

## BAB II

### PERANCANGAN STRUKTUR

#### 2.1 Pembebanan

Dalam melakukan pemodelan struktur, perlu ditambahkan juga beban-beban lain selain berat elemen sendiri. Beban-beban yang ditambahkan merupakan beban gravitasi yang diatur pada SNI 8900:2020 dan beban gempa yang diatur pada SNI 1726:2019.

##### 2.1.1 Beban Gravitasi

Beban gravitasi meliputi berat sendiri, beban mati tambahan (SIDL), dan beban hidup (LL). Untuk beban mati tambahan dilakukan perhitungan, sedangkan beban hidup yang digunakan mengacu pada nilai yang ditetapkan pada Tabel 4.3-1 SNI 1727:2020.

a. Atap

|                              |                          |
|------------------------------|--------------------------|
| <i>Finishing</i> adukan 5 cm | : 1,03 kN/m <sup>2</sup> |
| Plafon, ME, dll              | : 0,25 kN/m <sup>2</sup> |
| Total SIDL                   | : 1,07 kN/m <sup>2</sup> |
| LL                           | : 0,96 kN/m <sup>2</sup> |

b. Koridor / Lobby

|                              |                          |
|------------------------------|--------------------------|
| <i>Finishing</i> adukan 4 cm | : 0,82 kN/m <sup>2</sup> |
| Plafon, ME, dan lainnya      | : 0,25 kN/m <sup>2</sup> |
| Total SIDL                   | : 1,07 kN/m <sup>2</sup> |
| LL                           | : 4,79 kN/m <sup>2</sup> |

c. Ruang Kantor / Ruang Staff

|                              |                          |
|------------------------------|--------------------------|
| <i>Finishing</i> adukan 4 cm | : 0,82 kN/m <sup>2</sup> |
| Plafon, ME, dan lainnya      | : 0,25 kN/m <sup>2</sup> |
| Total SIDL                   | : 1,07 kN/m <sup>2</sup> |
| LL                           | : 2,4 kN/m <sup>2</sup>  |

d. Ruang Pertemuan

|                              |                          |
|------------------------------|--------------------------|
| <i>Finishing</i> adukan 4 cm | : 0,82 kN/m <sup>2</sup> |
| Plafon, ME, dan lainnya      | : 0,25 kN/m <sup>2</sup> |
| Total SIDL                   | : 1,07 kN/m <sup>2</sup> |
| LL                           | : 4,79 kN/m <sup>2</sup> |

e. Ruang Makan dan Restoran

|                              |                          |
|------------------------------|--------------------------|
| <i>Finishing</i> adukan 4 cm | : 0,82 kN/m <sup>2</sup> |
| Plafon, ME, dan lainnya      | : 0,25 kN/m <sup>2</sup> |
| Total SIDL                   | : 1,07 kN/m <sup>2</sup> |
| LL                           | : 4,79 kN/m <sup>2</sup> |

f. Gudang / Ruang Penyimpanan

|                              |                          |
|------------------------------|--------------------------|
| <i>Finishing</i> adukan 4 cm | : 0,82 kN/m <sup>2</sup> |
| Plafon, ME, dan lainnya      | : 0,25 kN/m <sup>2</sup> |
| Total SIDL                   | : 1,07 kN/m <sup>2</sup> |
| LL                           | : 7,18 kN/m <sup>2</sup> |

### 2.1.2 Beban Gempa

Pembebanan gempa diatur berdasarkan SNI 1726:2019 dengan tahapan sebagai berikut.

#### 2.1.2.1 Kategori Resiko

Penentuan Kategori Resiko Bangunan didasarkan pada jenis pemanfaatan bangunan yang dirancang. Gedung Utilitas Rumah Sakit yang dirancang masuk ke dalam kategori resiko IV dengan faktor keutamaan gempa 1,5 sebagaimana yang ditampilkan pada Tabel 2.1 dan Tabel 2.2.

Tabel 2.1 Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa  
(Tabel 3 SNI 1726:2019)

| Jenis pemanfaatan                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | Kategori risiko |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|
| <p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah ibadah</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p> | IV              |

Tabel 2.2 Faktor keutamaan gempa (Tabel 4 SNI 1726:2019)

| Kategori risiko | Faktor keutamaan gempa, $I_e$ |
|-----------------|-------------------------------|
| I atau II       | 1,0                           |
| III             | 1,25                          |
| IV              | 1,50                          |

#### 2.1.2.2 Klasifikasi Situs

Penentuan kelas situs tanah digunakan perhitungan SPT dan klasifikasinya berdasarkan Tabel 5 SNI 1726-2019 sebagai berikut:

Tanah Keras :  $N-SPT \geq 50$

Tanah Sedang :  $15 \leq N-SPT \leq 50$

Tanah Lunak :  $N-SPT < 15$

Data tanah merupakan nilai N-SPT hingga kedalaman 30 m dari elevasi muka tanah asli pada lokasi proyek. Dilakukan perhitungan pada Tabel 2.3.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / n_i}$$

Keterangan:

$t_i$  : Tebal lapisan tanah pada lapisan ke-i

$N_i$  : Nilai N-SPT pada lapisan ke-i

Tabel 2.3 Data N-SPT tanah

| i  | $t_i$ | depth | N-SPT | $t_i/N_i$ |
|----|-------|-------|-------|-----------|
|    | m     | h     | $N_i$ |           |
| 1  | 1     | 1     | 16    | 0.06      |
| 2  | 2     | 3     | 19    | 0.11      |
| 3  | 2     | 5     | 22    | 0.09      |
| 4  | 2     | 7     | 19    | 0.10526   |
| 5  | 2     | 9     | 23    | 0.08696   |
| 6  | 2     | 11    | 21    | 0.09524   |
| 7  | 2     | 13    | 12    | 0.16667   |
| 8  | 2     | 15    | 6     | 0.33333   |
| 9  | 2     | 17    | 28    | 0.07143   |
| 10 | 2     | 19    | 27    | 0.07407   |
| 11 | 2     | 21    | 50    | 0.04      |
| 12 | 2     | 23    | 50    | 0.04      |
| 13 | 2     | 25    | 50    | 0.04      |
| 14 | 2     | 27    | 50    | 0.04      |

| i            | ti     | depth        | N-SPT | ti/Ni   |
|--------------|--------|--------------|-------|---------|
|              | m      | h            | Ni    |         |
| 15           | 1.5    | 28.5         | 50    | 0.03    |
| 16           | 1.5    | 30           | 50    | 0.03    |
| Total        | 30     |              |       | 1.41163 |
| Rata2        | 21.252 |              |       |         |
| Jenis tanah: |        | Tanah sedang |       |         |

Maka, kelas situs termasuk tanah sedang (SD).

### 2.1.2.3 Respon Spektra Desain

|                           |   |               |                                                                         |
|---------------------------|---|---------------|-------------------------------------------------------------------------|
| Lokasi                    | = | Jakarta Timur |                                                                         |
| Kategori Resiko (KR)      | = | IV            |                                                                         |
| Kelas Situs               | = | Situs SD      | (Sedang)                                                                |
| $S_s$                     | = | 0.791         | (Percepatan Respon Spektral pada Periode Pendek – Dari Peta Gempa)      |
| $S_1$                     | = | 0.382         | (Percepatan Respon Spektral pada Periode 1 detik – Dari Peta Gempa)     |
| $F_a$                     | = | 1.1836        | (Koefisien Situs untuk Periode Pendek – Tabel 6 SNI 1729:2019)          |
| $F_v$                     | = | 1.636         | (Koefisien Situs untuk Periode Panjang – Tabel 7 SNI 1729:2019)         |
| $S_{MS} (S_s \times F_a)$ | = | 0.937         | (Percepatan Respon Spektral Periode Pendekdetik yang Telah disesuaikan) |
| $S_{M1} (S_1 \times F_v)$ | = | 0.624         | (Percepatan Respon Spektral Periode 1 detik yang Telah Disesuaikan)     |
| $S_{DS} (2/3 S_{MS})$     | = | 0.624         | (Percepatan Respon Spektral Desain pada Periode Pendek)                 |
| $S_{D1} (2/3 S_{M1})$     | = | 0.416         | (Percepatan Respon Spektral Desain pada Periode 1 detik)                |
| $T_0 (0.2 S_{D1}/S_{DS})$ | = | 0.133         |                                                                         |
| $T_s (S_{D1}/S_{DS})$     | = | 0.666         |                                                                         |

Digunakan Tabel 2.4 dan Tabel 2.5 dalam penentuan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$ .

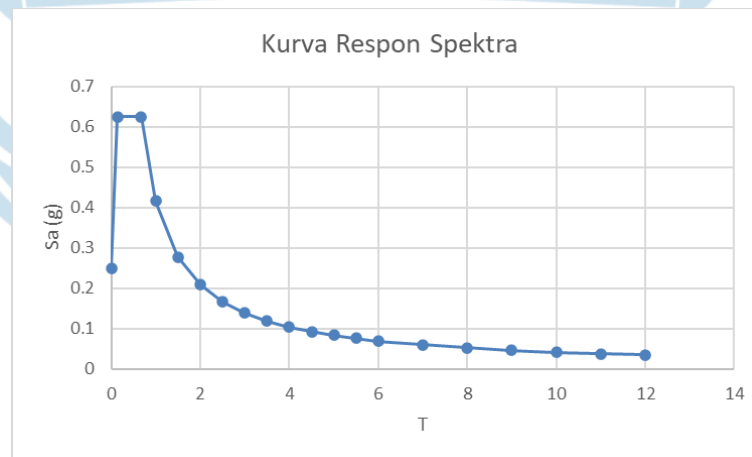
Tabel 2.4 Koefisien situs,  $F_a$  (Tabel 6 SNI 2726:2019)

| Kelas<br>Situs | Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCER) Terpetakan<br>Pada Periode Pendek ( $S_s$ ) |             |              |             |              |                |
|----------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|--------------|-------------|--------------|----------------|
|                | $S_s \leq 0,25$                                                                               | $S_s = 0,5$ | $S_s = 0,75$ | $S_s = 1,0$ | $S_s = 1,25$ | $S_s \geq 1,5$ |
| SA             | 0.8                                                                                           | 0.8         | 0.8          | 0.8         | 0.8          | 0.8            |
| SB             | 0.9                                                                                           | 0.9         | 0.9          | 0.9         | 0.9          | 0.9            |
| SC             | 1.3                                                                                           | 1.3         | 1.2          | 1.2         | 1.2          | 1.2            |
| <b>SD</b>      | 1.6                                                                                           | 1.4         | <b>1.2</b>   | <b>1.1</b>  | 1.0          | 1.0            |
| SE             | 2.4                                                                                           | 1.7         | 1.3          | 1.1         | 0.9          | 0.8            |

Tabel 2.5 Koefisien situs,  $F_v$  (STabel 7 SNI 1726:2019)

| Kelas<br>Situs | Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCER) Terpetakan Pada<br>Periode 1 detik ( $S_1$ ) |             |             |             |             |                |
|----------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------------|
|                | $S_1 \leq 0,1$                                                                                 | $S_1 = 0,2$ | $S_1 = 0,3$ | $S_1 = 0,4$ | $S_1 = 0,5$ | $S_1 \geq 0,6$ |
| SA             | 0.8                                                                                            | 0.8         | 0.8         | 0.8         | 0.8         | 0.8            |
| SB             | 0.8                                                                                            | 0.8         | 0.8         | 0.8         | 0.8         | 0.8            |
| SC             | 1.5                                                                                            | 1.5         | 1.5         | 1.5         | 1.5         | 1.4            |
| <b>SD</b>      | 2.4                                                                                            | 2.2         | <b>2.0</b>  | <b>1.9</b>  | 1.8         | 1.7            |
| SE             | 4.2                                                                                            | 3.3         | 2.8         | 2.4         | 2.2         | 2.0            |

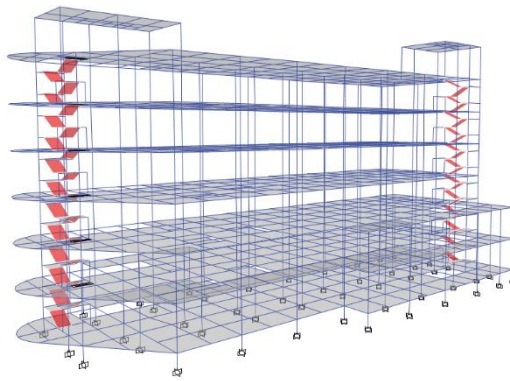
Berdasarkan nilai-nilai parameter yang telah didapat, dihasilkan grafik sebagaimana yang ditampilkan pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Spektrum respons desain

#### 2.1.2.4 Pemilihan Sistem Struktur

Mengacu pada SNI-1726-2019 mengenai Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, suatu struktur perlu ditentukan sistem pemikul gaya seismik yang digunakan. Pada awalnya, Gedung Utilitas Rumah Sakit dirancang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dengan hasil pemodelan seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.2 berikut.



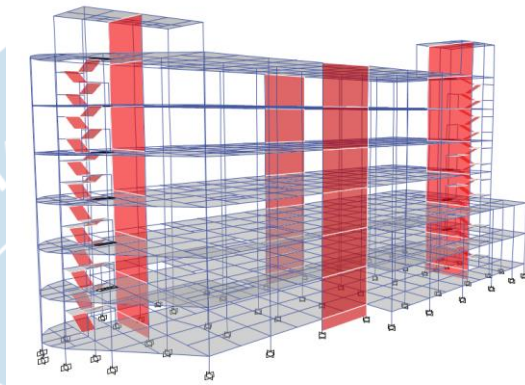
Gambar 2.2 Pemodelan dengan desain 1

Rancangan tersebut memenuhi seluruh syarat ketidakberaturan yang rekapitulasinya dapat dilihat pada Tabel 2.6. Namun, permasalahannya terdapat pada saat perhitungan biaya. Harga yang didapat cenderung mahal karena besarnya dimensi elemen kolom dan balok yang digunakan.

Tabel 2.6 Rekap pengecekan ketidakberaturan pada pemodelan awal

| No                                 | Tipe                                                                                          | Ya | Tidak |
|------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|----|-------|
| <b>Ketidakteraturan Horisontal</b> |                                                                                               |    |       |
| 1a                                 | Ketidakteraturan torsi biasa                                                                  | V  |       |
| 1b                                 | Ketidakteraturan torsi berlebihan                                                             |    | V     |
| 2                                  | Ketidakteraturan sudut dalam                                                                  |    | V     |
| 3                                  | Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma                                                     |    | V     |
| 4                                  | Ketidakteraturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang)                               |    | V     |
| 5                                  | Ketidakteraturan sistem non paralel                                                           |    | V     |
| <b>Ketidakteraturan Vertikal</b>   |                                                                                               |    |       |
| 1a                                 | Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak                                                       |    | V     |
| 1b                                 | Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak berlebihan                                            |    | V     |
| 2                                  | Ketidakteraturan berat (massa)                                                                |    | V     |
| 3                                  | Ketidakteraturan geometri vertikal                                                            |    | V     |
| 4                                  | Ketidakteraturan akibat diskontinuitas bidan pada elemen vertikal pemikul gaya lateral        |    | V     |
| 5a                                 | Ketidakteraturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat            |    | V     |
| 5b                                 | Ketidakteraturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat |    | V     |

Sebagai langkah untuk mengatasi permasalahan biaya tersebut, dilakukan percobaan penggunaan elemen dinding geser di 4 titik. Penggunaan dinding geser dapat mereduksi dimensi kolom dan balok yang digunakan dengan tetap mempertimbangkan kekakuan struktur tersebut. Pada perancangan kali ini, digunakan dinding geser dengan ketebalan 200 mm dan bentang 8 m di titik yang dipilih. Hasil pemodelan dapat dilihat pada Gambar 2.3. Pengecekan struktur akan dibahas di sub bab lainnya.



Gambar 2.3 Pemodelan dengan desain 2

Pada Tabel 2.7 disajikan rekapitulasi perencanaan biaya untuk elemen struktur utama, seperti kolom, balok, serta dinding geser pada desain 1 dan desain 2. Pekerjaan yang dibandingkan adalah pengecoran atau volume beton.

Tabel 2.7 Rekap perhitungan biaya pada pekerjaan beton elemen struktur utama pada desain 1 dan desain 2

| Desain                                   | Jenis Pekerjaan | Kebutuhan Beton (m3) | Harga Satuan    | Total                      |
|------------------------------------------|-----------------|----------------------|-----------------|----------------------------|
| Desain 1<br>(tanpa<br>dinding<br>geser)  | Kolom           | 802,35               | Rp 2.094.997,95 | Rp 1.680.921.605,18        |
|                                          | Balok           | 1198,3675            | Rp 2.094.997,95 | Rp 2.510.577.455,85        |
|                                          | <b>Total</b>    |                      |                 | <b>Rp 4.191.499.061,03</b> |
| Desain 2<br>(dengan<br>dinding<br>geser) | Kolom           | 586,9438             | Rp 2.094.997,95 | Rp 1.229.645.978,55        |
|                                          | Balok           | 847,8061             | Rp 2.094.997,95 | Rp 1.776.151.970,05        |
|                                          | Dinding Geser   | 202,0698             | Rp 2.094.997,95 | Rp 423.335.866,02          |
|                                          | <b>Total</b>    |                      |                 | <b>Rp 3.429.133.814,62</b> |

$$\begin{aligned} \text{Presentase perbedaan harga} &= \frac{(4.191.499.061,03 - 3.429.133.814,62)}{3.429.133.814,62} \times 100\% \\ &= 18\% \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka desain yang menggunakan dinding geser 18% lebih murah dari desain awal yang tidak menggunakan dinding geser. Dengan

alasan efisiensi biaya, maka sistem struktur yang digunakan pada perancangan ini adalah sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus.

#### 2.1.2.5 Kategori Desain Seismik

Dengan penggunaan dinding geser, maka sistem struktur yang dipilih pada perancangan Gedung Utilitas Rumah Sakit ini adalah sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus. Sebelumnya, dilakukan penentuan Kategori Desain Seismik yang dapat dilihat pada Tabel 2.8 dan Tabel 2.9.

Tabel 2.8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (Tabel 8 SNI 1726:2019)

| Nilai $S_{Ds}$             | Kategori Resiko    |    |
|----------------------------|--------------------|----|
|                            | 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  |
| $S_{Ds} \geq 0.5$          | D                  | D  |

Tabel 2.9 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (Tabel 9 SNI 1726:2019)

| Nilai $S_{D1}$              | Kategori Resiko    |    |
|-----------------------------|--------------------|----|
|                             | I atau II atau III | IV |
| $S_{D1} < 0.067$            | A                  | A  |
| $0.067 \leq S_{D1} < 0.133$ | B                  | C  |
| $0.133 \leq S_{D1} < 0.20$  | C                  | D  |
| $S_{D1} \geq 0.20$          | D                  | D  |

Berdasarkan kedua tabel di atas, maka Kategori Desain Seismik (KDS) yang digunakan adalah D. Selanjutnya, Kategori Desain Seismik yang didapat dan sistem struktur yang dipilih digunakan untuk menentukan faktor-faktor sistem penahan gempa yang ditampilkan pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Faktor R, Cd, dan  $\Omega_0$  untuk sistem pemikul gaya seismik (Tabel 12 SNI 1726:2019)

| Sistem pemikul gaya seismik                                                                                                                            | Koefisien modifikasi respons, $R^a$ | Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^b$ | Faktor pembesaran defleksi, $C_d^c$ | Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>d</sup> |    |                 |                 |                 |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|----|-----------------|-----------------|-----------------|
|                                                                                                                                                        |                                     |                                        |                                     | Kategori desain seismik                                                     |    |                 |                 |                 |
|                                                                                                                                                        |                                     |                                        |                                     | B                                                                           | C  | D <sup>e</sup>  | E <sup>e</sup>  | F <sup>f</sup>  |
| 19. Dinding geser batu bata polos didetail                                                                                                             | 2                                   | 2%                                     | 2                                   | TB                                                                          | TI | TI              | TI              | TI              |
| 20. Dinding geser batu bata polos biasa                                                                                                                | 1%                                  | 2%                                     | 1%                                  | TB                                                                          | TI | TI              | TI              | TI              |
| 21. Dinding geser batu bata prategang                                                                                                                  | 1%                                  | 2%                                     | 1%                                  | TB                                                                          | TI | TI              | TI              | TI              |
| 22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser                                         | 7                                   | 2%                                     | 4%                                  | TB                                                                          | TB | 22              | 22              | 22              |
| 23. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja | 7                                   | 2%                                     | 4%                                  | TB                                                                          | TB | 22              | 22              | 22              |
| 24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya                                                                               | 2%                                  | 2%                                     | 2%                                  | TB                                                                          | TB | 10              | TB              | TB              |
| 25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk                                                                                                | 8                                   | 2%                                     | 5                                   | TB                                                                          | TB | 48              | 48              | 30              |
| 26. Dinding geser pelat baja khusus                                                                                                                    | 7                                   | 2                                      | 6                                   | TB                                                                          | TB | 48              | 48              | 30              |
| <b>C. Sistem rangka pemikul momen</b>                                                                                                                  |                                     |                                        |                                     |                                                                             |    |                 |                 |                 |
| 1. Rangka baja pemikul momen khusus                                                                                                                    | 8                                   | 3                                      | 5%                                  | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 2. Rangka batang baja pemikul momen khusus                                                                                                             | 7                                   | 3                                      | 5%                                  | TB                                                                          | TB | 48              | 30              | TI              |
| 3. Rangka baja pemikul momen menengah                                                                                                                  | 4%                                  | 3                                      | 4                                   | TB                                                                          | TB | 10 <sup>g</sup> | TI <sup>h</sup> | TI <sup>i</sup> |
| 4. Rangka baja pemikul momen biasa                                                                                                                     | 3%                                  | 3                                      | 3                                   | TB                                                                          | TB | TI <sup>j</sup> | TI <sup>j</sup> | TI <sup>j</sup> |
| 5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus <sup>h</sup>                                                                                            | 8                                   | 3                                      | 5%                                  | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah                                                                                                       | 5                                   | 3                                      | 4%                                  | TB                                                                          | TB | TI              | TI              | TI              |
| 7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa                                                                                                          | 3                                   | 3                                      | 2%                                  | TB                                                                          | TI | TI              | TI              | TI              |
| 8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus                                                                                                 | 8                                   | 3                                      | 5%                                  | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah                                                                                               | 5                                   | 3                                      | 4%                                  | TB                                                                          | TB | TI              | TI              | TI              |
| 10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen                                                                                     | 6                                   | 3                                      | 5%                                  | 48                                                                          | 48 | 30              | TI              | TI              |
| 11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa                                                                                                 | 3                                   | 3                                      | 2%                                  | TB                                                                          | TI | TI              | TI              | TI              |
| 12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan <sup>j</sup>                                                                        | 3%                                  | 3 <sup>e</sup>                         | 3%                                  | 10                                                                          | 10 | 10              | 10              | 10              |
| <b>D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan</b>                          |                                     |                                        |                                     |                                                                             |    |                 |                 |                 |
| 1. Rangka baja dengan bresing eksentris                                                                                                                | 8                                   | 2%                                     | 4                                   | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus                                                                                                        | 7                                   | 2%                                     | 5%                                  | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 3. Dinding geser beton bertulang khusus <sup>h</sup>                                                                                                   | 7                                   | 2%                                     | 5%                                  | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 4. Dinding geser beton bertulang biasa <sup>h</sup>                                                                                                    | 6                                   | 2%                                     | 5                                   | TB                                                                          | TB | TI              | TI              | TI              |
| 5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris                                                                                             | 8                                   | 2%                                     | 4                                   | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus                                                                                     | 6                                   | 2%                                     | 5                                   | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit                                                                                                         | 7%                                  | 2%                                     | 6                                   | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus                                                                                                        | 7                                   | 2%                                     | 6                                   | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa                                                                                                         | 6                                   | 2%                                     | 5                                   | TB                                                                          | TB | TI              | TI              | TI              |
| 10. Dinding geser batu bata bertulang khusus                                                                                                           | 5%                                  | 3                                      | 5                                   | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 11. Dinding geser batu bata bertulang menengah                                                                                                         | 4                                   | 3                                      | 3%                                  | TB                                                                          | TB | TI              | TI              | TI              |
| 12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk                                                                                                | 8                                   | 2%                                     | 5                                   | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |
| 13. Dinding geser pelat baja khusus                                                                                                                    | 8                                   | 2%                                     | 6%                                  | TB                                                                          | TB | TB              | TB              | TB              |

Sehingga didapatkan rekapannya sebagai berikut:

R : 7

Cd : 5,5

$\Omega_0$  : 2,5

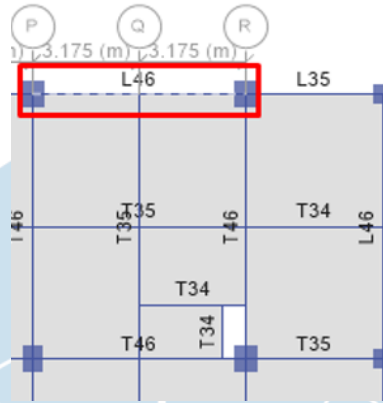
## 2.2 Preliminary Design

*Preliminary design* dalam perancangan merupakan penentuan dimensi elemen struktur yang akan digunakan dengan acuan SNI 2847:2019. Hasil perhitungan pada tahap ini tidak langsung digunakan, melainkan juga harus melalui tahap

analisis dan iterasi untuk mendapatkan dimensi akhir yang paling aman dan kuat. Dilakukan perhitungan *preliminary* untuk elemen balok dan kolom sebagai berikut.

### 2.2.1 Preliminary Design Balok

Balok yang ditinjau ditunjukkan pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Balok yang ditinjau

#### Data perencanaan

Tipe = Balok Induk

Panjang bentang = 6350 mm

Selimut beton = 40 mm

Asumsi tulangan longitudinal = 19 mm

Asumsi tulangan sengkang = 10 mm

Panjang kolom ( $C_1$ ) = 700 mm

Panjang kolom ( $C_2$ ) = 800 mm

#### Menentukan tinggi balok

Sesuai dengan SNI 2847-2019 Tabel 9.3.1.1, berikut merupakan ketentuan tinggi minimum balok berdasarkan kondisi perlekatannya. Pada perlekatan sederhana digunakan persamaan  $l/16$ .

$$h_{min} = \frac{6350}{16} = 396,875 \text{ mm}$$

Digunakan tinggi balok ( $h$ ) = 600 mm

#### Batasan dimensi untuk balok SRPMK

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.6.2.1, penentuan dimensi balok SRPMK harus memenuhi batasan berikut:

- Bentang bersih, **ln**, harus minimal **4d**

$$d = 700 - 40 - 10 - 19/2 = 540,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 4d &= 4 \times 540,5 = 2162 \text{ mm} \\
 l_n &= 6350 - 700/2 = 5650 \text{ mm} \\
 l_n &> 4d \\
 5650 &> 2162 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- b. Lebar penampang ( $b_w$ ) harus sekurang-kurangnya nilai terkecil dari **0,3h** dan **250 mm**

Asumsi lebar balok ( $b_w$ ) yang digunakan: 400 mm

$$\begin{aligned}
 0,3h &= 0,3 \times 600 \\
 &= 180 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \text{ (OK)} \\
 &= 250 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

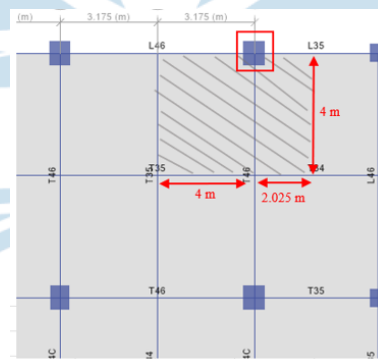
- c. Lebar penampang ( $b_w$ ) tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung.

$$\begin{aligned}
 b_w &< b \text{ kolom} \\
 400 &< 700 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Maka, dimensi balok yang digunakan adalah (400 x 600) mm.

### 2.2.2 Preliminary Design Kolom

Kolom yang ditinjau ditunjukkan pada Gambar 2.5.

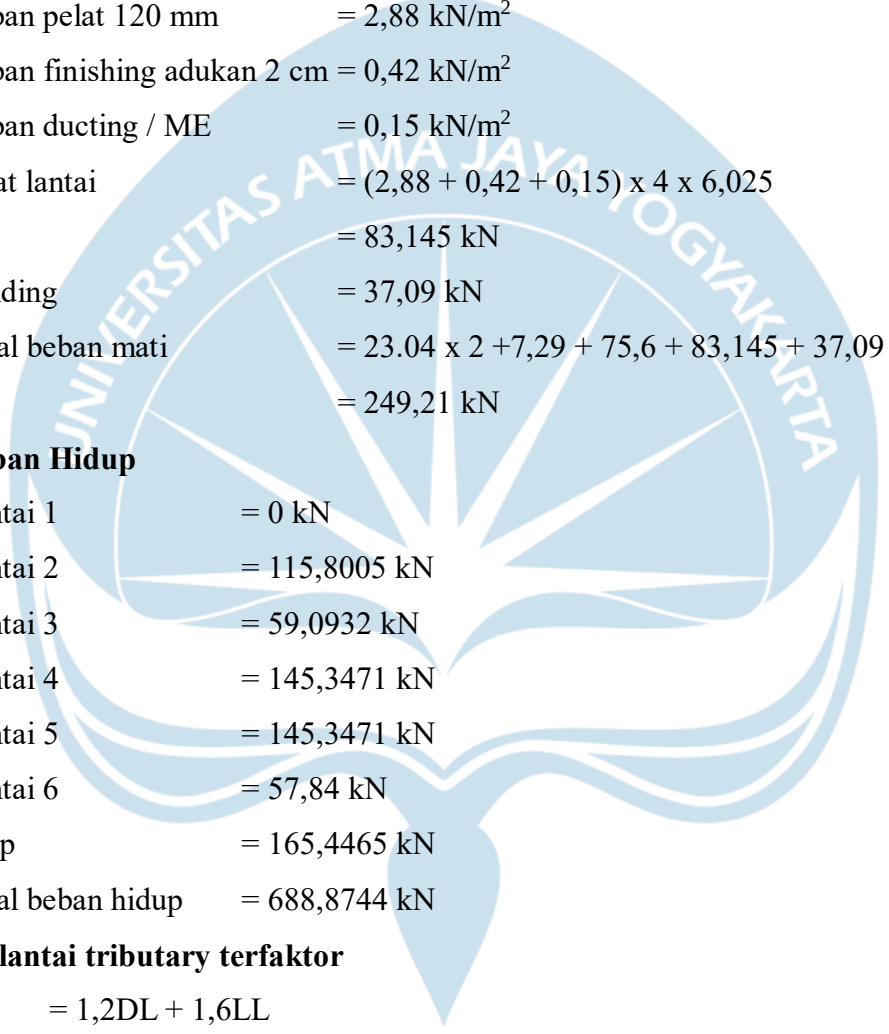


Gambar 2.5 Kolom yang ditinjau

#### Kolom K87 (800 x 700) mm di lantai 1

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tributary} &= 4 \times 6,025 &= 24,1 \text{ m}^2 \\
 \text{Asumsi dimensi kolom} &= (800 \times 700) \text{ mm} &= (0,8 \times 0,7) \text{ m} \\
 \text{Panjang kolom} &= 5000 \text{ mm} &= 5 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis beton} &= 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Dimensi balok yang ditumpu} &= (400 \times 600) \text{ mm} &= (0,4 \times 0,6) \text{ m} \\
 &= (300 \times 500) \text{ mm} &= (0,3 \times 0,5) \text{ m}
 \end{aligned}$$

#### Beban mati



Balok B46 bawah = kiri  $= 0,4 \times 0,6 \times 4 \times 24$   
 $= 23,04 \text{ kN}$   
 Balok B35 kanan  $= 0,3 \times 0,5 \times 2,025 \times 24$   
 $= 7,29 \text{ kN}$   
 Kolom sendiri  $= 5 \times 0,8 \times 0,7 \times 24$   
 $= 75,6 \text{ kN}$   
 Beban pelat 120 mm  $= 2,88 \text{ kN/m}^2$   
 Beban finishing adukan 2 cm  $= 0,42 \text{ kN/m}^2$   
 Beban ducting / ME  $= 0,15 \text{ kN/m}^2$   
 Pelat lantai  $= (2,88 + 0,42 + 0,15) \times 4 \times 6,025$   
 $= 83,145 \text{ kN}$   
 Dinding  $= 37,09 \text{ kN}$   
 Total beban mati  $= 23,04 \times 2 + 7,29 + 75,6 + 83,145 + 37,09$   
 $= 249,21 \text{ kN}$

### **Beban Hidup**

Lantai 1  $= 0 \text{ kN}$   
 Lantai 2  $= 115,8005 \text{ kN}$   
 Lantai 3  $= 59,0932 \text{ kN}$   
 Lantai 4  $= 145,3471 \text{ kN}$   
 Lantai 5  $= 145,3471 \text{ kN}$   
 Lantai 6  $= 57,84 \text{ kN}$   
 Atap  $= 165,4465 \text{ kN}$   
 Total beban hidup  $= 688,8744 \text{ kN}$

### **Pu lantai tributary terfaktor**

$P_u = 1,2DL + 1,6LL$   
 $= 1,2 (249,21) + 1,6 (688,8744)$   
 $= 1401,25 \text{ kN}$   
 $= 1401248 \text{ N}$

$P_u = 0,8 \cdot \phi \cdot P_o ;$

$\phi = 0,65 \text{ untuk kolom pengikat sengkang}$

$P_o = A_g (0,85 \times f_c' \times (1 - \rho \times g) + f_y \times \rho \times g)$

Diasumsikan luas tulangan  $= 0,02$  dari luas bruto

$$A_g = 1401248 / (0,8 \times 0,65 \times (0,85 \times 35 \times (1 - 0,02) + 35 \times 0,02))$$

$$= 90259,8 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b \cdot h$$

Diasumsikan  $b = h$

$$\text{Maka, } b = h = \sqrt{90259,8}$$

$$b = h = 300,433 \text{ mm}$$

Dimensi kolom yang digunakan (800 x 700) mm.

### 2.3 Pemodelan Struktur

Pada proses perancangan, digunakan bantuan *software* ETABS untuk mendapatkan gaya-gaya dalam yang nantinya digunakan dalam mendesain elemen struktur, serta mengamati perilaku struktur akibat beban yang bekerja. Berikut disajikan data material yang digunakan:

1. Beton :  $f_c'$  35 MPa
2. Baja : BJTS 420B

Hasil pemodelan struktur 3D dapat dilihat pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6 Hasil pemodelan 3D

### 2.4 Syarat Sistem Ganda

Sesuai dengan SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1, bangunan dengan sistem ganda, 25% gaya geser totalnya harus mampu dipikul oleh rangka pemikul momen. Berdasarkan *output* ETABS didapatkan nilai pada Tabel 2.11 berikut.

Tabel 2.11 Gaya geser arah x dan y pada kolom

| Kolom |           |         |           |         |
|-------|-----------|---------|-----------|---------|
| No    | Load Case | FX      | Load Case | FY      |
|       |           | kN      |           | kN      |
| 1     | SPECX     | 45.2387 | SPECY     | 57.6154 |

| Kolom |           |         |           |         |
|-------|-----------|---------|-----------|---------|
| No    | Load Case | FX      | Load Case | FY      |
|       |           | kN      |           | kN      |
| 2     | SPECX     | 58.2263 | SPECY     | 63.6208 |
| 3     | SPECX     | 47.1986 | SPECY     | 55.1786 |
| 4     | SPECX     | 47.445  | SPECY     | 72.8908 |
| 5     | SPECX     | 44.3786 | SPECY     | 55.7616 |
| 6     | SPECX     | 66.5021 | SPECY     | 39.8655 |
| 7     | SPECX     | 47.6966 | SPECY     | 44.4077 |
| 8     | SPECX     | 49.2159 | SPECY     | 45.3459 |
| 9     | SPECX     | 56.6195 | SPECY     | 48.0599 |
| 10    | SPECX     | 48.1507 | SPECY     | 44.7163 |
| 11    | SPECX     | 49.368  | SPECY     | 45.0642 |
| 12    | SPECX     | 67.7994 | SPECY     | 49.0533 |
| 13    | SPECX     | 47.9031 | SPECY     | 46.0427 |
| 14    | SPECX     | 48.6588 | SPECY     | 46.4747 |
| 15    | SPECX     | 67.822  | SPECY     | 46.739  |
| 16    | SPECX     | 46.0092 | SPECY     | 42.562  |
| 17    | SPECX     | 46.8405 | SPECY     | 43.4504 |
| 18    | SPECX     | 52.1705 | SPECY     | 49.7123 |
| 19    | SPECX     | 42.9818 | SPECY     | 44.3349 |
| 20    | SPECX     | 43.9279 | SPECY     | 43.9867 |
| 21    | SPECX     | 63.7583 | SPECY     | 39.4542 |
| 22    | SPECX     | 42.2317 | SPECY     | 71.1569 |
| 23    | SPECX     | 46.2102 | SPECY     | 49.1347 |
| 24    | SPECX     | 38.6459 | SPECY     | 50.7694 |
| 25    | SPECX     | 47.1555 | SPECY     | 44.9225 |
| 26    | SPECX     | 45.009  | SPECY     | 44.4546 |
| 27    | SPECX     | 38.9604 | SPECY     | 34.7997 |
| 28    | SPECX     | 18.7651 | SPECY     | 11.7514 |
| 29    | SPECX     | 2.9324  | SPECY     | 4.6905  |
| 30    | SPECX     | 2.603   | SPECY     | 5.9675  |
| 31    | SPECX     | 11.8574 | SPECY     | 27.4856 |
| 32    | SPECX     | 20.1678 | SPECY     | 9.8109  |
| 33    | SPECX     | 11.7547 | SPECY     | 11.5621 |
| 34    | SPECX     | 14.6202 | SPECY     | 14.2479 |
| 35    | SPECX     | 17.3253 | SPECY     | 20.5549 |

| Kolom |           |         |           |         |
|-------|-----------|---------|-----------|---------|
| No    | Load Case | FX      | Load Case | FY      |
|       |           | kN      |           | kN      |
| 36    | SPECX     | 17.9379 | SPECY     | 20.5116 |
| 37    | SPECX     | 13.2604 | SPECY     | 20.1444 |
| 38    | SPECX     | 12.7871 | SPECY     | 12.2011 |
| 39    | SPECX     | 19.1826 | SPECY     | 19.2427 |
| 40    | SPECX     | 20.4702 | SPECY     | 39.6831 |
| 41    | SPECX     | 19.963  | SPECY     | 18.7711 |
| 42    | SPECX     | 22.3281 | SPECY     | 17.4409 |
| 43    | SPECX     | 14.883  | SPECY     | 15.3909 |
| 44    | SPECX     | 19.5014 | SPECY     | 15.0103 |
| 45    | SPECX     | 4.475   | SPECY     | 1.2088  |
| 46    | SPECX     | 4.0757  | SPECY     | 1.397   |
| 47    | SPECX     | 3.135   | SPECY     | 3.4217  |
| Total |           | 1618.15 | Total     | 1610.07 |

Nilai gaya geser:

$$V_x = 6309,7923 \text{ kN}$$

$$V_y = 6232,0136 \text{ kN}$$

Presentase:

$$\text{Arah X} = \frac{1618,15}{6309,7923} \times 100\% = 25,65\%$$

$$\text{Arah Y} = \frac{1610,07}{6232,0136} \times 100\% = 25,84\%$$

Maka, rangka dirancang sudah memenuhi syarat sistem ganda.

## 2.5 Ketidakberaturan Struktur

Pengecekan ketidakberaturan struktur mengacu pada SNI 1726:2019 Tabel 13.

Dilakukan pada arah horizontal maupun vertikal sebagai berikut.

### 2.5.1 Ketidakberaturan Horizontal

#### 2.5.1.1 Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan torsi dibagi menjadi dua, yaitu ketidakberaturan torsi biasa (1a) dan ketidakberaturan torsi berlebihan (1b). Ketidakberaturan torsi tipe 1a terjadi apabila simpangan antar lantai tiap tingkat pada bangunan melebihi 1,2 kali nilai simpangan antar tingkat rata-rata atau dalam persamaannya adalah  $1.2 \Delta x_{rata2} \leq \Delta x_{max} \leq 1,4 \Delta x_{rata2}$ . Sedangkan, ketidakberaturan torsi tipe 1b terjadi apabila simpangan antar lantai tiap tingkat pada bangunan melebihi 1,4 kali nilai simpangan antar

tingkat rata-rata atau dalam persamaannya adalah  $1.4 \Delta x_{rata2} < \Delta x_{max}$ . Perhitungan dan pengecekan ketidakberaturan horizontal 1 dapat dilihat pada Tabel 2.12 dan Tabel 2.13.

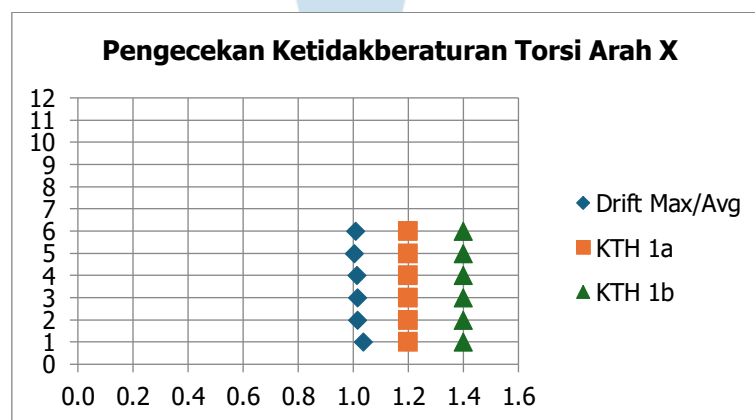
Tabel 2.12 Pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 1 arah X

| n | Strory | Elevation | h <sub>i</sub> | $\Delta x_{min}$ | $\Delta x_{max}$ | Ketidakberaturan Torsi |                 |
|---|--------|-----------|----------------|------------------|------------------|------------------------|-----------------|
|   |        |           |                |                  |                  | Biasa (1A)             | Berlebihan (1B) |
|   |        |           | (m)            | (m)              | (m)              | (m)                    | (m)             |
| 6 | ATAP   | 30.00     | 5.00           | 0.0079           | 0.0081           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |
| 5 | LT 6   | 25.00     | 5.00           | 0.0083           | 0.0084           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |
| 4 | LT 5   | 20.00     | 5.00           | 0.0080           | 0.0083           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |
| 3 | LT 4   | 15.00     | 5.00           | 0.0072           | 0.0074           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |
| 2 | LT 3   | 10.00     | 5.00           | 0.0055           | 0.0057           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |
| 1 | LT 2   | 5.00      | 5.00           | 0.0036           | 0.0039           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |

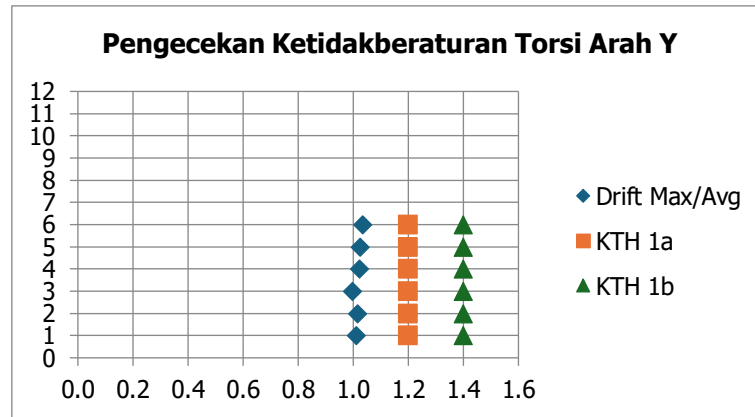
Tabel 2.13 Pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 1 arah Y

| n | Strory | Elevation | h <sub>i</sub> | $\Delta x_{min}$ | $\Delta x_{max}$ | Ketidakberaturan Torsi |                 |
|---|--------|-----------|----------------|------------------|------------------|------------------------|-----------------|
|   |        |           |                |                  |                  | Biasa (1A)             | Berlebihan (1B) |
|   |        |           | (m)            | (m)              | (m)              | (m)                    | (m)             |
| 6 | ATAP   | 30.00     | 5.00           | 0.0085           | 0.0092           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |
| 5 | LT 6   | 25.00     | 5.00           | 0.0090           | 0.0095           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |
| 4 | LT 5   | 20.00     | 5.00           | 0.0088           | 0.0092           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |
| 3 | LT 4   | 15.00     | 5.00           | 0.0080           | 0.0080           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |
| 2 | LT 3   | 10.00     | 5.00           | 0.0061           | 0.0063           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |
| 1 | LT 2   | 5.00      | 5.00           | 0.0040           | 0.0041           | Tidak Ada              | Tidak Ada       |

Berdasarkan hasil perhitungan, didapatkan grafik pada Gambar 2.7 dan Gambar 2.8.



Gambar 2.7 Pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 1 arah X



Gambar 2.8 Pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 1 arah Y

Kesimpulan: Tidak ada ketidakberaturan torsi 1a dan 1b arah X dan Y.

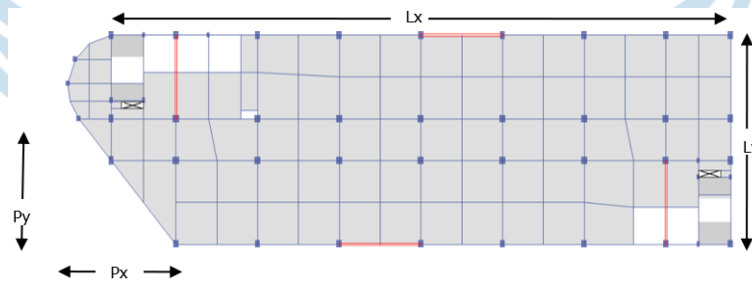
### 2.5.1.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan horizontal tipe 2 terjadi ketika perbedaan antara dua dimensi proyeksi denah struktur dari titik sudut dalam melebihi 15% dari panjang denah struktur pada arah yang sedang dianalisis. Dimensi struktur untuk pemeriksaan ketidakberaturan horizontal 2 disajikan pada Gambar 2.9, sedangkan hasil perhitungan dan pengecekkannya terdapat pada Tabel 2.14.

**Syarat :**

$P > 0.15L$  = Ada ketidakberaturan horizontal tipe 2

$P \leq 0.15L$  = Tidak Ada ketidakberaturan horizontal tipe 2



Gambar 2.9 Pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 2

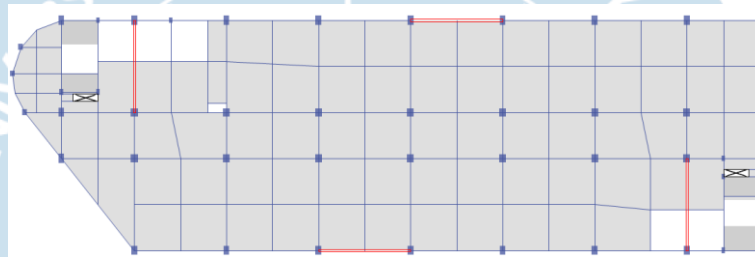
Tabel 2.14 Pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 2

| n | Story | Lx    | Ly    | Px   | Py   | Sumbu X   | Sumbu Y   |
|---|-------|-------|-------|------|------|-----------|-----------|
| 6 | ATAP  | 60.70 | 20.00 | 0.00 | 0.00 | Tidak Ada | Tidak Ada |
| 5 | LT 6  | 60.70 | 20.00 | 0.00 | 0.00 | Tidak Ada | Tidak Ada |
| 4 | LT 5  | 60.70 | 20.00 | 0.00 | 0.00 | Tidak Ada | Tidak Ada |
| 3 | LT 4  | 60.70 | 20.00 | 0.00 | 0.00 | Tidak Ada | Tidak Ada |
| 2 | LT 3  | 60.70 | 20.00 | 0.00 | 0.00 | Tidak Ada | Tidak Ada |
| 1 | LT 2  | 60.70 | 20.00 | 0.00 | 0.00 | Tidak Ada | Tidak Ada |

Kesimpulan: Tidak ada ketidakberaturan sudut dalam KH2 pada arah X dan arah Y pada struktur ini.

#### 2.5.1.3 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

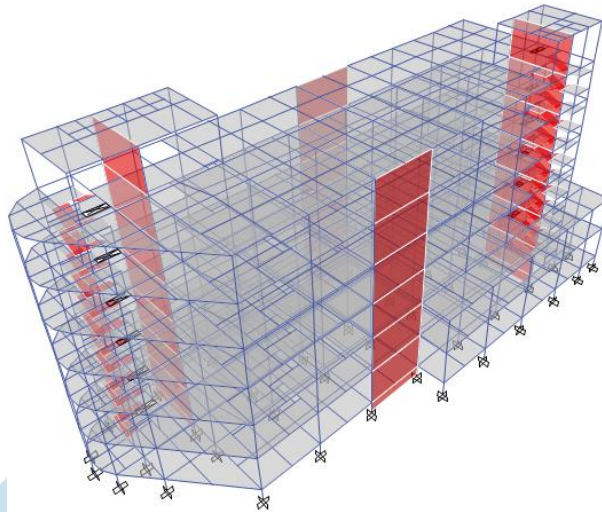
Ketidakberaturan horizontal tipe 3 terjadi apabila suatu diafragma mengalami diskontinuitas atau perubahan kekakuan secara tiba-tiba, misalnya karena adanya area terbuka atau terpotong yang luasnya melebihi 50% dari luas bruto diafragma tertutup, atau jika terjadi perubahan kekakuan efektif diafragma lebih dari 50% antara satu lantai dengan lantai di atas atau di bawahnya. Pada denah struktur yang dirancang tidak terdapat daerah terbuka (*void*) lebih dari 50% luas diafragma dapat dilihat pada Gambar 2.10. Maka, struktur tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 3.



Gambar 2.10 Pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 3

#### 2.5.1.4 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

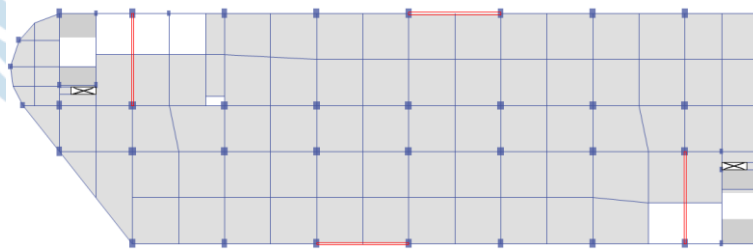
Ketidakberaturan horizontal tipe 4 terjadi apabila terdapat gangguan atau ketidakterusan pada jalur penyaluran gaya lateral, misalnya adanya pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada salah satu elemen vertikal yang berfungsi menahan gaya lateral. Dalam perancangan struktur ini, geometri elemen vertikal didesain menerus dari bawah hingga lantai atap tanpa adanya pergeseran antar lantainya yang dapat dilihat pada Gambar 2.11. Maka, disimpulkan struktur tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 4.



Gambar 2.11 Peletakan kolom menerus pada pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 4

#### 2.5.1.5 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Ketidakberaturan horizontal tipe 5 terjadi apabila elemen vertikal yang berfungsi menahan gaya lateral tidak tegak lurus terhadap sumbu utama ortogonal dari sistem pemikul gaya seismik. Pada struktur yang dirancang, seluruh dinding geser ditempatkan tepat pada sumbu X dan sumbu Y seperti yang terdapat pada Gambar 2.12. Maka, disimpulkan bahwa struktur tidak memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 5.



Gambar 2.12 Peletakan dinding geser searah sumbu X dan sumbu Y pada pengecekan ketidakberaturan horizontal tipe 5

### 2.5.2 Ketidakberaturan Vertikal

#### 2.5.2.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan vertikal tipe satu dibagi menjadi dua, yaitu ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak biasa (1a) dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan (1b). Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak biasa terjadi apabila suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Persamaannya adalah  $k_A < 70\%k_B$  atau  $k_A < 80\% \frac{k_B+k_C+k_D}{3}$ . Sedangkan, ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan terjadi ketika terdapat satu tingkat dalam struktur yang memiliki kekakuan lateral kurang dari 60% dibandingkan kekakuan lateral tingkat tepat di atasnya, atau kurang dari 70% dibandingkan dengan rata-rata kekakuan lateral dari tiga tingkat di atasnya, persamaannya adalah  $k_A < 60\%k_B$  atau  $k_A < 70\% \frac{k_B+k_C+k_D}{3}$ . Perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 2.15 hingga Tabel 2.18.

**Persamaan:**

$$k_i = \frac{F_i}{d_i}$$

**Keterangan:**

$k_i$  = Kekakuan Sembarang di Tingkat i

$F_i$  = Gaya Lateral di Tingkat i

$d_i$  = Perpindahan di Tingkat i

Tabel 2.15 Pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 1 arah X

| n | Story | Elevation | h <sub>i</sub> | V <sub>x</sub> | d <sub>ix</sub> | k <sub>i</sub> | 0.7*k <sub>B</sub> |
|---|-------|-----------|----------------|----------------|-----------------|----------------|--------------------|
|   |       | (m)       | (m)            | (kgf)          | (m)             | (kgf/m)        | (kgf/m)            |
| 6 | ATAP  | 30.0      | 5.00           | 73,263         | 0.0081          | 9,048,164      | 0                  |
| 5 | LT 6  | 25.0      | 5.00           | 329,166        | 0.0084          | 38,996,112     | 6,333,714          |
| 4 | LT 5  | 20.0      | 5.00           | 538,598        | 0.0083          | 65,166,144     | 27,297,278         |
| 3 | LT 4  | 15.0      | 5.00           | 692,972        | 0.0074          | 93,606,885     | 45,616,301         |
| 2 | LT 3  | 10.0      | 5.00           | 804,966        | 0.0057          | 140,777,546    | 65,524,820         |
| 1 | LT 2  | 5.0       | 5.00           | 900,400        | 0.0039          | 231,524,698    | 98,544,282         |

Tabel 2.16 Pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 1 arah X (lanjutan)

| 0.6*k <sub>B</sub> | 0.8*(k <sub>B</sub> +K <sub>c</sub> +k <sub>D</sub> /3) | 0.7*(k <sub>B</sub> +k <sub>C</sub> +k <sub>D</sub> /3) | Keberaturan Kekakuan |                 |
|--------------------|---------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|----------------------|-----------------|
|                    |                                                         |                                                         | Biasa (1A)           | Berlebihan (1B) |
| (kgf/m)            | (kgf/m)                                                 | (kgf/m)                                                 |                      |                 |
| 0                  | 0                                                       | 0                                                       | Tidak Ada            | Tidak Ada       |
| 5,428,898          | 2,412,844                                               | 2,111,238                                               | Tidak Ada            | Tidak Ada       |
| 23,397,667         | 12,811,807                                              | 11,210,331                                              | Tidak Ada            | Tidak Ada       |
| 39,099,686         | 30,189,445                                              | 26,415,765                                              | Tidak Ada            | Tidak Ada       |
| 56,164,131         | 52,738,438                                              | 46,146,133                                              | Tidak Ada            | Tidak Ada       |

| $0.6 \cdot k_B$ | $0.8 \cdot (k_B + K_c + k_D/3)$ | $0.7 \cdot (k_B + k_C + k_D/3)$ | Keberaturan Kekakuan |                 |
|-----------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------|-----------------|
|                 |                                 |                                 | Biasa (1A)           | Berlebihan (1B) |
| (kgf/m)         | (kgf/m)                         | (kgf/m)                         |                      |                 |
| 84,466,528      | 79,880,153                      | 69,895,134                      | Tidak Ada            | Tidak Ada       |

Tabel 2.17 Pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 1 arah Y

| n | Story | Elevation | $h_i$ | $V_x$   | $d_{ix}$ | $k_i$       | $0.7 \cdot k_B$ |
|---|-------|-----------|-------|---------|----------|-------------|-----------------|
|   |       | (m)       | (m)   | (kgf)   | (m)      | (kgf/m)     | (kgf/m)         |
| 6 | ATAP  | 30.00     | 5.00  | 60,775  | 0.0092   | 6,628,338   | 0               |
| 5 | LT 6  | 25.00     | 5.00  | 330,424 | 0.0095   | 34,675,589  | 4,639,837       |
| 4 | LT 5  | 20.00     | 5.00  | 531,243 | 0.0092   | 57,537,453  | 24,272,912      |
| 3 | LT 4  | 15.00     | 5.00  | 684,050 | 0.0080   | 85,709,784  | 40,276,217      |
| 2 | LT 3  | 10.00     | 5.00  | 798,610 | 0.0063   | 125,943,851 | 59,996,849      |
| 1 | LT 2  | 5.00      | 5.00  | 896,729 | 0.0041   | 218,767,682 | 88,160,696      |

Tabel 2.18 Pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 1 arah Y (lanjutan)

| $0.6 \cdot k_B$ | $0.8 \cdot (k_B + K_c + k_D/3)$ | $0.7 \cdot (k_B + k_C + k_D/3)$ | Keberaturan Kekakuan |                 |
|-----------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------|-----------------|
|                 |                                 |                                 | Biasa (1A)           | Berlebihan (1B) |
| (kgf/m)         | (kgf/m)                         | (kgf/m)                         |                      |                 |
| 0               | 0                               | 0                               | Tidak Ada            | Tidak Ada       |
| 3,977,003       | 1,767,557                       | 1,546,612                       | Tidak Ada            | Tidak Ada       |
| 20,805,354      | 11,014,381                      | 9,637,583                       | Tidak Ada            | Tidak Ada       |
| 34,522,472      | 26,357,701                      | 23,062,989                      | Tidak Ada            | Tidak Ada       |
| 51,425,871      | 47,446,087                      | 41,515,326                      | Tidak Ada            | Tidak Ada       |
| 75,566,311      | 71,784,290                      | 62,811,254                      | Tidak Ada            | Tidak Ada       |

Kesimpulan: Tidak ada ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak biasa (KV 1a) ataupun berlebihan (KV 1 b) pada bangunan ini.

#### 2.5.2.2 Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakberaturan vertikal tipe 2 terjadi apabila massa efektif pada suatu tingkat melebihi 150% dari massa efektif tingkat yang berdekatan. Persamaannya adalah  $1,5m_{x-1} < m_x < 1,5m_{x+1}$ . Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Pada Tabel 2.19 disajikan perhitungan untuk pengecekan ketidakberaturan vertikal 2.

Tabel 2.19 Pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 2

| No | Lantai | Elevasi<br>(m) | Tinggi<br>(m) | Massa<br>(Kg) | 1.5 x Massa<br>(Kg) | Keterangan |
|----|--------|----------------|---------------|---------------|---------------------|------------|
| 6  | ATAP   | 30.00          | 5.00          | 137,406.6     | 206,109.9           | Tidak Ada  |
| 5  | LT 6   | 25.00          | 5.00          | 120,065.9     | 180,098.9           | Tidak Ada  |
| 4  | LT 5   | 20.00          | 5.00          | 129,676.3     | 194,514.5           | Tidak Ada  |
| 3  | LT 4   | 15.00          | 5.00          | 130,081.4     | 195,122.0           | Tidak Ada  |
| 2  | LT 3   | 10.00          | 5.00          | 147,358.4     | 221,037.5           | Tidak Ada  |
| 1  | LT 2   | 5.00           | 5.00          | 158,294.0     | 237,441.0           | Tidak Ada  |

Kesimpulan: Tidak ada ketidakberaturan massa KV2 pada bangunan ini.

### 2.5.2.3 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan vertikal tipe 3 terjadi apabila dimensi horizontal dari sistem pemikul gaya seismik pada suatu tingkat melebihi 130% dari dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik pada tingkat yang berdekatan. Setelah dilakukan pengecekan pada struktur yang dirancang tidak ditemukan adanya ketidakberaturan vertikal tipe 3.

### 2.5.2.4 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang Pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Ketidakberaturan vertikal tipe 4 terjadi apabila terjadi perpindahan arah bidang pada elemen pemikul gaya lateral yang melebihi panjang elemen tersebut, atau terdapat pengurangan kekakuan elemen pemikul gaya lateral pada tingkat bawah dibandingkan dengan tingkat di atasnya. Pada struktur yang dirancang tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 4 karena dinding geser menerus dari dasar hingga atap bangunan.

### 2.5.2.5 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakberaturan vertikal tipe 5 dibagi menjadi 2, yaitu ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat (5a) dan ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat (5b). Maka, persamaannya adalah sebagai berikut.

Ketidakberaturan Vertikal 5a

$$V_I < 80\%V_{I+1} = \text{Ada}$$

$$V_I \geq 80\%V_{I+1} = \text{Tidak Ada}$$

Ketidakberaturan Vertikal 5b

$V_I < 65\%V_{I+1}$  = Ada

$V_I \geq 65\%V_{I+1}$  = Tidak Ada

Keterangan:

$V_I$  : Gaya geser pada Tingkat I

$V_{I+1}$  : Gaya geser pada Tingkat I+1

Perhitungan dan pengecekan ketidakberaturan struktur vertikal tipe 5 dapat dilihat pada Tabel 2.20.

Tabel 2.20 Pengecekan ketidakberaturan vertikal tipe 5a dan 5b arah X dan Y

| Story | VX        | VY        | Ketidakberaturan Vertikal 5a |           | Ketidakberaturan Vertikal 5b |           |
|-------|-----------|-----------|------------------------------|-----------|------------------------------|-----------|
|       |           |           | Cek 80%                      |           | Cek 65%                      |           |
|       | kgf       | kgf       | X                            | Y         | X                            | Y         |
| ATP   | 288,748   | 270,057   | Tidak Ada                    | Tidak Ada | Tidak Ada                    | Tidak Ada |
| LT 6  | 468226.39 | 426770.27 | Tidak Ada                    | Tidak Ada | Tidak Ada                    | Tidak Ada |
| LT 5  | 597456.46 | 543448.34 | Tidak Ada                    | Tidak Ada | Tidak Ada                    | Tidak Ada |
| LT 4  | 694452.58 | 637291.29 | Tidak Ada                    | Tidak Ada | Tidak Ada                    | Tidak Ada |
| LT 3  | 778335.92 | 717432.95 | Tidak Ada                    | Tidak Ada | Tidak Ada                    | Tidak Ada |
| LT 2  | 840442.65 | 770123.39 | Tidak Ada                    | Tidak Ada | Tidak Ada                    | Tidak Ada |

Kesimpulan: Tidak ada ketidakberaturan kuat lateral Tingkat 5a ataupun 5b pada struktur ini.

### 2.5.3 Rekap Ketidakberaturan Struktur

Pengecekan ketidakberaturan struktur direkap pada Tabel 2.21 di bawah. Maka, struktur yang dirancang telah memenuhi seluruh syarat ketidakberaturan.

Tabel 2.21 Rekap pengecekan ketidakberaturan struktur

| No                                 | Tipe                                                                                          | Ya | Tidak |
|------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|----|-------|
| <b>Ketidakberaturan Horisontal</b> |                                                                                               |    |       |
| 1a                                 | Ketidakberaturan torsi biasa                                                                  |    | V     |
| 1b                                 | Ketidakberaturan torsi berlebihan                                                             |    | V     |
| 2                                  | Ketidakberaturan sudut dalam                                                                  |    | V     |
| 3                                  | Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma                                                     |    | V     |
| 4                                  | Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang)                               |    | V     |
| 5                                  | Ketidakberaturan sistem non paralel                                                           |    | V     |
| <b>Ketidakberaturan Vertikal</b>   |                                                                                               |    |       |
| 1a                                 | Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak                                                       |    | V     |
| 1b                                 | Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan                                            |    | V     |
| 2                                  | Ketidakberaturan berat (massa)                                                                |    | V     |
| 3                                  | Ketidakberaturan geometri vertikal                                                            |    | V     |
| 4                                  | Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidan pada elemen vertikal pemikul gaya lateral        |    | V     |
| 5a                                 | Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat            |    | V     |
| 5b                                 | Ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat |    | V     |

## 2.6 Periode Fundamental Struktur

Penentuan periode waktu getar alami struktur ( $T$ ), menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.8.2 adalah sebagai berikut.

### 2.6.1 Koefisien Batas Atas Periode

Dengan nilai  $S_{D1}$  sebesar 0,416 , maka berdasarkan Tabel 2.22 digunakan koefisien  $C_u$  1,4.

Tabel 2.22 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung (Tabel 17 SNI 1726:2019)

| Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$ | Koefisien $C_u$ |
|---------------------------------------------------------------------|-----------------|
| $\geq 0,4$                                                          | 1,4             |
| 0,3                                                                 | 1,4             |
| 0,2                                                                 | 1,5             |
| 0,15                                                                | 1,6             |
| $\leq 0,1$                                                          | 1,7             |

### 2.6.2 Periode Fundamental Pendekatan

Sistem struktur yang digunakan pada perancangan struktur adalah sistem ganda yang termasuk dalam kategori “Semua sistem struktur lainnya”, maka menurut Tabel 2.23 digunakan nilai  $C_t = 0,0488$  dan nilai  $x = 0,75$ .

Tabel 2.23 Nilai parameter periode pendekatan  $C_t$  dan  $x$  (Tabel 18 SNI 1726:2019)

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

### 2.6.3 Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ )

Digunakan persamaan di bawah:

$$T_a = C_t h_n^x \text{ dan } T_{max} = C_u T_a$$

Keterangan:

$C_t$  dan  $x$  : Koefisien untuk periode fundamental pendekatan

$C_u$  : Koefisien untuk batas atas periode

$h_n$  : Ketinggian struktur di atas tingkat struktur tertinggi

### 2.6.4 Perhitungan Batas Nilai Periode Fundamental

$$T_a(T_{min}) = 0,0488 \times 30^{0,75} = 0,63 \text{ detik}$$

$$T_{max} = 1,4 \times 0,63 = 0,876 \text{ detik}$$

Kontrol pembatasan waktu getar fundamental:

Jika  $T_x$  dan  $T_y < T_{max}$ , maka kontrol pembatasan waktu getar aman.

Jika  $T_x$  dan  $T_y > T_{max}$ , maka kontrol pembatasan waktu getar tidak aman.

### 2.6.5 Nilai periode alami hasil analisis ETABS

Pada Tabel 2.24 merupakan periode yang didapatkan dari hasil analisis ETABS.

Tabel 2.24 Nilai periode alami hasil analisis ETABS

| $T_x$ (s) | $T_y$ (s) | $T_{max}$ (s) | Cek |
|-----------|-----------|---------------|-----|
| 0,862     | 0,874     | 0,876         | OK  |

## 2.7 Modal Partisipasi Massa

Berdasarkan Tabel 2.25 bisa didapatkan partisipasi massa ragam dan *mode shape*. Pada kolom "Sum UX", "Sum UY", dan "SUM RZ" didapati bahwa translasi pada arah sumbu-x dan sumbu-y, serta rotasi arah sumbu-z adalah 1 atau 100%. Dengan ini disimpulkan bahwa struktur yang dirancang telah mencapai nilai partisipasi massa ragam 90%, yang mana merupakan nilai paling sedikit untuk partisipasi massa ragam.

Selanjutnya, dari kolom UX, UY, dan RZ menunjukkan bahwa nilai partisipasi massa mode 1 lebih dominan arah-Y translasi dengan nilai 0,602 (60,2%), mode 2 lebih dominan arah-X translasi dengan nilai 0,598 (59,8%), dan mode 3 lebih dominan arah-z rotasi dengan nilai 0,577 (57,7%).

Tabel 2.25 Nilai partisipasi massa

| Case  | Mode | Period | UX           | UY           | RZ           | Sum UX | Sum UY | Sum RZ |
|-------|------|--------|--------------|--------------|--------------|--------|--------|--------|
|       |      | sec    |              |              |              |        |        |        |
| Modal | 1    | 0.874  | 0            | <b>0.602</b> | 0.001        | 0      | 0.6    | 0      |
| Modal | 2    | 0.862  | <b>0.598</b> | 0            | 0.001        | 0.6    | 0.6    | 0      |
| Modal | 3    | 0.701  | 0.001        | 0            | <b>0.577</b> | 0.6    | 0.6    | 0.58   |
| Modal | 4    | 0.318  | 0            | 0.03         | 0            | 0.6    | 0.63   | 0.58   |
| Modal | 5    | 0.286  | 0.01         | 0            | 0            | 0.61   | 0.63   | 0.58   |
| Modal | 6    | 0.263  | 0            | 0            | 0.03         | 0.61   | 0.63   | 0.61   |
| Modal | 7    | 0.236  | 0.002        | 0.02         | 0            | 0.61   | 0.65   | 0.61   |
| Modal | 8    | 0.221  | 0.01         | 0.001        | 0.014        | 0.62   | 0.65   | 0.62   |
| Modal | 9    | 0.211  | 0.165        | 0.003        | 0.02         | 0.79   | 0.66   | 0.64   |
| Modal | 10   | 0.187  | 0            | 0.04         | 0.006        | 0.79   | 0.7    | 0.65   |
| Modal | 11   | 0.182  | 0.004        | 0.003        | 0.195        | 0.79   | 0.7    | 0.84   |
| Modal | 12   | 0.151  | 0            | 0            | 0.03         | 0.79   | 0.7    | 0.87   |
| Modal | 13   | 0.147  | 0.002        | 0.02         | 0            | 0.79   | 0.72   | 0.87   |
| Modal | 14   | 0.137  | 0.02         | 0.023        | 0.001        | 0.81   | 0.74   | 0.87   |
| Modal | 15   | 0.128  | 0.041        | 0.004        | 0.04         | 0.85   | 0.75   | 0.91   |
| Modal | 16   | 0.117  | 0.001        | 0.1          | 0            | 0.86   | 0.85   | 0.91   |
| Modal | 17   | 0.108  | 0.01         | 0            | 0.042        | 0.87   | 0.85   | 0.96   |
| Modal | 18   | 0.104  | 0.013        | 0.001        | 0.01         | 0.88   | 0.85   | 0.97   |
| Modal | 19   | 0.1    | 0.001        | 0.04         | 0.002        | 0.88   | 0.89   | 0.97   |
| Modal | 20   | 0.098  | 0.009        | 0.001        | 0.001        | 0.89   | 0.89   | 0.97   |
| Modal | 21   | 0.095  | 0            | 0            | 0.004        | 0.89   | 0.89   | 0.97   |
| Modal | 22   | 0.091  | 0.005        | 0.01         | 0.001        | 0.89   | 0.9    | 0.97   |
| Modal | 23   | 0.09   | 0.1          | 0            | 0.001        | 0.99   | 0.9    | 0.97   |
| Modal | 24   | 0.088  | 0            | 0            | 0.01         | 0.99   | 0.9    | 0.98   |
| Modal | 25   | 0.087  | 0            | 0.1          | 0.004        | 0.99   | 1      | 0.99   |
| Modal | 26   | 0.087  | 0.004        | 0            | 0            | 1      | 1      | 0.99   |
| Modal | 27   | 0.084  | 0.001        | 0            | 0.01         | 1      | 1      | 1      |
| Modal | 28   | 0.084  | 0            | 0.01         | 0.003        | 1      | 1.01   | 1      |
| Modal | 29   | 0.083  | 0.002        | 0.001        | 0.002        | 1      | 1.01   | 1      |
| Modal | 30   | 0.082  | 0            | 0.002        | 0.001        | 1      | 1.01   | 1      |

## 2.8 Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar lantai dihitung sebagai selisih antara simpangan pada pusat massa lantai paling atas dan lantai paling bawah dari tingkat yang sedang dianalisis. Defleksi pusat massa di tingkat x dapat ditentukan dengan persamaan:

$$d_{xi} = \frac{C_d \Delta_{xi}}{I_e} > \Delta_a$$

$C_d$  : Faktor pembesaran defleksi (5,5)

$\Delta_a$  : 0,01 hi, berdasarkan Tabel 2.26.

Tabel 2.26 Simpangan antar tingkat izin (SNI 1726:2019 Tabel 20)

| Struktur                                                                                                                                                                                                                    | Kategori risiko |               |               |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|---------------|---------------|
|                                                                                                                                                                                                                             | I atau II       | III           | IV            |
| Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat. | $0,025h_{sx}^c$ | $0,020h_{sx}$ | $0,015h_{sx}$ |
| Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>d</sup>                                                                                                                                                                    | $0,010h_{sx}$   | $0,010h_{sx}$ | $0,010h_{sx}$ |
| Struktur dinding geser batu bata lainnya                                                                                                                                                                                    | $0,007h_{sx}$   | $0,007h_{sx}$ | $0,007h_{sx}$ |
| Semua struktur lainnya                                                                                                                                                                                                      | $0,020h_{sx}$   | $0,015h_{sx}$ | $0,010h_{sx}$ |

$I_e$  : 1,50 (Kategori risiko IV)

$d_{xi}$  : Simpangan

$\Delta_{xi}$  : Simpangan antar tingkat

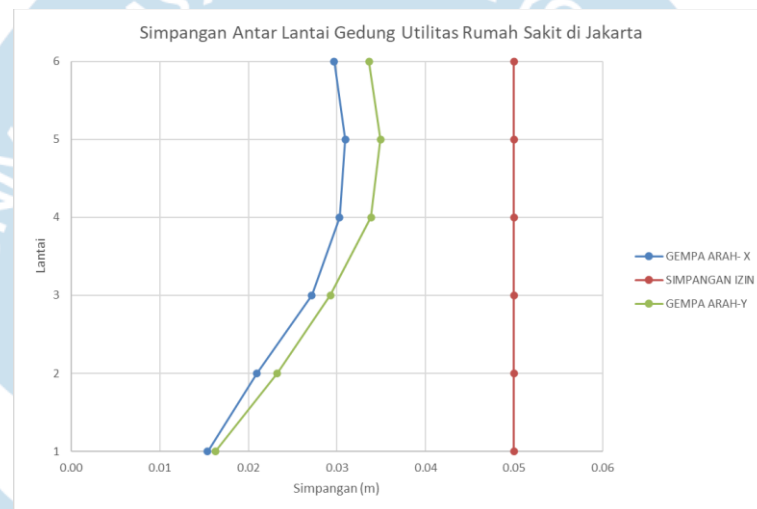
Disajikan hasil perhitungan dan grafik dari pengecekan simpangan antar lantai pada Tabel 2.27 hingga Tabel 2.28 dan Gambar 2.13.

Tabel 2.27 Pengecekan simpangan antar lantai arah X

| n | Story | Elevation | $h_i$ | $dx_i$ | $\Delta_{xi}$ | GEMPA ARAH- X         |            | Ket |
|---|-------|-----------|-------|--------|---------------|-----------------------|------------|-----|
|   |       |           |       |        |               | $C_d \Delta_{xi}/I_e$ | $\Delta_a$ |     |
|   |       |           | (m)   | (m)    | (m)           | (m)                   | (m)        |     |
| 6 | ATAP  | 30.00     | 5.00  | 0.0421 | 0.0081        | 0.0297                | 0.0500     | OK  |
| 5 | LT 6  | 25.00     | 5.00  | 0.0340 | 0.0084        | 0.0310                | 0.0500     | OK  |
| 4 | LT 5  | 20.00     | 5.00  | 0.0256 | 0.0083        | 0.0303                | 0.0500     | OK  |
| 3 | LT 4  | 15.00     | 5.00  | 0.0173 | 0.0074        | 0.0271                | 0.0500     | OK  |
| 2 | LT 3  | 10.00     | 5.00  | 0.0099 | 0.0057        | 0.0210                | 0.0500     | OK  |
| 1 | LT 2  | 5.00      | 5.00  | 0.0042 | 0.0042        | 0.0154                | 0.0500     | OK  |

Tabel 2.28 Pengecekan simpangan antar lantai arah Y

| n | Story | Elevation | $h_i$ | $dx_i$ | $\Delta x_i$ | GEMPA ARAH- Y     |            | Ket |
|---|-------|-----------|-------|--------|--------------|-------------------|------------|-----|
|   |       |           | (m)   | (m)    | (m)          | $C_d D X_i / I_e$ | $\Delta a$ |     |
| 6 | ATAP  | 30.00     | 5.00  | 0.0467 | 0.0092       | 0.0336            | 0.0500     | OK  |
| 5 | LT 6  | 25.00     | 5.00  | 0.0375 | 0.0095       | 0.0349            | 0.0500     | OK  |
| 4 | LT 5  | 20.00     | 5.00  | 0.0280 | 0.0092       | 0.0339            | 0.0500     | OK  |
| 3 | LT 4  | 15.00     | 5.00  | 0.0188 | 0.0080       | 0.0293            | 0.0500     | OK  |
| 2 | LT 3  | 10.00     | 5.00  | 0.0108 | 0.0063       | 0.0233            | 0.0500     | OK  |
| 1 | LT 2  | 5.00      | 5.00  | 0.0044 | 0.0044       | 0.0163            | 0.0500     | OK  |



Gambar 2.13 Grafik pengecekan simpangan antar lantai arah X dan Y

## 2.9 Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-delta terhadap geser tingkat, gaya dan momen pada elemen struktur, serta simpangan antar tingkat yang ditimbulkannya dapat diabaikan apabila koefisien stabilitas ( $\theta$ ) bernilai sama dengan atau kurang dari 0,10. Dihitung dengan persamaan berikut.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_x C_d}$$

Keterangan:

$P_x$  : Beban desain vertikal pada dan di atas tingkat X (1,2DL+0,5LL)

$\Delta$  : Simpangan antar lantai (dari analisis gempa desain)

$I_e$  : Faktor keutamaan  $\Rightarrow 1,5$

$C_d$  : Faktor perbesaran defleksi  $\Rightarrow 5,5$

$V_x$  : Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat X dan X-1

$h_x$  : Tinggi lantai di bawah tingkat X

$\beta$  : Rasio kebutuhan geser  $\Rightarrow 1$

$g$  :  $9,81 \text{ m/s}^2$

Koefisien stabilitas ( $\theta$ ) tidak boleh melebihi  $\theta_{max} \frac{0,5}{\beta C_d} = \frac{0,5}{(1)(5,5)} = 0,09$

Maka, ketentuannya disimpulkan sebagai berikut:

$\theta \leq 0,1$  : Tidak perlu analisis P-Delta

$0,1 < \theta \leq \theta_{max}$  : Perlu analisis P-Delta

$\theta > 0,25$  : Struktur tidak stabil / perlu didesain ulang

Perhitungan dan hasil pengecekan pengaruh P-Delta dapat dilihat pada Tabel 2.29 dan Tabel 2.30.

Tabel 2.29 Pengecekan pengaruh P-delta arah X

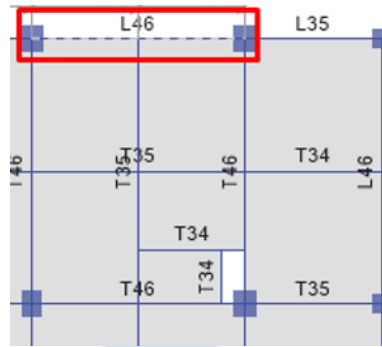
| n | Story | $h_x$ | Beban Desain | $\Delta_x$ | Story Shear | $\theta$ | Ket.                         |
|---|-------|-------|--------------|------------|-------------|----------|------------------------------|
|   |       |       | $S P_x$      |            | ( $V_x$ )   |          |                              |
|   |       | (m)   | (kgf)        |            | (kgf)       |          |                              |
| 6 | ATAP  | 5.00  | 1941232.42   | 0.008      | 73,263      | 0.012    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |
| 5 | LT 6  | 5.00  | 3765195.64   | 0.008      | 329,166     | 0.005    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |
| 4 | LT 5  | 5.00  | 5693600.65   | 0.008      | 538,598     | 0.005    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |
| 3 | LT 4  | 5.00  | 7631032      | 0.007      | 692,972     | 0.004    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |
| 2 | LT 3  | 5.00  | 9821159.84   | 0.006      | 804,966     | 0.004    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |
| 1 | LT 2  | 5.00  | 12079159.44  | 0.004      | 900,400     | 0.003    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |

Tabel 2.30 Pengecekan pengaruh P-delta arah Y

| n | Story | $h_x$ | Beban Desain | $\Delta_x$ | Story Shear | $\theta$ | Ket.                         |
|---|-------|-------|--------------|------------|-------------|----------|------------------------------|
|   |       |       | $S P_x$      |            | ( $V_y$ )   |          |                              |
|   |       | (m)   | (kgf)        |            | (kgf)       |          |                              |
| 6 | ATAP  | 5.00  | 1941232.42   | 0.008      | 60,775      | 0.016    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |
| 5 | LT 6  | 5.00  | 3765195.64   | 0.008      | 330,424     | 0.006    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |
| 4 | LT 5  | 5.00  | 5693600.65   | 0.008      | 531,243     | 0.005    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |
| 3 | LT 4  | 5.00  | 7631032      | 0.007      | 684,050     | 0.006    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |
| 2 | LT 3  | 5.00  | 9821159.84   | 0.006      | 798,610     | 0.004    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |
| 1 | LT 2  | 5.00  | 12079159.44  | 0.004      | 896,729     | 0.003    | Tidak Perlu Analisis P-Delta |

## 2.10 Perancangan Balok

Dalam melakukan perancangan balok digunakan balok B46 (400 x 600) mm yang digunakan dalam perhitungan *preliminary* sebelumnya dapat dilihat di Gambar 2.14. Dalam merancang digunakan acuan SNI 2847:2019.



Gambar 2.14 Balok yang ditinjau untuk penulangan

### Data Desain

|                                       |                                                    |
|---------------------------------------|----------------------------------------------------|
| Kuat tekan beton ( $f'_c$ )           | = 35 Mpa                                           |
| Modulus elastis beton                 | = $4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{35} = 27805,57$ Mpa |
| Mutu baja                             | = 420 Mpa                                          |
| Lebar (b) x tinggi (h)                | = (400 x 600) mm = (0,4 x 0,6) m                   |
| Diameter tulangan lentur ( $\phi_b$ ) | = 22 mm                                            |
| Diameter tulangan geser               | = 10 mm                                            |
| Diameter tulangan torsi               | = 10 mm                                            |
| Selimut beton (sb)                    | = 40 mm                                            |
| Panjang balok, L                      | = 8000 mm = 8 m                                    |
| Bentang bersih ( $L_n$ )              | = 7400 mm = 7,4 m                                  |
| Tinggi efektif balok (d)              | = $600 - 40 - 10 - 22/2 = 539$ mm                  |

### Gaya dalam hasil analisis ETABS

|                |                |
|----------------|----------------|
| $M_t^-$        | = 372,62 kNm   |
| $M_t^+$        | = 149,439 kNm  |
| $M_l^-$        | = 355,81 kNm   |
| $M_l^+$        | = 333,657 kNm  |
| $P_u$          | = 109,905 kN   |
| $V_g$          | = 201,1867 kNm |
| $V_u$ tumpuan  | = 250,9541 kN  |
| $V_u$ lapangan | = 221,7236 kN  |
| $T_u$          | = 39,2305 kNm  |

#### • Tulangan Longitudinal

#### Tulangan lentur tumpuan negatif

Digunakan 6D22, maka perhitungannya sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\
 &= 6 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \\
 &= 2280,796 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan menurut pasal 9.6.1.2 tidak boleh kurang dari:

$$A_{s-\min 1} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_{c'}}}{f_y} b_w \cdot d = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} 400 \cdot 539 = 759,796 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-\min 2} = \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1,4}{420} 400 \cdot 539 = 718,667 \text{ mm}^2$$

$A_s \geq A_{s \min}$ , maka  $A_s$  yang digunakan adalah 2280,796 mm<sup>2</sup>.

Dilakukan pengecekan kekuatan nominal sesuai Pasal 22.2.2.4.1 sebagai berikut.

$$\alpha = \frac{A_s \text{ pakai} \times f_y}{0,85 \times f_{c'} \times b} = \frac{2280,796 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400} = 80,499 \text{ mm}$$

$\beta_1$  untuk  $f_{c'}$  di antara 28 – 55 dilakukan perhitungan menurut Tabel 22.2.2.4.3 sebagai berikut.

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_{c'} - 28)}{7} = 0,8$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{80,499}{0,8} = 100,623 \text{ mm}$$

Menurut Pasal 22.2.2.1, diasumsikan regangan maksimum sebesar 0,003.

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003 = \frac{539-100,623}{100,623} 0,003 = 0,013 \text{ mm} > 0,005 \text{ sesuai dengan Tabel}$$

21.2.2, maka termasuk klasifikasi tegangan terkontrol dan nilai faktor reduksi ( $\phi$ ) yang digunakan adalah 0,90.

$$M_t = 372,624 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2280,796 \times 420 \times \left(539 - \frac{80,499}{2}\right) \\
 &= 477770000 \text{ Nmm} = 477,770 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times 477,770 \\
 &= 429,993 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$429,993 > 372,624 \quad (\text{OK})$$

### Tulangan lentur tumpuan positif

Digunakan 3D22, maka perhitungannya sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\
 &= 3 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2
 \end{aligned}$$

$$= 1140,398 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan menurut pasal 9.6.1.2 tidak boleh kurang dari:

$$A_{s-\min 1} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot d = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} 400.539 = 759,230 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-\min 2} = \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1,4}{420} 400.539 = 718,667 \text{ mm}^2$$

$A_s \geq A_{s \min}$ , maka  $A_s$  yang digunakan adalah  $1140,398 \text{ mm}^2$ .

Dilakukan pengecekan kekuatan nominal sesuai Pasal 22.2.2.4.1 sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{A_s \text{ pakai} \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1140,398 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400} = 40,249 \text{ mm}$$

$\beta_1$  untuk  $f'c$  di antara 28 – 55 dilakukan perhitungan menurut Tabel 22.2.2.4.3 sebagai berikut.

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'c - 28)}{7} = 0,8$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{40,249}{0,8} = 50,312 \text{ mm}$$

Menurut Pasal 22.2.2.1, diasumsikan regangan maksimum sebesar 0,003.

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003 = \frac{539-50,312}{50,312} 0,003 = 0,029 \text{ mm} > 0,005 \text{ sesuai dengan Tabel}$$

21.2.2, maka termasuk klasifikasi tegangan terkontrol dan nilai faktor reduksi ( $\phi$ ) yang digunakan adalah 0,90.

$$M_t + = 149,439 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2280,796 \times 420 \times \left(539 - \frac{40,249}{2}\right) \\ &= 248524000 \text{ Nmm} = 248,524 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 248,524 \\ &= 223,672 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u \\ 223,672 &> 149,439 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

### **Tulangan lentur lapangan negatif**

Digunakan 5D22, maka perhitungannya sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 5 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \\ &= 1900,664 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan menurut pasal 9.6.1.2 tidak boleh kurang dari:

$$As_{\text{-min 1}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{f_y} b w . d = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} 400.539 = 759,230 \text{ mm}^2$$

$$As_{\text{-min 2}} = \frac{1,4}{f_y} b w . d = \frac{1,4}{420} 400.539 = 718,667 \text{ mm}^2$$

$As \geq As_{\text{min}}$ , maka  $As$  yang digunakan adalah  $1900,664 \text{ mm}^2$ .

Dilakukan pengecekan kekuatan nominal sesuai Pasal 22.2.2.4.1 sebagai berikut.

$$\alpha = \frac{As \text{ pakai} \times f_y}{0,85 \times f'c' \times b} = \frac{1800,664 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400} = 67,082 \text{ mm}$$

$\beta_1$  untuk  $f'c'$  di antara 28 – 55 dilakukan perhitungan menurut Tabel 22.2.2.4.3 sebagai berikut.

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'c' - 28)}{7} = 0,8$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{67,082}{0,8} = 83,853 \text{ mm}$$

Menurut Pasal 22.2.2.1, diasumsikan regangan maksimum sebesar 0,003.

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003 = \frac{539-83,853}{83,853} 0,003 = 0,016 \text{ mm} > 0,005 \text{ sesuai dengan Tabel}$$

21.2.2, maka termasuk klasifikasi tegangan terkontrol dan nilai faktor reduksi ( $\phi$ ) yang digunakan adalah 0,90.

$$M_l = 355,813 \text{ kNm}$$

$$M_n = As \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1900,664 \times 420 \times \left( 539 - \frac{67,082}{2} \right) \\ = 403497000 \text{ Nmm} = 403,497 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 403,497 \\ = 363,147 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$363,147 > 355,813 \quad (\text{OK})$$

### **Tulangan lentur lapangan positif**

Digunakan 6D22, maka perhitungannya sebagai berikut.

$$As = n \times \frac{\pi}{4} \times d b^2 \\ = 6 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \\ = 2280,796 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan menurut pasal 9.6.1.2 tidak boleh kurang dari:

$$As_{\text{-min 1}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{f_y} b w . d = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} 400.539 = 759,796 \text{ mm}^2$$

$$As_{\text{-min 2}} = \frac{1,4}{f_y} b w . d = \frac{1,4}{420} 400.539 = 718,667 \text{ mm}^2$$

$A_s \geq A_{s \text{ min}}$ , maka  $A_s$  yang digunakan adalah  $2280,796 \text{ mm}^2$ .

Dilakukan pengecekan kekuatan nominal sesuai Pasal 22.2.2.4.1 sebagai berikut.

$$\alpha = \frac{A_s \text{ pakai} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2280,796 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400} = 80,499 \text{ mm}$$

$\beta_1$  untuk  $f_c'$  di antara 28 – 55 dilakukan perhitungan menurut Tabel 22.2.2.4.3 sebagai berikut.

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,8$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} = \frac{80,499}{0,8} = 100,623 \text{ mm}$$

Menurut Pasal 22.2.2.1, diasumsikan regangan maksimum sebesar 0,003.

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003 = \frac{539-100,623}{100,623} 0,003 = 0,013 \text{ mm} > 0,005 \text{ sesuai dengan Tabel}$$

21.2.2, maka termasuk klasifikasi tegangan terkontrol dan nilai faktor reduksi ( $\phi$ ) yang digunakan adalah 0,90.

$$M_t = 333,657 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2280,796 \times 420 \times \left(539 - \frac{80,499}{2}\right) \\ &= 477770000 \text{ Nmm} = 477,770 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 477,770 \\ &= 429,993 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$429,993 > 333,657 \quad (\text{OK})$$

- **Tulangan Geser**

**Tulangan geser tumpuan**

Momen negatif ( $M_{pr}^-$ ) ditinjau dari tumpuan yang mengalami tarik

$$a_{pr}^- = 1,25 \times a = 1,25 \times 80,499 = 100,623 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= 1,25 \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a_{pr}^-}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 2280,796 \times 420 \left(539 - \frac{80,499}{2}\right) \\ &= 585164207 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen positif ( $M_{pr}^+$ ) ditinjau dari tumpuan yang mengalami tekan

$$a_{pr}^+ = 1,25 \times a = 1,25 \times 40,249 = 50,312 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= 1,25 \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a_{pr}^+}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1140,398 \times 420 \left(539 - \frac{50,312}{2}\right) \end{aligned}$$

$$= 307643133 \text{ Nmm}$$

Gaya geser terfaktor akibat beban gravitasi

$$W_u \text{ gravitasi} = 1,2DL + 1LL$$

$$V_g \text{ kiri} = V_g \text{ kanan} = 201,1867 \text{ kNm}$$

Gaya geser akibat goyangan ke kiri:

$$V_{\text{sway}} \text{ atau } V_{\text{pr}} = \frac{M_{\text{pr}}^- + M_{\text{pr}}^+}{l_n} = \frac{585164207 + 308643133}{7400} = 120650 \text{ N}$$

$$V_E = V_g \pm V_{\text{pr}}$$

$$= 201186,7 + 120650$$

$$= 321836 \text{ N}$$

Cek tahanan geser beton

$$0,5 V_u = 0,5 \times 321836 = 160918$$

$$P_u = 109905,2 \text{ N}$$

$$\frac{A_g \times f_c'}{20} = \frac{400 \times 600 \times 35}{20} = 420000$$

Menurut Pasal 18.6.5.2,  $V_c = 0$  atau tidak diperhitungkan jika  $V_{\text{pr}} \geq 0,5 V_c$  dan  $P_u$

$< \frac{A_g \times f_c'}{20}$ . Maka,  $V_c$  diperhitungkan.

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$$

$$= 0,17 \times \sqrt{35} \times 400 \times 539$$

$$= 216836 \text{ N}$$

Penulangan geser

Digunakan 2D10-75, maka perhitungannya sebagai berikut.

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 157,080 \text{ mm}^2$$

Jarak syarat tulangan transversal pada daerah sendi plastis menurut Pasal 18.6.4.4 adalah:

$$S_{\text{max } 1} = \frac{d}{4} = \frac{539}{4} = 134,75 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max } 2} = 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max } 3} = 150 \text{ mm}$$

Maka, spasi yang direncanakan, yaitu 75 mm telah memenuhi syarat jarak maksimum.

Perhitungan  $V_s$  mengacu pada Pasal 22.5.10.5.3 dengan perhitungan sebagai berikut.

$$V_s = \left( \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right) = \left( \frac{157,080 \times 420 \times 10}{75} \right) = 474129 \text{ N}$$

$V_s$  max mengacu pada Pasal 22.5.1.2.

$$\begin{aligned} V_{s \max} &= 0,66 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 0,66 \sqrt{35} \times 400 \times 539 \\ &= 841834 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka,  $V_s$  sudah memenuhi syarat.

Nilai faktor reduksi ( $\phi$ ) yang digunakan adalah 0,75 sesuai Pasal 12.5.3.2.

$$V_n = V_c + V_s = 216836 + 474129 = 690965 \text{ N}$$

Cek kapasitas geser

$$\frac{\phi V_n}{V_u} > 1$$

$$\frac{0,75 \times 690965}{321836} = 1,610$$

$$1,610 > 1 \text{ (OK)}$$

#### **Tulangan geser lapangan**

Digunakan 2D10-100, maka perhitungannya adalah:

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 157,0796 \text{ mm}^2$$

Cek jarak syarat tulangan transversal pada daerah sendi plastis menurut Pasal 18.6.4.6.

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{539}{2} = 269,50 \text{ mm}$$

Maka jarak yang direncanakan telah memenuhi syarat.

$$V_s = \left( \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right) = \left( \frac{157,080 \times 420 \times 10}{100} \right) = 355597 \text{ N}$$

$V_s$  max mengacu pada Pasal 22.5.1.2.

$$\begin{aligned} V_{s \max} &= 0,66 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 0,66 \sqrt{35} \times 400 \times 539 \\ &= 841834 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka,  $V_s$  sudah memenuhi syarat.

Perhitungan  $V_c$  menurut Pasal 22.5.5.1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{35} \times 400 \times 539 \\ &= 216836 \text{ N} \end{aligned}$$

Nilai faktor reduksi ( $\phi$ ) yang digunakan adalah 0,75 sesuai Pasal 12.5.3.2.

$$V_n = V_c + V_s = 216836 + 355597 = 572433 \text{ N}$$

Cek kapasitas geser

$$\frac{\phi V_n}{V_u} > 1$$

$$\frac{0,75 \times 572433}{221723,6} = 1,936$$

$$1,936 > 1 \text{ (OK)}$$

- **Tulangan Torsi**

**Cek kebutuhan tulangan torsi**

Syarat dimensi penampang untuk perhitungan torsi:

$$A_{cp} = b \times h = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b + h) = 2(400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$

$$b_h = b - 2 C_c - d_s = 400 - 2 \cdot 40 - 10 = 310 \text{ mm}$$

$$h_h = h - 2 C_c - d_s = 600 - 2 \cdot 40 - 10 = 510 \text{ mm}$$

$$P_h = 2(b_h + h_h) = 2(310 + 510) = 1640 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = b_h \cdot h_h = 310 \cdot 510 = 158100 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 \cdot A_{oh} = 0,85 \cdot 158100 = 134385 \text{ mm}^2$$

Menurut Pasal 22.7.4.1, ambang batas torsi dihitung sebagai berikut.

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$39230500 < 0,75 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot \frac{240000^2}{2000}$$

$$39230500 > 10606347,8$$

Jadi, pengaruh torsi harus dipikul oleh tulangan memanjang.

Nilai momen torsi yang digunakan dalam desain dibatasi pada yang terkecil antara nilai  $T_u$  dan  $\phi T_{cr}$ , akibat redistribusi gaya-gaya dalam yang dapat mereduksi momen puntir terfaktor maksimum ( $T_u$ ).

$$\phi T_{cr} = \phi \cdot 0,33 \sqrt{f_c'} \cdot \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$= 0,75 \cdot 0,33 \sqrt{35} \cdot \left( \frac{240000^2}{2000} \right)$$

$$= 42169816,7 \text{ N mm} = 42,1698167 \text{ kNm}$$

Momen puntir ( $T_u$ ) yang digunakan adalah 39,2305 kNm = 39230500 N mm

**Cek kecukupan dimensi penampang**

$V_u = 321836 \text{ N}$  (dari perhitungan tulangan geser)

Perhitungan  $V_c$  menurut Pasal 22.5.5.1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,17\sqrt{35} \cdot 400 \cdot 539 \\ &= 216836 \text{ N} \end{aligned}$$

Periksa kecukupan penampang pejal menurut Pasal 22.7.7.1:

$$\begin{aligned} \sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 \cdot A_o h^2}\right)^2} &\leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w \cdot d} + 0,66\sqrt{f_c'} \right) \\ \sqrt{\left(\frac{321836}{400 \cdot 539}\right)^2 + \left(\frac{39230500 \cdot 1640}{1,7 \cdot 158100^2}\right)^2} &\leq 0,75 \left( \frac{216836}{400 \cdot 539} + 0,66\sqrt{35} \right) \\ 2,126 &\leq 3,683 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

### **Tulangan geser torsi**

$$\begin{aligned} V_s &= 330991,1315 \\ \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y \cdot x \cdot d} = \frac{330991,1315}{420 \cdot 639} = 1,2333 \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang tertutup gabungan untuk geser dan torsi dengan rincian:

Tumpuan : 2D10-75

Lapangan : 2D10-100

Maka, perhitungannya sebagai berikut.

Menurut Pasal 9.7.6.3.3, spasi tulangan torsi transversal tidak boleh melebihi:

$$\begin{aligned} S_{\max 1} &: \frac{P_h}{8} = \frac{1640}{8} = 205 \\ S_{\max 2} &: 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Spasi yang direncanakan telah memenuhi syarat di atas.

Menurut Pasal 9.6.4.2, tulangan transversal minimum harus lebih besar dari:

$$\begin{aligned} \text{a. } 0,062\sqrt{f_c'} \frac{b_w}{f_{yt}} &= 0,062\sqrt{35} \frac{400}{420} = 0,349 \\ \text{b. } 0,35 \frac{b_w}{f_{yt}} &= 0,35 \frac{400}{420} = 0,333 \end{aligned}$$

Cek tulangan geser + torsi tumpuan

$$\begin{aligned} \frac{A_{v+t}}{s} \text{ tumpuan pasang} &= \frac{2 \times 0,25\pi \times 10^2}{75} = 2,094 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ \frac{A_{v+t}}{s} \text{ lapangan pasang} &= \frac{2 \times 0,25\pi \times 10^2}{100} = 1,571 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ \frac{A_t}{s} &= \frac{39230500}{(2 \times 0,75 \times 134385 \times 420)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,463 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
\frac{A_v}{s} \text{ tumpuan perlu} &= \frac{\left(\frac{V_u \text{ tumpuan}}{\phi} - V_c\right)}{(f_y v \times d)} \\
&= \frac{\left(\frac{321836}{0,75} - 216836\right)}{(420 \times 10)} = 0,938 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
\frac{A_v}{s} \text{ lapangan perlu} &= \frac{\left(\frac{V_u \text{ lapangan}}{\phi} - V_c\right)}{(f_y v \times d)} \\
&= \frac{\left(\frac{221723,6}{0,75} - 216836\right)}{(420 \times 10)} = 0,348 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
\frac{A_v \text{ gabungan}}{s \text{ gabungan}} \text{ tumpuan} &= 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \\
&= 2(0,463) + (0,938) = 1,864 \\
\frac{A_v \text{ gabungan}}{s \text{ gabungan}} \text{ lapangan} &= 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \\
&= 2(0,463) + (0,348) = 1,275 \\
\frac{A_{v+t}}{s} \text{ pasang} &> \frac{A_{v+t}}{s} \text{ perlu dan minimal, maka aman.}
\end{aligned}$$

### Tulangan longitudinal torsi

Menurut Pasal 9.7.5.2, tulangan torsi longitudinal harus memiliki diameter sekurang-kurangnya 0,042 kali spasi tulangan transversal, namun tidak diperbolehkan kurang dari 10 mm.

Digunakan diameter tulangan torsi 10 mm

$$\begin{aligned}
0,042 \times s &= 0,042 \times 100 \\
&= 4,2 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan tulangan geser:

$$A_s \text{ perlu tumpuan atas} = 1778,844 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu tumpuan bawah} = 685,726 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu lapangan atas} = 1676,050 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu lapangan bawah} = 1592,821 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = \frac{A_t}{s} \times Ph = 0,463 \times 1640 = 759,935 \text{ mm}^2$$

$$A_{1min} = \frac{0,42\sqrt{f'c} \times A_{cp}}{\left(f_y - \left(\frac{A_t}{s}\right) \times Ph\right)} = \frac{0,42\sqrt{35} \times 240000}{(420 - (0,463)1640)} = 659,924 \text{ mm}^2$$

Digunakan 759,935 mm<sup>2</sup>

$$A_s + A_{1perlu \text{ tumpuan}} = 759,935 + 1778,844 + 685,726 = 3224,505 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_{1\text{perlu tumpuan}} = 759,935 + 1676,050 + 1592,821 = 4028,806 \text{ mm}^2$$

Digunakan:

$$n \text{ tumpuan atas} = 6$$

$$n \text{ tumpuan tengah} = 2$$

$$n \text{ tumpuan bawah} = 3$$

$$n \text{ tumpuan vertikal} = 2 + \frac{n \text{ tengah}}{2} = 2 + \frac{2}{2} = 3$$

$$n \text{ lapangan atas} = 5$$

$$n \text{ lapangan tengah} = 2$$

$$n \text{ lapangan bawah} = 6$$

$$n \text{ lapangan vertikal} = 2 + \frac{n \text{ tengah}}{2} = 2 + \frac{2}{2} = 3$$

$$\begin{aligned} \text{Spasi horizontal tumpuan} &= \frac{(b-2Cc-2ds-db)}{(\min(n \text{ atas atau } n \text{ bawah})-1)} \\ &= \frac{(400-2 \times 40-2 \times 10-22)}{(3-1)} = 139 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Spasi vertikal tumpuan} &= \frac{(h-2Cc-2ds-db)}{(n \text{ vertikal}-1)} \\ &= \frac{(600-2 \times 40-2 \times 10-22)}{(3-1)} = 239 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Spasi horizontal lapangan} &= \frac{(b-2Cc-2ds-db)}{(\min(n \text{ atas atau } n \text{ bawah})-1)} \\ &= \frac{(400-2 \times 40-2 \times 10-22)}{(5-1)} = 70 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Spasi vertikal lapangan} &= \frac{(h-2Cc-2ds-db)}{(n \text{ vertikal}-1)} \\ &= \frac{(600-2 \times 40-2 \times 10-22)}{(3-1)} = 239 \text{ mm} \end{aligned}$$

Spasi didapatkan lebih kecil dari 300 mm, maka aman.

$$\begin{aligned} A_s + A_{1\text{pasang tumpuan}} &= ((6 + 3) \times 0,25\pi \times 22^2) + (2 \times 0,25\pi \times 10^2) \\ &= 3578,274 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

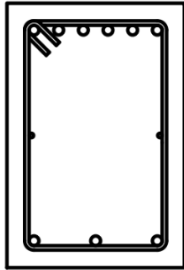
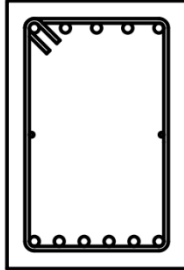
$$\begin{aligned} A_s + A_{1\text{pasang lapangan}} &= ((5 + 6) \times 0,25\pi \times 22^2) + (2 \times 0,25\pi \times 10^2) \\ &= 4338,539 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_s + A_{1 \text{ pasang}} > A_s + A_{1 \text{ pakai}}$ , maka aman.

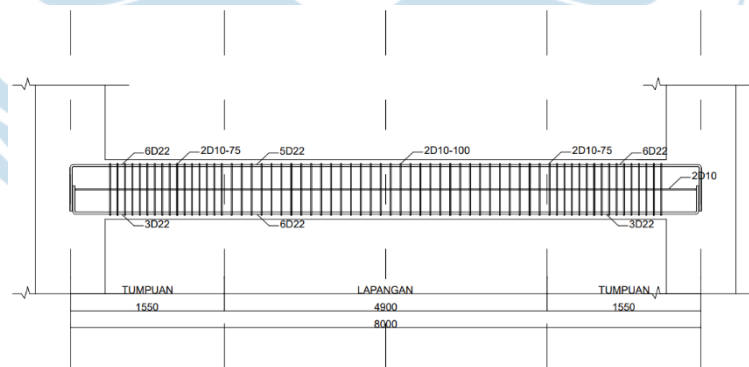
### Tulangan yang dibutuhkan

Hasil perhitungan dan gambar tulangan balok yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 2.31 dan Gambar 2.15 hingga Gambar 2.16.

Tabel 2.31 Rekapitulasi kebutuhan tulangan balok B46

| Balok B46 (400 x 600) mm                                                          |          |                                                                                     |      |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----------|-------------------------------------------------------------------------------------|------|
| Tumpuan                                                                           |          | Lapangan                                                                            |      |
|  |          |  |      |
| Gambar 2.15 Tumpuan balok                                                         |          | Gambar 2.16 Lapangan balok                                                          |      |
| Lentur                                                                            | Tumpuan  | Atas                                                                                | 6D22 |
|                                                                                   |          | Bawah                                                                               | 3D22 |
|                                                                                   | Lapangan | Atas                                                                                | 5D22 |
|                                                                                   |          | Bawah                                                                               | 6D22 |
| Geser                                                                             | Tumpuan  | 2D10-75                                                                             |      |
|                                                                                   | Lapangan | 2D10-100                                                                            |      |
| Torsi                                                                             |          |                                                                                     | 2D10 |

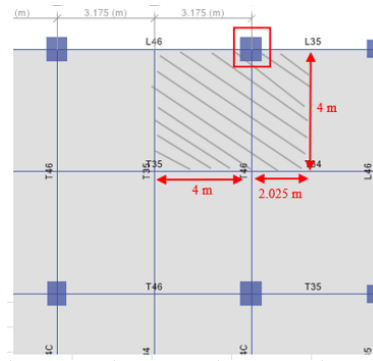
Disajikan juga detail potongan memanjang dari balok yang ditinjau, dapat dilihat pada Gambar 2.17 berikut.



Gambar 2.17 Potongan memanjang balok

## 2.11 Perancangan Kolom

Dalam melakukan perancangan kolom digunakan balok K87 (700 x 800) mm yang digunakan dalam perhitungan *preliminary* sebelumnya dapat dilihat di Gambar 2.18. Dalam merancang digunakan acuan SNI 2847:2019.



Gambar 2.18 Kolom yang ditinjau untuk penulangan

#### Data desain

$b = 700 \text{ mm}$

$h = 800 \text{ mm}$

$f_c' = 35 \text{ Mpa}$

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

Tul. Longitudinal = 22 mm

Tul. Transversal = 13 mm

$s_b = 40 \text{ mm}$

$h_{\text{balok}} = 600 \text{ mm}$

Panjang kolom = 5000 mm

Panjang bersih =  $5000 - 600 = 4400 \text{ mm}$

Gaya dalam didapatkan *output* dari ETABS yang ditampilkan pada Tabel 2.32 berikut.

Tabel 2.32 Gaya dalam kolom hasil *output* ETABS

| Aksial - Lentur |           |           |           |
|-----------------|-----------|-----------|-----------|
| Kondisi         | P (kN)    | M2 (kN-m) | M3 (kN-m) |
| P max           | -749.660  | 80.171    | 24.922    |
| P min           | -2189.836 | -127.460  | -47.550   |
| M2 Max          | -1815.971 | 177.564   | 56.764    |
| M2 Min          | -2174.424 | -199.197  | -63.591   |
| M3 Max          | -1826.968 | 92.083    | 124.960   |
| M3 Min          | -1121.545 | -56.274   | -118.969  |

#### Pengecekan syarat kolom sebagai struktur penahan gempa

$P_u > 0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$

$218936,4 > 0,1 \cdot 700 \cdot 800 \cdot 35$

$218936,4 > 1960000 \quad (\text{OK})$

Dimensi penampang kolom terpendek  $\geq 300$  mm

$$b = h = 700 > 300 \quad (\text{OK})$$

Rasio dimensi penampang terpendek terhadap penampang tegak lurus  $\geq 0,4$

$$\frac{b}{h} = \frac{700}{800} = 0,875 > 0,4 \quad (\text{OK})$$

- **Penulangan longitudinal**

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.7.4.1, rasio tulangan tidak boleh kurang dari 0,01 dan lebih dari 0,06.

Digunakan tulangan 26D22, maka perhitungannya:

$$A_s = 26 \times 0,25\pi \times 22^2 = 9883,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Rasio tulangan, } \rho = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{9883,5}{700 \times 800} = 1,76\%$$

Maka, sudah memenuhi syarat rasio tulangan.

Gaya dalam yang didapat dari ETABS kemudian dimasukkan ke *software* spColumn untuk mendapatkan kapasitas kolom seperti yang ditampilkan pada Tabel 2.33.

Tabel 2.33 Kapasitas kolom hasil *output* spColumn

| No | $P_u$   | $M_{ux}$ | $M_{uy}$ | $\phi M_{nx}$ | $\phi M_{ny}$ | $\phi M_n/M_u$ | NA<br>Depth | $d_t$<br>Depth | $\epsilon_t$ | $\phi$ |
|----|---------|----------|----------|---------------|---------------|----------------|-------------|----------------|--------------|--------|
|    | kN      | kNm      | kNm      | kNm           | kNm           |                | mm          | mm             |              |        |
| 1  | 749.66  | -80.17   | -24.92   | -1302.13      | -404.78       | 16.242         | 241         | 774            | 0.0067       | 0.9    |
| 2  | 2189.84 | 127.46   | 47.55    | 1444.25       | 538.79        | 11.331         | 335         | 820            | 0.00439      | 0.847  |
| 3  | 1815.97 | -177.56  | -56.76   | -1462.05      | -467.39       | 8.234          | 297         | 793            | 0.00508      | 0.9    |
| 4  | 2174.42 | 199.2    | 63.59    | 1494.23       | 477.01        | 7.501          | 317         | 799            | 0.00462      | 0.867  |
| 5  | 1826.97 | -92.08   | -124.96  | -879.27       | -1193.2       | 9.549          | 424         | 972            | 0.00388      | 0.804  |
| 6  | 1121.55 | 56.27    | 118.97   | 673.02        | 1422.83       | 11.96          | 362         | 961            | 0.00496      | 0.897  |

**Cek syarat SCWB (*Strong Column Weak Beam*)**

Pada Pasal 18.7.3.2 SNI 2847-2019, kekuatan kolom harus memenuhi

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

Didapatkan dari *output* spColumn, didapatkan momen minimal kolom

$$\sum M_{nc} = 449,756 \text{ kNm}$$

Dari perhitungan balok, didapatkan momen nominal balok

$$M_n^- = 477,770 \text{ kNm}$$

$$M_n^+ = 248,524 \text{ kNm}$$

Kontrol *Strong Column Weak Beam*

$$2 \times M_{nc} = 2 \times 449,756 = 899,511 \text{ kNm}$$

$$1,2 \times (M_n^- + M_n^+) = 1,2 \times (477,770 + 248,524) = 871,554 \text{ kNm}$$

$$2M_{nc} > 1,2 \times (M_n^- + M_n^+) \quad (\text{OK})$$

- **Penulangan transversal**

#### **Panjang zona sendi plastis**

Menurut Pasal 18.7.5.1, tulangan transversal diperlukan sepanjang  $l_o$  dari ujung kolom,  $l_o$  merupakan nilai terbesar dari nilai-nilai berikut:

1. Tinggi komponen struktur joint,  $h = 800 \text{ mm}$
2.  $1/6$  bentang bersih komponen struktur,  $1/6 \times 4400 = 733,33 \text{ mm}$
3.  $450 \text{ mm}$

Maka digunakan  $l_o = 800 \text{ mm}$

#### **Tulangan transversal zona sendi plastis**

Digunakan:

$$\text{Jumlah kaki sisi pendek, } n_1 = 4$$

$$\text{Jumlah kaki sisi panjang } n_2 = 5$$

$$\text{Spasi} = 100 \text{ mm}$$

Berdasarkan Pasal R18.7.5.2, nilai spasi kaki terbesar adalah  $250 \text{ mm}$ , maka spasi yang direncanakan telah memenuhi syarat.

$$A_{sh1} = 4 \times 0,25\pi \times 13^2 = 530,929 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 5 \times 0,25\pi \times 13^2 = 663,661 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh1}}{s} = \frac{530,929}{100} = 5,30929 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh2}}{s} = \frac{663,661}{100} = 6,63661 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

#### **Confinement atau kekangan zona sendi plastis**

$$\text{Lebar penampang inti beton, } b_c = b - 2C_c = 700 - 2(40) = 620 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang penampang inti beton, } h_c = h - 2C_c = 800 - 2(40) = 720 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang kolom, } A_g = b \times h = 700 \times 800 = 560000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas penampang inti beton, } A_{ch} = b_c \times h_c = 620 \times 720 = 446400 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan Tabel 18.7.5.4, tulangan transversal untuk kolom sistem rangka pemikul momen khusus dengan kondisi  $P_u \leq 0,3 \times A_g \times f_c'$  dan  $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$  dipilih  $A_{sh \text{ min}}$  yang terbesar, maka perhitungannya adalah sebagai berikut.

1. Sisi pendek / sisi lemah

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \min, 1 &= 0,3x \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) x \frac{b_c x f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,3x \left( \frac{560000}{446400} - 1 \right) x \frac{620 x 35}{420} = 3,944 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \min, 2 &= 0,09 x b_c x \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,09 x 620 x \frac{35}{420} = 4,650 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan  $\frac{A_{sh}}{s} \min = 4,650 \text{ mm}^2$

Didapatkan  $\frac{A_{sh1}}{s} > \frac{A_{sh}}{s} \min$ , maka aman.

2. Sisi panjang / sumbu kuat

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \min, 1 &= 0,3x \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) x \frac{h_c x f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,3x \left( \frac{560000}{446400} - 1 \right) x \frac{720 x 35}{420} = 4,581 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} \min, 2 &= 0,09 x h_c x \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,09 x 720 x \frac{35}{420} = 5,4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan  $\frac{A_{sh}}{s} \min = 5,4 \text{ mm}^2$

Didapatkan  $\frac{A_{sh2}}{s} > \frac{A_{sh}}{s} \min$ , maka aman.

Dilakukan pengecekan spasi sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3. Spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi nilai terkecil dari::

$$S \max 1 = b/4 = 700/4 = 175 \text{ mm}$$

$$S \max 2 = 6 x db = 6 x 22 = 132 \text{ mm}$$

$$S \max 3 = s_o = 100 + \frac{(350-hx)}{3} = 100 + \frac{(350-250)}{3} = 133,33 \text{ mm}$$

so tidak boleh lebih dari 150 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm.

Dipilih S adalah 132 mm. Maka, spasi 100 mm yang digunakan dalam perencanaan telah memenuhi syarat.

### Kuat geser zona sendi plastis

Didapatkan nilai  $M_{pr}$  kolom adalah 1702,178 kNm

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.1,

$$V_{u1} = \frac{2 x M_{pr \text{ kolom}}}{L_n} = \frac{2 x 1702,178}{4400} = 773717 \text{ N}$$

1. Tahanan geser beton sumbu lemah

$$V_u = 773717 \text{ N}$$

$$\Phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1)}$$

Perhitungan  $V_c$  menurut Pasal 22.5.6.1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \lambda \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{0,3 \times 10^3}{14 \times 560000}\right) 1\sqrt{35} \times 800 \times (700 - 40 - 22 - \frac{13}{2}) \\ &= 511737 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s \text{ perlu} = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{80888}{0,75} - 511737 = 519886 \text{ N}$$

$$\frac{A_s}{s} \text{ perlu} = \frac{V_s}{(f_y v \times d)} = \frac{519906}{(420 \times (700 - 40 - 22 - \frac{13}{2}))} = 1,9463 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 10.6.2.2,  $A_{v,min}$  harus lebih besar dari:

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{s} \text{ min, 1} &= 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{h}{f_{yt}} \\ &= 0,062 \sqrt{35} \frac{800}{420} = 0,6113 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{s} \text{ min, 2} &= 0,35 \frac{h}{f_{yt}} \\ &= 0,35 \frac{800}{420} = 0,6667 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} 1 > \max \frac{A_s}{s} \text{ perlu}, \frac{A_s}{s} \text{ min}$$

$$5,30929 > 1,9463, \text{ maka aman}$$

2. Tahanan geser beton sumbu kuat

$$V_u = 773717 \text{ N}$$

$$\Phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1)}$$

Perhitungan  $V_c$  menurut Pasal 22.5.6.1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \lambda \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{0,3 \times 10^3}{14 \times 560000}\right) 1\sqrt{35} \times 700 \times (800 - 40 - 22 - \frac{13}{2}) \\ &= 518174 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s \text{ perlu} = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{773717}{0,75} - 518174 = 513449 \text{ N}$$

$$\frac{A_s}{s} \text{ perlu} = \frac{V_s}{(f_y v \times d)} = \frac{513449}{(420 \times (800 - 40 - 22 - \frac{13}{2}))} = 1,6610 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 10.6.2.2,  $A_{v,min}$  harus lebih besar dari:

$$\frac{A_s}{s} \text{ min, 1} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$= 0,062\sqrt{35}\frac{700}{420} = 0,6113 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_s}{s} \min, 2 &= 0,35 \frac{b_w s}{f_{yt}} \\ &= 0,35 \frac{700}{420} = 0,5833 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} 1 > \max \frac{A_s}{s} \text{ perlu}, \frac{A_s}{s} \min$$

6,63661 > 1,6610, maka aman

### **Tulangan transversal luar zona sendi plastis**

Digunakan:

Jumlah kaki sisi pendek,  $n1 = 2$

Jumlah kaki sisi panjang  $n2 = 2$

Spasi = 125 mm

$$A_{v, sb \text{ kuat}} = 2 \times 0,25\pi \times 13^2 = 265,465 \text{ mm}^2$$

$$A_{v, sb \text{ lemah}} = 2 \times 0,25\pi \times 13^2 = 265,465 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} \text{ sb kuat} = \frac{265,465}{125} = 2,12 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_v}{s} \text{ sb lemah} = \frac{265,465}{125} = 2,12 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

### **Confinement atau kekangan luar zona sendi plastis**

Berdasarkan Pasal 18.7.5.5, nilai spasi tidak boleh lebih besar dari nilai terkecil antara:

$$S \text{ max } 1 = 6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$S \text{ max } 2 = 150 \text{ mm}$$

Maka, spasi yang direncanakan telah memenuhi syarat.

### **Kuat geser luar zona sendi plastis**

1. Tahanan geser beton sumbu lemah

$$V_u = 80888 \text{ N}$$

$$\Phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1)}$$

Perhitungan  $V_c$  menurut Pasal 22.5.6.1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \lambda \sqrt{f_c} \times h w \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{0,3 \times 10^3}{14 \times 560000}\right) 1\sqrt{35} \times 800 \times (700 - 40 - 22 - \frac{13}{2}) \\ &= 511737 \text{ N}\end{aligned}$$

Untuk  $V_u < \Phi V_c$ , digunakan  $V_s \text{ perlu} = 0$

Maka, tidak diperlukan tulangan geser.

2. Tahanan geser beton sumbu kuat

$$V_u = 161104 \text{ N}$$

$$\Phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1)}$$

Perhitungan  $V_c$  menurut Pasal 22.5.6.1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \lambda \sqrt{f_c} \times h \times w \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{0,3 \times 10^3}{14 \times 560000}\right) 1\sqrt{35} \times 700 \times (800 - 40 - 22 - \frac{13}{2}) \\ &= 518174 \text{ N} \end{aligned}$$

Untuk  $V_u < \Phi V_c$ , digunakan  $V_s \text{ perlu} = 0$

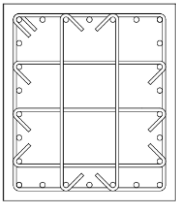
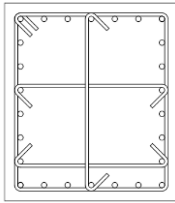
Maka, tidak diperlukan tulangan geser.

Namun, untuk menambah keamanan pada lapangan, maka ditambahkan tulangan transversal menjadi 3D13-125 pada sumbu lemah dan 4D13-125 pada sumbu kuat.

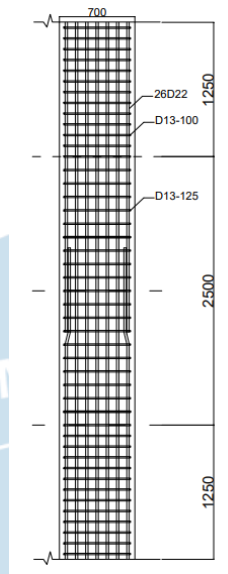
### Tulangan yang dibutuhkan

Hasil perhitungan dan gambar tulangan kolom yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 2.34 dan Gambar 2.19 hingga Gambar 2.20.

Tabel 2.34 Rekapitulasi kebutuhan tulangan kolom K87

| Kolom K87 (800 x 700) mm                                                            |                                                                                      |
|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| Tumpuan                                                                             | Lapangan                                                                             |
|  |  |
| Gambar 2.19 Tumpuan kolom                                                           | Gambar 2.20 Lapangan kolom                                                           |
| <b>Longitudinal</b>                                                                 | 26D22                                                                                |
| <b>Transversal Tumpuan</b>                                                          |                                                                                      |
| Sb Lemah                                                                            | 4D13-100                                                                             |
| Sb Kuat                                                                             | 5D13-100                                                                             |
| <b>Transversal Lapangan</b>                                                         |                                                                                      |
| Sb Lemah                                                                            | 3D13-125                                                                             |
| Sb Kuat                                                                             | 4D13-125                                                                             |

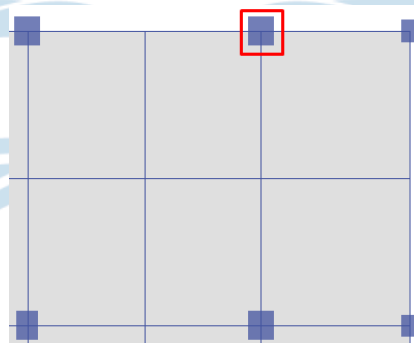
Disajikan juga detail potongan memanjang dari kolom yang ditinjau, dapat dilihat pada Gambar 2.21 berikut.



Gambar 2.21 Potongan memanjang kolom

## 2.12 Hubungan Balok Kolom

Pertemuan balok-kolom yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 2.22. Dalam merancang digunakan acuan SNI 2847:2019.



Gambar 2.22 Pertemuan balok-kolom yang ditinjau

### Data desain

|                              |             |                          |
|------------------------------|-------------|--------------------------|
| Tinggi kolom, $h$            | =           | 800 mm                   |
| Lebar kolom, $b$             | =           | 700 mm                   |
| Panjang kolom, $L$           | =           | 5000 mm                  |
| Tinggi balok terbesar, $h_b$ | =           | 600 mm                   |
| Panjang bersih kolom, $L_n$  | = $L - h_b$ | = $5000 - 600 = 4400$ mm |

### Data lebar dan eksentrisitas balok

|                   |   |        |
|-------------------|---|--------|
| Lebar balok bawah | = | 400 mm |
|-------------------|---|--------|

$$\text{Cek lebar sisi kolom, } b_{j2} = 400 + \left( \frac{700-400}{2} \right) + \left( \frac{700-400}{2} \right) = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok kiri} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Cek lebar sisi kolom, } b_{j3} = 400 + \left( \frac{800-400}{2} \right) + \left( \frac{800-400}{2} \right) = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok bawah} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Cek lebar sisi kolom, } b_{j4} = 300 + \left( \frac{800-300}{2} \right) + \left( \frac{800-300}{2} \right) = 800 \text{ mm}$$

### **Dimensi *joint***

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.3 dalam penentuan luas penampang efektif suatu *joint*, lebar *joint* efektif harus selebar kolom. Maka, digunakan lebar efektif *joint* sebagai berikut.

Lebar efektif *joint* X,  $h_j$  digunakan 800 mm

Lebar efektif *joint* Y,  $b_j$  digunakan 700 mm

Pada pasal yang sama, luas penampang efektif dihitung dengan mengalikan tinggi *joint* dengan lebar *joint* efektif. Maka, didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Luas efektif } joint \text{ gempa X, } A_{jX} &= b_j \times h \\ &= 800 \times 800 \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas efektif } joint \text{ gempa Y, } A_{jY} &= b \times h_j \\ &= 700 \times 700 \\ &= 490000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.8.2.4, tinggi *joint*  $h$  tidak boleh kurang dari setengah tinggi balok-balok yang merangka pada *joint* tersebut.

$$h_j \geq 0,5h_b$$

$$800 \geq 0,5 \times 600$$

$$800 \geq 300 \quad (\text{OK})$$

### **Data dan gaya tulangan balok**

Diameter tulangan utama balok,  $d_b = 22 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.8.2.3, apabila tulangan longitudinal balok diteruskan melalui *joint* balok-kolom, maka dimensi kolom yang paralel dengan tulangan balok tersebut tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton normal

$$\text{Syarat } = b \geq 20 \times d_b$$

$$= 800 \geq 449 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Tulangan atas balok bawah, } A_s^{-2} = 1900,664 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan bawah balok bawah, } A_s^{+2} = 1520,531 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan atas balok kiri, } A_s^{-3} = 1900,664 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan bawah balok kiri, } A_s^{+3} = 1520,531 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan atas balok kanan, } A_s^{-4} = 1140,398 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan bawah balok kanan, } A_s^{+4} = 1140,398 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.8.2.1, gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka *joint* harus dihitung dengan asumsi tegangan pada tulangan tarik lentur adalah  $1,25f_y$ .

$$\text{Tegangan } \textit{probable} \text{ tulangan, } f_{pr} = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ MPa}$$

Perhitungan gaya dilakukan dengan persamaan  $A_s \times f_{pr}$ , didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\text{Gaya tulangan atas balok bawah, } F_s^{-2} = 997848 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan bawah balok bawah, } F_s^{+2} = 798279 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan atas balok kiri, } F_s^{-3} = 997848 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan bawah balok kiri, } F_s^{+3} = 798279 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan atas balok kanan, } F_s^{-4} = 598709 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan bawah balok kanan, } F_s^{+4} = 598709 \text{ N}$$

#### **Gaya geser akibat balok**

$$\text{Geser Ketika arah gempa X-} = F_s^{-3} + F_s^{+4} = 1596557 \text{ N}$$

$$\text{Geser Ketika arah gempa X+} = F_s^{-4} + F_s^{+3} = 1396988 \text{ N}$$

$$\text{Geser Ketika arah gempa X-} = F_s^{+2} = 798279 \text{ N}$$

$$\text{Geser Ketika arah gempa X-} = F_s^{-2} = 997848 \text{ N}$$

#### **Gaya geser kolom (*beam hinging*)**

Data didapatkan dari perhitungan pada balok.

$$M_{pr}^{-} \text{ balok bawah} = 585164207 \text{ N mm}$$

$$M_{pr}^{+} \text{ balok bawah} = 307643133 \text{ N mm}$$

$$M_{pr}^{-} \text{ balok kiri} = 585164207 \text{ N mm}$$

$$M_{pr}^{-} \text{ balok kiri} = 307643133 \text{ N mm}$$

$$M_{pr}^{-} \text{ balok kanan} = 314744129 \text{ N mm}$$

$$M_{pr}^{-} \text{ balok kanan} = 242751888 \text{ N mm}$$

$$V_c \text{ balok bawah} = 321836 \text{ N}$$

$$V_c \text{ balok kiri} = 321836 \text{ N}$$

$$V_c \text{ balok kanan} = 208540 \text{ N}$$

Dilakukan perhitungan geser kolom tergantung arah gempanya dengan persamaan

$$\frac{[(M_{pr}^{+4} + M_{pr}^{-3}) + (V_c^3 + V_c^4) \frac{h}{2}]}{L_n}, \text{ didapatkan hasil sebagai berikut.}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa X-} = 230352 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa X+} = 183641 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa Y-} = 95520 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa Y+} = 158592 \text{ N}$$

### **Gaya geser total joint**

Dihitung dengan persamaan  $F_s + C - V_{col}$ , maka didapatkan hasil sebagai berikut.

$$\text{Geser joint ketika arah gempa X-} = 1366206 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint Ketika arah gempa X+} = 1213347 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint ketika arah gempa Y-} = 702759 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint Ketika arah gempa Y+} = 839256 \text{ N}$$

### **Kuat geser joint**

$$\text{Konfigurasi joint} = 3 \text{ (merangka tidak mengekang)}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.1, dengan konfigurasi joint yang digunakan maka faktor pengali kuat geser,  $c = 1$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser nominal joint gempa X, } V_{nX} &= c \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times A_{jx} \\ &= 1 \times 1 \times \sqrt{35} \times 640000 \\ &= 3786291 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser nominal joint gempa Y, } V_{nY} &= c \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times A_{jy} \\ &= 1 \times 1 \times \sqrt{35} \times 490000 \\ &= 298879 \text{ N} \end{aligned}$$

Faktor reduksi ( $\Phi$ ) digunakan 0,85 menurut SNI 2847:2019 Pasal 21.2.4.3.

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser joint gempa X, } \Phi V_{nX} &= \Phi \times V_{nx} \\ &= 0,85 \times 3786291 \\ &= 3218347 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser joint gempa Y } \Phi V_{nY} &= \Phi \times V_{ny} \\ &= 0,85 \times 298879 \end{aligned}$$

$$= 2464047 \text{ N}$$

Gaya geser *joint* gempa X,  $VuX$  digunakan 1366206 N

Gaya geser *joint* gempa Y,  $VuY$  digunakan 839256 N

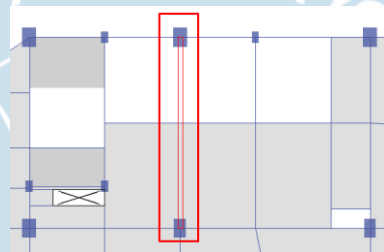
$$\text{Faktor keamanan gempa X, } SFX = \frac{\Phi VnX}{VuX} = \frac{3218347}{1366206} = 2,356 > 1 \text{ (OK)}$$

$$\text{Faktor keamanan gempa Y, } SFY = \frac{\Phi VnY}{VuY} = \frac{2464047}{839256} = 2,936 > 1 \text{ (OK)}$$

Maka, hubungan balok-kolom sudah aman.

### 2.13 Perancangan Dinding Geser

Dinding geser yang ditinjau untuk perhitungan kebutuhan tulangan dapat dilihat pada Gambar 2.23. Dalam merancang digunakan acuan SNI 2847:2019.



Gambar 2.23 Dinding geser yang ditinjau

#### Data desain

|                                         |            |
|-----------------------------------------|------------|
| Tebal dinding geser, $t_w$              | = 200 mm   |
| Panjang (as ke as), $L$                 | = 8000 mm  |
| Panjang kolom, $h_k$                    | = 800 mm   |
| Lebar kolom, $b_k$                      | = 700 mm   |
| Tinggi dinding geser total, $h_w$       | = 35000 mm |
| Diameter tul. longitudinal badan, $d_l$ | = 16 mm    |
| Diameter tul. transversal badan, $d_t$  | = 13 mm    |
| Diameter tul. kolom, $d_b$              | = 22 mm    |
| Kuat tekan beton, $f_c'$                | = 35 MPa   |
| Kuat leleh baja tulangan, $f_y$         | = 420 MPa  |

#### Geometri dinding geser

|                                    |                           |
|------------------------------------|---------------------------|
| Panjang total, $L_w$               | = 8800 mm                 |
| Panjang bersih, $L_n$              | = 7200 mm                 |
| Luas penampang melintang, $A_{cv}$ | = 1760000 mm <sup>2</sup> |
| Luas total dinding geser, $A_w$    | = 2560000 mm <sup>2</sup> |

Gaya dalam didapatkan dari *output* ETABS ditampilkan pada Tabel 2.35 dan Tabel 2.36 berikut.

Tabel 2.35 Gaya dalam dinding geser hasil *output* ETABS

| Aksial - Lentur |           |           |            |
|-----------------|-----------|-----------|------------|
| Kondisi         | P (kN)    | M2 (kN-m) | M3 (kN-m)  |
| P max           | -461.403  | 179.548   | 509.758    |
| P min           | -8664.421 | -263.815  | -31162.340 |
| M2 Max          | -870.955  | 391.259   | 69.850     |
| M2 Min          | -583.426  | -369.754  | -705.447   |
| M3 Max          | -3813.071 | 79.948    | 64836.816  |
| M3 Min          | -8534.890 | -131.959  | -71135.728 |

Tabel 2.36 Gaya geser hasil *output* ETABS

| Geser   |          |
|---------|----------|
| V2 (kN) | 3723.078 |
| V3 (kN) | 199.922  |

#### Kebutuhan tulangan minimum

$$\Phi = 0,75$$

$$\text{Gaya geser} = \frac{3723078}{0,75} = 4964104 \text{ N}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.1, rasio tulangan badan terdistribusi,  $\rho$  longitudinal dan  $\rho$  transversal pada dinding structural tidak boleh kurang dari 0,25%, kecuali  $V_u$  apabila  $V_u$  tidak melebihi  $0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$ .

$$V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$$

$$4964104 > 0,083 \times 1760000 \times \sqrt{35}$$

$$4964104 > 864221 \text{ N}$$

Maka, rasio tulangan terdistribusi minimal 0,25%

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.2, jika  $V_u > 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$  atau

$\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ , maka diperlukan paling sedikit dua lapis tulangan.

$$V_u > 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$$

$$4964104 > 0,17 \times 1760000 \times \sqrt{35}$$

$$4964104 > 1770091 \text{ N}$$

Kemudian,

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

$$\frac{35000}{8800} \geq 2$$

$$3,977 \geq 2$$

Maka, digunakan 2 lapis tulangan.

#### Pengecekan terhadap gaya dalam aksial-lentur

- Bagian badan

Digunakan spasi tulangan longitudinal, s 150 mm

Spasi maksimum menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2 harus lebih kecil atau sama dengan 450 mm. Maka spasi yang direncanakan telah memenuhi syarat.

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan longitudinal} &= n_{\text{lapis}} \frac{(0,25\pi \times d l^2)}{(t w \times s)} \\ &= 2 \frac{(0,25\pi \times 16^2)}{(200 \times 150)} = 1,34\% \end{aligned}$$

Maka, sudah memenuhi  $\rho$  longitudinal minimum sebesar 0,25%.

- Bagian kolom

$$\begin{aligned} \text{Digunakan 26D22} &= 26 \frac{(0,25\pi \times d b^2)}{(b k \times h k)} \\ &= 2 \frac{(0,25\pi \times 22^2)}{(800 \times 700)} = 1,765\% \end{aligned}$$

Maka, sudah memenuhi syarat rasio tulangan kolom pada SNI 2847-2019 Pasal 18.7.4.1, yaitu tidak boleh kurang dari 0,01 dan lebih dari 0,06.

#### Pengecekan kebutuhan elemen batas khusus

Dalam melakukan pengecekan ini digunakan pendekatan dengan metode *displacement-based method* berdasarkan ACI 318-19.

Panjang zona tekan, c = 1013 mm (hasil spColumn)

Rasio  $\frac{\delta u}{h w}$  tidak kurang dari 0,005 (ACI 318-19 Pasal 18.10.6.2), maka untuk perhitungan digunakan 0,005

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.6.2, daerah tekan perlu ditulangi dengan elemen batas khusus bila

$$\begin{aligned} c &\geq \frac{l_w}{600 \left( \frac{1,5 \delta u}{h w} \right)} \\ 1013 &\geq \frac{8800}{600 (1,5 \times 0,005)} \end{aligned}$$

$$1013 < 1955,56$$

Maka, tidak diperlukan elemen batas khusus.

### Penulangan transversal kolom

Digunakan:

$$\text{Selimut beton, } C_c = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki sejajar lebar kolom, } n_1 = 5$$

$$\text{Jumlah kaki sejajar panjang kolom, } n_2 = 4$$

$$\text{Diameter sengkang, } d_s = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi} = 100 \text{ mm}$$

Berdasarkan Pasal R18.7.5.2, nilai spasi kaki terbesar adalah 250 mm, maka spasi yang direncanakan telah memenuhi syarat.

$$A_{sh1} = 5 \times 0,25\pi \times 13^2 = 663,661 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 4 \times 0,25\pi \times 13^2 = 530,929 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh1}}{s} = \frac{663,661}{100} = 6,63661 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh2}}{s} = \frac{530,929}{100} = 5,30929 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Lebar penampang inti beton, } b_c = b - 2C_c = 700 - 2(40) = 620 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang penampang inti beton, } h_c = h - 2C_c = 800 - 2(40) = 720 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang kolom, } A_g = b \times h = 700 \times 800 = 560000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas penampang inti beton, } A_{ch} = b_c \times h_c = 620 \times 720 = 446400 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan Tabel 18.7.5.4, tulangan transversal untuk kolom sistem rangka pemikul momen khusus dengan kondisi  $P_u \leq 0,3 \times A_g \times f_c'$  dan  $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$  dipilih

Ash min yang terbesar, maka perhitungannya adalah sebagai berikut.

1. Sejajar panjang kolom

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} \min, 1 &= 0,3x \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) x \frac{b_c \times f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,3x \left( \frac{560000}{446400} - 1 \right) x \frac{620 \times 35}{420} = 3,944 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} \min, 2 &= 0,09 \times b_c \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,09 \times 620 \times \frac{35}{420} = 4,650 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan } \frac{A_{sh}}{s} \min = 4,650 \text{ mm}^2$$

$$\text{Didapatkan } \frac{A_{sh1}}{s} > \frac{A_{sh}}{s} \min, \text{ maka aman.}$$

2. Sejajar lebar kolom

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} min, 1 &= 0,3x \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) x \frac{hc x f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,3x \left( \frac{560000}{446400} - 1 \right) x \frac{720 x 35}{420} = 4,581 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_{sh}}{s} min, 2 &= 0,09 x hc x \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,09 x 720 x \frac{35}{420} = 5,4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan  $\frac{A_{sh}}{s} min = 5,4 \text{ mm}^2$

Didapatkan  $\frac{A_{sh2}}{s} > \frac{A_{sh}}{s} min$ , maka aman.

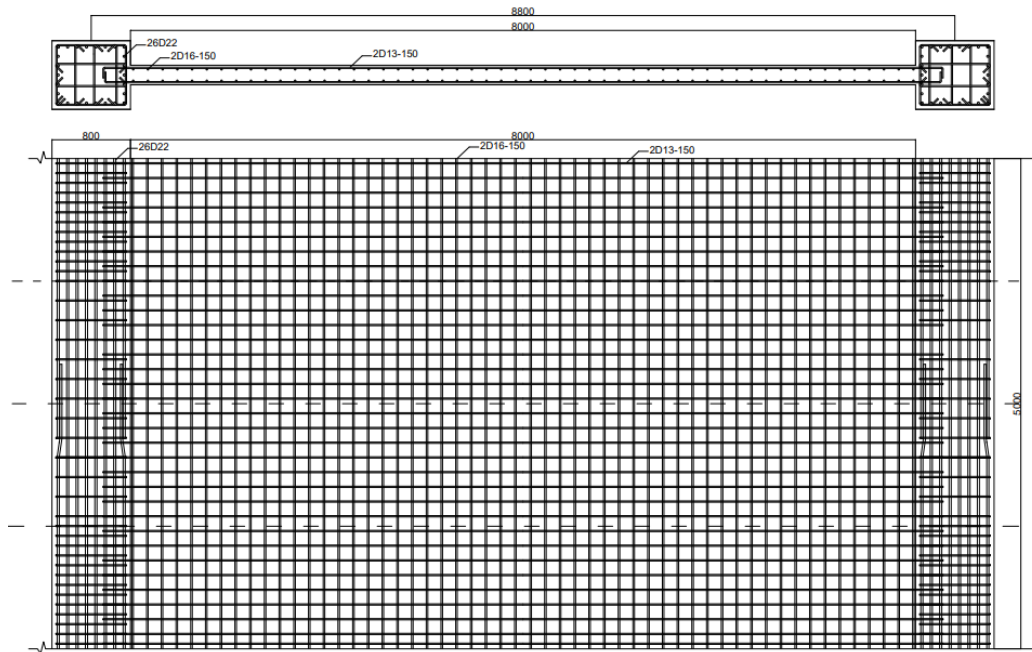
### Tulangan yang dibutuhkan

Hasil perhitungan tulangan dinding geser yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 2.37.

Tabel 2.37 Rekapitulasi kebutuhan tulangan SW1

| Dinding Geser SW1 (200 mm) |              |                 |          |
|----------------------------|--------------|-----------------|----------|
| Kolom                      | Longitudinal |                 | 26D22    |
|                            | Transversal  | Sejajar lebar   | 5D13-100 |
|                            |              | Sejajar panjang | 4D13-100 |
| Badan                      | Longitudinal |                 | 2D16-150 |
|                            | Transversal  |                 | 2D13-150 |

Disajikan juga detail potongan dan memanjang dari dinding geser yang ditinjau, dapat dilihat pada Gambar 2.24 berikut.



Gambar 2.24 Detail dan potongan memanjang dinding geser

## 2.14 Perancangan Fondasi

### Daya dukung tanah

Dalam melakukan perhitungan daya dukung tanah akan digunakan metode *O'Neil & Reese* yang bisa didapatkan dengan persamaan berikut.

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

Keterangan:

$Q_u$  = Daya dukung ultimit tiang (kN)

$Q_b$  = Daya dukung ultimit ujung tiang (kN)

$Q_s$  = Daya dukung ultimit selimut tiang (kN)

Yang akan ditinjau sebagai contoh perhitungan adalah daya dukung tanah pada kedalaman 10 meter. Digunakan data N-SPT yang disajikan pada Tabel 2.38 berikut.

Tabel 2.38 Data N-SPT tanah

| z (m) |   | N1 | N2 | N3 | Nv |
|-------|---|----|----|----|----|
| 0     | 0 | 0  | 0  | 0  | 0  |
| 1     | 6 | 16 | 10 | 8  | 8  |
| 2     |   |    |    |    |    |
| 3     |   | 19 | 7  | 7  | 7  |
| 4     |   |    |    |    |    |

| z (m) |    | N1 | N2 | N3 | Nv |
|-------|----|----|----|----|----|
| 5     |    | 22 | 14 | 4  | 4  |
| 6     |    |    |    |    |    |
| 7     |    | 19 | 50 | 50 | 19 |
| 8     |    |    |    |    |    |
| 9     | 12 | 23 | 50 | 50 | 23 |
| 10    |    |    |    |    |    |
| 11    |    | 21 | 50 | 50 | 21 |
| 12    |    |    |    |    |    |
| 13    | 14 | 12 | 50 | 50 | 12 |
| 14    |    |    |    |    |    |
| 15    | 18 | 6  | 50 | 50 | 6  |
| 16    |    |    |    |    |    |
| 17    |    | 28 | 50 | 50 | 28 |
| 18    |    |    |    |    |    |
| 19    | 20 | 27 | 50 | 50 | 27 |
| 20    |    |    |    |    |    |
| 21    | 22 | 50 | 50 | 50 | 50 |
| 22    |    |    |    |    |    |
| 23    |    | 50 | 50 | 50 | 50 |
| 24    |    |    |    |    |    |
| 25    | 30 | 50 | 50 | 50 | 50 |
| 26    |    |    |    |    |    |
| 27    |    | 50 | 50 | 50 | 50 |
| 28    |    |    |    |    |    |
| 28.5  |    | 50 | 50 | 50 | 50 |
| 29    |    |    |    |    |    |
| 30    |    | 50 | 50 | 50 | 50 |

Jenis fondasi = Tiang bor

Diameter tiang = 0,6 m

Mutu beton = 35 MPa

#### Daya dukung ujung tiang (Qb)

Daya dukung ujung tiang dihitung dengan persamaan berikut.

$$Q_b = f_b \cdot A_b$$

Dimana,

$$f_b = 0,60 \cdot \sigma_r \cdot N_{60}$$

Dengan:

$f_b$  = tahanan ujung neto per satuan luas (kPa)

$\sigma_r$  = tegangan referensi = 100 (kPa)

$N_{60}$  = Nilai rata-rata  $N_{60}$

Maka, perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$f_b = 0,60 \cdot 100 \cdot 8 = 480 \text{ kPa}$$

$$A_b = \pi r^2$$

Dengan:

$A_b$  = luas penampang tiang

$$\text{Maka, } A_b = \pi \cdot 0,3^2 = 0,29 \text{ m}^2$$

Sehingga,

$$Q_b = 480 \cdot 0,29$$

$$= 139,2 \text{ kN}$$

Rekap perhitungan daya dukung ujung tiang ditampilkan pada Tabel 2.39 berikut.

Tabel 2.39 Rekap perhitungan daya dukung ujung tiang

| z (m) | BH-1   | BH-2   | BH-3   | Nv | fb   | Qb (kN) |
|-------|--------|--------|--------|----|------|---------|
|       | NSPT-1 | NSPT-2 | NSPT-3 |    |      |         |
| 0     | 0      | 0      | 0      | 0  | 0    | 0       |
| 1     | 16     | 10     | 8      | 8  | 480  | 139.2   |
| 2     |        |        |        |    |      |         |
| 3     | 19     | 7      | 7      | 7  | 420  | 121.8   |
| 4     |        |        |        |    |      |         |
| 5     | 22     | 14     | 4      | 4  | 240  | 69.6    |
| 6     |        |        |        |    |      |         |
| 7     | 19     | 50     | 50     | 19 | 1140 | 330.6   |
| 8     |        |        |        |    |      |         |
| 9     | 23     | 50     | 50     | 23 | 1380 | 400.2   |
| 10    |        |        |        |    |      |         |
| 11    | 21     | 50     | 50     | 21 | 1260 | 365.4   |
| 12    |        |        |        |    |      |         |

**Daya dukung selimut tiang**

Daya dukung selimut tiang, dihitung untuk lapisan 1 dengan kedalaman 0 – 6 m dengan persamaan berikut.

$$Q_s = \sum f_s \cdot A_s$$

Dimana,

$$f_s = \beta \sigma_v$$

Dengan:

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{N_{60}}{15} (1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{z}) \\ &= \frac{26,425}{15} (1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{4}) = 1,8949 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \text{tegangan efektif tanah (kN/m}^2\text{)} \\ &= z \times \gamma = 6 \times 19,6992 = 9,6992 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Maka, pada kedalaman 1-2 m,

$$Q_s = 1 \times 1,8949 \times 9,6992 \times \pi \times 0,6 = 34,644 \text{ kN}$$

**Daya dukung ultimit**

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 139,2 + 34,644 = 173,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

Digunakan angka aman 3, maka daya dukung ijinnya sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= \frac{Q_{ultimite}}{SF} \\ &= \frac{173,85}{3} = 57,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rekap perhitungan daya dukung selimut tiang, daya dukung ultimit hingga daya dukung ijin ditampilkan pada Tabel 2.40 di bawah.

Tabel 2.40 Rekap perhitungan daya dukung selimut iang, daya dukung ultimit, dan daya dukung ijin

| z<br>(m) | Yb<br>(kN/m3) | σ0'<br>(kN/m2) | N60      | 6        | Qs (kN)  | Qultimate<br>(kN) | Qijin (kN)  |  |
|----------|---------------|----------------|----------|----------|----------|-------------------|-------------|--|
| 0        | 0             | 0              | 0        | 0        | 0        | 0                 | 0           |  |
| 1        | 19.6992       | 9.6992         | 26.04056 | 1.894906 | 34.64373 | 173.8437261       | 57.9479087  |  |
| 2        |               |                |          |          |          |                   |             |  |
| 3        | 19.836        | 29.508         | 26.82606 |          | 316.1912 | 437.9911507       | 145.9970502 |  |
| 4        |               |                |          |          |          |                   |             |  |
| 5        | 21.172        | 55.86          | 26.40726 |          | 997.6073 | 1067.207297       | 355.7357658 |  |
| 6        |               |                |          |          |          |                   |             |  |
| 7        | 21.038        | 77.266         | 20.33148 | 1.628196 | 1659.947 | 1990.547071       | 663.5156904 |  |

| z<br>(m) | Yb<br>(kN/m3) | $\sigma_0'$<br>(kN/m2) | N60      | $\bar{\sigma}$ | Qs (kN)  | Qultimate<br>(kN) | Qijin (kN)  |
|----------|---------------|------------------------|----------|----------------|----------|-------------------|-------------|
| 8        | 21.172        | 100.548                | 22.01367 |                | 2777.306 | 3177.505899       | 1059.168633 |
| 9        |               |                        |          |                |          |                   |             |
| 10       |               |                        |          |                |          |                   |             |
| 11       | 21.962        | 131.582                | 17.62006 |                | 4442.188 | 4807.588046       | 1602.529349 |
| 12       |               |                        |          |                |          |                   |             |

### Jumlah tiang

Berikut disajikan beban aksial kolom hasil analisis ETABS yang dapat dilihat pada Tabel 2.41. Akan ditinjau *joint label* nomor 7.

Tabel 2.41 Beban aksial kolom hasil analisis ETABS

| Story       | Label    | Unique Name | FZ              |
|-------------|----------|-------------|-----------------|
|             |          |             | kN              |
| BASE        | 1        | 9           | 1532.9          |
| BASE        | 2        | 18          | 2222.87         |
| BASE        | 3        | 27          | 1340.964        |
| <b>BASE</b> | <b>7</b> | <b>63</b>   | <b>2248.862</b> |
| BASE        | 8        | 72          | 1678.024        |
| BASE        | 9        | 81          | 2075.85         |
| BASE        | 10       | 90          | 2740.041        |
| BASE        | 11       | 99          | 2717.718        |
| BASE        | 12       | 108         | 2103.626        |
| BASE        | 14       | 126         | 2570.921        |
| BASE        | 15       | 135         | 2647.662        |
| BASE        | 16       | 144         | 2160.683        |
| BASE        | 18       | 162         | 2539.51         |
| BASE        | 19       | 171         | 2585.017        |
| BASE        | 21       | 189         | 2310.538        |
| BASE        | 22       | 198         | 2622.332        |
| BASE        | 23       | 207         | 2640.939        |
| BASE        | 25       | 225         | 2259.532        |
| BASE        | 26       | 234         | 2594.784        |
| BASE        | 27       | 243         | 2791.558        |
| BASE        | 28       | 252         | 2136.147        |
| BASE        | 31       | 279         | 2497.736        |
| BASE        | 32       | 288         | 1939.185        |
| BASE        | 33       | 297         | 1629.424        |

| Story | Label | Unique Name | FZ       |
|-------|-------|-------------|----------|
|       |       |             | kN       |
| BASE  | 34    | 306         | 1693.792 |
| BASE  | 35    | 315         | 1608.982 |
| BASE  | 36    | 324         | 1219.983 |
| BASE  | 60    | 574         | 694.5202 |
| BASE  | 109   | 670         | 387.2853 |
| BASE  | 122   | 665         | 322.8132 |
| BASE  | 4     | 20          | 155.2926 |
| BASE  | 68    | 31          | 297.4104 |
| BASE  | 69    | 35          | 153.2321 |
| BASE  | 70    | 73          | 272.5939 |
| BASE  | 71    | 127         | 349.6398 |
| BASE  | 74    | 163         | 357.3729 |
| BASE  | 75    | 199         | 356.4951 |
| BASE  | 76    | 235         | 162.2515 |
| BASE  | 78    | 307         | 311.1109 |
| BASE  | 79    | 329         | 426.4733 |
| BASE  | 81    | 333         | 443.1501 |
| BASE  | 85    | 365         | 445.1186 |
| BASE  | 87    | 392         | 254.7275 |
| BASE  | 114   | 573         | 580.222  |
| BASE  | 218   | 668         | 333.0634 |
| BASE  | 73    | 669         | 337.5328 |
| BASE  | 88    | 667         | 347.802  |

Jumlah tiang didapat dari perhitungan berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{izin}}$$

$$n = \frac{2249}{1059,169} = 3,123 \approx 4 \text{ buah}$$

#### Jarak antar tiang

Berdasarkan SNI 8640:2017 Pasal 9.7.1.2, jarak antar tiang untuk fondasi tiang berbentuk lingkaran tidak boleh kurang dari 2,5 kali diameter tiang. Untuk diameter yang digunakan 0,6 m, maka perhitungannya sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 S &= 2,5 \times D \\
 &= 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

#### Efisiensi kelompok tiang

Digunakan metode *Converse-Labbare* untuk perhitungan efisiensi kelompok tiang susunan simetris yang dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\theta &= \arctan \frac{D}{S} \\ &= \arctan \frac{0,6}{1,5} = 0,4\end{aligned}$$

$$m = 2 \text{ baris}$$

$$n' = 2 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)xm + (m-1)n'}{90xm n'} \\ &= 1 - 0,4 \frac{(2-1)x2 + (2-1)2}{90x2x2} = 0,7578\end{aligned}$$

#### Daya dukung kelompok tiang

Efisiensi kelompok tiang mempengaruhi kapasitas daya dukung kelompok yang ditentukan oleh  $Q_g > P$ , maka dengan diameter tiang 0,6 m pada *joint label 7*, perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$P_u = 2249 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}Q_g &= E_g \times n \times Q_u \\ &= 0,7578 \times 4 \times 173,85 = 3210,3915 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$Q_g > P, \text{ maka sudah memenuhi syarat.}$$

#### Penulangan *pile cap*

##### Data desain

$$\begin{aligned}P_u &= 2248,86 \text{ kN} = 224,886 \text{ ton} \\ \text{Panjang kolom, } b_k &= 0,8 \text{ m} = 800 \text{ mm} \\ \text{Diameter tiang} &= 0,6 \text{ m} = 600 \text{ mm} \\ \text{Jarak antar tiang} &= 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m} = 1500 \text{ mm} \\ \text{Jarak tiang ke tepi} &= \text{minimal } 1,5D = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ m} = 900 \text{ mm} \\ \text{Jumlah tiang} &= 4 \text{ buah}\end{aligned}$$

Maka, direncanakan dimensi *pile cap*:

$$\begin{aligned}\text{Panjang } \textit{pile cap}, L &= 3,3 \text{ m} = 3300 \text{ mm} \\ \text{Lebar } \textit{pile cap}, B &= 3,3 \text{ m} = 3300 \text{ mm} \\ \text{Tebal } \textit{pile cap}, H &= 750 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton} &= 75 \text{ mm} \\ \text{Diameter sengkang tarik} &= 22 \text{ mm} \\ \text{Diameter sengkang tekan} &= 16 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Tinggi efektif pile cap, } d = 750 - 75 - 22/2 = 664 \text{ mm}$$

### Pengecekan geser 1 arah

Kuat geser beton

$$\Phi V_c = \Phi \left( \frac{\sqrt{f_{ct}}}{6} \right) \cdot L \cdot d$$

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0,75 \left( \frac{\sqrt{35}}{6} \right) \cdot 3300 \cdot 664 \\ &= 1620414,26 \text{ N} \approx 162,041426 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dimensi *pile cap* yang direncanakan sama pada arah x dan y, maka ditampilkan perhitungan arah x saja karena hasil perhitungan arah y sama.

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{2249}{(3,3 \times 3,3)} \\ &= 206,507 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G'_x &= L - \left( \frac{L}{2} + \frac{bk}{2} + d \right) \\ &= 3,3 - \left( \frac{3,3}{2} + \frac{0,8}{2} + 0,664 \right) \\ &= 0,586 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ux} &= \sigma_x L x G' \\ &= 206,507 \times 3,3 \times 0,586 \\ &= 399,35 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_c &> V_u \\ 1620,32 &> 399,35, \text{ maka aman.} \end{aligned}$$

### Pengecekan geser 2 arah

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma_x P x L \\ &= 20,6507 \times 3,3 \times 3,3 \\ &= 224,8862 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\beta_c = \frac{P}{L} = \frac{3,3}{3,3} = 1$$

$$\begin{aligned} B_o &= (bk + d) \times 4 \\ &= (800 + 664) \times 4 \\ &= 5856 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\alpha_s = 40 \text{ (kolom interior)}$$

Nilai  $V_c$  diambil terkecil dari:

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17x \left(1 + \frac{2}{6c}\right) x \sqrt{f'c'} dx L \\
 &= 0,17x \left(1 + \frac{2}{1}\right) x \sqrt{35} x 664 x 3300 \\
 &= 6611290 \text{ N} \approx 661,129 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= 0,083x \left(\alpha_s x \frac{d}{b_o} + 2\right) x \sqrt{f'c} b_o x d \\
 &= 0,083x \left(40x \frac{664}{5856} + 2\right) x \sqrt{35} x 5856 x 664 \\
 &= 12478471 \text{ N} \approx 1247,8471 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,33x \sqrt{f'c} b_o x d \\
 &= 0,083x \sqrt{35} x 5856 x 664 \\
 &= 7591317 \text{ N} \approx 759,132 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Digunakan  $V_{c1} = 661,129 \text{ ton}$

$$\Phi V_c = \Phi V_{c1}$$

$$\Phi V_c = 0,75.661,129$$

$$= 495,847 \text{ ton N}$$

$$\Phi V_c > V_u$$

$$495,847 > 224,8862, \text{ maka aman.}$$

### Penulangan tarik

Ditampilkan perhitungan untuk penulangan tarik arah panjang, namun karena dimensi *pile cap* simetris, maka hasilnya akan sama antara arah panjang maupun lebar.

$$M_{ux} = 2235,54 \text{ kN m} = 2235540000 \text{ N mm}$$

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{M_{ux}}{(0,9 x L x d^2)} \\
 &= \frac{2235540000}{(0,9 x 3300 x 664^2)} \\
 &= 1,7072
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85x \left(f'c / f_y\right) x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{(2xk)}{(0,85 x f'c)}}\right) \\
 &= 0,85x \left(35 / 420\right) x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{(2x1,7072)}{(0,85 x 35)}}\right) \\
 &= 0,00419
 \end{aligned}$$

$$\text{As perlu} = \rho x L x d$$

$$= 0,00419 x 3300 x 664$$

$$= 9178,2 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= 0,0018 \times L \times d \\ &= 0,0018 \times 3300 \times 664 \\ &= 3944,16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Spasi yang direncanakan sebesar 100 mm, maka jumlah tulangan yang digunakan didapatkan melalui perhitungan berikut.

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang digunakan} &= \frac{(P \text{ pile cap} - 2 \times \text{selimut beton})}{\text{spasi yg digunakan}} + 1 \\ &= \frac{(3300 - 2 \times 75)}{100} + 1 \\ &= 32,5 \approx 33 \text{ bh} \\ \text{As} &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \\ &= 33 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \\ &= 12544,38 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As > As min, maka aman.

Maka, untuk penulangan tarik *pile cap* arah x maupun y digunakan 33D22-100.

### Penulangan tekan

Ditampilkan perhitungan untuk penulangan tekan arah panjang, namun karena dimensi *pile cap* simetris, maka hasilnya akan sama antara arah panjang maupun lebar.

$$\begin{aligned} \text{As min} &= 3944,16 \text{ mm}^2 \\ \text{As perlu} &= 0,0018 \times L \times d \\ &= 0,0018 \times 3300 \times 664 \\ &= 3944,16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Spasi yang direncanakan sebesar 150 mm, maka jumlah tulangan yang digunakan didapatkan melalui perhitungan berikut.

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang digunakan} &= \frac{(P \text{ pile cap} - 2 \times \text{selimut beton})}{\text{spasi yg digunakan}} + 1 \\ &= \frac{(3300 - 2 \times 75)}{150} + 1 \\ &= 22 \text{ bh} \\ \text{As} &= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 \end{aligned}$$

$$= 33 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2$$

$$= 12544,38 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s \text{ min}}$ , maka aman.

Maka, untuk penulangan tekan *pile cap* arah x maupun y digunakan 22D19-150.

### Penulangan tiang

#### Data desain

|                                     |                                                                                            |
|-------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|
| Diameter tiang, D                   | = 600 mm                                                                                   |
| Selimut beton, Cc                   | = 75 mm                                                                                    |
| Diameter tul. longitudinal, db      | = 25 mm                                                                                    |
| Diameter tul. sengkang, ds          | = 13 mm                                                                                    |
| Tinggi efektif penampang            | $= D - Cc - ds - \frac{db}{2}$<br>$= 600 - 75 - 13 - \frac{25}{2}$<br>$= 499,5 \text{ mm}$ |
| Kuat tekan beton, $f_c'$            | = 35 MPa                                                                                   |
| Kuat leleh tul. longitudinal, $f_y$ | = 420 MPa                                                                                  |
| Kuat leleh tul. sengkang, $f_{yv}$  | = 420 MPa                                                                                  |

Berikut disajikan gaya dalam hasil analisis ETABS pada Tabel 2.42.

Tabel 2.42 Gaya dalam hasil *output* ETABS untuk perencanaan *pile cap*

| Aksial - Lentur |           |          |
|-----------------|-----------|----------|
| Kondisi         | P (kN)    | M (kN-m) |
| P max           | 2310.5376 | -17.4082 |
| P min           | 1219.9833 | 13.8776  |
| M Max           | 1629.4241 | -13.5292 |

Dilakukan pengecekan gaya dalam menggunakan *software* spColumn, sehingga digunakan tiang dengan detail berikut.

|                               |                                                                                                  |
|-------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Jumlah tulangan, n            | = 14 bh                                                                                          |
| Luas tul. longitudinal, $A_s$ | $= n \times 0,25\pi \times db^2$<br>$= 14 \times 0,25\pi \times 25^2$<br>$= 6872,2 \text{ mm}^2$ |
| Luas penampang, $A_g$         | $= 0,25\pi \times D^2$<br>$= 0,25\pi \times 600^2$                                               |

$$= 282742,3 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan, } \rho &= \frac{A_s}{A_g} \\ &= \frac{6872,2}{282742,3} \\ &= 2,43\% \end{aligned}$$

Menurut ACI-19 Tabel 18.13.5.7.1, untuk bangunan dengan KDS D-F dan kelas situs A-D, rasio tulangan longitudinal minimumnya adalah 0,5%. Maka, sudah memenuhi syarat.

### **Tulangan Transversal**

Digunakan:

$$\begin{aligned} \text{Spasi tumpuan, } S_s &= 100 \text{ mm} \\ \text{Spasi lapangan, } S_m &= 200 \text{ mm} \\ \text{Luas sengkang tumpuan, } A_v &= 0,25\pi \times d_s^2 \\ &= 0,25\pi \times 13^2 \\ &= 132,732 \text{ mm}^2 \\ \text{Luas per spasi tumpuan, } A_v/S_s &= 2 \times A_v \times A_s \\ &= 2 \times 132,732 \times 100 \\ &= 2,655 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

### **Kuat geser**

$$\begin{aligned} N_u &= 1219983 \text{ N} \\ V_u &= 118380 \text{ N (Hasil ETABS)} \\ \phi &= 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1)} \\ V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \lambda \sqrt{f_c'} \cdot D \cdot d \text{ (SNI 2847:2019 Pasal 22.5.6.1)} \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{1219983}{14 \times 282742,3}\right) 1 \sqrt{35} \cdot 600 \cdot 499,5 \\ &= 394316 \text{ N} \\ V_s \text{ perlu} &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{1219983}{0,75} - 394316 \\ &= 236475 \text{ N} \\ A_s/s &= \frac{V_s}{(f_y v \times d)} \end{aligned}$$

$$= \frac{236475}{(420 \times 499,5)}$$

$$= 1,127 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_v}{S_s} > \frac{A_s}{s}$$

$$2,655 > 1,127, \text{ maka aman.}$$

### **Confinement / kekangan zona sendi plastis**

$$\text{Rasio volumetrik terpasang, } \rho = 4 \frac{A_v}{(s \times D_s)}$$

$$= 4 \frac{132,732}{(100 \times (600 - 2 \times 75 \times 13))}$$

$$= 1,21\%$$

$$\text{Rasio volumetrik perlu, } \rho_{min} = 0,5(0,12 \frac{f_c}{f_{yv}}) \text{ (ACI-19 Tabel 18.13.5.7.1)}$$

$$= 0,5(0,12 \frac{35}{420})$$

$$= 0,5\%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

$$1,21\% > 0,5\%, \text{ maka aman.}$$

### **Diameter sengkang minimum**

Menurut ACI-19 Tabel 18.13.5.7.1, jika diameter tiang lebih besar dari 500 mm maka diameter sengkang minimum adalah 13 mm yang mana sudah sesuai dengan diameter sengkang yang direncanakan.

### **Spasi maksimum zona confinement**

$$\text{Jarak tul. ke penampang pusat, } r_b = \frac{D}{2} - C_c - d_s - \frac{d_b}{2}$$

$$= \frac{600}{2} - 75 - 13 - \frac{25}{2}$$

$$= 199,5 \text{ mm}$$

$$\text{Sudut dua tulangan terdekat, } \theta = \frac{360}{n} = \frac{360}{14} = 25,714^\circ$$

$$\text{Jarak antar tulangan, } h_x = 2 \cdot r_b \cdot \sin\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

$$= 2 \cdot 199,5 \cdot \sin\left(\frac{25,714}{2}\right)$$

$$= 88,786 \text{ mm}$$

S maksimum menurut ACI-19 Tabel 18.13.5.7.1 adalah nilai terkecil dari:

$$S_{\max 1} = \frac{D}{4} = \frac{600}{4} = 150 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\max 3} &= 100 \leq 100 + (350 - h_x) / 3 \leq 150 \\
 &= 100 \leq 100 + (350 - 88,786) / 3 \leq 150 \\
 &= 100 \leq 187,07 \leq 150, \text{ maka digunakan } 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

S<sub>max</sub> yang digunakan adalah 150 mm.

Spasi yang digunakan 100 mm < 150 mm, maka aman.

#### Spasi maksimum luar zona *confinement*

S maksimum menurut ACI-19 Tabel 18.13.5.7.1 adalah nilai terkecil dari:

$$S_{\max 1} = \frac{D}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 12 \times d_b = 6 \times 25 = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\max 3} = 300 \text{ mm}$$

S<sub>max</sub> yang digunakan adalah 300 mm.

Spasi yang digunakan 200 mm < 300 mm, maka aman.

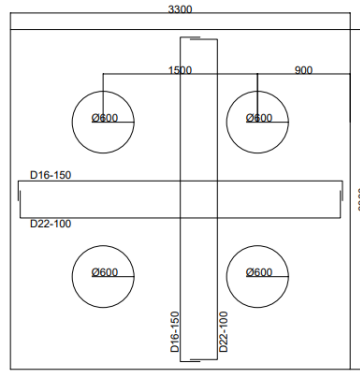
#### Rekap detail fondasi

Hasil perhitungan pendetailan fondasi yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 2.43.

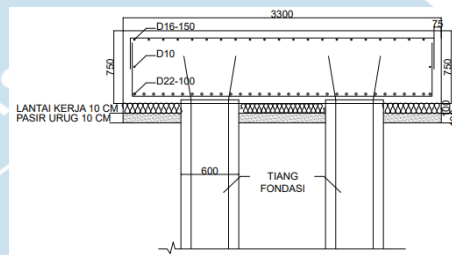
Tabel 2.43 Rekapitulasi fondasi

| P4                    |          |           |    |
|-----------------------|----------|-----------|----|
| Pile Cap              |          |           |    |
| B                     |          | 3300      | mm |
| L                     |          | 3300      | mm |
| H                     |          | 750       | mm |
| Jumlah tiang          |          | 4         | bh |
| Tulangan Tarik        | Arah X   | 33D22-100 |    |
|                       | Arah Y   | 33D22-100 |    |
| Tulangan Tekan        | Arah X   | 22D19-150 |    |
|                       | Arah Y   | 22D19-150 |    |
| Tiang                 |          |           |    |
| Diameter tiang        |          | 600       | mm |
| Tulangan Longitudinal |          | 25        | mm |
| Tulangan Transversal  | Tumpuan  | D13-100   |    |
|                       | Lapangan | D13-200   |    |

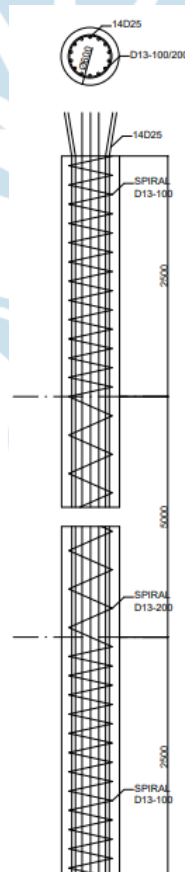
Disajikan juga detail potongan dan memanjang dari fondasi yang ditinjau, dapat dilihat pada Gambar 2.25 hingga Gambar 2.27 berikut.



Gambar 2.25 Detail *pile cap*



Gambar 2.26 Potongan *pile cap*



Gambar 2.27 Detail dan potongan memanjang tiang fondasi