 54,983           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 68,246             |
| B6       | 357,122        | 54,693           | 52,198           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 74,458             |
| B7       | 353,628        | 56,414           | 57,093           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 73,947             |
| B8       | 392,713        | 57,432           | 50,940           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 81,618             |
| B9       | 397,434        | 56,274           | 59,879           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 82,783             |
| B10      | 330,909        | 55,246           | 52,518           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 69,240             |
| B11      | 351,204        | 54,462           | 52,433           | 105            | 27                | 6                | 0,761 | 479,448        | 65,481             |
| B12      | 221,883        | 54,429           | 54,228           | 105            | 27                | 4                | 0,795 | 333,970        | 73,580             |
| C1       | 132,888        | 66,758           | 47,711           | 105            | 27                | 2                | 0,898 | 188,493        | 82,348             |
| C2       | 281,346        | 66,567           | 68,859           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 60,113             |
| C3       | 343,595        | 62,822           | 75,095           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 72,633             |
| C4       | 330,984        | 61,817           | 76,023           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 70,109             |
| C5       | 368,909        | 62,337           | 68,150           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 77,485             |
| C6       | 418,473        | 61,657           | 53,789           | 105            | 27                | 6                | 0,761 | 479,448        | 77,301             |
| C7       | 354,409        | 61,991           | 61,862           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 74,397             |
| C8       | 280,839        | 65,864           | 51,530           | 105            | 27                | 5                | 0,761 | 399,540        | 59,500             |
| C9       | 277,931        | 64,868           | 58,025           | 105            | 27                | 4                | 0,795 | 333,970        | 89,965             |
| C10      | 229,927        | 62,591           | 52,701           | 105            | 27                | 4                | 0,795 | 333,970        | 76,697             |
| C11      | 241,778        | 61,958           | 52,759           | 105            | 27                | 4                | 0,795 | 333,970        | 79,564             |
| C12      | 160,840        | 58,659           | 53,184           | 105            | 27                | 3                | 0,795 | 250,478        | 72,254             |

(Sumber: Data Pribadi, 2018)

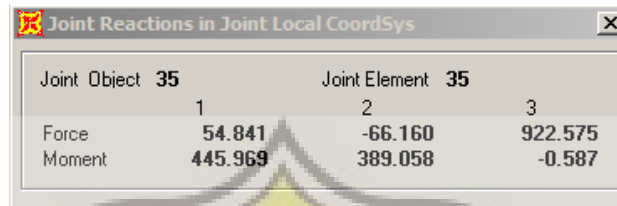
#### 4.7 Perhitungan *Pile Cap*

*Pile cap* atau yang sering disebut sebagai kepala tiang, adalah bagian struktur bawah yang berfungsi sebagai penyalur beban dari kolom ke pondasi tiang (Pamungkas & Harianti, 2013). Syarat dari perencanaan *pile cap* harus sangat kaku. Dimensi dari *pile cap* menyesuaikan dari jumlah pondasi tiang yang diikatnya. Menurut SNI 2847-2013 pasal 7 ayat 7, *pile cap* yang tergolong dalam beton yang selalu berhubungan dengan tanah diatur untuk memiliki ketebalan selimut beton sebesar 75 mm.

#### 4.7.1 Data perencanaan perhitungan *pile cap*

Perhitungan *pile cap* dalam bab ini akan diambil dari As C6 dalam denah struktur Hotel Quin. Data-data yang digunakan untuk perhitungan *pile cap* sebagai berikut:

1. Data reaksi *joint* As C6



| Joint Object | 35      | Joint Element | 35      |
|--------------|---------|---------------|---------|
|              | 1       | 2             | 3       |
| Force        | 54.841  | -66.160       | 922.575 |
| Moment       | 445.969 | 389.058       | -0.587  |

Gambar 4.46. *Joint Reaction* As C6 untuk *Pile Cap* dari SAP 2000 v14.0.0 (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$P_u = 922,575 \text{ kip}$$

$$= 922,575 / 2,2046226 = 418,473 \text{ ton,}$$

2. Data pondasi tiang pancang persegi

- a.  $n_p = 6$  tiang,

- b.  $\gamma_{\text{beton}} = 2.400 \text{ kg/m}^3$ ,

- c.  $L_p = 19 \text{ m}$

- d.  $D = 0,5 \text{ m.}$

3. Data *pile cap*

- a. Mutu beton K 350,  $f'_c = 29,05 \text{ MPa} = 2.962,276 \text{ t/m}^2$ ,

- b. Mutu tulangan,  $f_y = 390 \text{ MPa}$ ,

- c. Selimut beton  $= 0,075 \text{ m}$ ,

- d. Panjang pondasi,  $b_1 = 2 \times (3D + D)$   
 $= 2 \times \{(3 \times 0,5) + 0,5\}$   
 $= 4 \text{ m}$ ,

- e. Lebar pondasi,  $b_2 = 3D + 2D$   
 $= (3 \times 0,5) + (2 \times 0,5)$   
 $= 2,5 \text{ m}$ ,

- f. Tebal pondasi,  $h = 1,45 \text{ m}$ ,

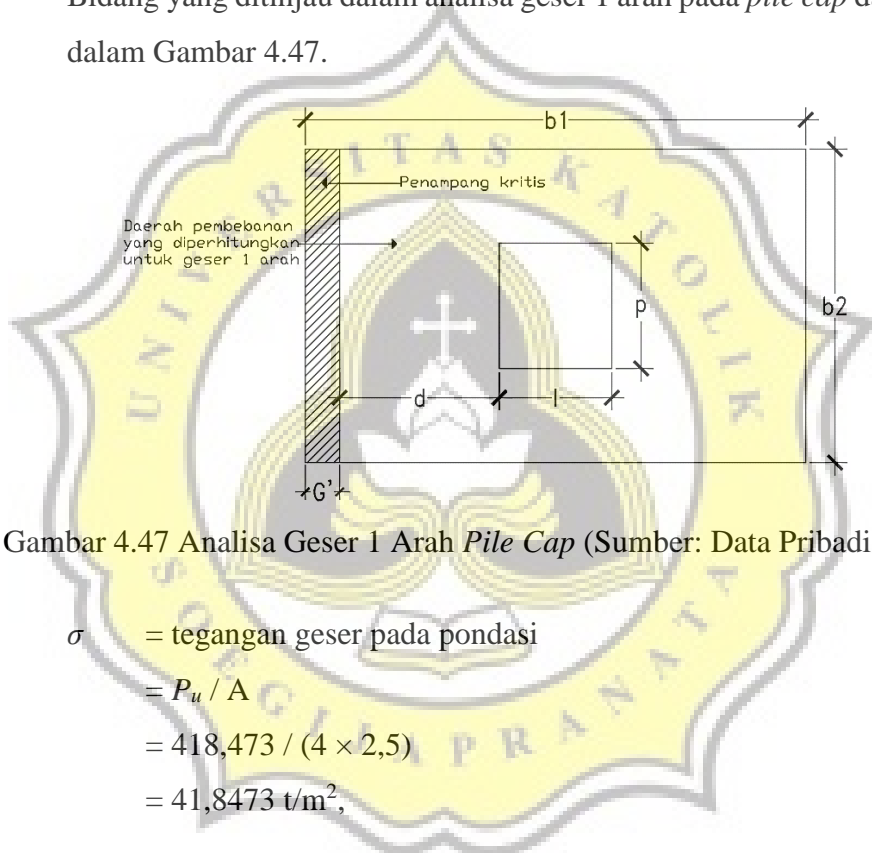
- g. Panjang kolom,  $p$  = 1 m,
- h. Lebar kolom,  $l$  = 0,9 m.

#### 4.7.2 Perhitungan dimensi dan tulangan *pile cap*

##### 1. Pengecekan dimensi *pile cap*

##### a. Kontrol gaya geser 1 arah

Bidang yang ditinjau dalam analisa geser 1 arah pada *pile cap* dapat dilihat dalam Gambar 4.47.



Gambar 4.47 Analisa Geser 1 Arah *Pile Cap* (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$\begin{aligned} \sigma &= \text{tegangan geser pada pondasi} \\ &= P_u / A \\ &= 418,473 / (4 \times 2,5) \\ &= 41,8473 \text{ t/m}^2, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal efektif } \textit{pile cap} \\ &= h - \text{selimut beton} \\ &= 1,45 - 0,075 \\ &= 1,375 \text{ m}, \end{aligned}$$

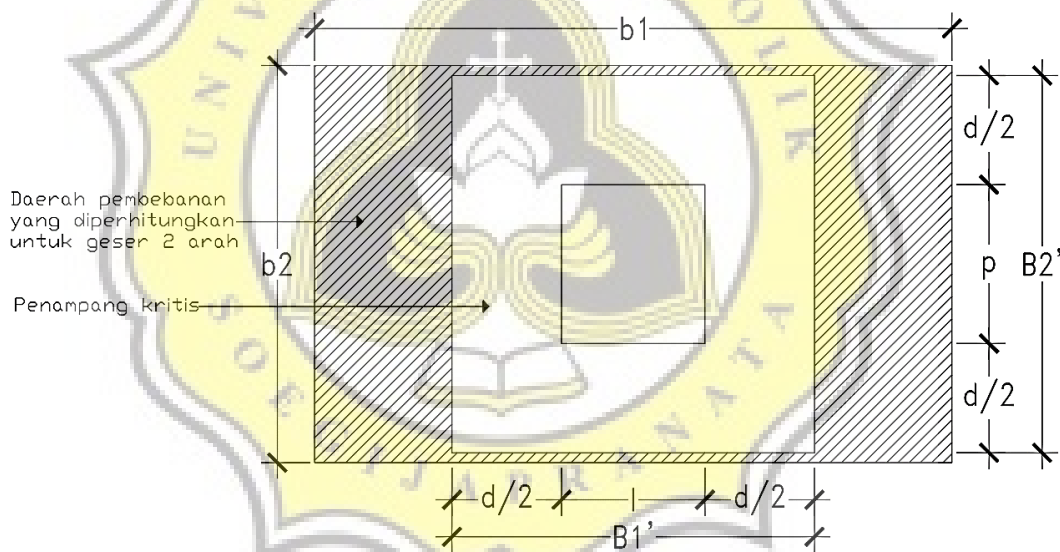
$$\begin{aligned} G' &= \text{daerah pembebanan geser penulangan satu arah} \\ &= b_1 - (b_1/2 + l/2 + d) \\ &= 4 - (4/2 + 0,9/2 + 1,375) \\ &= 0,175 \text{ m}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \text{ gaya geser pada penampang kritis} \\
 &= \sigma \times b_2 \times G' \\
 &= 41,8473 \times 2,5 \times 0,175 \\
 &= 18,3082 \text{ ton,}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \text{ kuat geser beton, dengan } \phi = 0,75 \\
 &= \phi \times 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b_2 \times d \\
 &= 0,75 \times 1/6 \times \sqrt{2.962,276} \times 2,5 \times 1,375 \\
 &= 23,3865 \text{ ton} > V_u = 18,3082 \text{ ton.....OK.}
 \end{aligned}$$

b. Kontrol gaya geser 2 arah

Bidang yang ditinjau dalam analisa geser 2 arah pada *pile cap* dapat dilihat dalam Gambar 4.48.



Gambar 4.48 Analisa Geser 2 Arah *Pile Cap* (Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$\begin{aligned}
 B_1' &= \text{ panjang penampang kritis} \\
 &= l + 2(d/2) \\
 &= 0,9 + 2(1,375 / 2) \\
 &= 2,275 \text{ m,}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_2' &= \text{ lebar penampang kritis} \\
 &= p + 2(d/2)
 \end{aligned}$$



$$= 1 + 2(1,375 / 2)$$

$$= 2,375 \text{ m,}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \text{ gaya geser pada penampang kritis} \\ &= \sigma \times \{(b_1 - B_1') \times (b_2 - B_2')\} \\ &= 41,8473 \times \{(4 - 2,275) \times (2,5 - 2,375)\} \\ &= 9,023 \text{ ton,} \end{aligned}$$

Nilai  $V_c$  diambil nilai terkecil dari:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{6} \dots\dots\dots(1)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12} \dots\dots\dots(2)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots(3)$$

$$\begin{aligned} \beta_c &= l / p \\ &= 0,9 / 1 = 0,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_o &= \text{keliling penampang kritis } pile \text{ cap} \\ &= 2 \times (B_1' + B_2') \\ &= 2 \times (2,275 + 2,375) = 9,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_s &= \text{konstanta dalam perhitungan } pile \text{ cap} \\ &(\text{kolom dalam} = 40, \text{ kolom tepi} = 30, \text{ kolom sudut} = 20) \\ &= 40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{6} \\ &= 373,768 \text{ ton} \dots\dots\dots(1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12} \\ &= 458,999 \text{ ton} \dots\dots\dots(2) \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 231,994 \text{ ton} \dots\dots\dots(3)$$

Nilai  $V_c$  yang digunakan adalah 231,994 ton.





$$\begin{aligned}\phi V_c &= \text{kuat geser beton, dengan } \phi = 0,75 \\ &= 0,75 \times 231,994 \\ &= 173,996 \text{ ton} > V_u = 9,023 \text{ ton} \dots \text{OK.}\end{aligned}$$

2. Perhitungan tulangan *pile cap*

$B'$  = lebar penampang kritis

$$\begin{aligned}&= b_2/2 + p/2 \\ &= 2,5/2 + 1/2 = 1,75 \text{ m,}\end{aligned}$$

$q'$  = berat *pile cap* pada penampang kritis

$$\begin{aligned}&= \gamma_{\text{beton}} \times b_2 \times h \\ &= (2.400/1.000) \times 2,5 \times 1,45 \\ &= 8,7 \text{ t/m,}\end{aligned}$$

$M_u$  = momen terfaktor maksimum pada penampang kritis *pile cap*

$$\begin{aligned}&= 2 \times (P_u/n_p) \times D - 1/2 q' B'^2 \\ &= 2 \times (418,473 / 6) \times 0,5 - 1/2 \times 8,7 \times (1,75)^2 \\ &= 56,423625 \text{ t.m} \\ &= 56,423625 \times 9,806649999999931 \\ &= 553,327 \text{ kN.m,}\end{aligned}$$

$M_n$  =  $A_s \times f_y (d - 1/2a)$

$$\text{dengan } a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b_2}$$

$A_s$  = luas tulangan yang dipakai (coba D19-100)

$$\begin{aligned}&= 1/4 \times \pi \times \phi^2 \times (b_2 / 100) \\ &= 1/4 \times \pi \times (19)^2 \times (2,5 \times 1000 / 100) \\ &= 7.091,07 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= A_s \times f_y \left( d - \frac{1}{2} \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b_2} \right) \\ &= 7.091,07 \times 390 \left( 1.375 - \frac{1}{2} \frac{7.091,07 \times 390}{0,85 \times 29,05 \times 2.500} \right) \\ &= 3.740.640.397,557 \text{ N.mm}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,8 \times M_n \\ &= 0,8 \times 3.740.640.397,557 \\ &= 2.992.512.318,0456 \text{ N.mm} \\ &= 2.992,512 \text{ kN.m} > M_u = 553,327 \text{ kN.m} \dots \text{OK.} \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan tekan bagian atas diambil sebesar 20% dari  $A_s$  tulangan utama.

Coba gunakan tulangan D13-150, dengan nilai  $A_s$  sebesar:

$$\begin{aligned} A_s &= 1/4 \times \pi \times \phi^2 \times (b_2 / 150) \\ &= 1/4 \times \pi \times (13)^2 \times (2,5 \times 1000 / 150) \\ &= 2.213,095 \text{ mm}^2 > 20\% \times 7.091,07 = 1.418,21 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.} \end{aligned}$$

Perhitungan *pile cap* untuk as Gedung Hotel Quin yang lainnya ditunjukkan dalam Tabel 4.18.

Tabel 4.18 Rekapitulasi Perhitungan *Pile Cap* Hotel Quin

| Joint As | $P_u$<br>(ton) | $M_x$<br>(ton.m) | $M_y$<br>(ton.m) | $n_p$<br>(tiang) | Ukuran <i>Pile Cap</i> (m) |       |     |
|----------|----------------|------------------|------------------|------------------|----------------------------|-------|-----|
|          |                |                  |                  |                  | $b_1$                      | $b_2$ | $h$ |
| A2       | 102,933        | 60,225           | 47,725           | 2                | 2,5                        | 1     | 0,8 |
| A3       | 163,787        | 59,042           | 49,287           | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8 |
| A4       | 169,667        | 56,925           | 51,312           | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8 |
| A5       | 169,996        | 58,637           | 53,332           | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8 |
| A6       | 185,194        | 58,516           | 51,086           | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8 |
| A7       | 179,37         | 57,391           | 71,034           | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8 |
| A8       | 199,121        | 55,595           | 68,059           | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8 |
| A9       | 210,408        | 54,852           | 54,817           | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8 |
| A10      | 178,207        | 53,257           | 51,233           | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8 |
| A11      | 186,02         | 52,646           | 51,28            | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8 |
| A12      | 120,969        | 52,905           | 51,136           | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8 |
| B1       | 132,154        | 58,972           | 47,616           | 2                | 2,5                        | 1     | 0,8 |
| B2       | 259,948        | 55,721           | 52,631           | 4                | 2,5                        | 2,5   | 0,8 |
| B3       | 313,905        | 59,319           | 50,842           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1 |
| B4       | 318,161        | 60,688           | 52,916           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1 |
| B5       | 325,02         | 59,261           | 54,983           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1 |



| Joint As | $P_u$<br>(ton) | $M_x$<br>(ton.m) | $M_y$<br>(ton.m) | $n_p$<br>(tiang) | Ukuran <i>Pile Cap</i> (m) |       |       |
|----------|----------------|------------------|------------------|------------------|----------------------------|-------|-------|
|          |                |                  |                  |                  | $b_1$                      | $b_2$ | (ton) |
| B6       | 357,122        | 54,693           | 52,198           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| B7       | 353,628        | 56,414           | 57,093           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| B8       | 392,713        | 57,432           | 50,94            | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| B9       | 397,434        | 56,274           | 59,879           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| B10      | 330,909        | 55,246           | 52,518           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| B11      | 351,204        | 54,462           | 52,433           | 6                | 4                          | 2,5   | 1,45  |
| B12      | 221,883        | 54,429           | 54,228           | 4                | 2,5                        | 2,5   | 0,8   |
| C1       | 132,888        | 66,758           | 47,711           | 2                | 2,5                        | 1     | 0,8   |
| C2       | 281,346        | 66,567           | 68,859           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| C3       | 343,595        | 62,822           | 75,095           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| C4       | 330,984        | 61,817           | 76,023           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| C5       | 368,909        | 62,337           | 68,15            | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| C6       | 418,473        | 61,657           | 53,789           | 6                | 4                          | 2,5   | 1,45  |
| C7       | 354,409        | 61,991           | 61,862           | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| C8       | 280,839        | 65,864           | 51,53            | 5                | 3,121                      | 3,121 | 1,1   |
| C9       | 277,931        | 64,868           | 58,025           | 4                | 2,5                        | 2,5   | 0,8   |
| C10      | 229,927        | 62,591           | 52,701           | 4                | 2,5                        | 2,5   | 0,8   |
| C11      | 241,778        | 61,958           | 52,759           | 4                | 2,5                        | 2,5   | 0,8   |
| C12      | 160,84         | 58,659           | 53,184           | 3                | 2,23                       | 2,5   | 0,8   |

(Sumber: Data Pribadi, 2018)

Denah *pile cap* struktur Hotel Quin dapat dilihat dalam Lampiran D.1. Detail dimensi dan *pile cap* yang digunakan dalam perencanaan struktur Hotel Quin ditunjukkan dalam Lampiran D.3.

#### 4.8 Perhitungan *Tie Beam*

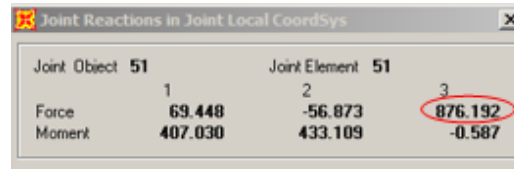
##### 4.8.1 Data perencanaan perhitungan *tie beam*

Perhitungan *tie beam* dalam struktur Hotel Quin diambil dari *tie beam* yang menghubungkan kolom *basement* pada as B9 dan C9.

Data-data yang digunakan untuk perhitungan *tie beam* sebagai berikut:

1. Data reaksi tumpuan kolom

a.  $P_u$  kolom B9 ( $P_{u1}$ )

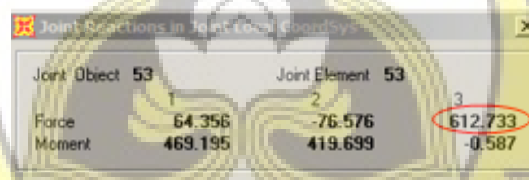


| Joint Object | 51              |         |         |
|--------------|-----------------|---------|---------|
|              | Joint Element 1 | 2       | 3       |
| Force        | 69.448          | -56.873 | 876.192 |
| Moment       | 407.030         | 433.109 | -0.587  |

Gambar 4.49. *Joint Reaction* As B9 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ kolom B9 } (P_{u1}) &= 876,192 \text{ kip} \\
 &= 876,192 / 2,2046226 \\
 &= 397,434 \text{ ton} \times 9.806,65 \\
 &= 3.897.496,136 \text{ N},
 \end{aligned}$$

b.  $P_u$  kolom C9 ( $P_{u2}$ )



| Joint Object | 53              |         |         |
|--------------|-----------------|---------|---------|
|              | Joint Element 1 | 2       | 3       |
| Force        | 64.356          | -76.576 | 612.733 |
| Moment       | 469.195         | 419.699 | -0.587  |

Gambar 4.50. *Joint Reaction* As C9 dari SAP 2000 v14.0.0  
(Sumber: Data Pribadi, 2018)

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ kolom C9 } (P_{u2}) &= 612,733 \text{ kip} \\
 &= 612,733 / 2,2046226 \\
 &= 277,931 \text{ ton} \times 9.806,65 \\
 &= 2.725.572,041 \text{ N},
 \end{aligned}$$

2. Data *tie beam*

- a. Mutu beton K 350,  $f_c'$  = 29,05 MPa = 4.213,346 psi,
- b. Mutu tulangan,  $f_y$  = 390 MPa,
- c. Modulus elastisitas,  $E$  =  $4.700 \times \sqrt{f_c'}$   
 $= 4.700 \times \sqrt{29,05}$   
 $= 25.332,084 \text{ MPa},$



- d. Panjang *tie beam*,  $L$  = 9.000 mm,
- e. Lebar *tie beam*,  $b$  = 300 mm,
- f. Tinggi *tie beam*,  $h$  = 500 mm,
- g. Tebal selimut beton = 75 mm (beton berhubungan dengan tanah),
- h. Tinggi efektif *tie beam*,  $d = h - \text{tebal selimut beton}$   
= 500 – 75  
= 425 mm.

#### 4.8.2 Perhitungan kebutuhan tulangan *tie beam*

##### 1. Perhitungan tulangan lentur

$$\begin{aligned} I &= \text{momen inersia penampang} \\ &= 1/12 \times b \times h^3 \\ &= 1/12 \times 300 \times (500)^3 \\ &= 3.125.000.000 \text{ mm}^4, \\ \Delta_s &= \text{perbedaan penurunan antar pondasi} \\ &= 1/300 \times L \\ &= 1/300 \times 9.000 \\ &= 60,000 \text{ mm}, \\ \Delta_M &= \text{momen lentur akibat penurunan pondasi} \\ &= \frac{6 E I \Delta_s}{L^2} \\ &= \frac{6 \times 25.332,084 \times 3.125.000.000 \times 60,000}{(9.000)^2} \\ &= 351.834.505,542 \text{ N.mm}, \end{aligned}$$

Persyaratan kebutuhan tulangan minimum yang dibutuhkan ( $A_{s \text{ min}}$ )

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{29,05}}{390} \times 300 \times 425 \end{aligned}$$



$$= 440,513 \text{ mm}^2$$

$$\text{dan tidak kurang dari } \frac{1,4 b d}{f_y} = 457,692 \text{ mm}^2,$$

Luas tulangan yang digunakan ( $A_s$ ) harus lebih besar dari  $A_{s \text{ min}}$ , dicoba menggunakan 8D25

$$\begin{aligned} A_s &= \text{jumlah tulangan} \times (1/4 \times \pi \times \varnothing^2) \\ &= 8 \times (1/4 \times \pi \times 25^2) \\ &= 3.928,571 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 457,692 \text{ mm}^2 \text{ .....OK.} \end{aligned}$$

Perhitungan daya dukung penampang terhadap momen lentur ( $M_n$ )

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \text{ dengan nilai } a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} \\ &= \frac{3.928,571 \times 390}{0,85 \times 29,05 \times 300} = 206,83 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 3.928,571 \times 390 \times \left( 425 - \frac{206,83}{2} \right) \\ &= 492.714.375,337 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,8 \times 492.714.375,337 \\ &= 394.171.500,270 \text{ N.mm} > \Delta_M = 351.834.505,542 \text{ N.mm,} \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847-2013 pasal 10 ayat 3 butir 6, nilai  $\phi P_n$  komponen struktur tekan tidak boleh lebih besar dari nilai  $\phi P_{n \text{ max}}$ . Nilai  $\phi P_{n \text{ max}}$  untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} \phi P_{n \text{ max}} &= 0,80 \phi \left[ 0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right], \text{ dengan } A_g = b \times h \\ &= 0,80 \times 0,7 \left[ 0,85 \times 29,05 (150.000 - 457,692) + 390 \times 457,692 \right] \\ &= 2.167.801,122 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= P_u \\ &= 10\% \times P_{\text{max}} \end{aligned}$$



$$= 10\% \times 3.897.496,136$$

$$= 389.749,614 \text{ N} < \phi P_{n \max} = 2.167.801,122 \text{ N} \dots \text{OK.}$$

## 2. Perhitungan tulangan geser

Beban *tie beam* ( $D_L$ ) = Berat sendiri *tie beam* + berat pelat lantai *basement*

$$= (\text{Berat jenis beton} \times b \times h \times L) + (\text{berat jenis beton} \times b \times h \times L)$$

$$= [2.400 \times (300/1000) \times (500/1000) \times (9.000/1000)] +$$

$$[2.400 \times (300/1000) \times (200/1000) \times (9.000/1000)]$$

$$= 4.536 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,4 D_L$$

$$= 1,4 \times 4.536$$

$$= 6.350,4 \text{ kg}$$

$$= 6.350,4 \times 9,80665 = 62.276,15 \text{ N}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{0,3 P_u}{A_g}\right) \frac{\sqrt{f'_c} b d}{6}$$

$$= \left(1 + \frac{0,3 \times 389.749,614}{150.000}\right) \frac{\sqrt{29,05} \times 300 \times 425}{6}$$

$$= 203.812,0262 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 203.812,0262$$

$$= 152.859,02 \text{ N} > V_u = 62.276,15 \text{ N} \dots \text{OK.}$$

Menurut SNI 03-2847-2002, apabila nilai  $\phi P_n$  lebih kecil atau sama dengan nilai dari  $0,10 f'_c A_g$  maka jarak maksimum antar tulangan geser tidak boleh melebihi nilai yang ditentukan dari SNI 03-2847-2002 pasal 23 ayat 3 butir 3.

Diameter tulangan geser diambil sebesar 10 mm.

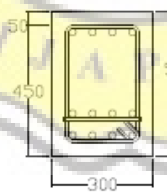
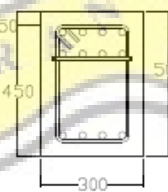
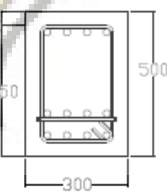
$$0,10 f'_c A_g = 0,10 \times 29,05 \times 150.000$$

$$= 435.750 \text{ N} > \phi P_n = 389.749,614 \text{ N}$$

$\phi P_n < 0,10 f'_c A_g$ , maka jarak maksimum antar tulangan geser yang ditentukan dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23 ayat 3 butir 3 tidak boleh melebihi dari ketentuan berikut:

- a.  $d/4 = 425 / 4$   
 $= 106,25 \text{ mm,}$
- b.  $8\phi_{lentur} = 8 \times 25$   
 $= 200,00 \text{ mm,}$
- c.  $24\phi_{geser} = 24 \times 10$   
 $= 240,00 \text{ mm,}$
- d. 300 mm.

Nilai maksimum jarak tulangan geser yang diambil adalah nilai terkecil dari keempat ketentuan di atas, yaitu 106,25 mm. Jadi tulangan geser yang digunakan untuk *tie beam* dalam perhitungan ini yaitu  $\phi 10$ -100 mm. Denah dan detail *tie beam* dapat dilihat dalam Lampiran D.2 dan Lampiran D.7. Gambar detail *tie beam* dapat dilihat dalam Gambar 4.51.

| TYPE BALOK      | TB (300/500)  |  |   |
|-----------------|---|--|---|
|                 | TUMPUAN   | LAPANGAN   | TUMPUAN   |
|                 |  |  |  |
| TULANGAN ATAS   | 4 D 25  | 8 D 25   | 4 D 25  |
| TULANGAN BAWAH  | -   | -  | -   |
| TULANGAN TENGAH | 8 D 25  | 4 D 25   | 8 D 25  |
| SENGKANG        | $\phi 10$ -100  | $\phi 10$ -100   | $\phi 10$ -100  |
| UKURAN          | 300 mm x 500 mm   |  |   |

Gambar 4.51 Detail *Tie Beam* (Sumber: Data Pribadi, 2018)