



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE CONEXIO LRT SUPERBLOCK
MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG
BERDASARKAN SNI 2847:2013 DAN EUROCODE 2 :
DESIGN OF CONCRETE STRUCTURE**

DANIEL HERIYANTO SILAEN
NRP. 0311154000019

Dosen Pembimbing
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE CONEXIO LRT SUPERBLOCK
MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG
BERDASARKAN SNI 2847:2013 DAN EUROCODE 2 :
DESIGN OF CONCRETE STRUCTURE**

DANIEL HERIYANTO SILAEN
NRP. 0311154000019

Dosen Pembimbing
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



FINAL PROJECT (RC18-4803)

**DESIGN MODIFICATION OF THE CONEXIO LRT
SUPERBLOCK APARTMENT STRUCTURE USING
PRESTRESSED BEAM SYSTEM BASED ON SNI
2847:2013 AND EUROCODE 2 : DESIGN OF CONCRETE
STRUCTURE**

DANIEL HERIYANTO SILAEN
NRP. 03111540000019

Supervisor I
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering, Environment, and Geo-Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN THE CONEXIO LRT SUPERBLOCK
MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG
BERDASARKAN SNI 2847:2013 DAN EUROCODE 2 :
DESIGN OF CONCRETE STRUCTURE**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

DANIEL HERIYANTO SILAEN

NRP. 031154000019

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tavio, ST, MT, Ph D (Pembimbing I)
2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka DEA (Pembimbing II)

**SURABAYA
JULI, 2019**

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN THE CONEXIO LRT SUPERBLOCK MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG BERDASARKAN SNI 2847:2013 DAN EUROCODE 2 : DESIGN OF CONCRETE STRUCTURE

Nama Mahasiswa : Daniel Heriyanto Silaen
NRP : 03111540000019
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK – ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

ABSTRAK

Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock yang terletak di Jl. Suluki Cemp. No. 14, Jatibening, Kota Bekasi, Jawa Barat terdiri dari 27 lantai, 1 semi basement dan dua basement dengan ketinggian total 80,8 meter. Gedung ini dibangun dengan konstruksi beton bertulang konvensional. Gedung ini akan direncanakan ulang gedung serupa dengan modifikasi penambahan lantai gedung yang difungsikan sebagai ruang pertemuan atau ballroom untuk menyelenggarakan acara-acara formal, sehingga ketinggian Gedung menjadi 52,9 meter. Struktur Balok prategang akan digunakan pada lantai atap agar dapat menahan beban yang ada tanpa adanya kolom di tengah ruangan.

Pada perencanaan struktur Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock didesain dengan menggunakan Sistem Ganda. Dari hasil Analisa yang telah dilakukan didapatkan kesimpulan bahwa balok prategang pada atap memiliki dimensi sebesar 500 x 750 mm dan gaya prategang sebesar 2000 kN. Kehilangan prategang dengan perhitungan SNI 2847:2013 sebesar 21.17% sedangkan kehilangan prategang dengan perhitungan EN1992-1-1:2004 sebesar 32.18%.

Kata Kunci : *Modifikasi, Beton Prategang, Beton Bertulang*

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DESIGN MODIFICATION OF THE CONEXIO LRT SUPERBLOCK APARTMENT STRUCTURE USING PRESTRESSED BEAM SYSTEM BASED ON SNI 2847:2013 ANAD EUROCODE 2 : DESIGN OF CONCRETE STRUCTURE

Name : Daniel Heriyanto Silaen
NRP : 0311154000019
Department : Civil Engineering
Supervisor : 1. Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D
2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

ABSTRACT

The Conexio LRT Superblock Apartment Building is located on Suluki Cemp Street, number 14, Jatibening, Bekasi City, West Java, consisting of 27 floors, 1 semi basement and two basements with a total height of 80.8 meters. This building was built with conventional reinforced concrete construction. In this final project, the building will be re-planned similar to the former building but with the modification of the addition of the building's floor which functions as a meeting room or ballroom to hold formal events. The building's total height is modified thus it becomes 52,9 meters. The prestressed beam structure will be used on the floor of the roof thus it can withstand the load without a column in the center of the room.

In planning the structure of the Apartment Building The Conexio LRT Superblock is designed using a Dual System. From the results of the analysis that has been done it was concluded that the prestressed beam on the roof has a dimension of 500 x 750 mm and prestressing force of 2000 kN. loss of prestressing with the calculation of SNI 2847: 2013 amounting to 21.17% while the prestressed loss with the calculation of EN1992-1-1: 2004 amounted to 32.18%

Keywords: *Modification, Pre-stressed concrete, reinforced concrete*

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen The Conexio Lrt Superblock Menggunakan Sistem Balok Prategang Berdasarkan SNI 2847:2013 Dan Eurocode 2 : Design Of Concrete Structure” ini dengan baik dan tepat waktu. Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Semua anggota keluarga yang telah memberikan semangat selama menjalani perkuliahan di ITS
2. Prof. Tavo, S.T., M.T., Ph.D selaku Dosen Pembimbing I yang telah memberikan bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA. selaku Dosen Pembimbing II yang telah memberikan bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Seluruh dosen pengaja di Departemen Teknik Sipil yang telah mengajar dan membimbing selama masa perkuliahan.
5. Maria Natasia yang senantiasa memberikan hiburan dan semangat kepada saya
6. Putu Pradnyanita, Pelangi Shafira dan Nurcahyo yang telah memberikan bantuan selama proses penyusunan Tugas Akhir ini
7. Rekan – rekan PSDM HMS 2017/2018 yang selalu mempertanyakan progres dari Tugas Akhir ini
8. Rekan – rekan S-58 serta semua pihak yang telah memberikan bantuan dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini

Dalam penulisan Tugas Akhir ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat saya harapkan demi laporan ini.

Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, 26 Juli 2019

Penulis

DAFTAR ISI

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|
| LEMBAR PENGESAHAN | Error! Bookmark not defined. |
| ABSTRAK | iii |
| ABSTRACT | v |
| KATA PENGANTAR | vii |
| DAFTAR ISI | ix |
| DAFTAR GAMBAR | xv |
| DAFTAR TABEL | xix |
| BAB I | 1 |
| 1.1. Latar Belakang | 1 |
| 1.2. Perumusan Masalah | 5 |
| 1.2.1. Permasalahan Utama | 5 |
| 1.2.2. Detail Permasalahan | 5 |
| 1.3. Tujuan | 6 |
| 1.4. Batasan Masalah | 6 |
| 1.5. Manfaat Penulisan | 7 |
| BAB II | 9 |
| 2.1. Umum | 9 |
| 2.2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures dan SNI 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung | 9 |
| 2.2.1. Gaya Prategang..... | 10 |
| 2.2.2. Pemilihan Tendon Baja Prategang | 11 |
| 2.2.3. Kehilangan Prategang..... | 13 |
| 2.2.4. Kontrol kuat Beton Prategang | 13 |
| 2.3. Desain Balok Prategang | 14 |
| 2.4. Tahap Pembebanan Prategang | 14 |
| 2.4.1. Tahap Awal | 15 |
| 2.4.2. Tahap Antara (Intermediate) | 15 |
| 2.4.3. Tahap Akhir..... | 16 |
| 2.5. Balok Prategang Parsial | 17 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 2.6. Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat | 18 |
| 2.7. Sistem Monolit pada Balok Prategang | 22 |
| BAB III | 23 |
| 3.1. Umum | 23 |
| 3.2. Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir..... | 23 |
| 3.3. Pengumpulan Data | 25 |
| 3.4. Studi Literatur | 26 |
| 3.5. Preliminary Desain..... | 26 |
| 3.5.1. Preliminary Desain Struktur Utama Non Prategang..... | 26 |
| 3.5.2. Preliminary Desain Struktur Prategang | 27 |
| 3.6. Perencanaan Struktur Sekunder | 27 |
| 3.6.1. Perencanaan Pelat..... | 27 |
| 3.6.2. Perencanaan Dimensi Tangga | 33 |
| 3.6.3. Perencanaan Balok Lift | 33 |
| 3.6.4. Perencanaan Balok Anak..... | 33 |
| 3.7. Pembebanan..... | 35 |
| 3.7.1. Beban Mati | 35 |
| 3.7.2. Beban Hidup..... | 35 |
| 3.7.3. Beban Gempa | 35 |
| 3.7.4. Pengaruh beban gempa vertical | 47 |
| 3.7.5. Kombinasi..... | 47 |
| 3.8. Analisa Struktur | 47 |
| 3.8.1. Kontrol Permodelan Struktur..... | 47 |
| 3.9. Perencanaan Struktur..... | 52 |
| 3.9.1. Perencanaan Struktur Utama Non Prategang | 52 |
| 3.9.2. Perencanaan Struktur Utama Prategang Menggunakan SNI 2847:2013..... | 54 |
| 3.9.3. Perencanaan Struktur Utama Prategang Menggunakan Eurocode 2:1992..... | 67 |
| 3.10. Pengangkuran..... | 73 |
| 3.11. Sistem Hubungan Balok Kolom..... | 73 |
| 3.11.1. Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit..... | 74 |
| 3.12. Perencanaan Pondasi | 75 |

| | |
|---------------------------------------------------------------|------------|
| 3.13. Gambar Output..... | 81 |
| BAB IV | 83 |
| 4.1. Preliminary Design | 83 |
| 4.1.1. Umum..... | 83 |
| 4.1.2. Data Perencanaan | 83 |
| 4.1.3. Pembebanan | 84 |
| 4.1.4. Perencanaan Balok | 84 |
| 4.1.5. Perencanaan Tebal Pelat..... | 88 |
| 4.1.6. Perencanaan Kolom..... | 95 |
| 4.1.7. Perencanaan Dimensi Dinding Geser..... | 107 |
| 4.2. Perencanaan Struktur Sekunder | 108 |
| 4.2.1. Umum..... | 108 |
| 4.2.2. Perencanaan Tangga..... | 108 |
| 4.2.3. Perhitungan Pelat..... | 121 |
| 4.2.4. Perencanaan Balok Anak..... | 127 |
| 4.2.5. Perencanaan Balok <i>Lift</i> | 132 |
| 4.3. Pembebanan dan Analisa Struktur | 136 |
| 4.3.1. Umum..... | 136 |
| 4.3.2. Permodelan Struktur..... | 136 |
| 4.3.3. Pembebanan Gravitasi..... | 137 |
| 4.3.4. Pembebanan Gempa Dinamis | 139 |
| 4.4. Perencanaan Struktur Utama Pratekan SNI 2847..... | 155 |
| 4.4.1. Umum..... | 155 |
| 4.4.2. Data Perencanaan Beton Pratekan..... | 155 |
| 4.4.3. Mencari Lebar Efektif | 156 |
| 4.4.4. Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton | 157 |
| 4.4.5. Perhitungan Pembebanan | 158 |
| 4.4.6. Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang | 159 |
| 4.4.7. Penentuan Tendon yang Digunakan | 165 |
| 4.4.8. Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang..... | 165 |
| 4.4.9. Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan | 170 |
| 4.4.10. Kontrol Lendutan | 174 |
| 4.4.11. Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak..... | 175 |
| 4.4.12. Kontrol Momen Nominal Setelah adanya Tulangan | 182 |
| 4.4.13. Kontrol Momen Retak..... | 186 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------|------------|
| 4.4.14. Daerah Limit Tendon..... | 187 |
| 4.4.15. Pengangkuran Ujung | 189 |
| 4.4.16. Metode Pelaksanaan | 190 |
| 4.5. Perencanaan Struktur Utama Pratekan EN1992-1-1:2004..... | 192 |
| 4.5.1. Data Perencanaan | 192 |
| 4.5.2. Tegangan Izin dari Beton dan Baja | 192 |
| 4.5.3. Kuat Tekan Beton Saat <i>Jacking</i> | 194 |
| 4.5.4. Rekapitulasi Pembebanan yang Terjadi | 195 |
| 4.5.5. Analisis Penampang | 197 |
| 4.5.6. Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)..... | 199 |
| 4.5.7. Penentuan Tendon | 201 |
| 4.5.8. Kehilangan Gaya Prategang | 202 |
| 4.5.9. Kontrol Gaya Setelah Kehilangan Prategang | 209 |
| 4.5.10. Kontrol Lendutan..... | 210 |
| 4.5.11. Perhitungan Momen Nominal | 211 |
| 4.5.12. Perencanaan Lentur Sendi Plastis..... | 214 |
| 4.5.13. Kontrol Momen Retak..... | 215 |
| 4.5.14. Perhitungan Gaya Geser | 215 |
| 4.5.15. Perencanaan Senggang sendi plastis..... | 217 |
| 4.5.16. Perhitungan Tulangan Torsi | 217 |
| 4.6. Perencanaan Struktur Utama Non Prategang | 218 |
| 4.6.1. Umum | 218 |
| 4.6.2. Perencanaan Balok Induk | 218 |
| 4.6.3. Perencanaan Kolom..... | 241 |
| 4.6.4. Hubungan Balok Kolom..... | 261 |
| 4.6.5. Perencanaan Dinding Geser..... | 264 |
| 4.7. Perencanaan Pondasi | 269 |
| 4.7.1. Umum | 269 |
| 4.7.2. Beban Struktur..... | 270 |
| 4.7.3. Spesifikasi Tiang Pancang..... | 271 |
| 4.7.4. Data Tanah..... | 271 |
| 4.7.5. Daya Dukung..... | 272 |
| 4.7.6. Perencanaan Poer Pada Kolom..... | 283 |
| 4.7.7. Perencanaan Sloof | 291 |

| | |
|-----------------------------|------------|
| BAB V | 297 |
| 5.1. Hasil | 297 |
| 5.2. Saran | 300 |
| DAFTAR PUSTAKA | 303 |
| LAMPIRAN | 305 |

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR GAMBAR

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Gambar 1. 1 Tampak Depan Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock..... | 2 |
| Gambar 2. 3 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi..... | 18 |
| Gambar 2. 4 Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya | 19 |
| Gambar 2. 5 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom..... | 20 |
| Gambar 2. 6 Momen pada Kolom dan Gaya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit) (Fintel dan Ghosh, 1978) | 21 |
| Gambar 2. 7 Efek dari Reaksi Horizontal | 22 |
| Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir..... | 24 |
| Gambar 3. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur..... | 31 |
| Gambar 3. 3 S_s , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R)..... | 40 |
| Gambar 3. 4 S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R)..... | 41 |
| Gambar 3. 5 Perhitungan simpangan tiap lantai..... | 50 |
| Gambar 3. 6 Daerah Limit Kabel | 67 |
| Gambar 3. 7 (a) Variasi prategang yang berdekatan dengan angkur (b) kehilangan prategang di sekitar angkur | 71 |
| Gambar 3. 8 Bagan Hubungan Balok Kolom..... | 74 |
| Gambar 3. 9 Pekerjaan Kolom Sistem Monolit..... | 75 |
| Gambar 3. 10 Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Monolit | 75 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai Ground Floor | .85 |
| Gambar 4. 2 Ilustrasi | 89 |
| Gambar 4. 3 Variasi Pelat pada Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock | 90 |
| Gambar 4. 4 Denah Pelat Tipe 375 x 530 cm..... | 90 |
| Gambar 4. 5 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga | 109 |
| Gambar 4. 6 Ilustrasi Tampak Atas Tangga | 109 |
| Gambar 4. 7 Permodelan Struktur Tangga | 110 |
| Gambar 4. 8 Gaya Dalam Bidang N pada Tangga | 113 |
| Gambar 4. 9 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga | 113 |
| Gambar 4. 10 Gaya Dalam Bidang M pada Tangga..... | 114 |
| Gambar 4. 11 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe 1 | 123 |
| Gambar 4. 12 Ilustrasi Potongan Pelat Rencana..... | 124 |
| Gambar 4. 13 Denah Lift..... | 133 |
| Gambar 4. 14 Pembebanan Balok Penggantungan <i>Lift</i> | 134 |
| Gambar 4. 15 Permodelan dengan ETABS | 137 |
| Gambar 4. 16 Grafik Respon Spektrum Jakarta | 142 |
| Gambar 4. 17 Potongan Melintang Balok Prategang Arah Memanjang pada Tumpuan | 159 |
| Gambar 4. 18 Diagram Tegangan pada Tengah Bentang Balok Pratekan Saat Kondisi Transfer | 162 |
| Gambar 4. 19 Diagram Tegangan pada Tumpuan Balok Pratekan Saat Kondisi Transfer | 162 |
| Gambar 4. 20 Diagram Tegangan Penampang Tengah Bentang pada Balok Pratekan Saat Kondisi Service..... | 163 |
| Gambar 4. 21 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Pratekan Saat Kondisi Service | 164 |
| Gambar 4. 22 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang pada Balok Pratekan Akibat Beban Layan..... | 171 |
| Gambar 4. 23 Diagram Tegangan Penampang Tumpuan Balok Pratekan Akibat Beban layan | 172 |
| Gambar 4. 24 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan Akibat Beban 1D+1L+1E | 173 |
| Gambar 4. 25 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Pratekan Akibat Beban 1D+1L+1E | 174 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Gambar 4. 26 Definisi l_0 untuk penentuan lebar efektif | 197 |
| Gambar 4. 27 Parameter penentuan lebar efektif | 197 |
| Gambar 4. 28 Alur kehilangan pratekan pada EN1992-1-1:2004 | 202 |
| Gambar 4. 29 Perhitungan $\varphi_{(t,t_0)}$ | 209 |
| Gambar 4. 30 Kurva tegangan regangan dari beton pratekan yang disederhanakan | 211 |
| Gambar 4. 31 Ilustrasi kekuatan lentur dari Eurocode | 213 |
| Gambar 4. 32 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart ... | 241 |
| Gambar 4. 33 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column | 243 |
| Gambar 4. 34 Diagram Interaksi Kolom K1 | 246 |
| Gambar 4. 35 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt. UG.. | 246 |
| Gambar 4. 36 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt. UG.. | 247 |
| Gambar 4. 37 Penentuan Gaya Geser pada Kolom | 253 |
| Gambar 4. 38 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah $f_s = 1,25 f_y$ | 254 |
| Gambar 4. 39 Luas Joint Efektif | 262 |
| Gambar 4. 40 Output Investigasi SpColumn..... | 269 |
| Gambar 4. 41 Grafik Daya Dukung Ijin Pancang Terhadap Kedalaman..... | 275 |
| Gambar 4. 42 Group Tiang Pancang..... | 276 |
| Gambar 4. 43 Diagram Gaya Lateral Tiang | 279 |
| Gambar 4. 44 Grafik <i>Immediate Settlement of Isolate Footing</i> .. | 280 |
| Gambar 4. 45 Grafik <i>Influence value for Laterally Loaded Pile</i> | 281 |
| Gambar 4. 46 Grafik <i>Influence Value for Laterally Loaded Pile</i> | 282 |
| Gambar 4. 47 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X) | 286 |
| Gambar 4. 48 Momen dan positif arah x dari ETABS | 287 |
| Gambar 4. 50 Pembebanan Poer Kolom tipe 1 (Arah Sumbu Y) | 289 |
| Gambar 4. 49 Momen positif dan Momen negatif arah Y dari ETABS | 289 |
| Gambar 4. 51 Diagram Interaksi P-M..... | 292 |

Gambar 4. 52 Spesifikasi Penulangan Sloof293

DAFTAR TABEL

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabel 2. 1 Kelas Kekuatan Tarik untuk Beton | 12 |
| Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior | 28 |
| Tabel 3. 2 Tabel Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan Tidak Dihitung | 34 |
| Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs..... | 36 |
| Tabel 3. 4 Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa..... | 37 |
| Tabel 3. 5 Faktor keutamaan gempa | 39 |
| Tabel 3. 6 Koefisien situs, F_a | 42 |
| Tabel 3. 7 Koefisien situs, F_v | 42 |
| Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek, S_{DS} | 43 |
| Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik, S_{D1} | 44 |
| Tabel 3. 10 Koefisien C_u | 49 |
| Tabel 3. 11 Koefisien C_t dan x | 49 |
| Tabel 3. 12 Simpangan ijin struktur | 51 |
| Tabel 3. 13 Koefisien Friksi (μ) dan <i>Woble Effect</i> (K)..... | 57 |
| Tabel 3. 14 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik | 59 |
| Tabel 3. 15 Nilai K_{re} dan J | 60 |
| Tabel 3. 16 Nilai C | 61 |
| Tabel 3. 17 Kelas kekuatan Tarik untuk beton (N/mm^2)..... | 69 |
| Tabel 3. 18 Koefisien Friksi (μ) | 70 |
| Tabel 3. 19 Hubungan antara kehilangan relaxasi dan waktu sampai 1000 jam..... | 71 |
| Tabel 3. 20 Base coefficient α | 77 |
| Tabel 3. 21 Shaft Coefficient β | 78 |
| Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk..... | 86 |
| Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak | 87 |
| Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Prategang | 87 |
| Tabel 4. 4 Rekapitulasi Preliminary Desai Pelat Lantai..... | 94 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabel 4. 5 Beban yang Diterima Kolom Lantai 11-Atap..... | 96 |
| Tabel 4. 6 Beban yang Diterima Kolom Lantai 7 – 11..... | 99 |
| Tabel 4. 7 Beban yang Diterima Kolom Lantai 3 – 7..... | 101 |
| Tabel 4. 8 Beban yang Diterima Kolom Lantai GF – 3..... | 104 |
| Tabel 4. 9 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Tangga..... | 121 |
| Tabel 4. 10 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai..... | 127 |
| Tabel 4. 11 Rekapitulasi Tulangan Balok Anak..... | 131 |
| Tabel 4. 12 Rasio Selisih Pembebanan ETABS dan Manual | 139 |
| Tabel 4. 13 Perhitungan Data Tanah untuk Menentukan Kelas Situs | 140 |
| Tabel 4. 14 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain..... | 141 |
| Tabel 4. 15 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra..... | 142 |
| Tabel 4. 16 Modal Periode dan Frekuensi..... | 144 |
| Tabel 4. 17 Perhitungan Gaya Geser tiap Lantai..... | 146 |
| Tabel 4. 18 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS | 147 |
| Tabel 4. 19 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah <i>Scale Factor</i> | 148 |
| Tabel 4. 20 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon | 149 |
| Tabel 4. 21 Kontrol <i>Dual System</i> | 150 |
| Tabel 4. 22 Batas Simpangan Gedung..... | 150 |
| Tabel 4. 23 Kontrol Drift Arah X..... | 151 |
| Tabel 4. 24 Kontrol Drift Arah Y..... | 152 |
| Tabel 4. 25 Kontrol Eksentrisitas Aktual | 154 |
| Tabel 4. 26 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Tiap Lantai | 154 |
| Tabel 4. 27 Kekuatan Tekan Beton pada Berbagai Umur | 155 |
| Tabel 4. 28 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Transfer | 164 |
| Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Service..... | 164 |
| Tabel 4. 30 Tendon yang Digunakan..... | 165 |
| Tabel 4. 31 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang ... | 170 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabel 4. 32 Rekapitulasi Penulangan Lentur dan Sengkang Balok Prategang | 182 |
| Tabel 4. 33 Rekapitulasi Pembebanan dari ETABS..... | 195 |
| Tabel 4. 34 nilai dari $\epsilon_{cd}(0)$ untuk beton dengan semen kelas normal | 208 |
| Tabel 4. 35 Nilai dari K_h | 208 |
| Tabel 4. 36 Nilai γ dari material beton prategang | 212 |
| Tabel 4. 37 Rekapitulasi Dimensis Balok Induk | 218 |
| Tabel 4. 38 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik..... | 224 |
| Tabel 4. 39 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Negatif..... | 225 |
| Tabel 4. 40 Rekapitulasi Kontrol Batas Penulangan pada Tumpuan | 230 |
| Tabel 4. 41 Rekapitulasi Penulangan Lentur Sebelum Ditambahkan Torsi | 230 |
| Tabel 4. 42 Rekapitulasi Penulangan Lentur Setelah Penambahan Torsi | 239 |
| Tabel 4. 43 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Daerah Sendi Plastis ($<2h$) | 240 |
| Tabel 4. 44 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Luar Daerah Sendi Plastis ($>2h$)..... | 240 |
| Tabel 4. 45 Gaya dalam pada kolom..... | 241 |
| Tabel 4. 46 Persyaratan Dimensi Kolom..... | 242 |
| Tabel 4. 47 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kolom..... | 244 |
| Tabel 4. 48 Rekapitulasi Hasil Perhitungan M_n Balok Induk ... | 245 |
| Tabel 4. 49 Rekapitulasi Kontrol “ <i>Strong Column Weak Beam</i> ” arah X..... | 248 |
| Tabel 4. 50 Rekapitulasi Kontrol “ <i>Strong Column Weak Beam</i> ” Arah X..... | 248 |
| Tabel 4. 51 Rekapitulasi Luas Penampang Hoops Berdasarkan SNI 2847:2013..... | 251 |
| Tabel 4. 52 Rekapitulasi Tulangan Hoop Berdasarkan SNI 2847:2013..... | 251 |
| Tabel 4. 53 Rekapitulasi Perhitungan Panjang L_o pada Masing-Masing Tipe Kolom | 252 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabel 4. 54 Output Program spColumn, ujung bawah kolom ... | 255 |
| Tabel 4. 55 Output Program spColumn, ujung Atas kolom lt. GF | 255 |
| Tabel 4. 56 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Geser yang Digunakan | 256 |
| Tabel 4. 57 Rekapitulasi Pengecekan Kontribusi Beton Diabaikan atau Tidak | 257 |
| Tabel 4. 58 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Geser di Sepanjang Lo..... | 258 |
| Tabel 4. 59 Rekapitulasi Perhitungan Sambungan Lewatan | 260 |
| Tabel 4. 60 Rekapitulasi Penulangan Kolom | 261 |
| Tabel 4. 61 Hasil Perencanaan Dinding Geser | 269 |
| Tabel 4. 62 Beban pada Tipe 1 (Kolom) | 270 |
| Tabel 4. 63 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang | 277 |
| Tabel 4. 64 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok..... | 278 |
| Tabel 4. 65 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral..... | 281 |
| Tabel 4. 66 Kontrol Momen Tiang Pancang | 283 |
| Tabel 4. 67 Rekapitulasi P Ijin Pondasi Tipe 1 –5 | 294 |
| Tabel 4. 68 Rekapitulasi Pile Cap 1 – 5 | 294 |
| Tabel 4. 69 Rekapitulasi Penulangan Poer Tipe 1 – 5..... | 294 |
| Tabel 4. 70 Rekapitulasi Dimensi Sloof Tipe 1 – 5..... | 295 |
| | |
| Tabel 5. 1 Rekapitulasi hasil perancangan berdasarkan SNI 2847:2013 dan EN1992-1-1:2004 | 299 |

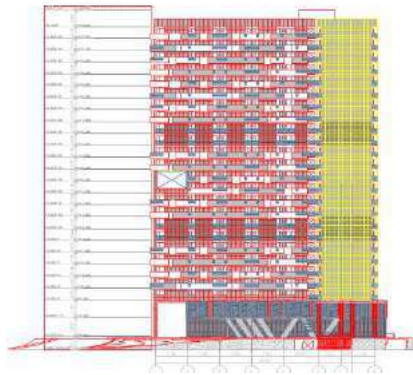
BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Peningkatan jumlah penduduk Indonesia tiap tahunnya selalu berbanding lurus dengan meningkatnya kebutuhan masyarakat. Kebutuhan tersebut dapat terpenuhi apabila infrastruktur yang ada memadai. Pesatnya pembangunan infrastruktur menyebabkan jumlah lahan yang tersedia semakin berkurang karena perkembangan ini tidak disertai juga dengan meningkatnya jumlah lahan sehingga pembangunan infrastruktur arah vertical menjadi solusinya. Salah satu contoh infrastruktur arah vertical penunjang kebutuhan masyarakat adalah gedung apartemen.

Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock yang terletak di Jl. Suluki Cemp. No. 14, Jatibening, Pondokgede, Kota Bekasi, Jawa Barat terdiri dari 27 lantai, 1 semi basement dan dua basement dengan ketinggian total 80,8 meter. Gedung ini dibangun dengan konstruksi beton bertulang konvensional. Pada tugas akhir ini, akan direncanakan ulang gedung serupa dengan modifikasi penambahan lantai gedung yang difungsikan sebagai ruang pertemuan atau ballroom untuk menyelenggarakan acara-acara formal.



Gambar 1. 1 Tampak Depan Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock

(Sumber : adhi persada property)

Dalam sistem beton bertulang, beban eksternal menyebabkan Tarik di serat bawah beton yang berdampak pada retakan. Pada penampang retak, momen yang bekerja dilawan dengan tekanan pada beton dan tarikan pada tulangan baja. Walaupun tulangan baja menyediakan kuat Tarik bagi beton yang retak, hal itu tidak mencegah retakan dan kehilangan kekakuan akibat retak. Lebar retakan berbanding lurus dengan regangan dan diperkuat dengan tegangan dalam tulangan. Tegangan baja harus dibatasi untuk mencegah melebarnya retakan. Besarnya tegangan baja menyebabkan besarnya defleksi. (Gilbert dan Mickleborough, 2005). Oleh karena itu, suatu struktur balok pada sistem ini memiliki bentang tertentu untuk mencegah lendutan besar yang melampaui batas akibat momen lentur. Struktur yang menopang balok dan membaginya menjadi beberapa bentang adalah kolom. Hal ini menyebabkan suatu ruangan luas yang memerlukan bentang Panjang memiliki banyak kolom ditengahnya. Ditinjau dari fungsinya, ruang seminar merupakan suatu ruangan yang dapat menampung banyak orang. Kolom kolom ditengah ruangan dapat mengganggu kenyamanan karena mengurangi estetika dan

fungsi ruangan. Oleh karena itu, dibutuhkan suatu struktur agar balok - balok bentang Panjang memiliki kekuatan yang dapat menahan beban tanpa ditopang oleh kolom tengahnya.

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal (ACI 318M-14, 2014). Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang pada kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai dengan keinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara aktif. Hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Baja adalah bahan yang dibuat untuk bekerja dengan kekuatan Tarik yang tinggi oleh prategang. Beton adalah bahan yang getas apabila ditarik dan kemampuannya menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak dikurangi. Jadi, beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua bahan berkekuatan tinggi (T.Y Lynn dan H. Burns, 1996).

Selain itu, kelebihan beton prategang dibanding beton bertulang adalah (Vernon Marshall, 2001) :

1. Prategang cenderung menetralkan tegangan Tarik dan tekanan yang disebabkan oleh beban sehingga retakan dapat dihilangkan dan sebagai hasilnya seluruh bagian beton menjadi aktif dan menahan beban. Mekanisme ini jauh lebih efektif daripada beton bertulang dimana bagian yang tidak retak di zona tekan saja yang dapat menahan beban.
2. Deformasi yang disebabkan oleh prategang berfungsi untuk mengimbangi deformasi akibat beban.

3. Beton prategang membutuhkan material dan penampang yang lebih kecil daripada beton bertulang karena seluruh bagian dari material berkekuatan tinggi ini dapat dimanfaatkan secara efisien dan efektif untuk menahan beban. Fakta ini mengarahkan beton prategang pada keuntungan lain, yaitu:
 4. Struktur yang lebih kecil dapat menghemat biaya dalam hal penanganan dan transportasi.
 5. Menciptakan struktur yang lebih estetik.
 6. Rentang yang lebih Panjang dimungkinkan karena pengurangan berat penampang.
 7. Metode konstruksi inovatif difasilitasi.

Di Indonesia mengenai peraturan SNI (Standar Nasional Indonesia) prategang menggunakan SNI 2847:2013 dimana peraturan ini mengikuti perkembangan ACI 318M:11. Untuk mendapatkan desain suatu struktur bangunan yang aman serta tahan terhadap gempa bumi, maka struktur juga harus direncanakan sedemikian rupa mematuhi aturan konstruksi yang ada. Aturan konstruksi di suatu negara memiliki kelebihan yang berbeda – beda bila dibandingkan dengan aturan negara lain dan dasar – dasar aturan konstruksi suatu negara dirancang menurut kebutuhan negara itu sendiri. Eropa sebagai suatu benua yang terdiri atas negara – negara maju memiliki suatu persyaratan bangunan gedung yang mengaturnya yaitu “EUROCODE 2 : Design of concrete structures”. Dari kedua peraturan ini dicari hasil desain struktur prategang yang lebih langsing untuk digunakan, sehingga peraturan yang akan dipakai dalam modifikasi ini meliputi: Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013 dan EUROCE 2 : Design of Concrete Structures. Didalam peraturan tersebut mengatur dasar – dasar design struktur beton prategang.

Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock akan direncanakan ulang dengan menggunakan balok prategang pada lantai atap yang akan difungsikan sebagai ballroom. Oleh karena

itu, dibutuhkan perencanaan *preliminary design* yang sesuai dengan standar kriteria perancangan struktur agar balok yang direncanakan memiliki penampang yang efektif dan efisien untuk bekerja menahan beban. Selain itu, perubahan struktur sehingga kedua hal ini sangat penting dihitung ulang demi mendapatkan suatu struktur yang sesuai dan ekonomis. Perencanaan pondasi juga diperlukan agar dimensinya sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan. Selain itu, semua perencanaan ini harus dituangkan dalam bentuk gambar agar orang lain dapat mengerti hal – hal apa yang harus dikerjakan.

1.2. Perumusan Masalah

1.2.1. Permasalahan Utama

1. Bagaimana merencanakan struktur Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock dengan menggunakan sistem balok prategang pada lantai atap agar mendapatkan ruangan yang luas tanpa kolom ditengahnya?

1.2.2. Detail Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* struktur primer dan struktur sekunder Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock yang dimodifikasi menggunakan sistem balok prategang di lantai atap sesuai dengan standar kriteria perancangan struktur?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada struktur Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock?
3. Bagaimana model dan Analisa struktur Gedung Apartemen Conexio LRT Superblock dengan menggunakan program bantu ETABS?
4. Bagaimana merencanakan balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur antara peraturan SNI 2847 2013 dan juga EUROCODE 2?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan?

6. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung dalam gambar Teknik sesuai standar?

1.3. Tujuan

Tujuan dari modifikasi perencanaan struktur Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock ini adalah:

1. Menentukan *preliminary design* struktur primer dan struktur sekunder pada struktur Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock.
2. Menghitung pembebanan pada struktur Gedung Apartemen Conexio LRT Superblock.
3. Memodelkan dan menganalisa struktur Gedung Apartemen Conexio LRT Superblock dengan menggunakan program bantu.
4. Merencanakan dimensi balok prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur antara peraturan SNI 2847 2013 dan juga EUROCODE 2.
5. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan.

Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur Gedung Apartemen Conexio LRT Superblock kedalam gambar Teknik.

1.4. Batasan Masalah

Agar penulisan tugas akhir ini tidak terjadi penyimpangan dalam pembahasan masalah, maka perlu adanya batasan masalah sebagai berikut:

1. Perencanaan tidak menghitung manajemen kontruksi dan analisis biaya.
2. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur.
3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS.

4. Desain dimensioning penulangan terbatas pada struktur tertentu.
5. Tidak menghitung *basement*.
6. Untuk EUROCODE 2 :Design of Concrete Structures digunakan hanya pada saat Analisa Struktur Prategang.

1.5. Manfaat Penulisan

Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah untuk mendapatkan alternative desain pada pembangunan Gedung Apartemen Conexio LRT Superblock dengan menggunakan sistem balok prategang di lantai atap dan untuk menjadi acuan bagi para pembaca tentang pembangunan gedung dengan metode beton prategang pada lantai atap.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal ilmiah dan dasar teori yang berkaitan dengan perencanaan bangunan Gedung Apartemen Conexio LRT Superblock. Dalam perencanaannya perlu ada tinjauan khusus terhadap perencanaan struktur gedung menggunakan beton prategang.

2.2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures dan SNI 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung

SNI 2847:2013 tentang persyaratan beton structural untuk bangunan gedung merupakan revisi dari SNI 03-2847-1992 yang mengacu pada ACI 318M-11 *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Modifikasi yang dilakukan berupa penambahan daftar definisi pada pasal 2.2. (SNI 2847-2013)

Eurocode 2 berlaku untuk mendesain bangunan dan pekerjaan Teknik sipil diantaranya plain, reinforced dan beton prategang. Eurocode 2 dibagi bagi menjadi beberapa bagian tersendiri. Bagian 1 dari Eurocode 2 memberikan sebuah dasar umum untuk mendesain bangunan dan pekerjaan Teknik sipil dalam beton bertulang dan pratekan yang dibuat dengan agregat berat normal. (Eurocode 2 : Design of Concrete Structures)

Beton pratekan adalah bentuk khusus dari beton bertulang. Prategang melibatkan penrepan dari beban tekan awal ke struktur untuk mengurangi atau menghilangkan gaya Tarik internal dan dengan demikian dapat mengontrol atau menghilangkan retak. Beban tekan awal dibebankan dan ditopang dengan tulang baja mutu tinggi (Tendons) yang bereaksi pada beton. Dengan keretakan yang berkurang atau dihilangkan, bagian beton pertekan jauh lebih kaku dari bagian beton bertulang. Pratekan juga dapat memaksimalkan gaya-gaya internal yang berlawanan dengan beban eksternal dan oleh karena itu dapat mengurangi atau bahkan

menghilangkan defleksi. (Gilbert, Mickleborough, and Ranzi. 2017)

SNI 2847-2013 yang mengacu pada ACI 318M-11 memiliki karakteristik yang mirip dengan ACI 318, ACI 318 sendiri berdasarkan suatu pengalaman dari sebelumnya dengan rumus yang menyerupai aturan praktis. Dalam penggunaan safety factor pada ACI tidak diterapkan secara langsung ke material tetapi ke situasi pada saat reinforcement (tension, compression, shear, flexure) hal ini menyebabkan interaction diagram pada ACI lebih terlihat seperti squid. Estimasi crack tidak terdapat pada ACI 318, terdapat suatu aturan untuk separation of reinforcement. Dalam ACI 318 terdapat minimum reinforcement columns yaitu sebesar 1%.

Dalam Eurocode 2 sendiri terbentuk berdasarkan tulisan dalam teori tentang concrete mechanic (*Federation Internationale du Beton and the model code 90*) kemudian disesuaikan dengan koefisien. Eurocode menerapkan secara langsung safety factor kepada material hal ini menyebabkan interaction diagram pada Eurocode lebih seperti oval. Dalam Eurocode 2 terdapat minimum reinforcement columns yaitu sebesar 0,4%.

Pada ACI Code untuk post-tensioned prestressed concrete, terdapat minimum kelas beton yaitu M35. Pada saat kondisi transfer desain hipotesa flexural stress adalah $0.5 (f'_{ci})^{1/2}$, desain compressive stress adalah $0.6 f'_{ci}$ dan crack width adalah 0.2 mm sedangkan pada Eurocode untuk post-tensioned concrete, minimum kelas beton yaitu M35. Pada saat kondisi transfer desain hipotesa flexural stress adalah $0.36 (f'_{ci})^{1/2}$, desain compressive stress adalah $0.4 f'_{ci}$ dan crack width adalah 0.1 mm.

Dalam Eurocode 2:1992 dan SNI 3847:2013 terdapat beberapa perbedaan rumus yaitu pada gaya prategang, yaitu

2.2.1. Gaya Prategang

pada Eurocode, gaya prategang menggunakan rumus

$$P_{m0} \leq \frac{A x f_{ct}(t) + \alpha t o p x M 0}{\alpha t o p x e - 1} \quad (2.1)$$

Sedangkan pada SNI 2847 gaya prategang menggunakan rumus

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (2.2)$$

2.2.2. Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pada Eurocode, tegangan baja yang digunakan tidak boleh lebih dari nilai berikut.

1. Tegangan ijin saat penarikan kabel (jacking)

$$< |0,9| f_{p0.1k} \quad (2.3)$$

$$f_{p0.1k} = 0,1\% \text{ dari tegangan karakteristik baja}$$
2. Gaya prategang yang diberikan pada beton segera setelah tensioning atau setelah transfer, tidak boleh melebihi hasil terendah dari gaya yang ditentukan dari:

$$A_p \cdot B_{pmo} = |0.75| f_{pk} \cdot A_p, \text{ or } |0.85| f_{p0.1k} \cdot A_p \quad (2.4)$$

Dimana:

B_{pmo} = tekan di tendon segera setelah tensioning atau transfer

A_p = are cross-sectional dari tendon

f_{pk} = karakteristik kekuatan Tarik dari baja prategang

$f_{p0.1k}$ = 0.1% dari tegangan karakteristik baja

Pada SNI 2847:2013, tegangan baja yang digunakan tidak boleh lebih dari nilai berikut.

1. Tegangan ijin saat penarikan kabel (*Jacking*)

$$0,94f_{py} \text{ atau } < 0,8f_{pu} \quad (2.5)$$

dan nilai maksimum direkomendasikan pabrik yang membuat tendon prategang dan perangkat angkur.

2. Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya prategang

$$0,70 f_{pu} \quad (2.6)$$

Pada Eurocode, tegangan ijin beton yang digunakan tidak boleh lebih dari nilai berikut.

1. Gaya prategang yang diberikan pada beton segera setelah tensioning atau setelah transfer, tidak boleh melebihi hasil terendah dari gaya yang ditentukan dari:

$$A_p \cdot B_{pmo} = |0.75| f_{pk} \cdot A_p, \text{ or } |0.85| f_{p0.1k} \cdot A_p \quad (2.7)$$

Dimana:

B_{pmo} = tekan di tendon segera setelah tensioning atau transfer

A_p = are cross-sectional dari tendon

f_{pk} = karakteristik kekuatan Tarik dari baja prategang

$f_{p0.1k}$ = 0.1% dari tegangan karakteristik baja

Tegangan ijin pada beton menurut EN 1992-1-1:2004 pasal 5.10.2.2 nilai – nilai ketahanan untuk pascatarik minimal adalah beton C25/30.

Tabel 2. 1 Kelas Kekuatan Tarik untuk Beton

| Strength Class of Concrete | C _{12/15} | C _{16/20} | C _{20/25} | C _{25/30} | C _{30/37} | C _{35/45} | C _{40/50} | C _{45/55} | C _{50/60} |
|----------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| f_{ck} | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| f_{ctm} | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 2.6 | 2.9 | 3.2 | 3.5 | 3.8 | 4.1 |
| $f_{ctk 0.05}$ | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.7 | 2.9 |
| $f_{ctk 0.95}$ | 2.0 | 2.5 | 2.9 | 3.3 | 3.8 | 4.2 | 4.6 | 4.9 | 5.3 |

Pada SNI 2847:2013, tegangan baja yang digunakan tidak boleh lebih dari nilai berikut.

1. Tegangan ijin pada saat pemberian gaya prategangn (sebelum kehilangan)

$$0.60 f_{ci} \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar}) \quad (2.8)$$

$$0.5 \sqrt{f_{ci}} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar}) \quad (2.9)$$

2. Tegangan ijin pada saat beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang

$$0.45f'_c \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar}) \quad (2.10)$$

$$ft \leq 0.62\sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas U}) \quad (2.11)$$

$$0.62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas T}) \quad (2.12)$$

$$ft > \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas C}) \quad (2.13)$$

2.2.3. Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang pada Eurocode, terdiri dari 2 kategori yaitu kehilangan langsung (kehilangan akibat rangkai, kehilangan akibat perpendekan elastis, gesekan yang berada pada jack dan ankur, gesekan disepanjang tendon, kehilangan akibat pengangkuran, kehilangan akibat relaksasi, kehilangan akibat lendutan) dan *time dependent losses*. Sedangkan pada SNI 2847:2013 kehilangan prategang dikelompokkan kedalam 2 kategori juga yaitu kehilangan langsung (kehilangan akibat pengangkuran, kehilangan akibat perpendekan elastis, kehilangan akibat kekangan kolom) dan kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan akibat rangkai, kehilangan akibat susut, kehilangan akibat relaksasi baja)

2.2.4. Kontrol kuat Beton Prategang

Pada kontrol kuat beton prategang Eurocode, kontrol retak dapat dilakukan dua cara yaitu berdasarkan area penulangan minimum dan limiting crack width.

Pada kontrol kuat beton prategang SNI 2847:2013 terdapat beberapa kontrol yang harus diperhatikan yaitu kontrol momen nominal, kontrol kuat batas beton prategang, kontrol momen retak, kontrol lentur, dan kontrol geser

2.3. Desain Balok Prategang

Desain Struktur beton pratekan melibatkan banyak pertimbangan, yang paling penting adalah penentuan distribusi tegangan pada masing – masing anggota struktur. Besarnya prategang dan tata letak tendon dalam struktur biasanya ditentukan dari prasyarat kemampuan dari struktur tersebut. Agar persyaratan terpenuhi, perkiraan yang cukup akurat tentang besarnya gaya prategang diperlukan. Hal ini memerlukan prosedur yang andal untuk penentuan kehilangan langsung dan kehilangan akibat waktu dari gaya prategang yang berada pada kondisi transfer dan layan, dimana kedua kondisi tersebut merupakan dua tahap penting dalam rancangan beton pratekan. (Adewuyi dan Franklin, 2011)

Tiga kondisi batas layan yang paling umum adalah pemeriksaan pada baja tarikan pratekan dan tegangan tekan beton, kontrol retak dan deformasi. Rasio bentang dan besar prategang mengatur parameter untuk kontrol deformasi. Kebanyakan standar desain memberlakukan balok beton pratekan dalam kelas yang berbeda yang biasanya didasarkan pada tingkat tegangan lentur yang diijinkan untuk kontrol retak efektif. Namun, pembatasan tegangan adalah faktor fundamental yang menentukan kemampuan structural beton pratekan. Batas yang dikenakan pada tegangan beton untuk menghindari retak longitudinal dan membatasi deformasi rangkai. Juga, batas ditetapkan untuk tegangan efektif dalam tendon setelah kehilangan yang diijinkan untuk mencegah tegangan pada baja prategang berada dibawah kemampuan yang dapat menyebabkan deformasi tendon yang tidak elastis. Tegangan lentur adalah hasil dari momen lentur akibat gravitasi atau beban yang bekerja dan gaya pratekan eksentrik. (Adewuyi dan Franklin, 2011)

2.4. Tahap Pembebanan Prategang

Salah satu pertimbangan istimewa pada beton prategang adalah banyaknya tahapan pembebanan dimana sebuah komponen struktur dibebani.

2.4.1. Tahap Awal

Batang atau struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beba eksternal. Tahap ini selanjutnya dapat dibagi dalam beberapa tahap, beberapa diantaranya tidak penting oleh karenanya dapat diabaikan pada desain-desain tertentu.

- Sebelum diberi Gaya Prategang

Sebelum beton diberi gaya prategang, beton cukup lemah dalam memikul beban; oleh karena itu harus dicegah agar tidak terjadi kehancuran pada perletakan.

- Pada saat diberi Gaya Prategang

Merupakan percobaan yang kritis dari kekuatan tendon. Seringkali tegangan maksimum yang mungkin dialami oleh tendon terjadi pada saat penarikan.

- Pada saat Peralihan Gaya Prategang

Untuk komponen-komponen pratarik peralihan gaya prategang dilakukan sekaligus dan dalam waktu yang singkat. Untuk komponen-komponen struktur pasca-tarik, peralihan seringkali secara bertahap, gaya prategang pada tendon-tendon dialihkan ke beton satu per satu. Pada kedua keadaan tersebut tidak ada gaya eksternal pada komponen struktur kecuali berat sendirinya.

- Desentring dan Penarikan Kembali

Jika sebuah komponen struktur dicor dan diberi gaya prategang ditempat, maka pada umumnya komponen tersebut akan memikul sendiri selama atau sesudah diberi gaya prategang. Jadi bekisting dapat dibongkar setelah diberi gaya prategang, dan tidak ada pembebanan baru terjadi pada struktur. Beberapa struktur beton mengalami penarikan ulang. Ini adalah sistem prategang dalam dua tahap atau lebih. Jadi tegangan-tegangan pada berbagai macam tahap penarikan harus terjadi.

2.4.2. Tahap Antara (Intermediate)

Ini adalah tahapan selama pengangkutan dan penempatan. Hal ini terjadi hanya pada komponen-komponen struktur pracetak

bila diangkat ke lapangan dan dipasang pada tempatnya. Hal ini penting sekali untuk menjamin bahwa komponen-komponen struktur tersebut telah ditumpu dan diangkat dengan semestinya.

2.4.3. Tahap Akhir

Ini adalah bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur seperti konstruksi-konstruksi lain, pendesain harus mempertimbangkan berbagai macam kombinasi beban hidup pada setiap bagian yang berbeda dari struktur akibat beban lateral seperti angin dan gaya-gaya gempa, dan dengan beban-beban regangan seperti yang dihasilkan oleh penurunan pada tumpuan dan pengaruh temperatur. Untuk struktur beton prategang, terutama untuk jenis-jenis yang tidak umum, seringkali perlu untuk menyelidiki retak-retak dan beban batasnya, perilakunya akibat beban yang bekerja tetap (*sustained load*) selain akibat beban kerja.

- Beban yang Bekerja Tetap (*Sustained Load*)

Lendutan ke atas atau ke bawah dari komponen struktur prategang akibat beban tetap yang sesungguhnya (sering hanya terdiri dari beban mati) seringkali merupakan faktor penentu dalam desain, karena pengaruh dalam rangkai akibat lentur akan memperbesar nilainya. Sehingga seringkali dikehendaki untuk membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

- Beban Kerja

Untuk mendesain akibat beban kerja haruslah ada pemeriksaan terhadap tegangan dan regangan yang berlebihan. Tidak perlu ada suatu jaminan atas kekuatan yang cukup untuk memikul beban yang berlebihan.

- Beban Retak

Retak pada komponen beton prategang berarti perubahan yang mendadak pada tegangan retak dan tegangan geser. Hal ini seringkali merupakan ukuran bagi kekuatan leleh.

- Beban Batas

Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak terlalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk

kelebihan beban. Karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum tertentu, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (*ultimate strength*). Secara umum kekuatan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang dapat dipikul secara hancur.

2.5. Balok Prategang Parsial

Balok beton pratekan parsial biasanya digunakan di gedung bertingkat yang memerlukan rentang Panjang antar kolom dan secara fungsional atau estetis memerlukan balok dangkal. Balok balok pratekan parsial ini cocok untuk diterapkan dalam gedung bertingkat yang didominasi beban seismik daripada sistem balok pratekan penuh yang biasanya digunakan untuk jembatan. Dalam penerapan sistem pratekan penuh, tendon prategang dianggap bekerja penuh tanpa memperhitungkan kontribusi baja tulangan ringan dalam menahan beban. Dalam perhitungan analitis seperti itu, baja tulangan dianggap secara praktis disediakan sedemikian rupa sehingga desain struktur akan menjadi tidak ekonomis karena kontribusi baja tulangan dalam menahan beban diabaikan. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015)

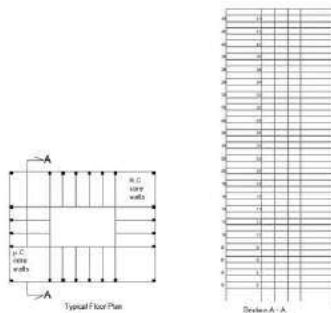
Balok beton prategang parsial adalah balok beton dengan kombinasi strand prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat strand prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktilm sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan strand prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40%-70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktil. (Artiningsih,2008)

2.6. Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat

Balok pascatarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi dalam beberapa tahun, dampak pasca Tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K. Ghosh pada tahun 1989. Pada studinya digunakan gedung tipikal seperti pada **Gambar 2.3.**

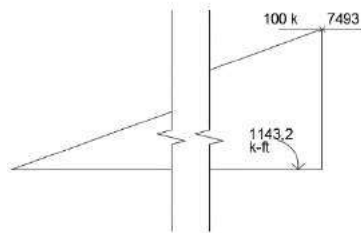
Yang menjadi fokus utama studinya adalah kekangan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan pasca Tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektifitas pasca Tarik.

Pada analisis awal didapat, efek dari post tension pada lantai tertentu diperpanjang sampai hanya beberapa tingkat dibawahnya. Sebagai contoh, efek signifikan dari post tension pada lantai 10 diperpanjang sampai ke tingkat 4 dan tidak lebih jauh kebawah. Ditunjukkan pada **Gambar 2.4.**



Gambar 2. 1 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi (Fintel dan Ghosh, 1978)

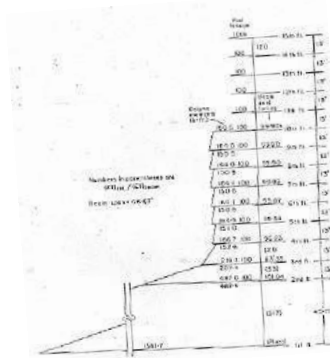
menginduksi perpindahan horizontal pada puncak kolom tingkat satu. Jika kolom dikekang pada dasarnya, perpindahan disertai dengan momen pada kolom, dan pada waktu yang sama mengurangi pasca Tarik yang masuk ke balok yang ditarik. (**Gambar 2.5**). jumlah dari kehilangan prategang ke kolom tergantung dari kekakuan lentur relative dari kolom dan kekakuan aksial dari balok.



Gambar 2. 3 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom

(Fintel dan Ghosh, 1978)

Dalam kondisi ekstrim dari kekakuan yang tinggi, semua gaya akan meregangkan kolom kaku dan tidak akan menekan balok. Hasil studi lainnya menunjukkan apabila semua lantai telah diberikan pasca Tarik sebesar 100kips, maka akan terjadi penumpukan momen yang sangat besar pada kolom paling bawah, dapat dilihat dari **Gambar 2.6** dimana superposisi telah dibuat untuk tiap tiap kolom dan tiap tiap balok dari efek pasca tarikan semua balok lantai pada dan tingkat diatasnya, menyajikan gaya dan momen kolom kumulatif dan gaya prategang dibalok. (Fintel dan Ghosh, 1978)

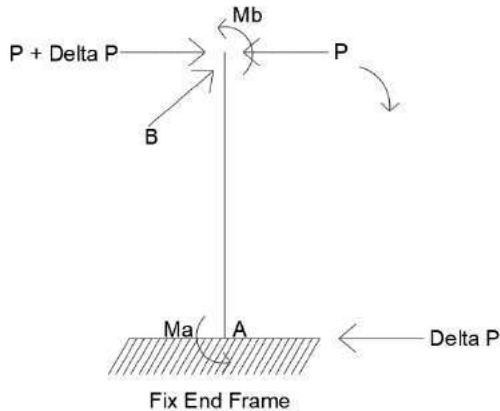


Gambar 2. 4 Momen pada Kolom dan Gaya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit)
(Fintel dan Ghosh, 1978)

2.7. Sistem Monolit pada Balok Prategang

Rangka pemikul momen terdiri dari kolom dan balok yang terhubung dengan kaku. Untuk memenuhi persyaratan stabilitas struktur karena beban siklik lateral, dianjurkan untuk meningkatkan area tulangan kompresi (A_s') pada tumpuan balok atau dekat hubungan balok – kolom. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015)

Dampak prategang terhadap sistem monolit yaitu momen akibat perpendekan longitudinal disebabkan oleh gaya prategang yang memberikan reaksi horizontal pada bagian bawah kolom.



Gambar 2. 5 Efek dari Reaksi Horizontal
(Abeles, Bardhah dan Turner, 1976)

Pada **Gambar 2.1** dapat dilihat bahwa untuk menghasilkan gaya prategang P pada arah longitudinal, gaya $P + \Delta P$, dimana ΔP adalah reaksi horizontal. ΔP untuk perletakan jepit dapat dicari menggunakan persamaan berikut. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976):

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{l_h} \quad (2.1)$$

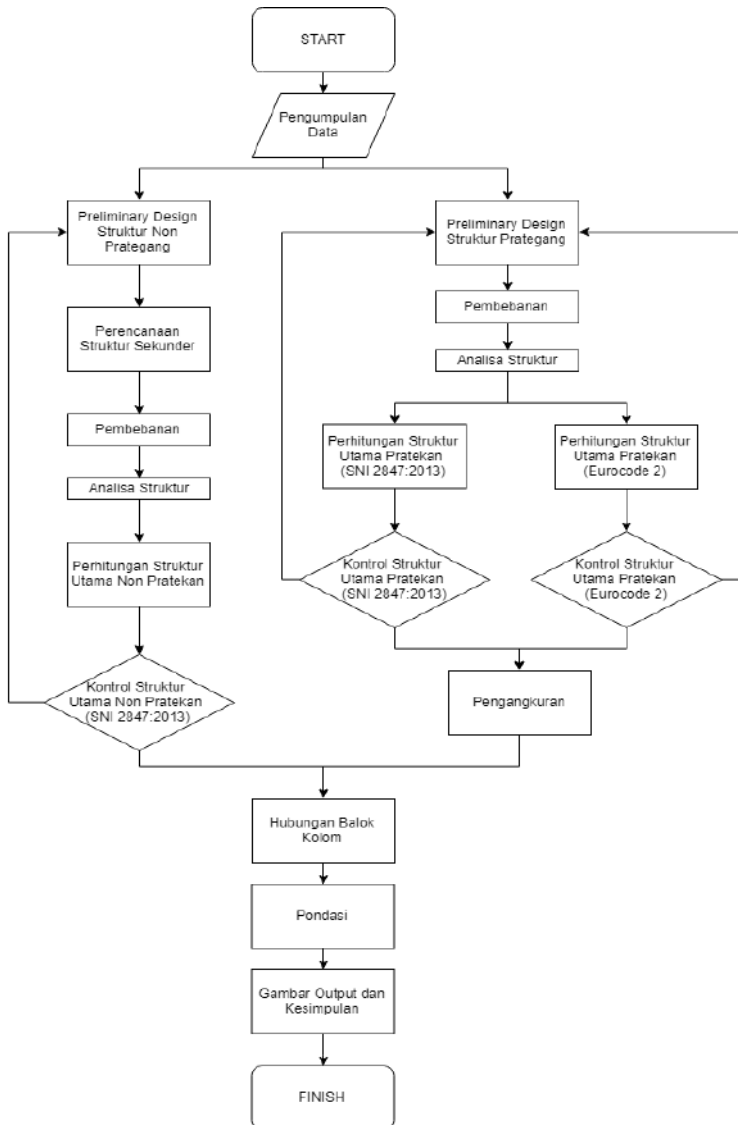
BAB III METODOLOGI

3.1. Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan uraian yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuann akhir dari Analisa struktur yang akan disajikan.

3.2. Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Lingkup pekerjaan yang akan dilaksanakan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini akan diterangkan sesuai began alir pada **Gambar 3.1** dibawah ini:



Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

3.3. Pengumpulan Data Data Umum

- Nama Gedung : Apartemen The Conexio
– LRT Superblock
 - Lokasi : Jl. Suluki Cempaka
Jatibening, Bekasi
 - Fungsi : Hunian Apartemen
 - Jumlah Lantai : 27 Lantai, 1 semi
basement, dan 2 basement
 - Ketinggian Tiap Lantai :
 - Basement 1 dan 2 : 3 m
 - Semi basement : 3,3 m
 - Lantai GF : 5 m
 - Lantai UG : 4,5 m
 - Lantai 3 : 3.1 m
 - Lantai 5-12 : 3.1 m
 - Lantai 14-27 : 3.1 m
 - Tinggi bangunan : 80,8 m
 - Total luas area : 4394 m²
 - Struktur utama : Struktur beton bertulang
2. Data Bahan
- Kekuatan tekan beton (f_c') : -
 - Tegangan leleh baja : -
3. Data Gambar
- Gambar Struktur : (Lampiran)
 - Gambar Arsitektur : (Lampiran)

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton prategang dan data bangunan yang direncanakan sebagai berikut

1. Data Umum

- Nama Gedung : Apartemen The
Conexio – LRT Superblock

- Lokasi : Jl. Suluki Cempaka
Jatibening, Bekasi
 - Fungsi : Hunian Apartemen
 - Jumlah Lantai : 16 Lantai
 - Ketinggian Tiap Lantai :
 - Lantai GF : 5 m
 - Lantai UG : 4,5 m
 - Lantai 3-16 : 3,1 m
 - Tinggi bangunan : 52,9 m
 - Total luas area : 4394 m²
 - Struktur utama : Struktur beton
Bertulang
 - Atap : Struktur beton
Prategang
2. Data Bahan
- Kekuatan tekan beton (f_c') : 30 MPa
 - Tegangan leleh baja : 420 MPa
3. Data Gambar
- Gambar Struktur : (Lampiran)
 - Gambar Arsitektur : (Lampiran)

3.4. Studi Literatur

Literatur yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini bersumber dari beberapa buku, jurnal, dan peraturan. Literatur – literatur yang digunakan dicantumkan pada daftar pustaka.

3.5. Preliminary Desain

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013, yaitu

3.5.1. Preliminary Desain Struktur Utama Non Prategang

3.5.1.1. Perencanaan dimensi balok induk

Perencanaan balok mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. perencanaan tinggi balok

mengikuti **Tabel 3.2** dan perencanaan lebar balok mengikuti persamaan 3.19

3.5.1.2. Perencanaan dimensi kolom

Perencanaan dimensi kolom awalnya harus menentukan beban yang akan membebani kolom tersebut, kemudian dikalikan dengan faktor beban, lalu dapat dicari luasan dari kolom tersebut sesuai dengan rumus

$$A = \frac{W}{\phi \times f'c} \quad (3.20)$$

dimana:

- A = Luas kolom rencana
- W = Beban total terfaktor
- f'c = Mutu beton (MPa)
- ϕ = 0,65 (factor reduksi)

3.5.2. Preliminary Desain Struktur Prategang

Menentukan dimensi awal balok prategang yang akan digunakan sesuai dengan SNI 2847:2013. Penampang awal beton prategang didesain berdasarkan ketentuan ketentuan sesuai SNI 2847:2013 pasal 18. Selain itu juga dapat didesain dengan asumsi yang sesuai dengan ketentuan tinggi dimensi balok pada **Tabel 3.2**.

3.6. Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi

3.6.1. Perencanaan Pelat

3.6.1.1. Perencanaan Dimensi Pelat

a. Menentukan tebal minimum pelat

Dimensi tebal minimum pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 persamaan 9-13, antara lain:

- 1) Untuk α_{fm} sama atau lebih kecil dari 0,2 menggunakan **tabel 3.1**

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

| Tegangan leleh, f_y MPa** | Tanpa penebalan* | | | Dengan penebalan* | | |
|-----------------------------|---------------------|-------------------------|----------------|---------------------|-------------------------|----------------|
| | Panel eksterior | | Panel interior | Panel eksterior | | Panel interior |
| | Tanpa balok pinggir | Dengan balok pinggir*** | | Tanpa balok pinggir | Dengan balok pinggir*** | |
| 80 | 2 $n / 33$ | $n / 36$ | $n / 36$ | $n / 36$ | $n / 40$ | $n / 40$ |
| 20 | 4 $n / 30$ | $n / 33$ | $n / 33$ | $n / 33$ | $n / 36$ | $n / 36$ |
| 20 | 5 $n / 28$ | $n / 31$ | $n / 31$ | $n / 31$ | $n / 34$ | $n / 34$ |

Untuk konstruksi dua arah, l_n adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain

*Panel drop drop didefinisikan dalam 13.2.5

** Untuk f_y antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier

*** Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai α_f untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8

(SNI 2847:2013, Tabel 9.5 (c))

- 2) Untuk α_{fm} lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (3.1)$$

(SNI 03-2847-2013, persamaan 9 – 12)

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- 3) Untuk α_{fm} lebih besar dari 2, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \quad (3.2)$$

(SNI 2847:2013, persamaan 9 – 13)

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

- 4) Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α_f tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternative ketebalan minimum yang ditentukan pada persamaan 3.1 atau 3.2 harus dinaikan paling tidak 10 persen pada panel dengan tepi yang tidak menerus.

Dimana:

- α_{fm} adalah nilai rata – rata dari α_f untuk semua balok pada tepi dari suatu panel, dengan rumus sebagai berikut.

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}} \quad (3.3)$$

dengan :

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3 \quad (3.4)$$

$$I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12} \quad (3.5)$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w}\right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)} \quad (3.6)$$

- β adalah rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek pelat, dengan rumus sebagai berikut.

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} < 2 \quad (\text{pelat 2 arah}) \quad (3.7)$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} > 2 \quad (\text{pelat 1 arah}) \quad (3.8)$$

dengan :

L_n = bentang bersih yang lebih panjang

S_n = bentang bersih yang lebih pendek

In adalah panjang bentang bersih dalam arah memanjang diukur muka ke muka balok.

b. Menentukan Lebar Efektif

Dimensi lebar efektif dari balok harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 8.12.2 dan pasal 8.12.3

1) Interior tidak boleh melebihi :

$$- be_1 = \frac{1}{4} \times L \quad (3.9)$$

$$- be_2 = bw + 8t \quad (3.10)$$

$$- be_3 = bw + \frac{1}{2} S \quad (3.11)$$

2) Eksterior tidak boleh melebihi dari :

$$- be_1 = \frac{1}{12} \times L \quad (3.12)$$

$$- be_2 = bw + 6t \quad (3.13)$$

$$- be_3 = bw + \frac{1}{2} S \quad (3.14)$$

dimana :

be = lebar efektif

L = panjang bentang balok

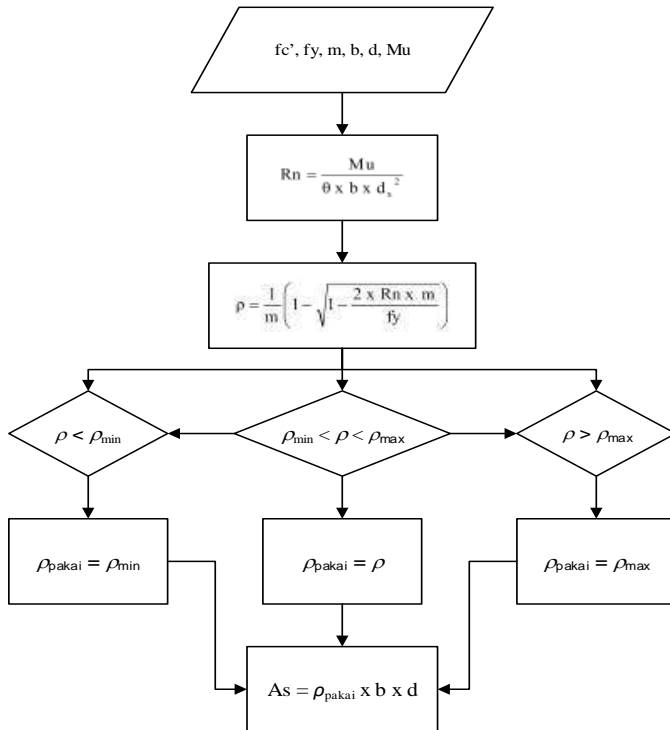
t = tebal slab

S = jarak bersih ke badan di sebelahnya

3.6.1.2. Penulangan Pelat

Perencanaan tulangan pelat terbagi menjadi perhitungan tulangan lentur pelat, perhitungan tulangan geser, dan perhitungan tulangan susut.

a. Perhitungan tulangan lentur pelat



Gambar 3. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur

b. Perhitungan tulangan geser

Perhitungan kebutuhan tulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4, antara lain.

- 1) Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan
- 2) Cek apakah $V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$. apabila tidak memenuhi maka diperlukan perbesaran penampang.
- 3) Kriteria kebutuhan tulangan geser menurut SNI 2847:2013 pasal 11.4.7 :

- Jika $V_u \leq 0,5 \phi V_c$, maka tidak diperlukan penulangan geser
- Jika $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$, maka perlu memakai tulangan geser minimum
- Jika $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$, maka diperlukan tulangan geser
- Jika $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u$, maka diperlukan tulangan geser dimana :
 - V_u adalah gaya geser berfaktor
 - V_c adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton, dengan rumus sebagai berikut.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (3.15)$$

- V_s adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser, dengan rumus sebagai berikut.

$$V_s = \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad (3.16)$$

- V_n adalah kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)
- ϕ sama dengan 0,6 (untuk geser)

Bila Sengkang tertutup tidak diperlukan, Sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur. (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4).

c. Perhitungan tulangan susut

Kebutuhan tulangan susut diatur dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1. luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014:

- 1) Slab yang menggunakan batang ulir mutu 280 atau 350..... 0,0020
- 2) Slab yang menggunakan batang ulir atau tulangan kawat las Mutu 420..... 0,0018

- 3) Slab yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 Mpa yang diukur dengan regangan leleh sebesar 0,35 persen..... $0,0018\left(\frac{420}{f_y}\right)$

3.6.2. Perencanaan Dimensi Tangga

Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – rol. Persyaratan dalam perencanaan dimensi tangga adalah sebagai berikut:

$$60 \leq (2t + i) \leq 65$$

$$(3.17)$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \quad (3.18)$$

dimana:

α = Kemiringan tangga

t = tinggi tanjakan

i = lebar injakan

3.6.3. Perencanaan Balok Lift

Metode perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan balok lift merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan katrol lift balok penggantung. Ruang landasan diberi kelonggaran (*lift pit*) supaya pada saat lift mencapai lantai bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan. Selain itu, *lift pit* berfungsi untuk menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya tali putus. Perencanaan ini mencakup perencanaan balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift. Asumsi pembebanan balok lift mengacu pada brosur.

3.6.4. Perencanaan Balok Anak

Beban pelat yang diteruskan ke balok anak dihitung sebagai beban ekuivalen yang berbentuk trapezium pada arah yang lebih panjang dan segitiga pada arah yang lebih pendek. Beban ekivalen ini selanjutnya akan digunakan untuk menghitung gaya – gaya dalam yang terjadi di balok anak untuk menentukan tulangan lentur dan geser (perhitungan tulangan longitudinal sama dengan pelat).

3.6.4.1. Perencanaan dimensi balok anak

Perencanaan balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2

a. Perencanaan tinggi balok anak

Perencanaan tinggi balok menggunakan Tabel 3.2

Tabel 3. 2 Tabel Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan Tidak Dihitung

| Komponen Struktur | Tebal minimum, h | | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|-------------------------|----------------|
| | Te rtumpu sederhana | S atu ujung menerus | K edua ujung menerus | Ka ntilever |
| | Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar | | | |
| Pelat massif satu - arah | 0 | 1/2 | 1/24 | 1/1 |
| Balok atau pelat rusuk satu - arah | 6 | 1/18,5 | 1/21 | 1/8 |
| <p>CATATAN : Panjang bentang dalam mm. Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasi sebagai berikut :</p> <p>(a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (<i>equilibrium density</i>), W_c, di antara 1440 sampai 1840 kg/m³. Nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,003W_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.</p> | | | | |

(b) Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

SNI 2847:2013 Tabel 9.5 (a)

b. Perencanaan lebar balok anak

$$b = \frac{2}{3} \times h \quad (3.19)$$

3.6.4.2. Penulangan Balok Anak

Cara perhitungan penulangan balok anak sama dengan penulangan balok induk.

3.7. Pembebanan

Penggunaan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di SNI 1727:2013 dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 1727:2013 pasal 2.3.2 antara lain:

3.7.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural lainnya serta peralatan layanan terpasang lain termasuk berat keran. (SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1)

3.7.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. (SNI 1727:2013) Pasal 4.1)

3.7.3. Beban Gempa

Menurut SNI 1726:2012, terdapat 2 metode Analisa gempa dinamik, yaitu analisis respon spectrum dan analisis respon dinamik riwayat gempa (time history). Pada Tugas Akhir ini digunakan analisis gempa dengan menggunakan respon spectrum. Berikut merupakan tahapan perhitungan Analisa respon spectrum untuk mendapatkan nilai gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat.

3.7.3.1. Menentukan kelas situs

SNI 1726:2012 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2012 pasal 5.4.2 persamaan (2).

Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

| Kelas situs | \bar{v}_s (m/detik) | \bar{N} atau \bar{N}_{ch} | \bar{s}_u (kPa) |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|-------------------|
| SA (batuan keras) | >1500 | N/A | N/A |
| SB (batuan) | 750 sampai 1500 | N/A | N/A |
| SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak) | 350 sampai 750 | >50 | ≥ 100 |
| SD (tanah sedang) | 175 sampai 350 | 15 sampai 50 | 50 sampai 100 |
| SE (tanah lunak) | <175 | <15 | <50 |
| | Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa | | |
| SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1) | Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa | | |

(Tabel 3 SNI 1726:2012)

3.7.3.2. Menentukan kategori risiko bangunan dan faktor keutamaan gempa

Sesuai Tabel 1 SNI 1726:2012, untuk berbagai risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan Ie menurut Tabel 2 SNI 1726:2012. Faktor keutamaan gempa bergantung pada kategori risiko bangunan mengikuti **Tabel 3.4** dan **Tabel 3.5**

Tabel 3. 4 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

| Jenis Pemanfaata | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <p>Gedung dan non Gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan – Fasilitas sementara – Gudang penyimpanan – Rumah jaga dan struktur kecil lainnya | I |
| <p>Semua Gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, ternasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Perumahan – Rumah took dan rumah kantor – Pasar – Gedung perkantoran – Gedung apartemen/ rumah susun – Pusat perbelanjaan/ mall – Bangunan industry – Fasilitas manufaktur – Pabrik | II |
| <p>Gedung dan non Gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat</p> | |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <p>terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk ::</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non Gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari – hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non Gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p> | III |
| <p>Gedung dan non Gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> | |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan – bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Struktur tambahan (termasuk Menara telekomunikasi, tangka penyimpanan bahan bakar, Menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangka air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non Gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p> | IV |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|

(Tabel 1 SNI 1726:2012)

Tabel 3. 5 Faktor keutamaan gempa

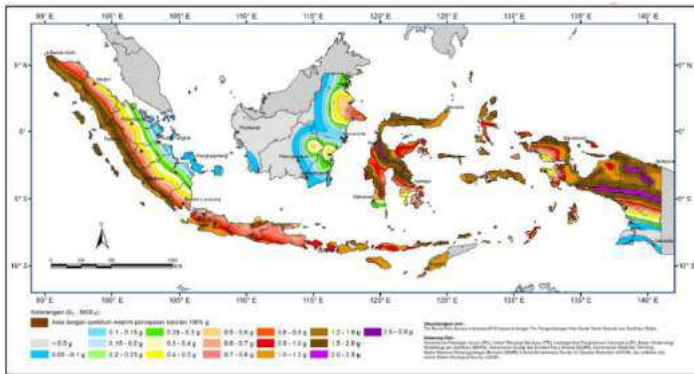
| Kategori risiko | Faktor keutamaan gempa, I_e |
|-----------------|----------------------------------|
| I atau II | 1,00 |
| III | 1,25 |
| IV | 1,50 |

(Tabel 2 SNI 1726:2012)

Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock termasuk ke dalam kategori IV sehingga faktor keutamaan gempa gedung sebesar 1,00.

3.7.3.3. Menentukan nilai S_s dan S_1

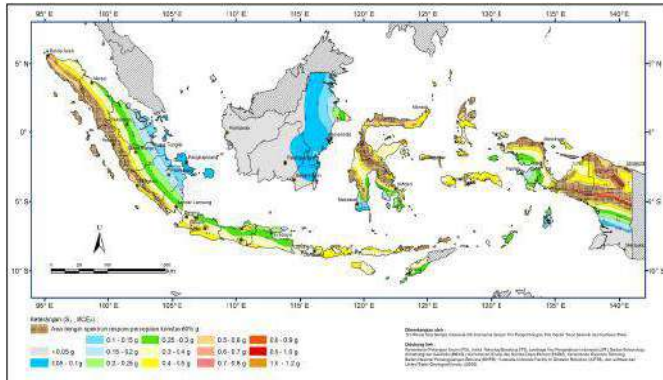
S_s adalah parameter percepatan respons spectral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen (SNI 1726:2012). Nilai S_s diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona Indonesia pada **Gambar 3.3**.



Gambar 3. 3 S_s , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R)

(SNI 1726:2012, Gambar 9)

S_1 adalah parameter percepatan respons spectral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (SNI 1726:2012). Nilai S_1 diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia **Gambar 3.4**.



Gambar 3. 4 S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R)

(SNI 1726:2012, Gambar 10)

3.7.3.4. Menentukan faktor amplifikasi getaran

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik (F_v). Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) bergantung pada nilai situs terdahulu dan nilai S_s , sementara faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik (F_v) bergantung pada kelas situs terdahulu dan nilai S_1 . Nilai F_a dan F_1 ditentukan oleh **Tabel 3.6** dan **Tabel 3.7**.

Tabel 3. 6 Koefisien situs, Fa

| Kelas Situs | Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik, S _s | | | | |
|-------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| | S _s ≤ 0,25 | S _s = 0,5 | S _s = 0,75 | S _s = 1,0 | S _s ≥ 1,25 |
| SA | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| SB | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| SC | 1,2 | 1,2 | 1,1 | 1,0 | 1,0 |
| SD | 1,6 | 1,4 | 1,2 | 1,1 | 1,0 |
| SE | 2,5 | 1,7 | 1,2 | 0,9 | 0,9 |
| SF | SS ^b | | | | |

(SNI 1726:2012, Tabel 4)

Tabel 3. 7 Koefisien situs, Fv

| Kelas Situs | Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada perioda pendek, T = 1 detik, S _s | | | | |
|-------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|----------------------|--------------------|----------------------|
| | S ₁ ≤ 0,1 | S ₁ = 0,2 | S ₁ = 0,3 | S ₁ = 1 | S ₁ ≥ 0,5 |
| SA | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| SB | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| SC | 1,7 | 1,6 | 1,5 | 1,4 | 1,3 |
| SD | 2,4 | 2 | 1,8 | 1,6 | 1,5 |
| SE | 3,5 | 3,2 | 2,8 | 2,4 | 2,4 |
| SF | SS | | | | |

(SNI 1726:2012, Tabel 5)

Catatan :

1. Untuk nilai – nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
2. S_s = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs spesifik

3.7.3.5. Menentukan S_{MS} dan S_{M1}

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.21)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.22)$$

3.7.3.6. Menghitung nilai S_{D1} dan S_{DS}

Parameter percepatan spectral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} harus ditentukan melalui persamaan berikut : (SNI 1726:2012 pasal 6.3)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.23)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.24)$$

3.7.3.7. Menentukan kategori desain seismic (K_{DS})

Dari nilai S_{DS} , S_{D1} dan kategori resiko gedung akan didapatkan dua kategori desain seismik. Nilai yang diambil adalah yang paling terbesar dari kedua K_{DS} tersebut. Nilai tersebut didapatkan harus dari nilai dalam **Tabel 3.8** dan **Tabel 3.9**.

Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek, S_{DS}

| Nilai S_{DS} | Kategori Risiko | |
|----------------------------|--------------------|----|
| | I atau II atau III | IV |
| $S_{DS} < 0.167$ | A | A |
| $0.167 \leq S_{DS} < 0.33$ | B | C |
| $0.33 \leq S_{DS} < 0.50$ | C | D |
| $0.5 \leq S_{DS}$ | D | D |

(SNI 1726:2012, Tabel 6)

Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode 1 detik, S_{DI}

| Nilai S_{DI} | Kategori Risiko | |
|-----------------------------|--------------------|----|
| | I atau II atau III | IV |
| $S_{DI} < 0.167$ | A | A |
| $0.067 \leq S_{DI} < 0.133$ | B | C |
| $0.133 \leq S_{DI} < 0.20$ | C | D |
| $0.20 \leq S_{DI}$ | D | D |

(SNI 1726:2012, Tabel 7)

3.7.3.8. Menentukan sistem struktur dan parameter struktur

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah sistem rangka ruang dimana komponen – komponen struktur balok, kolom, dan sambungan menahan gaya – gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser, dan aksial. SRPM dapat dikelompokkan sebagai berikut :

- a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB); suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan – ketentuan SNI beton pasal 1 – 20 dan 22, serta Pasal 21.1.2 dan 21.2. sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS B
- b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM); suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan – ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi *detailing* pasal 21.1.2 dan 21.1.8 serta 21.3. sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas sedang dan dapat digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimum KDS C.
- c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK); Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan – ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan

– ketentuan pasal 21.1.2 hingga 21.1.8, pasal 21.5 hingga 21.8, serta pasal 21.11 hingga 21.13. Sistem ini memiliki tingkat daktilitas penuh dan harus digunakan untuk bangunan yang dikenakan KDS D, E, dan F.

Sistem struktur yang dipilih harus sesuai dengan Batasan dan memperhatikan koefisien dalam jenis sistem struktur sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.2.2.

3.7.3.9. Menghitung koefisien respon seismic

Koefisien respons seismic, C_s harus ditentukan sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1 :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.25)$$

dimana :

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek.

R = Faktor modifikasi respons yang ditentukan oleh sistem penahan gempa yang dipilih

I_e = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan kategori risiko

Nilai C_s yang dihitung \leq dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.26)$$

Dan $C_s \geq$ dari :

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 \quad (3.27)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.28)$$

Dimana :

S_{D1} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1,0 detik

T = Perioda fundamental struktur (detik)

S_1 = Parameter percepatan spektrum respons maksimum

3.7.3.10. Menghitung berat seismic efektif

Berat seismic efektif struktur, harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya, yaitu:

- Daerah yang digunakan untuk penyimpanan : minimum sebesar 25 % beban hidup lantai (beban lantai di garasi public dan struktur parkir terbuka, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 % dari berat seismic efektif pada suatu lantai tidak perlu disertakan);
- Jika ketentuan untuk partisi diisyaratkan dalam desain beban lantai, diambil yang terbesar di antara berat partisi actual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0.46 kN/m²;
- Berat operasional total dari peralatan yang permanen;
- Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya

3.7.3.11. Menghitung distribusi gaya vertical

Gaya gempa lateral (F_x), dalam (kN), yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.29)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (3.30)$$

dimana :

C_{vx} = Faktor distribusi vertical

V = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

W_x dan W_i = Bagian berat seismic efektif total struktur pada tingkat i atau x (kN)

h_x dan h_i = Tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x , dalam meter (m)

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur berikut ini: struktur dengan perioda 0,5 atau kurang,

$k=1$ struktur dengan perioda 2,5 atau lebih, $k=2$ struktur dengan perioda 0,5 – 2,5 $k=2$ atau interpolasi linear antara 1 dan 2.

3.7.4. Pengaruh beban gempa vertical

Pengaruh beban gempa vertical, E_v , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut

$$E_v = 0,2 S_{DS} D$$

Dimana :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons pada perioda pendek yang diperoleh dari tabel 3.8

D = pengaruh beban mati

3.7.5. Kombinasi

Beban – beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.2.1 sehingga

d. $U = 1,4 D$

e. $U = 1,2 D + 1,6 L$

f. $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$

g. $U = 1,0 D + 1,0 L$

h. $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

dimana:

U = Beban Ultimate

D = Beban Mati

L = Beban Hidup

E = Beban Gempa

3.8. Analisa Struktur

Analisa struktur utama menggunakan program bantu untuk mendapatkan reaksi – reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur. Model harus memenuhi beberapa kriteria dibawah agar gaya gempa yang terjadi pada model dapat digunakan untuk perhitungan perencanaan.

3.8.1. Kontrol Permodelan Struktur

Kontrol permodelan struktur dilakukan setelah memperoleh Analisa dari program bantu, hal ini dilakukan agar

mengetahui desain yang dilakukan telah memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada peraturan. Kontrol permodelan struktur yang dilakukan sebagai berikut.

3.8.1.1. Kontrol partisipasi massa (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1)

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa actual dalam masing – masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

3.8.1.2. Kontrol perioda Fundamental struktur (SNI 1726:2012 pasal 7.8.2)

Perioda fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan property struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari **Tabel 3.10** dan perioda fundamental pendekatan, T_a , yang ditentukan sesuai pasal 7.8.2.1. sebagai alternative pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur, T , diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, T_a , yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.31)$$

dimana :

h_n = ketinggian struktur (m)

C_t = koefisien yang ditentukan dari **Tabel 3.11**

x = koefisien yang ditentukan dari **Tabel 3.11**

Tabel 3. 10 Koefisien C_u

| Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, SDI | Koefisien C_u |
|---------------------------------------------------------------------------|-----------------|
| $\geq 0,4$ | 1,4 |
| 0,3 | 1,4 |
| 0,2 | 1,5 |
| 0,15 | 1,6 |
| $\leq 0,15$ | 1,7 |

(SNI 1726:2012, Tabel 14)

Tabel 3. 11 Koefisien C_t dan x

| Tipe Struktur | C_t | x |
|-----------------------------------------------------------|--------|------|
| 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 |

(SNI 1726:2012, Tabel 15)

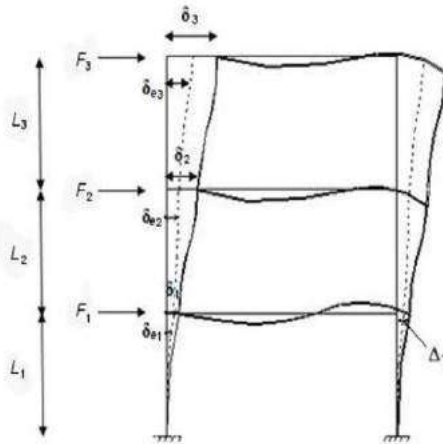
3.8.1.3. Kontrol skala gaya dinamis (SNI1726:2012 pasal 7.9.4.1)

Bila perioda fundamental yang dihitung melebihi $C_u T_a$, maka $C_u T_a$ harus digunakan sebagai pengganti dari T dalam arah itu. Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan

prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 V/V_t$.

3.8.1.4. Kontrol drift/defleksi bangunan (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6)

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa terletak tidak segaris dalam arah vertical, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertical dari pusat massa tingkat diatasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan, defleksi harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditetapkan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.



Gambar 3. 5 Perhitungan simpangan tiap lantai

(SNI 1726:2012, Gambar 5)

Dengan penjelasan :

Tingkat 3

F_3 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e3} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_3 = C_d \delta_{e3}/I_E =$ perpindahan yang diperbesar

$\Delta_3 = (\delta_{e3} - \delta_{e2}) C_d/I_E \leq \Delta_a$ (**Tabel 16**)

Tingkat 2

$F_2 =$ gaya gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_{e2} =$ perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_2 = C_d \delta_{e2}/I_E =$ perpindahan yang diperbesar

$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d/I_E \leq \Delta_a$ (**Tabel 16**)

Tingkat 1

$F_1 =$ gaya gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_{e1} =$ perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_1 = C_d \delta_{e1}/I_E =$ perpindahan yang diperbesar

$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a$ (**Tabel 16**)

$\Delta_1 =$ Simpangan antar lantai

$\Delta_i/L_i =$ Rasio simpangan antar lantai

$\delta_3 =$ Perpindahan total

Tabel 3. 12 Simpangan ijin struktur

| 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 system dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpanan antar lantai | 0,025 h | 0,02 h | 0,015 h |
| Struktur dinding geser kantilever batu bata | 0,010 h | 0,010 h | 0,010 h |
| Struktur dinding geser batu bata lainnya | 0,007 h | 0,007 h | 0,007 h |

| | | | |
|------------------------|---------|---------|---------|
| Semua struktur lainnya | 0,020 h | 0,015 h | 0,010 h |
|------------------------|---------|---------|---------|

(SNI 1726:2012 Tabel 16)

3.9. Perencanaan Struktur

Perencanaan struktur yang digunakan merupakan konsep desain yang hendak digunakan pada perhitungan perencanaan gedung.

3.9.1. Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

Setelah memperoleh Analisa gaya dalam menggunakan program bantu dilakukan kontrol desain serta penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang terdapat pada SNI 2847:2013. Kontrol desain dilakukan untuk Analisa struktur bangunan, sehingga memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada peraturan. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (servisibility) dan beban ultimate. Apabila desain memenuhi, maka dilanjutkan ke output gambar. Apabila tidak memenuhi, maka harus mendesain ulang dimensi struktur bangunan.

3.9.1.1. Perencanaan tulangan balok

Perencanaan tulangan balok terbagi atas tulangan lentur dan tulangan geser, dan tulangan torsi bila diperlukan.

a. Perencanaan tulangan lentur balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 2847:2013 pasal 21.3.2.

b. Perhitungan tulangan geser balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.1.1 persamaan 11 – 1 yaitu harus memenuhi:

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (3.32)$$

Dimana :

V_n = kuat geser nominal penampang

V_u = kuat geser terfaktor pada penampang

Φ = reduksi kekuatan geser = 0,75 (SNI 2847:2013, pasal 9.3)

Kuat geser nominal dari penampang terdiri dari kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s).

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.33)$$

$$V_c = 0,17\alpha\sqrt{f'c}b_wd \quad (3.34)$$

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.35)$$

dimana :

V_u = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_n = kuat geser nominal

V_c = kuat geser beton

V_s = kuat geser nominal tulangan geser

c. Kontrol torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila :

$$T_u \leq \frac{\phi\sqrt{f'c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (3.36)$$

Perencanaan penampang terhadap torsi :

$$T_u \leq \phi T_n \quad (3.37)$$

Tulangan Senggang untuk punter :

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_y}{s} \cot \theta \quad (3.38)$$

dimana :

T_u = momen torsi terfaktor

T_n = kuat momen torsi

T_c = kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

T_s = kuat momen torsi nominal tulangan geser

A_0 = luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser mm^2

3.9.1.2. Perencanaan tulangan kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 23.5.1.

3.9.2. Perencanaan Struktur Utama Prategang Menggunakan SNI 2847:2013

Dalam perencanaan beton prategang pada Tugas Akhir ini, perencanaan balok prategang dengan menggunakan sistem monolit, jacking ditempat dan sistem pasca Tarik, yaitu sistem prategang dimana kabel ditarik setelah beton mengeras. Langkah – langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut.

3.9.2.1. Gaya prategang

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, gaya tersebut kemudian akan disalurkan ke penampang. Gaya prategang mempengaruhi tendon dan baja sesuai dengan esentrisitas yang digunakan, terdefiniskan pada persamaan dibawah. (Nawy, 2001)

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (3.39)$$

3.9.2.2. Pemilihan tendon baja prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prateng yang ada. Pemiliha tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada SNI 2847:2013 pasal 18.5.1.

Tegangan baja yang digunakan tidak boleh melampaui nilai berikut

a. Tegangan ijin saat penarikan kabel (*Jacking*)

$$0,94f_{py} \text{ atau } < 0,8f_{pu} \quad (3.40)$$

dan nilai maksimum direkomendasikan pabrik yang membuat tendon prategang dan perangkat angkur.

b. Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya prategang

$$0,70 f_{pu} \quad (3.41)$$

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai – nilai berikut

a. Tegangan ijin pada saat pemberian gaya prategangn (sebelum kehilangan)

$$0.60f_{ci} \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar}) \quad (3.42)$$

$$0.5\sqrt{f_{ci}} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar}) \quad (3.43)$$

b. Tegangan ijin pada saat beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang

$$0.45f'_c \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar})$$

$$ft \leq 0.62\sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas U})$$

$$0.62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas T})$$

$$ft > \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas C})$$

Setelah memilih tendon baja prategang, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847:2013. Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan.

3.9.2.3. Kehilangan prategang

Kehilangan pratengan dapat dikelompokkan kedalam 2 kategori, yaitu:

1) Kehilangan segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang yang terdiri dari

a. Kehilangan akibat pengangkuran (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran, sebagai berikut

$$\Delta = \frac{Srata-rata}{\Delta a} \times 100\% \quad (3.44)$$

$$\Delta a = \frac{\sigma L}{E_s} \quad (3.45)$$

dimana :

Δ = kehilangan gaya prategang (%)

Δa = deformasi pada angkur

σ = tegangan pada beton

E_s = modulus elastisitas baja prategang

L = panjang kabel

S_{rata}^2 = harga rata-rata slip angkur (2.5mm)

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Perhitungan kehilangan prategang akibat perpendekan elastis, sebagai berikut

$$ES = Kes \times n \times F_{cir} \quad (3.46)$$

dimana :

Kes = 1 untuk komponen pratarik dan 0,5 untuk komponen pasca Tarik (digunakan)

n = perbandingan modulus elastisitas beton dan baja (E_s/E_c)

E_s = Modulus elastisitas baja

E_c = Modulus elastisitas beton

F_{cir} = tegangan pada penampang beton (F_o/A)

c. Kehilangan akibat gesekan (*Woble Effect*) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2.2)

Perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan, sebagai berikut:

$$P_s = P_x \cdot e^{-\Sigma(\mu\alpha_i + KL_i)} \quad (3.47)$$

$$\Delta = (1 - e^{-\mu\alpha - KL}) \times 100\% \quad (3.48)$$

$$\alpha = 8 \times \frac{f}{L} \quad (3.49)$$

dimana :

P_s = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat *friction*

P_x = Gaya awal prategang di tengah bentang

K = Koefisien *Woble Effect*, sesuai **Tabel 3.13**

L = Panjang bersih balok

α = Sudut kelengkungan

μ = Koefisien gesekan

f = Fokus tendon (eksetrisitas dari c.g.s)

Tabel 3. 13 Koefisien Friksi (μ) dan *Woble Effect* (K)

| Type Tendon | Wobble Effect Coefficient | | Curvature Coefficient |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|----------|-----------------------|
| | K/foot | K/meter | μ /radial |
| Tendon in flexible metal sheating : Wire tendon - 7-wires strand hight-strength bars | 0.0010 | – 0.0033 | – 0.15 – 0.25 |
| | 0.0015 | 0.0049 | 0.15 – 0.25 |
| | 0.0005 | – 0.0016 | – 0.08 – 0.30 |
| | 0.0020 | 0.0066 | |
| | 0.0001 | – 0.0003 | – |
| 0.0006 | 0.0020 | | |
| Tendon in Rigid Metal Duct 7-wires strand | 0.0002 | 0.00066 | 0.15 – 0.25 |
| Pregreased tendons Wire tendons and 7-wire strand | 0.0003 | – 0.0010 | – 0.05 – 0.15 |
| | 0.0020 | 0.0066 | |
| Mastic-Coated Tendons and 7-wire strand | 0.0010 | – 0.0033 | – 0.05 – 0.15 |
| | 0.0020 | 0.0066 | |

(Lin dan Burns, 1996)

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Kehilangan ini perlu diperhitungkan untuk desain cor monolit, karena pada saat jacking beton terkekang oleh kolom. Kehilangan ini didasarkan pada sistem pengecoran cast in place.

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (3.50)$$

dimana :

M_B dan M_A = Momen muka kolom pada titik A dan B akibat gaya P yang bekerja

h = tinggi kolom

2) Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relative lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah

a. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

Perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai untuk *bounded tendon*, sebagai berikut

$$CR = K_{cr} \cdot \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \cdot [f_{cir} - f_{cds}] \quad (3.51)$$

dimana :

K_{cr} = 2 untuk pratarik 1,69 untuk pascatarik (digunakan)

f_{cds} = tegangan beton didaerah c.g.s akibat beban tetap (dead load)

f_{cir} = tegangan beton didaerah c.g.s akibat gaya awal prategang

b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 20.6.1.d)

Untuk komponen pasca Tarik dapat dihitung menggunakan rumus

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \quad (3.52)$$

dimana :

$\frac{V}{S}$ = V adalah ratio volume dan S adalah luas permukaan

Koefisien $0,06 \frac{V}{S}$, dalam satuan inci = $0,0236 \frac{V}{S}$ dalam satuan cm.

K_{sh} = 1 (metode pratarik), lihat **Tabel 3.14** (metode pasca tarik)

RH = Kelembaban relatif udara sekitar

Tabel 3. 14 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik

| K_{SH} | Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang (hari) |
|----------|--------------------------------------------------------------|
| 0.92 | 1 |
| 0.85 | 3 |
| 0.8 | 5 |
| 0.77 | 7 |
| 0.73 | 10 |
| 0.64 | 20 |
| 0.58 | 30 |
| 0.45 | 60 |

(Lin dan Burns, 1996)

c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.3)

Perhitungan kehilangan prategangan akibat relaksasi baja, sebagai berikut

$$RE = [K_{re} - J](SH + CR + ES) \times C \quad (3.53)$$

dimana :

K_{re} = Koefisien Relaksasi baja, terdapat pada **Tabel 3.15**

J = Koefisien Relaksasi, terdapat pada **Tabel 3.15**

SH = Kehilangan prategang akibat susut

CR = Kehilangan prategang akibat rangkakan

ES = Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

C = Koefisien batang stress relieved

Tabel 3. 15 Nilai K_{re} dan J

| Tipe Tendon | K_{re} (psi) | J |
|--------------------------------------------------|----------------|-------|
| Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 270 | 20.000 | 0,15 |
| Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 250 | 18.500 | 0,14 |
| Kabel wires stress-relieved mutu 240 atau 235 | 17.600 | 0,13 |
| Kabel strand relaksasi rendah mutu 270 | 5000 | 0,04 |
| Kabel wires relaksasi rendah mutu 250 | 4630 | 0,037 |
| Kabel wires relaksasi rendah mutu 240 atau 235 | 4400 | 0,035 |
| Bar relaksasi rendah mutu 145 atau 160 | 6000 | 0,05 |

(Lin dan Burns, 1996)

Tabel 3. 16 Nilai C

| f_{si}/f_{pu} | Tegangan Kabel | Tegangan Batang (Bar) atau Kabel Relaksasi Rendah |
|-----------------|----------------|---------------------------------------------------|
| 0,80 | | 1,28 |
| 0,79 | | 1,22 |
| 0,78 | | 1,16 |
| 0,77 | | 1,11 |
| 0,76 | | 1,05 |
| 0,75 | 1,45 | 1,00 |
| 0,74 | 1,36 | 0,95 |
| 0,73 | 1,27 | 0,90 |
| 0,72 | 1,18 | 0,85 |
| 0,71 | 1,09 | 0,80 |
| 0,70 | 1,00 | 0,75 |
| 0,69 | 0,94 | 0,70 |
| 0,68 | 0,89 | 0,66 |
| 0,67 | 0,83 | 0,61 |
| 0,66 | 0,78 | 0,57 |
| 0,65 | 0,73 | 0,53 |
| 0,64 | 0,68 | 0,49 |
| 0,63 | 0,63 | 0,45 |
| 0,62 | 0,58 | 0,41 |
| 0,61 | 0,53 | 0,37 |
| 0,60 | 0,49 | 0,33 |

(Lin dan Burns, 1996)

3.9.2.4. Kontrol kuat batas beton prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai – nilai sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.13.

a. Kontrol momen nominal

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada saat penampang mencapai kuat nominal (f_{ps}) yang menghasilkan nilai momen nominal. Nilai f_{ps} pada balok dihitung dengan rumus pada SNI 2847:2013 pasal 18.7.

Momen nominal merupakan momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang fungsinya menahan momen ultimate dan momen retak yang terjadi. Momen nominal dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f_c'} \right) \quad (3.54)$$

Dengan syarat :

$$\phi M_n > M_u \quad ; \quad \phi M_n > 1.2 M_{cr} \quad (3.55)$$

dimana :

M_n = Momen nominal

M_u = Momen ultimate ($1.2MD + 1.6ML$)

A_{ps} = luasan tendon prategang

f_{ps} = tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominal

d_p = jarak penampang baja ke serat atas beton

b = lebar penampang beton

f_c' = mutu beton

ϕ = angka reduksi (0.9)

b. Kontrol kuat batas beton prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai – nilai berikut

$$1.2 M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n \quad (3.56)$$

dimana :

M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok prategang

M_u = momen ultimate balok prategang

M_n = Kapasitas penampang

Φ = Faktor reduksi

c. Kontrol momen retak

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retakan – retakan kecil pertama pada balok beton prategang yang dihitung dengan teori elastic, dengan menganggap bahwa retakan mulai terjadi saat tegangan Tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya (f_r). Momen retak dapat dihitung menggunakan percamaan berikut

$$M_{cr} = M_1 + M_2 \quad (3.57)$$

$$M_1 = F \times (e + Kt) \quad (3.58)$$

$$M_2 = F_r \times Wb \quad (3.59)$$

$$F_r = 0,7\sqrt{f'_c} \quad (3.60)$$

dimana :

M_{cr} = Momen Crack

F = gaya prategang pada saat servis

e = eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton

Kt = daerah kern diatas sumbu netral beton

f_r = tegangan tarik pada serat terluar beton

Wb = momen resisten bawah (I/Yb)

d. Kontrol lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap yang kritis, baik pada saat jacking atau tahap beban layan. Hal ini bertujuan untuk mengetahui apakah dimensi dari balok mampu untuk memikul tegangan yang diberikan, dimana tegangan ijin yang diberikan berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)

$$\sigma_{ct,b} = \frac{F}{A} \mp \frac{F.e}{Wt,b} \pm \frac{M_{DL}}{Wt,b} \pm \frac{M_{LL}}{Wt,b} \leq \sigma_{ijin\ ct,b} \quad (3.61)$$

dimana :

$\sigma_{ct,b}$ = Tegangan lentur yang terjadi pada serat atas dan bawah

F = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

A = Luas penampang

Wt, b = Modulus elastis penampang

e = Eksentrisitas dari garis netral beton prategang (c.g.c) ke tendon baja (c.g.s)

M_{DL} = Momen akibat berat sendiri

M_{LL} = Momen akibat beban hidup

$\sigma_{ijin\ ct,b}$ = Tegangan ijin sesuai ketentuan pada SNI.

e. Kontrol geser

Kontrol geser dan perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.3.1, dimana dapat digunakan 2 perumusan yaitu perumusan secara umum dan perumusan secara rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

Rumus untuk perhitungan kontrol geser, sebagai berikut

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.62)$$

dimana :

$$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u.dp}{M_u} \right) \times bw \times d \quad (3.63)$$

Serta V_c harus memenuhi persyaratan berikut

$$0,17\lambda\sqrt{f'_c}.bw.d \leq V_c \leq 0,42\lambda\sqrt{f'_c}.bw.d \quad (3.64)$$

Bila diperlukan perhitungan geser secara rinci, dapat digunakan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 11.3.31 dan 11.3.3.2 dengan V_c harus terkecil dari V_{ci} dan V_{cw}

$$V_{ci} = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c}.bw.dp + V_d + \frac{V_i.M_{cro}}{M_{max}} \right) \quad (3.65)$$

Dimana $dp \geq 0,8 h$ dan

$$V_{ci} \geq 0,17\lambda\sqrt{f'_c}.bw.d \quad (3.66)$$

Dengan,

$$M_{cro} = \frac{1}{y_t} \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d \right) \quad (3.67)$$

Dan nilai - nilai M_{max} dan V_i harus dihitung dari kombinasi beban yang menimbulkan momen maksimum pada penampang yang ditinjau.

V_{cw} harus dihitung dengan

$$V_{cw} = \left(0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} \right) bw.dp + V_p \quad (3.68)$$

dimana :

V_c = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

V_u = Kuat geser ultimate dari kombinasi beban yang ada

- V_{ci} = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser
 V_{cw} = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang
 V_d = Gaya geser pada penampang akibat beban mati tidak terfaktor
 V_i = Gaya geser terfaktor pada penampang akibat beban luar yang terjadi bersamaa dengan M_{max}
 V_p = Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang
 I = Momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor yang bekerja
 y_t = Garis netral
 b_w = Lebar badan / garis tengah penampang
 D = Jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik
 M_{cro} = Momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur pada penampang akibat beban luar
 M_{max} = Momen terfaktor maksimum pada penampang akibat beban luar
 f_d = Tegangan akibat beban mati tak terfaktor, pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik disebabkan oleh beban luar
 f_{pc} = Tegangan tekan pada beton setelah kehilangan pada titik berat penampang yang menahan beban luar atau pertemuan antara badan dan flens jika titik berat terletak dalam flens
 f_{pe} = Tegangan tekan pada beton akibat gaya prategang efektif saja setelah memperhitungkan kehilangan pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik terjadi akibat beban luar

3.9.2.5. Kontrol lendutan

Lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas – batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. Berikut adalah kontrol lendutan yang harus dilakukan yaitu

- Lendutan akibat tekanan tendon

Perhitungan lendutan akibat tekanan tendon dapat dihitung sebagai berikut

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{Po \times l^4}{Ec \times I} \quad (3.69)$$

Dengan nilai **Po** sebesar

$$Po = \frac{8 \times Fo \times f}{l^2} \quad (3.70)$$

dimana :

- Po = Gaya Prategang (N)
- f = Fokus tendon (eksentrisitas dari c.g.s)
- l = panjang efektif (mm)
- Ec = Modulus elastisitas beton (MPa)
- I = Inersia balok (mm⁴)

- Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok

Eksentrisitas terhadap c.g.c pada letak tendon menyebabkan lendutan kearah bawah (karena menyebabkan momen negatif)

$$\Delta l_{me} = \frac{Po \times e \times l^2}{8 \times Ec \times I} \quad (3.71)$$

dimana :

- Po = Gaya Prategang (N)
- e = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)
- l = panjang efektif (mm)
- Ec = Modulus elastisitas beton (MPa)
- I = Inersia balok (mm⁴)

- Lendutan akibat beban sendiri

Berat sendiri menyebabkan balok terletak kebawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{qo \times l^4}{Ec \times I} \quad (3.72)$$

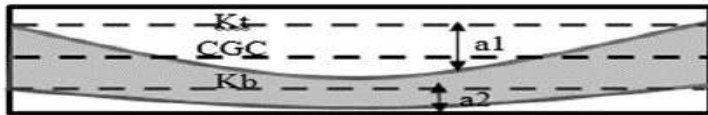
dimana :

- qo = Beban terbagi merata (N/m)
- e = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)
- l = panjang efektif (mm)
- Ec = Modulus elastisitas beton (MPa)

I = Inersia balok (mm⁴)

3.9.2.6. Daerah limit kabel

Daerah limit kabel adalah daerah batas dimana tendon dapat diletakkan. Tegangan Tarik pada serat beton terjauh akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan persyaratan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan Tarik pada penampang beton.



Gambar 3. 6 Daerah Limit Kabel

dimana :

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M \text{ max}}{F} \quad (3.73)$$

$$a2 \text{ (bawah)} = \frac{M \text{ min}}{F_0} \quad (3.74)$$

3.9.3. Perencanaan Struktur Utama Prategang Menggunakan Eurocode 2:1992

3.9.3.1. Gaya Prategang

Gaya prategang awal memberi gaya Tarik yang tinggi ke dalam komponen beton. Pada umumnya, gaya prategang pada tendon dan baja ditarik menggunakan *jacks* hidrolis. Untuk penarikan boleh dilakukan sebelum atau sesudah beton dicor pada umur yang cukup. Persamaan dari EN 1992-1-1:2004 pasal 5.10.2 untuk perhitungan gaya prategang tidak boleh melebihi dari gaya maksimum berikut:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{pmax} \quad (3.75)$$

P_{max} = gaya maksimum untuk tendontendon

A_p = area perpotongan dari tendon

σ_{pmax} = tegangan maksimum pada tendon

Untuk perhitungan gaya prategang awal yang diberikan (setelah terkena faktor kehilangan gaya prategang) dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$P_{m,t} = P_{max} - \Delta P_c - \Delta P_u(x) - \Delta P_{s1} - \Delta P_t(t) \quad (3.76)$$

ΔP_c = Gaya awal aktif setelah diberi gaya prategang di tendon
 $\Delta P_u(x)$ = kehilangan gaya karena gesekan
 ΔP_{s1} = kehilangan gaya karena pengangkuruan
 $\Delta P_t(t)$ = kehilangan gaya karena *shrinkage* dan waktu relaxasi.

3.9.3.2. Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada EN 1992-1-1:2004.

Tegangan baja yang digunakan tidak boleh lebih dari nilai berikut

- 1) Tegangan ijin saat penarikan kabel. (jacking)

$$< |0,9| f_{p0.1k} \quad (3.77)$$

$f_{p0.1k} = 0,1\%$ dari tegangan karakteristik baja

- 2) Gaya prategang yang diberikan pada beton segera setelah tensioning atau setelah transfer, tidak boleh melebihi hasil terendah dari gaya yang ditentukan dari:

$$A_p \cdot B_{pmo} = |0.75| f_{pk} \cdot A_p, \text{ or } |0.85| f_{p0.1k} \cdot A_p \quad (3.78)$$

Dimana:

B_{pmo} = tekan di tendon segera setelah tensioning atau transfer

A_p = are cross-sectional dari tendon

f_{pk} = karakteristik kekuatan Tarik dari baja prategang

$f_{p0.1k}$ = 0.1% dari tegangan karakteristik baja

- 3) Tegangan ijin pada beton menurut Eurocode 2:1992 pasal 4.2.3.5.2 nilai – nilai ketahanan untuk pascatarik minimal adalah beton C25/30.

Tabel 3. 17 Kelas kekuatan Tarik untuk beton (N/mm²)

| Strength Class of Concrete | C _{12/15} | C _{16/20} | C _{20/25} | C _{25/30} | C _{30/37} | C _{35/45} | C _{40/50} | C _{45/55} | C _{50/60} |
|----------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| f_{ck} | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| f_{ctm} | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 2.6 | 2.9 | 3.2 | 3.5 | 3.8 | 4.1 |
| $f_{ctk 0.05}$ | 1.1 | 1.3 | 1.5 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.5 | 2.7 | 2.9 |
| $f_{ctk 0.95}$ | 2.0 | 2.5 | 2.9 | 3.3 | 3.8 | 4.2 | 4.6 | 4.9 | 5.3 |

Atau bisa dengan rumus:

$$<0.6f_{ck} \quad (3.79)$$

f_{ck} = karakteristik kuat tegang

3.9.3.3. Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan prategang yang terjadi pada tendon dikategorikan sebagai kehilangan langsung dan *time-dependent losses*.

3.9.3.3.1 Kehilangan langsung

Besarnya kehilangan langsung diambil dari hasil jumlah yang ditimbulkan oleh masing-masing fenomena yang relevan.

- 1) Kehilangan akibat rangkakan (EN 1992-1-1:2004 pasal 3.1.4 (1))
Kehilangan akibat rangkakan didapat berdasarkan tekanan dan tipe *jacking*. Selain itu sistem pengangkutan juga berpengaruh.
- 2) Kehilangan akibat perpendekan elastis (EN 1992-1-1:2004 pasal 4.2.3.5.6 .p6)

$$\Delta P_c = \sigma_{p,o} A_p \quad (3.80)$$

dimana:

ΔP_c = kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis lendutan

$\sigma_{p,o}$ = modular ratio ($E_p/E_{cm,o}$)

- 3) gesekan yang berada pada jack dan angkur (EN 1992-1-1:2004 pasal 5.10.5.2)

kehilangan yang disebabkan oleh gesekan pada *jack* dan angkur tergantung pada tekanan *jack*, tipe *jack*, dan tipe angkur yang digunakan

4) gesekan disepanjang tendon (EN 1992-1-1:2004 pasal 5.10.5.2) perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan adalah sebagai berikut:

$$\Delta P_u(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + Kx)}) \quad (3.81)$$

Dimana :

$\Delta P_u(x)$ = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat friction

P_{max} = Gaya awal prategang di tengah bentang

μ = Koefisien *friction*, sesuai **Tabel 3.18**

θ = Sudut tendon

K = Sudut simpangan deviasi berdasarkan AS3600 – 2009

[9]

x = jarak panjang tendon dari titik tinjauan

Tabel 3. 18 Koefisien Friksi (μ)

| | Internal tendons ^a | External unbonded tendons | | | |
|------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|---------------------------|--------------------------|
| | | Steel duct/ non-lubricated | HDPE duct/ non-lubricated | Steel duct/ lubricated | HDPE duct/ lubricated |
| Cold-drawn wire | 0.17 | 0.25 | 0.14 | 0.18 | 0.12 |
| Strand | 0.19 | 0.24 | 0.12 | 0.16 | 0.10 |
| Deformed bar | 0.65 | — | — | — | — |
| Smooth round bar | 0.33 | — | — | — | — |

HDPE, high-density polyethylene.

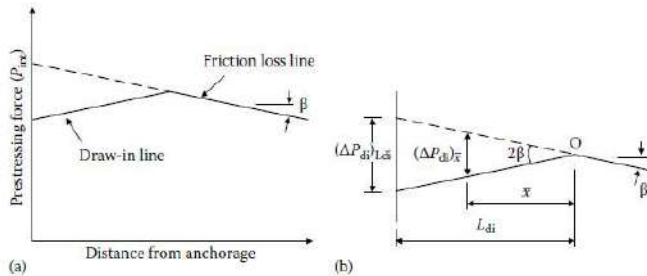
^a For tendons that fill about half the duct.

5) kehilangan akibat pengangkuran (EN 1992-1-1:2004 pasal 5.10.5.3)

untuk pascatarik, selip terjadi ketika gaya prategang telah tertransfer. Hal ini menyebabkan pertambahan kehilangan gaya prategang, berikut merupakan perhitungan untuk kehilangan gaya prategang akibat pengangkuran

$$(\Delta P_{di})_{L_{di}} = 2\beta L_{di} \quad (3.82)$$

ΔP_{di} = kehilangan prategang pada saat penarikan angkur
 L_{di} = panjang garis yang berdekatan dengan angkur ujung
 β = sudut



Gambar 3. 7 (a)Variasi prategang yang berdekatan dengan angkur
(b) kehilangan prategang di sekitar angkur

6) Kehilangan akibat relaxasi (EN 1992-1-1:2004 pasal 3.3.2)

Kehilangan prategang akibat relaxasi terjadi diantara waktu pratarik dan transfer gaya ke dalam beton, dapat dikalkulasi berdasarkan **Tabel 3.19** dan diagram gambar 3.7

Tabel 3. 19 Hubungan antara kehilangan relaxasi dan waktu sampai 1000 jam

| Time in Hours | 1 | 5 | 20 | 100 | 200 | 500 | 1000 |
|-------------------------------------------------------------|----|----|----|-----|-----|-----|------|
| Relaxation losses as percentages of losses after 1000 hours | 15 | 25 | 35 | 55 | 65 | 85 | 100 |

7) Kehilangan akibat lendutan (EN 1992-1-1:2004 pasal 5.10.5.1 (2))

Kehilangan prategang akibat lendutan dapat dilihat pada pasal sebagai berikut:

$$\Delta P_{ei} = A_p \cdot E_p \cdot \Sigma \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (3.83)$$

$\Delta \sigma_c(t)$ = tegangan ditengah tendon
 A_p = area perpotongan dari tendon

3.9.3.3.2 time-dependent losses

Kehilangan yang tergantung pada waktu dikarenakan rangkai, penyusutan, dan relaksasi (ΔP_{c+s+r}) di setiap lokasi x dibawah beban permanen dapat diperkirakan oleh :

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} \quad (3.84)$$

Dimana :

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ = nilai absolut dari variasi tegangan pada tendon karena rangkai, susut dan relaksasi di lokasi x pada waktu t

A_p = total luasan semua tendon pada lokasi x

3.9.3.4. Kontrol Kuat Beton Prategang

Menurut EN 1992-1-1:2004, kontrol retak dapat dilakukan dua cara yaitu berdasarkan area penulangan minimum (pasal 7.1) dan *limiting crack width* (pasal 7.3.3 dan 7.3.4).

- Area penulangan minimum

$$A_{s,min} \sigma_s = k_o k f_{ot,eff} A_{ot} \quad (3.85)$$

Dimana :

σ_s = tegangan Tarik pada penulangan

K_o = faktor distribusi tegangan, 1.0 untuk Tarik total

K = koefisien ijin untuk ketidak seragaman keseimbangan tegangan

f_r = tegangan Tarik pada serat terluar beton

1.0 untuk $h = 300$ mm

0.65 untuk $h = 800$ mm

A_{ot} = area zona Tarik beton

- *Limiting crack widths*

$$W_k = S_{r,max} \epsilon_{cr} \quad (3.86)$$

Dengan:

ϵ_{cr} = tegangan antara crack

$$S_{r,max} = 3,4c + 0,425(K_1 K_2 \phi / \rho_p, eff) \quad (3.87)$$

Dimana:

$S_{r,max}$ = jarak spasi minimum crack

K_1 = 0,8

K_2 = 1,0 untuk Tarik, 0,5 untuk pembengkokan

Φ = diameter tulangan (mm)

$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff}$

3.10. Pengangkuran

Kegagalan pada balok prategang pasca Tarik tidak bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan pengangkuran global disyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.2.2 bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.13.1.2.

Daerah pengangkuran dianggap tersusun dari 2 buah daerah, yaitu :

a. Daerah local

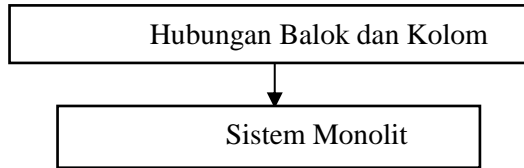
Prisma persegi (prisma persegi ekuivalen untuk angkur oval) dari beton yang langsung mengelilingi alat angkur dan sebagian tulangan pengekang,

b. Daerah umum

Daerah tempat pengangkuran dimana gaya prategang terpusat disalurkan ke beton dan disebarakan secara merata pada seluruh penampang.

3.11. Sistem Hubungan Balok Kolom

Sistem yang digunakan untuk balok prategang dengan kolom yaitu sistem monolit, struktur monolit merupakan salah satu dari tiga penentu komponen struktur punter (SNI 2847:2013 pasal 13.7.5.1). Struktur monolit diasumsikan mampu menahan geser vertical, akan tetapi desain harus dengan bentuk penampang yang sama (SNI 2847:2013 pasal 17.4.2).



Gambar 3. 8 Bagan Hubungan Balok Kolom

3.11.1. Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit

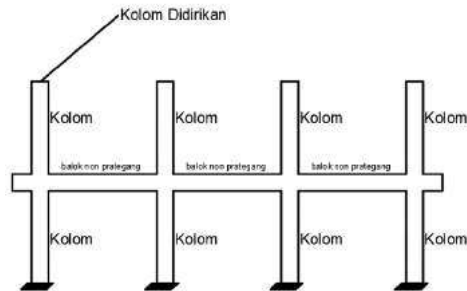
Balok prategang dengan sistem hubungan balok – kolom monolit dan menggunakan metode *post – tension*. Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahnya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertical yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri **Gambar 3.8** (a).

Bekisting beton prategang dipasang, lalu dipasang pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal, yang akan menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakan didalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya. Kemudian karena pekerjaannya dilakukan dengan metode cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar Beff. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.

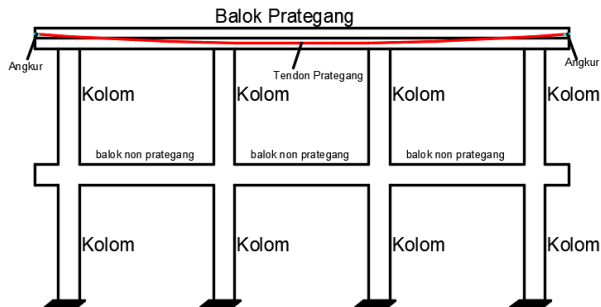
Setelah itu, tendon dimasukkan kedalam pipa selongsong yang sudah disiapkan. Tendon tersebut kemudian ditarik (*jacking*) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah terjadi kehilangan gaya – gaya prategangnya. Dengan demikian *jacking* harus sudah mempertimbangkan hal – hal yang menyangkut kehilangan tersebut.

Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya

agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon. Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.



Gambar 3. 9 Pekerjaan Kolom Sistem Monolit



Gambar 3. 10 Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Monolit

3.12. Perencanaan Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, maka kita harus meneruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Pondasi yang direncanakan

menggunakan tiang pancang dengan perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan Standard Penetration Test (SPT). Langkah – langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur bawah adalah:

1. Menghitung beban total dari struktur atas.
2. Mencari dan menganalisa daya dukung tanah.

Data tanah dari Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock terletak di lampiran.

3. Menentukan desain dimensi tiang pancang dan jarak antara tiang pancang.

Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti pada persamaan dibawah ini:

$$2,5 D \leq S \leq 5 D \quad (3.88)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang (m)

S = jarak antar tiang pancang (m)

4. Menganalisa daya dukung tiang pancang.

Analisa daya dukung tiang pancang dibedakan menjadi 2, yaitu daya dukung satu tiang pancang dan daya dukung tiang pancang kelompok.

- Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Perhitungan daya dukung tanah memakan metode Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.89)$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = *Resistance Ultimate* di dasar pondasi

Q_S = *Resistance Ultimate* akibat tekanan lateral

Berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p).

$$Q_p = q_p \cdot A_p = \alpha \cdot N_p \cdot K \cdot A_p \quad (3.90)$$

Dimana:

N_p = harga rata – rata SPT di sekitar 4B diatas hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi (B = Diameter Pondasi)

K = Koefisien karakteristik di dasar pondasi

12 t/m² = 117,7 kPa, untuk karakteristik tanah di dasar pondasi

20 t/m² = 196 (kPa), 196 kPa, untuk lempung berlanau

25 = 245 kPa

25 t/m² = 245 kPa, untuk pasir berlanau

40 t/m² = 392 kPa, untuk pasir

A_p = Luas Penampang dasar tiang

q_p = tegangan diujung tiang

berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s).

$$Q_s = C \cdot A_s = \beta \cdot \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \quad (3.91)$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = harga rata – rata sepanjang tiang yang terbenam, dengan Batasan: $3 \leq N \leq 50$, khusus untuk aspek *friction*

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam (Luas selimut tiang)

Koefisien α dan β adalah merupakan berturut-turut base coefficient dan shaft coefficient menurut Decourt et all (1996) yang nilai seperti pada **Tabel 3.20** dan **Tabel 3.21** dibawah ini:

Tabel 3. 20 Base coefficient α

| Soil/ Pile | Driven | Bored | Bored | Continuous | Root | Injected pile |
|--------------------|--------|-------|------------------|--------------|------|-----------------|
| | Pile | Pile | Pile (bentonite) | hollow sugar | pile | (high pressure) |
| Clay | 1.0 | 0.85 | 0.85 | 0.30 | 0.85 | 1.0 |
| Intermediate Soils | 1.0 | 0.60 | 0.60 | 0.30 | 0.60 | 1.0 |
| Sands | 1.0 | 0.50 | 0.50 | 0.30 | 0.50 | 1.0 |

Tabel 3. 21 Shaft Coefficient β

| Soil/ Pile | Driven | Bored | Bored | Continous | Root | Injected pile |
|--------------------|--------|-------|------------------|--------------|------|-----------------|
| | Pile | Pile | Pile (bentonite) | hollow sugar | pile | (high pressure) |
| Clay | 1.0 | 0.80 | 0.90 | 1.00 | 1.5 | 3.0 |
| Intermediate Soils | 1.0 | 0.65 | 0.75 | 1.00 | 1.5 | 3.0 |
| Sands | 1.0 | 0.50 | 0.60 | 1.00 | 1.5 | 3.0 |

- Daya Dukung Tiang Pancang Grup

Untuk kasus daya dukung tiang pancang grup, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e \quad (3.92)$$

Dimana :

n = jumlah tiang dalam grup

C_e = koefisien efisiensi

$Q_{L(\text{group})}$ = daya dukung tiang pancang kelompok

$Q_{L(1 \text{ tiang})}$ = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e dapat digunakan beberapa teori dibawah ini, yaitu:

a. Converse – Labarre

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\Phi}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2x \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.93)$$

Dimana :

Φ = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam group

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

$C_e = 0,9-1,0$ (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3\phi$)

b. Los Angeles

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \times \left(mx(n-1) + (m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)} \right) \quad (3.94)$$

Dimana :

B = lebar group tiang

- L = panjang group tiang
 m = jumlah baris tiang dalam group
 n = jumlah kolom tiang dalam group

c. Terzaghi

Di sisi lain Terzaghi telah memberika perumusan untuk menghitung daya dukung kelompok untuk lempung

$$Q_G = \beta^2 \cdot Cu \cdot Nc + 4 \cdot \beta \cdot Cu \cdot D \quad (3.95)$$

$$B = (n-1) \cdot S + d \quad (3.96)$$

Dimana :

- D = kedalaman tiang pondasi
 S = jarak antar as tiang (*spacing*)
 Cu = undrained cohesion
 n = jumlah tiang dalam grup
 d = diameter tiang

untuk grup tiang pancang pada tanah tanpa kohesi. Pemakaian praktis harga koefisien efisiensi Ce adalah sebagai berikut:

Pasir lepas :

- Untuk tiang – tiang pendek, Ce = 1,5 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 4d)
- Untuk tiang – tiang panjang, Ce = 2 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 6d)

Pasir padat :

Ce = 0,7 (untuk S = 3d) hingga 1 (untuk S ± 8d)

5. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang pancang dalam kelompok menggunakan persamaan dibawah ini.

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{\sum x_i^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{\sum y_i^2} \leq P_{ijin} \quad (1 \text{ tiang}) \quad (3.97)$$

- Pi = gaya aksial satu tiang pancang (ton)
 $\sum V_o$ = jumlah beban vertical (ton)
 n = jumlah tiang pancang
 Mx = momen yang bekerja di dasar poer dalam arah sumbu x
 My = momen yang bekerja di dasar poer dalam arah sumbu y
 Xi = jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu X

Y_i = jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu Y

X_{\max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)

Y_{\max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)

6. Merencanakan pile cap.

Dalam perancangan pile cap pada tugas akhir ini penulis meninjau gaya geser pons dan penulangan momen lentur.

- Kontrol Tebal Minimum Pile Cap

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 15.7 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (footing) diatas tiang pondasi

- Kontrol geser pons

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c harus yang terkecil diantara :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

(3.98)

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_{sd}}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

(3.99)

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

(3.100)

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$= 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$$

Dimana:

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

- $\alpha_s = 20$ untuk kolom sudut
- $= 30$ untuk kolom tepi
- $= 40$ untuk kolom interior

- Penulangan pile cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pile cap. Perhitungan gaya dalam pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

7. Merencanakan Sloof Pondasi (*Tie Beam*).

Struktur sloof digunakan agar penurunan pada pondasi terjadi secara bersamaan. Dalam hal ini sloof berfungsi sebagai pengaku yang menghubungkan pondasi satu dengan pondasi yang lain. Adapun beban yang ditimpakan ke sloof terdiri dari berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan/Tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom

3.13. Gambar Output

Hasil Analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non prategang dan struktur utama prategang dituangkan dalam gambar Teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB IV PERHITUNGAN

4.1. Preliminary Design

4.1.1. Umum

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi dari struktur gedung. Preliminary desain yang dilakukan sesuai dengan peraturan yang ada. Perencanaan yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.1.2. Data Perencanaan

Perencanaan Gedung Apartemen The Conexio – LRT Superblock menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu:

- Tipe Bangunan : Gedung Apartemen
- Lokasi : Jatibening, Bekasi
- Ketinggian Lantai :
 - Ground Floor : 5 m
 - Upper Ground : 4.5 m
 - Lt. 3 - Lt.16 : 3.1 m
- Mutu Beton (f^c) :
 - Balok Induk : 30 Mpa
 - Balok Anak : 30 Mpa
 - Pelat Lantai : 30 Mpa
 - Kolom : 30 Mpa
 - Balok Prategang : 30 Mpa
 - Pelat Atap : 30 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 420 Mpa
- Data Tanah : Terlampir
- Data Gambar : Terlampir

4.1.3. Pembebanan

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (SNI 1727:1989)
 - Berat sendiri beton bertulang : 24 kN/m³
 - Adukan finishing : 0,21 kN/m³
 - Tegel : 0,24 kN/m³
 - Dinding bata ringan : 4,9 kN/m³
 - Plafond : 0,11 kN/m²
 - Penggantung : 0,07 kN/m²
 - Pumbing + ducting : 0,30 kN/m²
- Beban Hidup
 - Lantai atap : 0,96 kN/m²
 - Lantai ruang seminar : 4,79 kN/m²

2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

4.1.4. Perencanaan Balok

a. Perencanaan Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum (h_{min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. (tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung).

Persamaan 3.19 : (untuk f_y selain 420 Mpa)

$$h = \frac{l}{16} \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

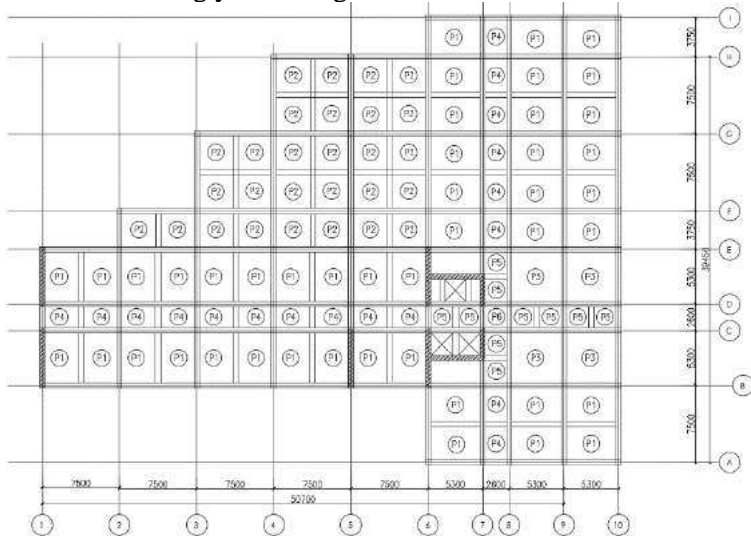
Persamaan 3.20:

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

- l = Panjang Balok (mm)
- h = Tinggi Balok (mm)
- b = Lebar Balok (mm)

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi pada arah memanjang dan melintang yaitu sebagai berikut.



Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai Ground Floor

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

| Nama Balok | Bentang (mm) | h min (mm) | b min (mm) | Dimensi | |
|------------|--------------|------------|------------|---------|--------|
| | | | | h (mm) | b (mm) |
| BI 1 | 7500 | 468.75 | 312.5 | 600 | 400 |
| BI 2 | 5300 | 331.25 | 220.8333 | 450 | 300 |
| BI 3 | 3750 | 234.375 | 156.25 | 450 | 300 |
| BI 4 | 2600 | 162.5 | 108.3333 | 300 | 200 |

Dari hasil Rekapitulasi Tabel 4.1, dimensi balok induk terdiri dari 40/60, 30/45, dan 20/30. Namun setelah dilakukan perhitungan lebih lanjut, didapatkan hasil dimensi balok yang dapat memenuhi semua kontrol, yaitu 40/60, 30/45, dan 30/40.

b. Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 30 Mpa dan mutu baja 420Mpa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan:

$$h_{\min} = \frac{l}{21} \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana:

l = Panjang Balok (mm)

h = Tinggi Balok (mm)

b = Lebar Balok (mm)

Dimensi balok anak dengan panjang yang berbeda diperoleh sebagai berikut

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

| Nama Balok | Bentang (mm) | h min (mm) | b min (mm) | Dimensi | |
|------------|--------------|--------------|--------------|---------|--------|
| | | | | h (mm) | b (mm) |
| BA 1 | 7500 | 357.1 429 | 238.0 952 | 400 | 300 |
| BA 2 | 5300 | 252.3 81 | 168.2 54 | 400 | 300 |
| BA 3 | 3750 | 178.5 714 | 119.0 476 | 300 | 200 |
| BA 4 | 2600 | 123.8 095 | 82.53 968 | 300 | 200 |

Dari hasil Rekapitulasi Tabel 4.2, dimensi balok anak terdiri dari 30/40, dan 20/30.

c. Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok Pratekan pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

$$h_{\min} = \frac{l}{20}$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana:

- l = Panjang Balok (mm)
h = Tinggi Balok (mm)
b = Lebar Balok (mm)

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Prategang

| Nama Balok | Bentang (mm) | h min (mm) | b min (mm) | Dimensi | |
|------------|--------------|------------|------------|---------|--------|
| | | | | h (mm) | b (mm) |
| BP | 13200 | 660 | 440 | 750 | 500 |

4.1.5. Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

Permodelan struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3.

- Untuk $\alpha_m \leq 0.2$ menggunakan pasal 9.5.3.3
- Untuk $0.2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h1 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0.2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 120mm

- Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h2 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Ln = Panjang bentang bersih

Sn = Lebar bentang bersih

Fy = Tegangan leleh baja

β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

α_m = Nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi – tepi dari suatu panel

Harga α_m didapat dari:

$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{balok} I_{pelat}}$$

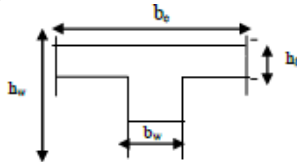
$$I_{balok} = 1/12 \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = Ln / Sn$$

$$I_{\text{pelat}} = Ly \times hf^3/12$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

Balok tengah :



Gambar 4. 2 Ilustrasi

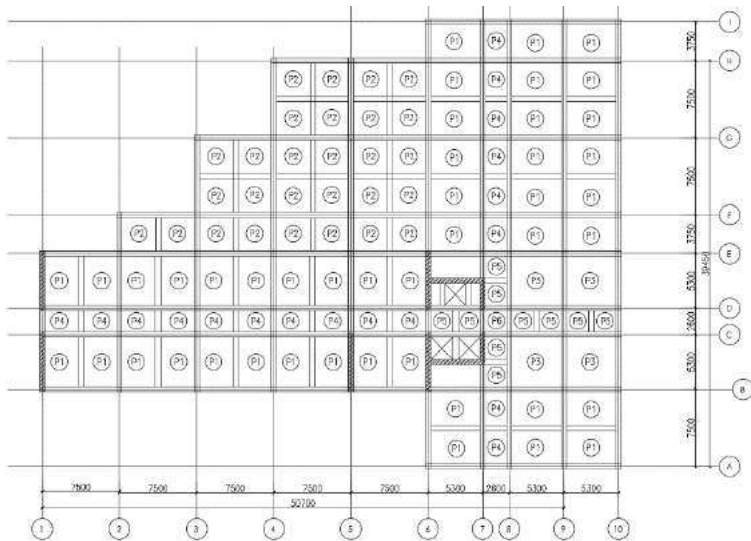
Nilai $be_1 = \frac{1}{4} \times L$
 $be_2 = bw + 8t$
 $be_3 = bw + \frac{1}{2} S$

Dari ketiga nilai be tersebut diambil yang terkecil.

4.1.5.1. Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan pada bangunan ini memiliki spesifikasi sebagai berikut:

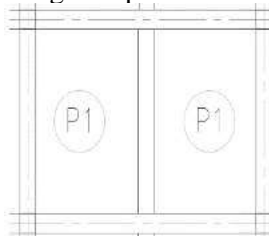
- Mutu beton
 - Pelat Lantai : 30 Mpa
 - Pelat Atap : 30 Mpa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai : 15 cm
- Rencana tebal pelat atap : 15 cm



Gambar 4. 3 Variasi Pelat pada Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock

4.1.5.2. Perhitungan Tebal Pelat

1. Contoh Perhitungan Tipe P1 375 x 530 cm :



Gambar 4. 4 Denah Pelat Tipe 375 x 530 cm

Direncanakan $h_f = 15 \text{ cm}$

$$L_n = 530 - (40 + 40) / 2$$

$$L_n = 490 \text{ cm}$$

$$S_n = 375 - (30 + 30) / 2$$

$$\begin{aligned}
 S_n &= 345 \text{ cm} \\
 \beta &= L_n/S_n \\
 &= 490 / 245 \\
 &= 1.42029 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}
 \end{aligned}$$

- Balok BII

Perhitungan lebar efektif:

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
 $be = 40 + 2 \times (60 - 15)$
 $be = 130 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$
 $be = 40 + 8 \times 15$
 $be = 160 \text{ cm}$
- $be = \frac{1}{4} \times L$
 $be = \frac{1}{4} \times 490$
 $be = 122.5 \text{ cm}$
 $be = 122.5 \text{ cm (menentukan)}$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{122.5}{40} - 1\right) \left(\frac{15}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{15}{60}\right) + 4 \left(\frac{15}{60}\right)^2 + \left(\frac{122.5}{40} - 1\right) \left(\frac{15}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{122.5}{40} - 1\right) \left(\frac{15}{60}\right)}$$

$$k = 1.606325$$

$$\begin{aligned}
 I_{balok} &= \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3 & I_{pelat} &= bs \times \frac{t^3}{12} \\
 I_{balok} &= \frac{1}{12} \times 1,6 \times 40 \times 60^3 & I_{pelat} &= 530 \times \frac{15^3}{12} \\
 I_{balok} &= 1156554 \text{ cm}^4 & I_{pelat} &= 149062,5 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1156554}{149062.5} = 7.75885$$

- Balok BI2

Perhitungan lebar efektif:

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
 $be = 30 + 2 \times (45 - 15)$
 $be = 90 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$
 $be = 30 + 8 \times 15$
 $be = 150 \text{ cm}$
- $be = \frac{1}{4} \times L$
 $be = \frac{1}{4} \times 345$
 $be = 86.25 \text{ cm}$
 $be = 86.25 \text{ cm (menentukan)}$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{86.25}{30} - 1\right) \left(\frac{15}{45}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{15}{45}\right) + 4 \left(\frac{15}{45}\right)^2 + \left(\frac{86.25}{30} - 1\right) \left(\frac{15}{45}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{86.25}{30} - 1\right) \left(\frac{15}{45}\right)}$$

$$k = 1.582265$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1.6 \times 30 \times 45^3$$

$$I_{balok} = 360459.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 375 \times \frac{15^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 105468.8 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{360459.7}{105468.8} = 3.417692$$

- Balok BA2

Perhitungan lebar efektif:

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
 $be = 30 + 2 \times (40 - 15)$

$$be = 80 \text{ cm}$$

- $be = bw + 8 \times hf$

$$be = 30 + 8 \times 15$$

$$be = 150 \text{ cm}$$

- $be = \frac{1}{4} \times L$

$$be = \frac{1}{4} \times 345$$

$$be = 86.25 \text{ cm}$$

$$be = 80 \text{ cm (menentukan)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{80}{30} - 1\right) \left(\frac{15}{40}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{15}{40}\right) + 4 \left(\frac{15}{40}\right)^2 + \left(\frac{80}{30} - 1\right) \left(\frac{15}{40}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{80}{30} - 1\right) \left(\frac{15}{40}\right)}$$

$$k = 1.538612$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3 \quad I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,6 \times 30 \times 40^3 \quad I_{pelat} = 375 \times \frac{15^3}{12}$$

$$I_{balok} = 246177.9 \text{ cm}^4 \quad I_{pelat} = 105468.8 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{246177.9}{105468.8} = 2.334131$$

- Balok BII

Perhitungan lebar efektif:

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$

$$be = 40 + 2 \times (60 - 15)$$

$$be = 130 \text{ cm}$$

- $be = bw + 8 \times hf$

$$be = 40 + 8 \times 15$$

$$be = 160 \text{ cm}$$

- $be = \frac{1}{4} \times L$

$$be = \frac{1}{4} \times 490$$

$$be = 122.5 \text{ cm}$$

$$be = 122.5 \text{ cm (menentukan)}$$

| | | | | | | | | t rencana (cm) |
|----|-------|------|-------|------|------|--------|-------|----------------|
| P1 | 5300 | 3750 | 4900 | 3450 | 1.42 | 2 arah | 11.05 | 15 |
| P2 | 3750 | 3750 | 3400 | 3400 | 1 | 2 arah | 8.31 | 15 |
| P3 | 5300 | 5300 | 5000 | 5000 | 1 | 2 arah | 12.22 | 15 |
| P4 | 3750 | 2600 | 3550 | 2200 | 1.61 | 2 arah | 7.73 | 15 |
| P5 | 2650 | 2600 | 2450 | 2300 | 1.06 | 2 arah | 5.91 | 15 |
| P6 | 2600 | 2600 | 2400 | 2400 | 1 | 2 arah | 6.66 | 15 |
| P7 | 13200 | 7500 | 12700 | 7100 | 1.79 | 2 arah | 26.8 | 15 |

4.1.6. Perencanaan Kolom

Kolom yang direncanakan harus mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Kolom yang akan direncanakan memikul beban pada pelat SA (3,6 m x 3,1m) dan SB (4,2 m x 3,1 m) dari setengah masing-masing luasan pelat yang di atasnya.

Direncanakan:

Tebal Pelat = 15 cm

Tinggi lantai GF = 500 cm

Tinggi lantai UG = 450 cm

Tinggi lantai 3 - atap = 310 cm

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantai sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 5 tingkatnya.

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat komponen struktur yang memiliki $KLL.AT \geq 37,16 \text{ m}^2$ dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_{TT} &= 7.5 \text{ m} \times 3.95 \text{ m} \\
 &= 29.625 \text{ m}^2 \\
 K_{LL} &= 4 \\
 K_{LL} \times A_{TT} &= 4 \times 29.625 \text{ m}^2 \\
 &= 118,5 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

$$\begin{aligned}
 R_1 &= 1,2 - (0,011 \times 29.625) \\
 &= 0,874 \text{ (untuk } 18,58 \text{ m}^2 \geq A_T \geq 55,74 \text{ m}^2)
 \end{aligned}$$

$$R_2 = 1$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= L_o \cdot R_1 \cdot R_2 \\
 &= 0.839 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat} = 0,58 \leq L_r \leq 0,96$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai apartemen

$$L_o = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 1,92 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 1,92 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{118,5}} \right) \geq 0,4 \times 1,92$$

$$L = 3,21 \text{ kN/m}^2 \geq 0,77 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 4. 5 Beban yang Diterima Kolom Lantai 11-Atap

| Pelat Lantai 11-Atap | | | | | | | |
|----------------------|---------------|-----|------|------|--------|---------|--------|
| Beban Mati | Berat Sendiri | l | b | t | Lantai | Berat | Satuan |
| Pelat Lantai | 2400 | 7.5 | 3.95 | 0.15 | 5 | 53325 | Kg |
| Plafon + Penggantung | 18 | 7.5 | 3.95 | - | 5 | 2666.25 | Kg |

| | | | | | | | |
|------------------------------|------|-----------|------|------|---|--------------|----|
| Tegel | 24 | 7.5 | 3.95 | - | 5 | 3555 | Kg |
| Spesi (2cm) | 42 | 7.5 | 3.95 | - | 5 | 6221 .25 | Kg |
| Dinding Batu Bata | 150 | 11.4 5 | - | 3.1 | 5 | 2662 1.25 | Kg |
| Ducting + Plambin g | 30 | 7.5 | 3.95 | - | 5 | 4443 .75 | Kg |
| Balok BI1 | 2400 | 7.5 | 0.4 | 0.6 | 5 | 2160 0 | Kg |
| Balok BI2 | 2400 | 2.65 | 0.3 | 0.45 | 5 | 4293 | Kg |
| Balok BI4 | 2400 | 1.3 | 0.2 | 0.3 | 5 | 936 | Kg |
| Balok BA2 | 2400 | 2.65 | 0.3 | 0.4 | 5 | 3816 | Kg |
| Balok BA4 | 2400 | 1.3 | 0.2 | 0.3 | 5 | 936 | Kg |
| WD | | | | | | 1284 13.5 | Kg |

| Beban Mati | Berat Sendiri | l | b | t | Lantai | Berat | Satuan |
|------------------------------|----------------|-----|------|-----|--------|--------------|--------|
| Beban Kolom yang ditinjau -1 | 2400 | 0.5 | 0.5 | 3.1 | 4 | 7440 | Kg |
| Total Beban Kolom | | | | | | 7440 | Kg |
| Beban Hidup | Berat Sendiri | l | b | t | Lantai | Berat | Satuan |
| Lantai | 128.6 04308 | 7.5 | 3.95 | - | 4 | 1523 9.61 | Kg |
| Lantai Ballroom | 320.8 40956 | 7.5 | 3.95 | - | 1 | 9504 .913 | Kg |
| WL | | | | | | 2474 4.52 | Kg |

Jadi berat total yang diterima satu kolom:

$$W = (1.2 DL + 1.6 LL) = 202615.438 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi} = 3 \times P/f'c = 3 \times (202615.438/300) = 2026.154 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{2026.154} = 45.013 \approx 50 \text{ cm}$$

Jadi kolom yang digunakan dari lantai 11 – Atap adalah 50/50 cm.

Tabel 4. 6 Beban yang Diterima Kolom Lantai 7 – 11

| Pelat Lantai 7-11 | | | | | | | |
|----------------------|---------------|-------|------|------|--------|-------|--------|
| Beban Mati | Berat Sendiri | l | b | t | Lantai | Berat | Satuan |
| Pelat Lantai | 2400 | 7.5 | 3.95 | 0.15 | 4 | 42660 | Kg |
| Plafon + Penggantung | 18 | 7.5 | 3.95 | - | 4 | 2133 | Kg |
| Tegel | 24 | 7.5 | 3.95 | - | 4 | 2844 | Kg |
| Spesi (2cm) | 42 | 7.5 | 3.95 | - | 4 | 4977 | Kg |
| Dinding Batu Bata | 150 | 11.45 | - | 3.1 | 4 | 21297 | Kg |
| Ducting + Plambing | 30 | 7.5 | 3.95 | - | 4 | 3555 | Kg |
| | 2400 | 7.5 | 0.4 | 0.6 | 4 | | Kg |

| | | | | | | | |
|----------------------------------|---------------|------|------|------|--------|----------|--------|
| Balok BI1 | | | | | | 17280 | |
| Balok BI2 | 2400 | 2.65 | 0.3 | 0.45 | 4 | 3434.4 | Kg |
| Balok BI4 | 2400 | 1.3 | 0.2 | 0.3 | 4 | 748.8 | Kg |
| Balok BA2 | 2400 | 2.65 | 0.3 | 0.4 | 4 | 3052.8 | Kg |
| Balok BA4 | 2400 | 1.3 | 0.2 | 0.3 | 4 | 748.8 | Kg |
| WD | | | | | | 102730.8 | Kg |
| Beban Mati | Berat Sendiri | l | b | t | Lantai | Berat | Satuan |
| Beban kolom sebelumnya (cuman 1) | 2400 | 0.5 | 0.5 | 3.1 | 1 | 1860 | Kg |
| Beban Kolom yang ditinjau -1 | 2400 | 0.65 | 0.65 | 3.1 | 3 | 9430.2 | Kg |
| Total Beban Kolom | | | | | | | Kg |

| Beban Mati | Berat Sendiri | | | | Lantai | | Satuan |
|----------------------|---------------|-------|------|------|--------|--------|--------|
| Pelat Lantai | 2400 | 7.5 | 3.95 | 0.15 | 4 | 42660 | Kg |
| Plafon + Penggantung | 18 | 7.5 | 3.95 | - | 4 | 2133 | Kg |
| Tegel | 24 | 7.5 | 3.95 | - | 4 | 2844 | Kg |
| Spesi (2cm) | 42 | 7.5 | 3.95 | - | 4 | 4977 | Kg |
| Dinding Batu Bata | 150 | 11.45 | - | 3.1 | 4 | 21297 | Kg |
| Ducting + Plambing | 30 | 7.5 | 3.95 | - | 4 | 3555 | Kg |
| Balok B11 | 2400 | 7.5 | 0.4 | 0.6 | 4 | 17280 | Kg |
| Balok B12 | 2400 | 2.65 | 0.3 | 0.45 | 4 | 3434.4 | Kg |
| | 2400 | 1.3 | 0.2 | 0.3 | 4 | 748.8 | Kg |

| | | | | | | | |
|--------------------------------------------------|----------------------|------|------|-----|--------|--------------|--------|
| Balok BI4 | | | | | | | |
| Balok BA2 | 2400 | 2.65 | 0.3 | 0.4 | 4 | 3052. 8 | Kg |
| Balok BA4 | 2400 | 1.3 | 0.2 | 0.3 | 4 | 748.8 | Kg |
| WD | | | | | | 1027 30.8 | Kg |
| Beban Mati | Berat Sendi ri | l | b | t | Lantai | Berat | Satuan |
| Beban kolom sebelu mnya (cuman 1) | 2400 | 0.65 | 0.65 | 3.1 | 1 | 3143. 4 | Kg |
| Beban Kolom yang ditinjau -1 | 2400 | 0.75 | 0.75 | 3.1 | 3 | 1255 5 | Kg |
| Total Beban Kolom | | | | | | 1569 8.4 | Kg |
| Beban Hidup | Berat Sendi ri | l | b | t | Lantai | Berat | Satuan |
| Lantai | | 7.5 | 3.95 | - | 4 | | Kg |

| | | | | | | | |
|----|--------------|--|--|--|--|--------------|----|
| | 128.6 043 | | | | | 1523 9.61 | |
| WL | | | | | | 1523 9.61 | Kg |

Jadi berat total yang diterima satu kolom:

$$W = (1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}) = 530322.4 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi} = 3 \times P/f^c = 3 \times (530322.4/300) = 5303.224 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{5303.224} = 72.82324 \approx 75 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan dari lantai 3 - 7 adalah 75/75 cm.

Tabel 4. 8 Beban yang Diterima Kolom Lantai GF – 3

| Pelat Lantai GF-3 | | | | | | | |
|----------------------|---------------|-----|------|------|--------|--------|--------|
| Beban Mati | Berat Sendiri | l | b | t | Lantai | Berat | Satuan |
| Pelat Lantai | 2400 | 7.5 | 3.95 | 0.15 | 2 | 21330 | Kg |
| Plafon + Penggantung | 18 | 7.5 | 3.95 | - | 2 | 1066.5 | Kg |
| Tegel | 24 | 7.5 | 3.95 | - | 2 | 1422 | Kg |

| | | | | | | | |
|------------------------------|----------------------|-------|------|------|------------|-------------|------------|
| Spesi (2cm) | 42 | 7.5 | 3.95 | - | 2 | 2488. 5 | Kg |
| Dinding Batu Bata | 150 | 11.45 | - | 3.1 | 2 | 1064 8.5 | Kg |
| Ducting + Plambin g | 30 | 7.5 | 3.95 | - | 2 | 1777. 5 | Kg |
| Balok BI1 | 2400 | 7.5 | 0.4 | 0.6 | 2 | 8640 | Kg |
| Balok BI2 | 2400 | 2.65 | 0.3 | 0.45 | 2 | 1717. 2 | Kg |
| Balok BI4 | 2400 | 1.3 | 0.2 | 0.3 | 2 | 374.4 | Kg |
| Balok BA2 | 2400 | 2.65 | 0.3 | 0.4 | 2 | 1526. 4 | Kg |
| Balok BA4 | 2400 | 1.3 | 0.2 | 0.3 | 2 | 374.4 | Kg |
| WD | | | | | | 5136 5.4 | Kg |
| Beban Mati | Berat Sendi ri | l | b | t | Lanta i | Berat | Satua n |

| | | | | | | | |
|----------------------------------|---------------|------|------|-----|--------|----------|--------|
| Beban kolom sebelumnya (cuman 1) | 2400 | 0.75 | 0.75 | 3.1 | 1 | 4185 | Kg |
| Beban Kolom yang ditinjau 3.1 m | 2400 | 0.8 | 0.8 | 4.5 | 1 | 6912 | Kg |
| Beban Kolom yang ditinjau 4.5 m | 2400 | 0.8 | 0.8 | 4.5 | 1 | 6912 | Kg |
| Total Beban Kolom | | | | | | 18009 | Kg |
| Beban Hidup | Berat Sendiri | l | b | t | Lantai | Berat | Satuan |
| Lantai | 128.6043 | 7.5 | 3.95 | - | 2 | 7619.805 | Kg |
| WL | | | | | | 7619.805 | Kg |

Jadi berat total yang diterima satu kolom:

$$W = (1.2 DL + 1.6 LL) = 625763.4 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa = 10 Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Dimensi} = 3 \times P/f^c = 3 \times (625763.4/300) = 6257.634 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{6257.634} = 79.11 \approx 95 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan dari lantai GF - 3 adalah 80/80 cm

Dengan perhitungan tersebut, berikut rekapitulasi dimensi kolom yang digunakan untuk awal perencanaan:

- Kolom lantai 11 – Atap : 50/50 cm
- Kolom lantai 7 – 11 : 65/65 cm
- Kolom lantai 3 – 7 : 75/75 cm
- Kolom lantai GF – 3 : 80/80 cm

Namun setelah dilakukan perhitungan lebih lanjut, didapatkan hasil dimensi kolom yang dapat memenuhi semua kontrol, yaitu:

- Kolom lantai 12 – Atap : 70/70 cm
- Kolom lantai 8 – 11 : 75/75 cm
- Kolom lantai 4 – 7 : 85/85 cm
- Kolom lantai GF – 3 : 95/95 cm

4.1.7. Perencanaan Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari $1/25$ tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100mm. direncanakan:

- Tebal Dinding Geser : 500 mm
- Panjang Bentang : 5300 mm
- Tinggi : 3100 mm

$$50 \text{ cm} \geq H/25 = 310/25 = 12,4 \text{ cm (OK)}$$

$$50 \text{ cm} \geq L/25 = 530/25 = 21,2 \text{ cm (OK)}$$

Jadi, tebal *Shearwall* sebesar 50 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1)

4.2. Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1. Umum

Struktur gedung dibagi menjadi dua yaitu struktur utama (primer) dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun perbuahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder antara lain meliputi tangga, pelat lantai, balok lift dan balok anak. Pada subbab ini akan dibahas mengenai perancangan struktur sekunder.

4.2.2. Perencanaan Tangga

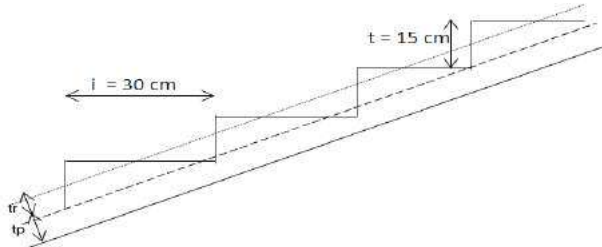
4.2.2.1. Data Perencanaan Tangga Tipe 1

- Tinggi lantai : 310 cm
- Tinggi tahanan (t) : 15 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tebal pelat tangga : 15 cm
- Tebal pelat bordes : 15 cm
- Elevasi bordes : 155 cm
- Lebar bordes : 250 cm
- Panjang bordes : 200 cm
- Lebar tangga : 125 cm
- Panjang horizontal tangga : 330 cm
- Kemiringan tangga : $\text{arc tan} \left(\frac{155}{330} \right) = 25,16^\circ$
- Panjang total : 530 cm

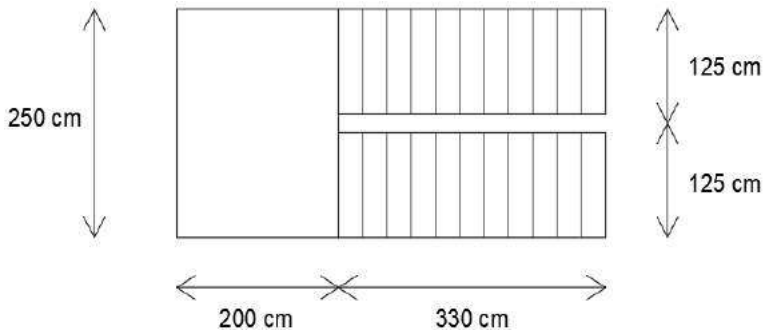
Cek Syarat

- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 25,16^\circ \leq 40^\circ$ (OK)
- Tebal pelat anak tangga rata-rata

$$\frac{i}{2} x \sin \alpha = \frac{30}{2} x \sin 33,69 = 8,3 \text{ cm}$$



Gambar 4. 5 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga



Gambar 4. 6 Ilustrasi Tampak Atas Tangga

- Tebal Pelat rata-rata
 $Tr = 15 + 6,4 = 21,4 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm}$

4.2.2.2. Pembebanan Tangga dan Bordes

a. Pembebanan Tangga

- Beban Mati

| | | |
|------------------|----------------------------------------|---------------------------------------|
| Pelat tangga | $:\frac{0,15 \times 2400}{\cos 33,69}$ | $= 583,34 \text{ kg/m}^2$ |
| Tegel (t=1) | $: 24 \times 1$ | $= 24 \text{ kg/m}^2$ |
| Spesi (t=2) | $: 21 \times 2$ | $= 42 \text{ kg/m}^2$ |
| Sandaran/railing | $:$ | $= 30 \text{ kg/m}^2$ |
| qd | $:$ | $= \underline{679,34 \text{ kg/m}^2}$ |

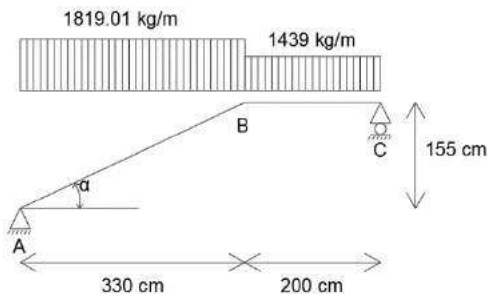
- Beban hidup
 q_l : 400 kg/m²
- **Kombinasi**
 q : $1,2 \times q_d + 1,6 \times q_l$
 q : $((1,2 \times 679,34 + 1,6 \times 400) \times 1,25)$
 $= 1819,01 \text{ kg/m}$

b. Pembebanan Bordes

- **Beban Mati**
Pelat tangga : $2400 \times 0,15 = 360 \text{ kg/m}^2$
Tegel (t=1) : $24 \times 1 = 24 \text{ kg/m}^2$
Spesi (t=2) : $21 \times 2 = 42 \text{ kg/m}^2$
 q_d : $\frac{360 + 24 + 42}{1} = 426 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Hidup**
 q_l : 400 kg/m²
- **Kombinasi**
 q : $1,2 \times q_d + 1,6 \times q_l$
 q : $(1,2 \times 426 + 1,6 \times 400) \times 1,25$
 $= 1439 \text{ kg/m}$

4.2.2.3. Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permissalan sendi-rol, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada Gambar 4.7.



Gambar 4. 7 Permodelan Struktur Tangga

4.2.2.4. Perhitungan Reaksi pada Tangga

- a. Perhitungan Reaksi pada Tangga

$$\Sigma H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

$$\bullet \Sigma M_a = 0$$

$$R_c \times 5,3 - \{(q_{\text{bordes}} \times 2)((0,5 \times 2) + 3,3)\} - \{(q_{\text{tangga}} \times 3,3)(0,5 \times 3,3)\} = 0$$

$$R_c \times 4,2 - (1439 \times 2) \times (1 + 3,3) - (1819,01 \times 3,3 \times 1,65)$$

$$R_c = 4203,7597 \text{ kg}$$

$$\bullet \Sigma M_c = 0$$

$$R_a \times 5,3 - \{(q_{\text{tangga}} \times 3,3)((0,5 \times 3,3) + 2)\} - \{(q_{\text{bordes}} \times 2)(0,5 \times 1)\} = 0$$

$$R_a \times 5,3 - (1819,01 \times 3,3 \times 3,65) - (1439 \times 2 \times 1)$$

$$R_a = 4676,98 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\Sigma V = 0$$

$$4203,76 + 4676,98 - (1819,01 \times 3,3) - (1439 \times 2) = 0$$

(OK)

- b. Perhitungan Gaya Dalam pada Tangga

- Pada bordes ($0 < x < 2 \text{ m}$)

- Gaya normal

$$N = 0 \text{ kg}$$

- Gaya melintang

$$X = 0 \text{ m}$$

$$D_c = -R_c + q_{\text{bordes}} \cdot x \\ = -4203,76 \text{ kg}$$

$$D_{b_{kn}} = -R_c + q_{\text{bordes}} \cdot x \\ = -4203,76 + 1439 \cdot 2 \\ = -1325,76 \text{ kg}$$

- Gaya Momen

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_c = R_c \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{bordes}} \cdot x^2 \\ = 0 \text{ kgm}$$

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

$$M_{b_{kn}} = R_c \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{bordes}} \cdot x^2$$

$$= 4203,76 \cdot 2 - 0,5 \cdot 1439 \cdot 2^2$$

$$= 5529,52 \text{ kgm}$$

• **Pada Tangga ($0 < x < 3,3 \text{ m}$)**

- Gaya Normal

$$x = 0 \text{ m}$$

$$N_a = -R_a \cdot \sin \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot \sin \alpha \cdot x$$

$$= -4676,98 \cdot \sin (25,16^\circ)$$

$$= -1988,36 \text{ kg}$$

$$X = 3,3 \text{ m}$$

$$N_{b_{kr}} = -R_a \cdot \sin \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot \sin \alpha \cdot x$$

$$= -4676,98 \sin 25,16^\circ + 1819,01 \cdot \sin 25,16^\circ \cdot 3,3$$

$$= 563,628 \text{ kg}$$

- Gaya Lintang

$$x = 0 \text{ m}$$

$$D_a = -R_a \cdot \cos \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot x \cdot \cos \alpha$$

$$= -4676,98 \cdot \cos (25,16^\circ)$$

$$= -4233,6288 \text{ kg}$$

$$D_{b_{kr}} = -R_a \cdot \cos \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot x \cdot \cos \alpha$$

$$= -4676,98 \cdot \cos 25,16^\circ + 1819,01 \cdot 3,3 \cdot \cos 25,16^\circ$$

$$= -1199,98 \text{ kg}$$

- Gaya Momen

$$X = 0 \text{ m}$$

$$M_a = R_a \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{tangga}} \cdot x^2$$

$$= 0 \text{ kgm}$$

$$x = 3,3 \text{ m}$$

$$M_{b_{kr}} = R_a \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{tangga}} \cdot x^2$$

$$= 4676,98 \cdot 3,3 - 0,5 \cdot 1819,01 \cdot 3,3^2$$

$$= 5529,52 \text{ kgm}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat:

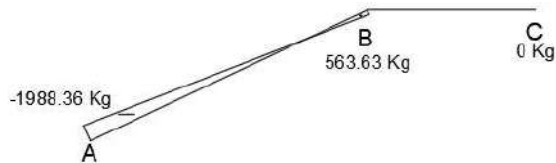
$$D_x = 0$$

$$R_a - q_{\text{tangga}} \cdot x = 0$$

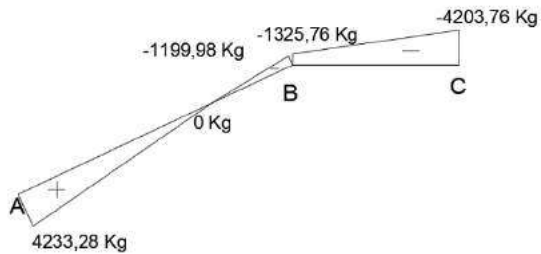
$$X = R_a / q_{\text{tangga}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 4676,98 / 1819,01 \\
 &= 2,57 \text{ m} \\
 M_x &= R_a \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{tangga}} \cdot x^2 \\
 &= 4676,98 \cdot 2,57 - 0,5 \cdot 1819,01 \cdot 2,57^2 \\
 &= 6012,65 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

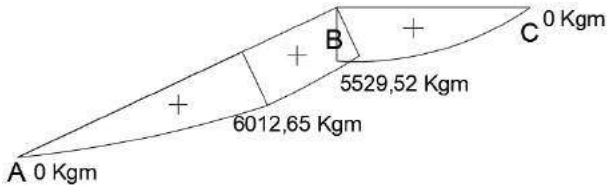
Berikut merupakan diagram bidang N, D, dan M dari hasil perhitungan gaya dalam struktur tangga di atas.



Gambar 4. 8 Gaya Dalam Bidang N pada Tangga



Gambar 4. 9 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga



Gambar 4. 10 Gaya Dalam Bidang M pada Tangga

4.2.2.5. Perhitungan Tulangan Tangga

a. Anak Tangga :

➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

- f'_c : 30 Mpa
- f_y : 420 Mpa
- Tulangan (D) : D 16
- d_x : $t_{\text{tangga}} - \text{cover} - (D/2)$
: $150 - 20 - (16/2)$
: 122 mm
- ρ_{\min} : $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420}$
: 0.0033
- ρ_{\min} : $\frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420}$
: 0.0032
- β_1 : $0,85 - 0,05 \frac{(F_c - 28)}{7}$
: $0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7}$
: 0.8357
- ρ_b : $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
: $\frac{0,85 \times 0,8357 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$
: 0.0298
- ρ_{\max} : $0,75 \times \rho_b$
: 0.0224

$$- m \quad : \frac{f_y}{0.85 \times f_{c'}} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16.47$$

➤ **Penulangan Lentur**

$$- Mu \quad : 6012,649 \text{ kgm}$$

$$- R_n \quad : \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6012,649 \times 10^4}{0.75 \times 1000 \times 122^2} = 5,38 \text{ mm}^2$$

$$- \rho \quad : \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$: \frac{1}{16.47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 5.38}{420}} \right)$$

$$: 0.0146 \text{ } (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai})$$

$$- \text{As Perlu} \quad : \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

$$: 0.0146 \times 1000 \times 122$$

$$: 1777,955 \text{ mm}^2$$

$$- \text{As (D16)} \quad : \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$: \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$$

$$: 201.062 \text{ mm}^2$$

$$- N_{\text{tulangan}} \quad : 8,84 = 9 \text{ buah}$$

$$- \text{Spacing} \quad : b - 2 \times \text{selimut} / N$$

$$: 1000 - 2 \times 20 / 9$$

$$: 106,667 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan Tulangan Lentur Ø16-100 mm

$$- \text{As pakai} \quad = n_{\text{tulangan}} \times \text{As (D 16)}$$

$$= 9 \times 201.062$$

$$= 1809,56 \text{ mm}^2$$

$$- \text{As tul. bagi} \quad = 20\% \times \text{As pakai}$$

$$= 20\% \times 1809,56$$

$$= 361,91 \text{ mm}^2$$

$$- \text{As (D8)} \quad = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

$$= 132,73 \text{ mm}^2$$

$$- N_{\text{tul. bagi}} \quad = \frac{\text{As tul. bagi}}{\text{As (D10)}}$$

$$= \frac{361,91}{132,73}$$

$$= 2,727$$

$$\begin{aligned}
 &= 2,72 = 3 \text{ buah} \\
 \text{- Spacing} &= b/N \\
 &= 1000/3 \\
 &= 333,333 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan Tulangan Bagi Ø13-300 mm

➤ **Penulangan Geser**

$$V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 1250 \times 122 \\
 &= 141997.07 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0.5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,6 \times 141997.07 \text{ N} \\
 &= 42599.122 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 42332,7 \text{ N}$$

$$42332,7 < 42599,122$$

Sehingga tidak dibutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho_{\min} = 0.002$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times b_w \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 122 \\
 &= 244 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ (D 10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ tulangan} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ (D 10)}} \\
 &= \frac{244 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\
 &= 2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1000}{2} \\
 &= 500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan susut Ø13-500 mm

b. Bordes

➤ **Data Perencanaan Penulangan Pelat Bordes**

$$\begin{aligned}
 - f'c & : 30 \text{ Mpa} \\
 - f_y & : 420 \text{ Mpa} \\
 - \text{Tulangan (D)} & : D 16 \\
 - dx & : t_{\text{tangga}} - \text{cover} - (D/2) \\
 & : 150 - 20 - (16/2) \\
 & : 122 \text{ mm} \\
 - \rho_{\min} & : \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} \\
 & : 0,0033 \\
 - \rho_{\min} & : \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \\
 & : 0,0032 \\
 - \beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(F_c - 28)}{7} \\
 & : 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} \\
 & : 0,8357 \\
 - \rho_b & : \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 & : \frac{0,85 \times 0,8357 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
 & : 0,0298 \\
 - \rho_{\max} & : 0,75 \times \rho_b \\
 & : 0,0224 \\
 - m & : \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47
 \end{aligned}$$

➤ **Penulangan Lentur**

$$\begin{aligned}
 - \text{Mu} & : 5529,52 \text{ kgm} \\
 - R_n & : \frac{Mn}{bd^2} = \frac{5529,52 \times 10^4}{0,75 \times 1000 \times 122^2} = 4,64 \text{ mm}^2 \\
 - \rho & : \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 & : \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 4,64}{420}} \right) \\
 & : 0,0123 \quad (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai}) \\
 - \text{As Perlu} & : \rho_{\text{pakai}} \times b \times d
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & : 0.0123 \times 1000 \times 122 \\
 & : 1501,012 \text{ mm}^2 \\
 - \text{As (D16)} & : \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 & : \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 & : 201.062 \text{ mm}^2 \\
 - N_{\text{tulangan}} & : 7,46 = 8 \text{ buah} \\
 - \text{Spacing} & : b / N \\
 & : 1000 / 8 \\
 & : 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan Tulangan Lentur Ø16-125 mm

$$\begin{aligned}
 - \text{As}_{\text{pakai}} & = n_{\text{tulangan}} \times \text{As (D 16)} \\
 & = 8 \times 201.062 \\
 & = 1608,495 \text{ mm}^2 \\
 - \text{As}_{\text{tul. bagi}} & = 20\% \times \text{As}_{\text{pakai}} \\
 & = 20\% \times 1608,495 \\
 & = 321,699 \text{ mm}^2 \\
 - \text{As (D8)} & = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 & = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 & = 132,73 \text{ mm}^2 \\
 - N_{\text{tul. bagi}} & = \frac{\text{As}_{\text{tul. bagi}}}{\text{As (D10)}} \\
 & = \frac{321,699}{132,73} \\
 & = 2,42 = 3 \text{ buah} \\
 - \text{Sacing} & = b/N \\
 & = 1000/3 \\
 & = 333,333 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan Tulangan Bagi Ø13-300 mm

➤ **Penulangan Geser**

$$V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$\begin{aligned}
 V_c & = 0,17 \times \sqrt{f'c'} \times b_w \times d \\
 & = 0,17 \times \sqrt{30} \times 2500 \times 122
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 283994.15 \text{ N} \\
 0.5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,6 \times 283994.15 \text{ N} \\
 &= 85198.24 \text{ N} \\
 V_u &= 42037,6 \text{ N} \\
 42037,6 &< 85198.24
 \end{aligned}$$

Sehingga tidak dibutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 0.002 \\
 A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times b_w \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 122 \\
 &= 244 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ (D 10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2 \\
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_s_{\text{perlu}}}{A_s \text{ (D 10)}} \\
 &= \frac{244 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\
 &= 2 \\
 S &= \frac{1000}{2} \\
 &= 500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan susut Ø13-500 mm

c. Perhitungan Balok Konsol Tangga

➤ **Data Perencanaan Penulangan Balok Bordes**

- f'_c : 30 Mpa
- f_y : 420 Mpa
- Selimut Beton : 40 mm
- $D_{\text{Longitudinal}}$: 16 mm
- $D_{\text{Transversal}}$: 13 mm
- b : 2500 mm
- h : 300 mm
- d : $h - \text{selimut beton} - 0,5 \times D_{\text{Longitudinal}}$

$$\begin{aligned}
 & : 300 - 40 - 8 \\
 & : 252 \text{ mm} \\
 - a_v & : 100 \text{ mm} \\
 - I & : 400 \text{ mm} \\
 - \phi & : 0.75 \\
 - \mu & : 1.4 \\
 A1 & = \frac{V_u}{0,85 \times \phi \times f_c'} = 2198,04 \text{ mm}^2 \\
 V_u & = 42,04 \text{ kN} \\
 N_u & = 0,2 \times V_u = 8,41 \text{ kN} \\
 V_{n \text{ max } 1} & = 0,2 \times f_c' \times b \times d = 3780 \text{ kN} \\
 V_{n \text{ max } 2} & = (3,3 + 0,08 \times f_c') \times b \times d = 3591 \text{ kN} \\
 V_{n \text{ max } 3} & = 11 \times b \times d = 6930 \text{ kN} \\
 A_f & = \frac{M_u}{\phi \times 0,85 \times f_y \times d} = 68,28 \text{ mm}^2 \\
 A_n & = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 26,69 \text{ mm}^2 \\
 A_{sc \text{ min } 1} & = A_f + A_n = 94,97 \text{ mm}^2 \\
 A_{sc \text{ min } 2} & = \frac{2}{3} \times A_{vf} + A_n = 90,24 \text{ mm}^2 \\
 A_{sc \text{ min } 3} & = \frac{0,04 \times f_c' \times d}{f_y} = 720 \text{ mm}^2 \\
 n & = \frac{A_{sc \text{ min}}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = 4 \text{ buah} \\
 A_h & = 0,5 \times (A_{sc} - A_h) = 346,65 \text{ mm}^2 \\
 n & = \frac{A_h}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Tangga

| Tangga Tipe 1 (h = 3100 mm) | | | | | |
|------------------------------|-------------|-----------------------|-------------|-------------------|------|
| Tulangan Pelat Tangga | | Tulangan Pelat Bordes | | Konsol | |
| Lentur | Ø16 – 100 | Lentur | Ø16 – 125 | Tulangan Utama | 4D16 |
| Pembagi | Ø13 – 300 | Pembagi | Ø13 – 300 | | |
| Susut | Ø13 – 500 | Susut | Ø13 – 500 | Senggang Tertutup | 3D13 |
| Geser | Tidak Perlu | Geser | Tidak Perlu | | |
| Tangga Tipe 2 (h = 4500 mm) | | | | | |
| Tulangan Pelat Tangga | | Tulangan Pelat Bordes | | Konsol | |
| Lentur | Ø16 – 75 | Lentur | Ø16 – 100 | Tulangan Utama | 4D16 |
| Pembagi | Ø13 – 250 | Pembagi | Ø13 – 300 | | |
| Susut | Ø13 – 500 | Susut | Ø13 – 500 | Senggang Tertutup | 3D13 |
| Geser | Perlu | Geser | Tidak Perlu | | |
| Tangga Tipe 3 (h = 5000 mm) | | | | | |
| Tulangan Pelat Tangga | | Tulangan Pelat Bordes | | Konsol | |
| Lentur | Ø16 – 75 | Lentur | Ø16 – 100 | Tulangan Utama | 4D16 |
| Pembagi | Ø13 – 250 | Pembagi | Ø13 – 300 | | |
| Susut | Ø13 – 500 | Susut | Ø13 – 500 | Senggang Tertutup | 3D13 |
| Geser | Perlu | Geser | Tidak Perlu | | |

4.2.3. Perhitungan Pelat

Pelat diperhitungkan sebagai pelat cor in situ, walaupun denah didominasi dengan tipe pelat 2 arah agar proses pengerjaan pelat lebih mudah.

4.2.3.1. Data Perencanaan Pelat

| | |
|--------------------|----------|
| Tinggi per lantai | : 310 cm |
| Tebal pelat lantai | : 15 cm |
| Tebal pelat atap | : 15 cm |
| Mutu beton | : 30 MPa |

Mutu baja : 420 Mpa

4.2.3.2. Pembebanan Pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap berbeda dari pelat lantai. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

a. Pelat atap

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL).

- **Beban Mati:**

| | | |
|---------------------------|---------------|-----------------------------|
| Pelat lantai | = 0.15 x 2400 | = 360 kg/m ² |
| Penggantung | | = 7 kg/m ² |
| Plafond | | = 11 kg/m ² |
| Spesi (t = 2 cm) = 21 x 2 | | = 42 kg/m ² |
| Aspal (t = 1 cm) | | = 14 kg/m ² |
| Plumbing & Ducting | | = 15 kg/m ² |
| | | qDT = 449 kg/m ² |

- **Beban Hidup**

$$qLT = 96 \text{ kg/m}^2$$

- **Kombinasi** = 1,2 qDT + 1,6 qLT
 = (1,2 x 449 kg/m²) + (1,6 x 96 kg/m²)
 = 692.4 kg/m²

b. Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL). Pelat lantai menerima beban hidup berupa beban ruang kelas dan ruang seminar.

- **Beban Mati**

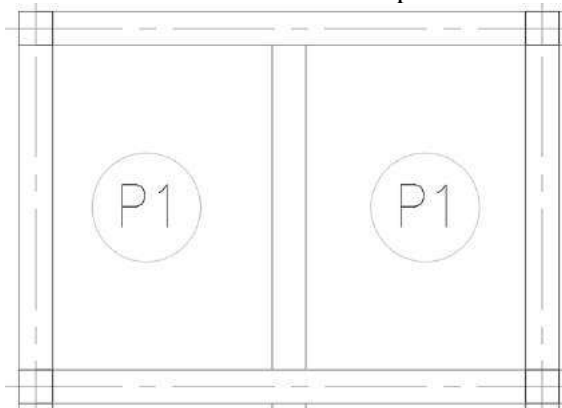
| | | |
|---------------------------|---------------|-----------------------------|
| Pelat lantai | = 0.15 x 2400 | = 360 kg/m ² |
| Penggantung | | = 7 kg/m ² |
| Plafond | | = 11 kg/m ² |
| Spesi (t = 2 cm) = 21 x 2 | | = 42 kg/m ² |
| Tegel (t = 1 cm) | | = 24 kg/m ² |
| Ducting & Plumbing | | = 30 kg/m ² |
| | | qDT = 449 kg/m ² |

$$q_{DT} = 474 \text{ kg/m}^2$$

- **Beban Hidup**
 $q_{LT} = 192 \text{ kg/m}^2$ (Lantai Apartemen)
 $q_{LT} = 479 \text{ kg/m}^2$ (Lantai Ruang seminar)
- **Kombinasi**
 Lantai kelas $= 1,2 q_{DT} + 1,6 q_{LT}$
 $= 876 \text{ kg/m}^2$
 Lantai ruang seminar $= 1335,2 \text{ kg/m}^2$

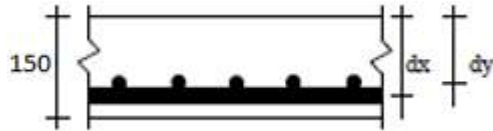
4.2.3.3. Perhitungan Penulangan Pelat Dua Arah - Pelat Lantai

Data Perencanaan Pelat Lantai Tipe 1



Gambar 4. 11 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe 1

| | |
|----------------------|--------------------|
| Dimensi pelat | : 5300mm x 3750 mm |
| Tebal pelat | : 150 mm |
| Selimit beton | : 40 mm |
| Diameter tul. Arah X | : Ø 13 |
| Diameter tul. Arah Y | : Ø 13 |



Gambar 4. 12 Ilustrasi Potongan Pelat Rencana

$$\begin{aligned}
 dx & : t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D_{\text{tul.bawah}}/2) \\
 & : 150 - 40 - (13/2) \\
 & : 103.5 \text{ mm} \\
 dy & : t_{\text{pelat}} - \text{cover} - D_{\text{tul.bawah}} - (D_{\text{tul.atas}}/2) \\
 & : 150 - 40 - 13 - (13/2) \\
 & : 90.5 \text{ mm} \\
 \rho_{\text{min}} & : \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} \\
 & : 0,0033 \text{ (dipakai)} \\
 \rho_{\text{min}} & : \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\
 & : \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \\
 & : 0,00326 \\
 \beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7} \\
 & : 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} \\
 & : 0,836 \\
 \rho_b & : \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 & : \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
 & : 0,0298 \\
 \rho_{\text{max}} & : 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0298 = 0,022 \text{ m} \\
 & : \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47 \\
 L_x & : 375 - \left(\frac{30 + 30}{2} \right) = 345 \text{ cm} \\
 L_y & : 530 - \left(\frac{40 + 40}{2} \right) = 490 \text{ cm} \\
 \beta & : \frac{L_y}{L_x} = \frac{490}{345} = 1,42 < 2 \text{ (2 arah)} \\
 q_u & : 876 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: ($L_y/L_x = 1.6$)

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

Dimana: M_{lx} = Momen lapangan arah x

M_{ly} = Momen lapangan arah y

M_{tx} = Momen tumpuan arah x

M_{ty} = Momen tumpuan arah y

X = Nilai konstanta dari perbandingan L_y/L_x

a. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

➤ $\beta = 1.42$ (terjepit penuh)

$$M_{ulx} (+) = X_1 = 34$$

$$M_{ultx} (-) = X_2 = 73 \text{ (2PBI Tabel 13.3.1)}$$

➤ $M_{lx} = (-) M_{tx}$

$$= 0.001 \times q_u \times L_x^2 \times X$$

$$= 0.001 \times 876 \times 3.45^2 \times 73$$

$$= 761.141 \text{ kg.m}$$

$$= 7,611,411 \text{ Nmm}$$

➤ $R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{7,611,411}{0.9 \times 1000 \times 103.5^2} = 0.947 \text{ N/mm}^2$

➤ $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$

$$= \frac{1}{16.47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 0.947}{420}} \right)$$

$$= 0,0086 < \rho_{\min} = 0,0033$$

➤ Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,00868$

➤ As perlu = $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0.00868 \times 1000 \times 103.5 = 899.1496 \text{ mm}^2$$

➤ $S_{\max} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

➤ Jumlah tulangan = $\frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$

$$= \frac{899.1496}{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2} = 6.77 \approx 7 \text{ (per meter)}$$

- Jarak tulangan (s) = $1000/n = 1000/7 = 142.8571 \text{ mm}$
- As pasang = $n \times A_s = 7 \times 132.7323 = 929.12 \text{ mm}^2 > A_s$ perlu

Jadi digunakan tulangan lentur Ø13-120

b. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

- $\beta = 1,42$ (terjepit penuh)
Muly (+) = X1 = 18
Muty (-) = X2 = 57 (PBI Tabel 13.3.1)
- $M_lx = (-) M_{tx}$
 $= 0.001 \times q_u \times Lx^2 \times X$
 $= 0.001 \times 876 \times 3.45^2 \times 57$
 $= 594.31563 \text{ kg.m}$
 $= 5,943,156 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{5,943,156}{0.75 \times 1000 \times 105^2} = 0,718 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$
 $= \frac{1}{16.47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 0.718}{420}} \right)$
 $= 0,00665 < \rho_{\min} = 0,0033$
- Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,00665$
- As perlu = $\rho \cdot b \cdot d$
 $= 0.00665 \times 1000 \times 105 = 698.4902 \text{ mm}^2$
- $S_{\max} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)
- Jumlah tulangan = $\frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$
 $= \frac{268,79}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 8.89 \approx 9 \text{ (per meter)}$
- Jarak tulangan (s) = $1000/n = 1000/9 = 111.111 \text{ mm}$
- As pasang = $n \times A_s = 9 \times 78.53 = 706.858 \text{ mm}^2 > A_s$ perlu

Jadi digunakan tulangan lentur Ø 10-100

Berikut merupakan rekapitulasi penulangan pelat lantai kelas, ruang seminar, basement, dan atap.

Tabel 4. 10 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai

| Tipe Pelat | Lx (mm) | Ly (mm) | Ly/Lx | Jenis Pelat (Arah) | Tulangan Arah X | Tulangan Arah Y |
|---------------------|---------|---------|-------|--------------------|-----------------|-----------------|
| Pelat Lantai Tipe 1 | 3450 | 4900 | 1.42 | 2 arah | Ø13 – 125 | Ø10 – 100 |
| Pelat Lantai Tipe 2 | 3400 | 3400 | 1 | 2 arah | Ø13 – 150 | Ø10 – 120 |
| Pelat Lantai Tipe 3 | 5000 | 5000 | 1 | 2 arah | Ø16 – 125 | Ø16 – 120 |
| Pelat Lantai Tipe 4 | 2200 | 3550 | 1.614 | 2 arah | Ø13 – 250 | Ø10 – 200 |
| Pelat Lantai Tipe 5 | 2300 | 2450 | 1.065 | 2 arah | Ø10 – 200 | Ø10 – 200 |
| Pelat Lantai Tipe 6 | 2400 | 2400 | 1 | 2 arah | Ø10 – 200 | Ø10 – 200 |

4.2.4. Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock ini terdapat beberapa tipe balok anak dan dibagi sesuai dengan kebutuhan terhadap beban pelatnya. Sistem pendistribusian beban yang dilakukan pada balok anak silang yang langsung menumpu pada balok induk.

4.2.4.1. Perhitungan Penulangan Balok Anak

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak BA1 pada lantai Apartemen.

a. Data perencanaan:

| | |
|-------------------|---------------------------|
| L | = 7500 mm |
| Mu tumpuan | = -24,0883 KN.m |
| Mu lapangan | = 19.4327 KN.m |
| Vu | = 18.589 KN |
| F'c | = 30 Mpa |
| Fy | = 420 Mpa |
| Tul. lentur (D) | = 16 mm |
| As tulangan | = 201.062 mm ² |
| Tul. sengkang (D) | = 13 mm |

| | |
|-------------|------------------------------------------------------------------------------------------|
| As tulangan | = 132,73 mm ² |
| B | = 300 mm |
| H | = 400 mm |
| Decking | = 40 mm |
| D | = h - (decking + \emptyset senggang + $\frac{1}{2}$ \emptyset lentur) = 339 mm |

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$\emptyset = 0.9$ untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0.75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(F'c-28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 \frac{(30-28)}{7} \\ &= 0.8357 \\ \blacktriangleright \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.8357 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600+420} \right) \\ &= 0.0298 \\ \blacktriangleright \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.029 = \\ &0.0224 \\ \blacktriangleright \rho_{\max} &= 0.0224 \text{ (menentukan)} \\ \blacktriangleright \rho_{\min} &= \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \\ &= \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} \\ &= 0.00326 \text{ (menentukan)} \\ \blacktriangleright \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033 \\ \blacktriangleright m &= \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16,471 \\ \blacktriangleright R_n &= \frac{M_n}{bd^2} = \frac{24,088 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 339^2} \\ &= 0,776 \text{ N/mm}^2 \\ \blacktriangleright \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times R_n}{f_y}} \right) \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,776}{420}} \right)$$

$$= 0,00188$$

➤ Maka dipakai $\rho = 0,0033$ ($\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}}$)

➤ As perlu $= \rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0033 \times 300 \times 339$$

$$= 339 \text{ mm}^2$$

➤ Jumlah Tul (n) $= \frac{339}{201,062} = 1,68 \approx 2$ buah

➤ Jarak tulangan (s) $= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1}$

$$= 162 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai 2Ø16 (As = 402.124 mm²)

c. Perhitungan tulangan positif tumpuan

➤ As.min $= \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 567 = 201,06$
mm²

➤ n (jumlah) $= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$

$$= \frac{201,06}{201,06} = 1 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipakai 2Ø16 (As = 402.124 mm²)

d. Perhitungan tulangan positif lapangan

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

$$= 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7}$$

$$= 0,836$$

➤ $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$

$$= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,0298$$

➤ $\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0298 =$
0,022

➤ $\rho_{\max} = 0,022$ (menentukan)

➤ $\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0.25x\sqrt{30}}{420} \\
 &= 0.00326 \text{ (menentukan)} \\
 \text{➤ } \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033 \\
 \text{➤ } m &= \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16,47 \\
 \text{➤ } R_n &= \frac{M_n}{b d^2} = \frac{19.43 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 337,5^2} \\
 &= 0,63 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{➤ } \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxR_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x16,47x0,63}{420}} \right) \\
 &= 0,00151 \\
 \text{➤ } \text{Maka dipakai } \rho &= 0,0033 \text{ (} \rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max} \text{)} \\
 \text{➤ } \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0033 \times 300 \times 339 \\
 &= 339 \text{ mm}^2 \\
 \text{➤ } n &= \frac{339}{201.062} = 1,68 \approx 2 \text{ buah} \\
 \text{➤ } \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1} \\
 &= 162 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

Dipakai 2Ø16 (As = 402,124 mm²)

e. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } \text{As.min} &= \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 402,124 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2 \\
 \text{➤ } n \text{ (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\
 &= \frac{402,124}{201,062} = 1 \approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 2Ø16 (As = 402,124 mm²)

f. Perhitungan tulangan geser

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } V_u &= 18,589 \text{ KN} = 18589 \text{ N} \\
 \text{➤ } V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \cdot d \\
 &= 92839 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- $V_{smin} = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
 $= 185678 \text{ N}$
- $V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ (Tidak perlu penguatan geser)
 $18589 \text{ N} \geq 34814,5 \text{ N}$ (**OK**)
- $0.5 \cdot \phi \cdot V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ (Perlu tulangan geser minimum)
 $34814,5 \text{ N} \geq 18589 \text{ N} \leq 69629,23 \text{ N}$ (**TIDAK OK**)
- $\phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{smin})$ (Perlu tulangan geser; $S_{min} = d/2$)
 $69629,23 \text{ N} \geq 18589,2 \text{ N} \leq 208887,69 \text{ N}$ (**Tidak OK**)
- $\phi (V_c + V_s) \leq V_u \leq \phi (\frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d)$ (Perlu tulangan geser; $S_{min} = d/4$)
 $208887,69 \text{ N} \geq 18589,2 \text{ N} \leq 278516,92 \text{ N}$ (**Tidak OK**)
- $A_v = n \times A_s \text{ D13; Dipasang 2D13}$
 $= 2 \times 132,732 = 265,465 \text{ mm}^2$
- $S = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{\frac{V_{smin}}{265,465 \times 420 \times 339}}$
 $= \frac{185678}{203.561 \text{ mm} > S_{min} = 150 \text{ mm}}$
 $= 150 \text{ mm}$
 S_{pakai}
 Dipakai 2Ø13-150 mm

Tabel 4. 11 Rekapitulasi Tulangan Balok Anak

| Tipe Balok | Pelat Lantai | Tumpuan | | Lapangan | | Tulangan Geser |
|------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------------|
| | | Tulangan (-) | Tulangan (+) | Tulangan (-) | Tulangan (+) | |
| BA 1 | Apartemen | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø13-150 |
| BA 2 | Apartemen | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø13-150 |
| BA 2 | Ballroom | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø13-150 |
| BA 3 | Apartemen | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø13-100 |

| | | | | | | |
|------|-----------|------|------|------|------|----------|
| BA 4 | Apartemen | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø13-100 |
| BA 4 | Ballroom | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø16 | 2Ø13-100 |

4.2.5. Perencanaan Balok Lift

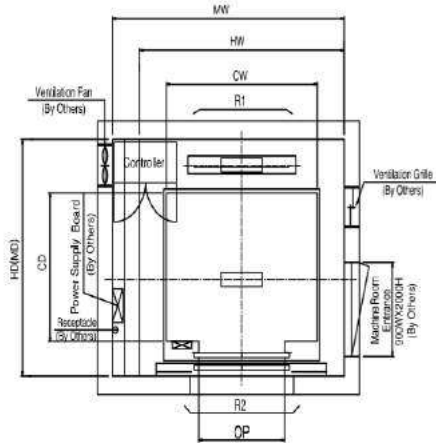
Balok *lift* yang direncanakan merupakan balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* dan beban yang terjadi pada *lift* yang terdiri dari balok penggantung dan balok penumpang *lift*.

4.2.5.1. Spesifikasi lift

Lift yang digunakan dalam perencanaan ini adalah *lift* yang diproduksi oleh sigma elevator company dengan data sebagai berikut:

| | | |
|----------------------------|---|---------------------------|
| Tipe lift (standard) | = | General type simplex |
| Merek | = | Sigma |
| Kapasitas | = | 17 orang (1150 kg) |
| Lebar pintu | = | 1100 mm |
| <i>Car size</i> | = | 2000x1350 mm ² |
| <i>Hostway size</i> | = | 2550x2050 mm ² |
| Beban reaksi ruang mesin = | | |
| R1 | = | 8000 kg |
| R2 | = | 5200 kg |

[Simplex]



Gambar 4. 13 Denah Lift

4.2.5.2. Perencanaan Balok Penggantung lift

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 500x200x11x19 dengan BJ 41, dengan data – data sebagai berikut:

| | | |
|--------------------------|----------------------------|---------------------------|
| $W = 103 \text{ kg/m}$ | $r = 20 \text{ mm}$ | $h = d - 2(t_f + r)$ |
| $A = 131,3 \text{ cm}^2$ | $Z_x = 2462 \text{ cm}^3$ | $= 428 \text{ mm}$ |
| $d = 506 \text{ mm}$ | $Z_y = 398 \text{ cm}^3$ | $S_x = 2230 \text{ cm}^3$ |
| $b_f = 201 \text{ mm}$ | $i_x = 20,7 \text{ cm}$ | $S_y = 257 \text{ cm}^3$ |
| $t_w = 11 \text{ mm}$ | $i_y = 4,43 \text{ cm}$ | $f_y = 250 \text{ Mpa}$ |
| $t_f = 19 \text{ mm}$ | $I_x = 56500 \text{ cm}^4$ | $f_u = 410 \text{ Mpa}$ |
| | $I_y = 2580 \text{ cm}^4$ | $E = 200000 \text{ Mpa}$ |

1. Perhitungan pembebanan

- Beban merata
- Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat profil balok penggantung lift} &= 103 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sambungan (10\%)} &= 10,3 \text{ kg/m} \\ \text{Total (q}_D\text{)} &= 113,3 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban berfaktor

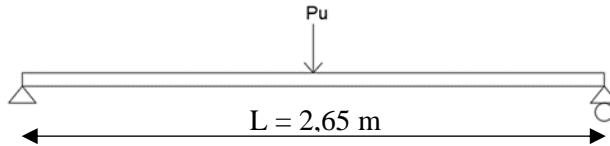
$$q_U = 1,4q_D = 1,4 \times 113,3 = 158,62 \text{ kg/m}$$

- Beban terpusat

Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain menyatakan bahwa semua beban mesin harus ditingkatkan 50% untuk unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga driven.

$$PU_1 = R_1 \cdot (1 + 50\%) = 8000 (1+0.5) = 12000 \text{ kg}$$

$$PU_2 = R_2 \cdot (1 + 50\%) = 5200 (1+0.5) = 7800 \text{ kg}$$



Gambar 4. 14 Pembebanan Balok Penggantung Lift

2. Gaya dalam pada balok penggantung

- Momen yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8} x q_U x L^2 + \frac{1}{4} x P_u x L =$$

$$Mu = \frac{1}{8} x 113,3 x 2,65^2 + \frac{1}{4} x 12000 x 2,65$$

$$= 8089,24 \text{ kgm}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} x q_U x L + \frac{1}{2} x P_u =$$

$$Vu = \frac{1}{2} x 113,3 x 2,65 + \frac{1}{2} x 12000 = 6210,17 \text{ kg}$$

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{38} = 5,28$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{11} = 38,9$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 2462 \times 2500 = 6155000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 0.9 \times 6.155.000 \text{ kgcm}$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 5.539.500 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 265 \text{ cm}$$

$$L_p = 220,527 \text{ cm}$$

$$L_r = 694,296 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r$ (Bentang Menengah)

$$M_{maks} = 8089,24 \text{ kgm}$$

$$M_A = 4079,43 \text{ kgm}$$

$$M_B = 8089,24 \text{ kgm}$$

$$M_C = 4079,43 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12,5 \times 8089,24}{2,5 \times 8089,24 + 3 \times 4079,43 + 4 \times 8089,24 + 3 \times 4079,43}$$

$$= 1.31 \leq 2.3$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 1.31 \left[5.539.500 - (5.539.500 - \right.$$

$$\left. 0,7 \times 2500 \times 2230) \left(\frac{265 - 220,527}{694,296 - 220,527} \right) \right] < 5.539.500$$

$$7.799.272 \text{ kgcm} \geq 5.539.500 \text{ kgcm (Tidak OK),}$$

maka $M_n = M_p$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 0.9 \times 6.155.000 \text{ kgcm}$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 5.539.500 \text{ kgcm (OK)}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{11} = 38,9$$

$$\lambda p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 42,8 \times 1,1 \times 1$$

$$= 70620 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 V_n$$

$$6210,17 \text{ 3 kg} \leq 70620 \text{ kg (OK)}$$

5. Kontrol lendutan

$$L = 265 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{265}{360} = 0,736 \text{ cm}$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D).L^4}{E.I_x} \right] + \left[\frac{23PL^3}{648.E.I_x} \right] =$$

$$= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(1,13).265^4}{2000000.56500} \right] + \left[\frac{23.12000.265^3}{648.2000000.56500} \right] = 0,0708 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0708 \text{ cm} < 0,736 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

4.3. Pembebanan dan Analisa Struktur

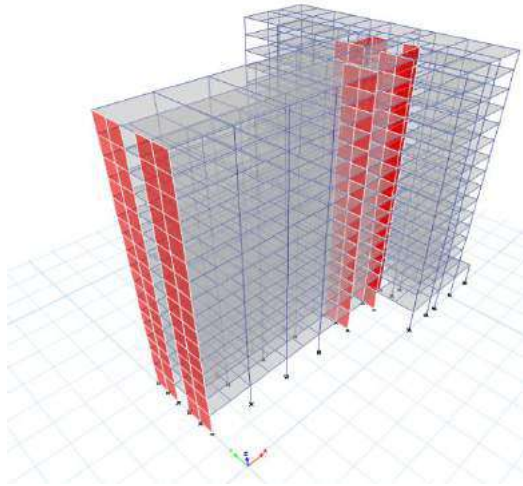
4.3.1. Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012

4.3.2. Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur, dimana struktur Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock memiliki bentuk yang tidak beraturan, sehingga harus dilakukan analisa dengan menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Apartemen The Conexio LRT

Superblock memiliki total 16 lantai, tinggi total gedung 52.9 meter.



Gambar 4. 15 Permodelan dengan ETABS

4.3.3. Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:

| | |
|----------------------|-------------------------|
| Mutu beton ($F'c$) | : 30 Mpa |
| Mutu baja (Fy) | : 420 Mpa |
| Ketinggian lantai | : |
| Ground Floor | : 5 m |
| Upper Ground | : 4.5 m |
| Lt. 3 – Lt. 15 | : 3.1 m (setiap lantai) |
| Dimensi Balok | : |
| Balok induk | : 40/60; 30/45; 30/40 |
| Balok anak | : 30/40; 20/30 |
| Balok Pratekan | : 50/70 |
| Tebal Pelat Lantai | : 15 cm |

| | |
|---------------------------------------------------------|------------------------|
| Tebal Pelat Atap | : 15 cm |
| Dimensi Kolom | : |
| UG – Lt.3 | : 95/95 |
| Lt 4 – 7 | : 85/85 |
| Lt 8 – 11 | : 75/75 |
| Lt 12 - Atap | : 70/70 |
| Faktor keutamaan | : 1 (gedung Apartemen) |
| Beban mati struktur ini dikalkulasi sendiri oleh ETABS. | |

- Input beban hidup:

| | |
|----------------------|--------------------------|
| Lantai Apartemen | : 1,92 kN/m ² |
| Lantai Ruang Seminar | : 4,79 kN/m ² |
| Lantai Atap | : 0,96 kN/m ² |

- Input beban mati tambahan (superdead):

Input beban mati tambahan pada pelat lantai:

| | |
|--------------------|----------------------------------------------------------|
| Penggantung | : 0,07 kN/m ² |
| Plafond | : 0,11 kN/m ² |
| Spesi (t = 2 cm) | : 0,42 kN/m ² |
| Tegel (t = 1 cm) | : 0,24 kN/m ² |
| Ducting & Plumbing | : <u>0,30 kN/m²</u> 1,14 kN/m ² |

Input beban mati tambahan pada pelat atap:

| | |
|--------------------|----------------------------------------------------------|
| Penggantung | : 0,07 kN/m ² |
| Plafond | : 0,11 kN/m ² |
| Spesi (t = 2 cm) | : 0,42 kN/m ² |
| Aspal (t = 1 cm) | : 0,14 kN/m ² |
| Ducting & Plumbing | : <u>0,15 kN/m²</u> 0,89 kN/m ² |

Tabel 4. 12 Rasio Selisih Pembebanan ETABS dan Manual

| Perhitungan Manual Pembebanan Gravitasi Struktur | | |
|--------------------------------------------------|----------|----|
| Super Dead | 46299.72 | kN |
| Dead | 157954.2 | kN |
| Live | 31523.67 | kN |
| Manual | 235777.6 | kN |
| ETABS | 231340.8 | kN |
| Rasio | -1.882% | |

Pembebanan yang diinput pada ETABS haruslah mendekati perhitungan manual ($\pm 5\%$) sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan rasio selisih pembebanan gravitasi yang didapat dari ETABS dan Manual (**Tabel 4.12**).

Perhitungan rasio selisih pembebanan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= W_{\text{etabs}} / W_{\text{manual}} - 1 \\ &= (231340.8 / 235777.6) - 1 \\ &= -1.882\% \leq 5\% \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada ETABS sudah benar.

4.3.4. Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.4.1. Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen yaitu II dengan faktor keutamaan gempa (I_e) 1.

4.3.4.2. Kelas Situs

SNI 1726:2012 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2012 pasal 5.4.2 persamaan (2). Berikut adalah hasil pengolahan data tanah untuk menentukan kelas situs.

Tabel 4. 13 Perhitungan Data Tanah untuk Menentukan Kelas Situs

| Kedalaman | Tebal | N | Tebal/N |
|-----------|-------|----|---------|
| 0 | | | |
| 2 | 2 | 13 | 0.15 |
| 4 | 2 | 8 | 0.25 |
| 6 | 2 | 14 | 0.14 |
| 8 | 2 | 8 | 0.25 |
| 10 | 2 | 7 | 0.29 |
| 12 | 2 | 8 | 0.25 |
| 14 | 2 | 9 | 0.22 |
| 16 | 2 | 8 | 0.25 |
| 18 | 2 | 9 | 0.22 |
| 20 | 2 | 8 | 0.25 |
| 22 | 2 | 10 | 0.20 |
| 24 | 2 | 49 | 0.04 |
| 26 | 2 | 61 | 0.03 |
| 28 | 2 | 63 | 0.03 |
| 30 | 2 | 69 | 0.03 |
| Total | 30 | | 2.61 |

$$\bar{N} = \frac{30}{2,61} = 11,49$$

Mengacu pada tabel 3 SNI 1726:2012, dengan nilai \bar{N} =11,49, lokasi bangunan berada pada kelas situ SE (Tanah lunak).

4.3.4.3. Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Data percepatan respon spektrum diambil dari web puskim.pu.go.id.

Dari web tersebut didapatkan data pada lokasi Jakarta dengan kelas situs SE (Tanah Lunak) seperti pada tabel berikut.

Tabel 4. 14 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

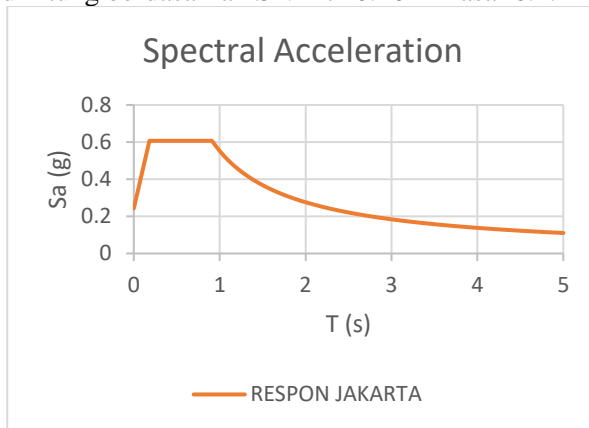
| | |
|------|-------|
| PGA | 0.353 |
| SS | 0.664 |
| S1 | 0.293 |
| FPGA | 1.042 |
| Fa | 1.371 |
| Fv | 2.83 |
| SMS | 0.911 |
| SM1 | 0.828 |
| Sds | 0.607 |
| Sd1 | 0.556 |
| To | 0.182 |
| Ts | 0.909 |

4.3.4.4. Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain

Tabel 4. 15 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra

| T (detik) | Sa (g) | T (detik) | Sa (g) | T (detik) | Sa (g) | T (detik) | Sa (g) |
|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|
| 0 | 0,243 | 0,24 | 0,607 | 1,1 | 0,502 | 2,6 | 0,212 |
| 0,02 | 0,283 | 0,26 | 0,607 | 1,2 | 0,460 | 2,8 | 0,197 |
| 0,04 | 0,323 | 0,28 | 0,607 | 1,3 | 0,425 | 3 | 0,184 |
| 0,06 | 0,363 | 0,3 | 0,607 | 1,4 | 0,394 | 3,2 | 0,173 |
| 0,08 | 0,403 | 0,4 | 0,607 | 1,5 | 0,368 | 3,4 | 0,162 |
| 0,1 | 0,443 | 0,5 | 0,607 | 1,6 | 0,345 | 3,6 | 0,153 |
| 0,12 | 0,483 | 0,6 | 0,607 | 1,7 | 0,325 | 3,8 | 0,145 |
| 0,14 | 0,523 | 0,7 | 0,607 | 1,8 | 0,307 | 4 | 0,138 |
| 0,16 | 0,563 | 0,8 | 0,607 | 1,9 | 0,291 | 4,2 | 0,131 |
| 0,18 | 0,603 | 0,9 | 0,607 | 2 | 0,276 | 4,4 | 0,125 |
| 0,182 | 0,607 | 0,909 | 0,607 | 2,2 | 0,251 | 4,6 | 0,120 |
| 0,2 | 0,607 | 1 | 0,552 | 2,4 | 0,230 | 4,8 | 0,115 |

Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain Kota Jakarta dihitung berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.4.



Gambar 4. 16 Grafik Respon Spektrum Jakarta

4.3.4.5. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 1, bangunan dengan fungsi sekolah masuk ke dalam kategori resiko II dengan $I_e = 1$. Penentuan Kategori desain gempa sesuai dengan SNI 1726:2012, dimana, $S_{DS} = 0,607g$ dan $S_{D1} = 0,556g$ sehingga diketahui bahwa kategori desain seismik masuk dalam kategori D.

4.3.4.6. Koefisien Modifikasi Response

Struktur Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock direncanakan akan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus. Untuk memperoleh R^a (Koefisien Modifikasi Respon), Ω_0^g (Faktor Kuat Lebih Sistem), dan C_d^b (Faktor Pembesaran Defleksi), tabel 9 pada SNI 1726-2012 akan digunakan.

Dengan kategori desain seismik D, diperoleh :

$$R^a = 7$$

$$\Omega_0^g = 3$$

$$C_d^b = 5,5$$

4.3.4.7. Kontrol Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726 2012 Ps. 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental (T_a) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726-2012. Dengan parameter C_t dan x diambil dari tabel 15 SNI 1726 2012, serta h_n merupakan total tinggi bangunan. T_a , C_t , dan x diambil dari tabel 15, serta h_n merupakan tinggi bangunan.

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \times 45^{0,9} = 1,433 \text{ detik.}$$

Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari tabel 4.2 SNI 1726:2012. ($T_a < T < C_u.T_a$)

Dari nilai $S_{D1} = 0.556$, didapatkan koefisien $C_u = 1.4$. Maka nilai $C_u.T_a$ dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} C_u.T_a &= 1.4 \times 1.433 \\ &= 2,006 \text{ s} \end{aligned}$$

Nilai T yang didapat dari program bantu ETABS seperti pada **Tabel 4.16**.

Tabel 4. 16 Modal Periode dan Frekuensi

| Case | Mode | Period | Frequency | Circular Frequency | Eigenvalue |
|-------|------|--------|-----------|--------------------|------------------------------------|
| | | sec | cyc/sec | rad/sec | rad ² /sec ² |
| Modal | 1 | 1.575 | 0.635 | 3.9886 | 15.9091 |
| Modal | 2 | 1.5 | 0.667 | 4.1889 | 17.5471 |
| Modal | 3 | 1.394 | 0.717 | 4.5059 | 20.3032 |
| Modal | 4 | 0.415 | 2.409 | 15.1377 | 229.1487 |
| Modal | 5 | 0.358 | 2.796 | 17.5672 | 308.6079 |
| Modal | 6 | 0.322 | 3.102 | 19.4926 | 379.9621 |
| Modal | 7 | 0.185 | 5.402 | 33.9444 | 1152.2228 |
| Modal | 8 | 0.158 | 6.343 | 39.8532 | 1588.2778 |
| Modal | 9 | 0.134 | 7.469 | 46.9298 | 2202.4097 |
| Modal | 10 | 0.108 | 9.289 | 58.3667 | 3406.6742 |
| Modal | 11 | 0.095 | 10.489 | 65.9041 | 4343.3506 |
| Modal | 12 | 0.075 | 13.32 | 83.6902 | 7004.0578 |

Periode struktur terbesar yang didapat dari analisa ETABS adalah 1,575 detik, maka:

$$T_a < T < C_u.T_a$$

$$1,433 < 1,575 < 2,006 \text{ (OK)}$$

Sehingga dapat disimpulkan bahwa perioda fundamental struktur dapat dipakai.

4.3.4.8. Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen adalah 7.

Sesuai dengan SNI 1726:2012 Tabel 9:

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana:

$$S_{DS} = 0,607$$

$$I_e = 1$$

$$R = 7$$

$$C_s = \frac{0,607}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0418$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana:

$$S_{D1} = 0,552$$

$$I_e = 1$$

$$R = 7$$

$$T = 1,898$$

$$C_s = \frac{0,556}{1,898 \left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,0418$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \cdot 0,607 \cdot 1 = 0,0364 \geq 0,01$$

Maka nilai C_s diambil **0.0418**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk gedung UHAMKA sebesar 0,5 (SNI 1726:2012), sehingga didapatkan berat seismik efektif bangunan (W) sebesar 323.844,3 kN.

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$V = C_s \cdot W$$

dimana:

$$C_s = 0,0418$$

$$W (1DL+1SDL+0,5LL) = 323.884,3\text{kN}$$

$$V = C_s \times W$$

$$= 0,0418 \times 323.884,3$$

$$= 13.552,42 \text{ kN}$$

Berikut merupakan tabel perhitungan gaya geser dasar tiap lantai (F_i).

Tabel 4. 17 Perhitungan Gaya Geser tiap Lantai

| Story | Nama Lantai | Elevasi hi (m) | t (m) | W kN | Wi x hi kNm | Proporsi | Fi kN |
|---------|-------------|----------------|-------|---------|-------------|----------|--------|
| Story1 | Lantai GF | 5 | 5 | 22217.7 | 111088.4 | 1% | 166.57 |
| Story2 | Lantai UG | 9.5 | 4.5 | 20175.9 | 191670.9 | 2% | 287.4 |
| Story3 | Lantai 3 | 12.6 | 3.1 | 22578 | 284482.3 | 3% | 426.57 |
| Story4 | Lantai 4 | 15.7 | 3.1 | 22042.3 | 346063.9 | 4% | 518.91 |
| Story5 | Lantai 5 | 18.8 | 3.1 | 22042.3 | 414394.9 | 5% | 621.37 |
| Story6 | Lantai 6 | 21.9 | 3.1 | 22042.3 | 482726 | 5% | 723.83 |
| Story7 | Lantai 7 | 25 | 3.1 | 22042.3 | 551057.1 | 6% | 826.28 |
| Story8 | Lantai 8 | 28.1 | 3.1 | 21566.1 | 606008.1 | 7% | 908.68 |
| Story9 | Lantai 9 | 31.2 | 3.1 | 21566.1 | 672863.1 | 7% | 1008.9 |
| Story10 | Lantai 10 | 34.3 | 3.1 | 21566.1 | 739718 | 8% | 1109.2 |
| Story11 | Lantai 11 | 37.4 | 3.1 | 21566.1 | 806573 | 9% | 1209.4 |
| Story12 | Lantai 12 | 40.5 | 3.1 | 21350.4 | 864689.7 | 10% | 1296.6 |
| Story13 | Lantai 13 | 43.6 | 3.1 | 21350.4 | 930875.9 | 10% | 1395.8 |
| Story14 | Lantai 14 | 46.7 | 3.1 | 21350.4 | 997062 | 11% | 1495 |
| Story15 | Lantai 15 | 49.8 | 3.1 | 12762.8 | 635588.3 | 7% | 953.04 |
| Story16 | Atap | 52.9 | 3.1 | 7625.23 | 403374.5 | 4% | 604.84 |
| Total | | | | 323844 | 9038236 | 100% | 13552 |

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85.V/V_t$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS

didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut (**Tabel 4.18**):

Tabel 4. 18 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS

| Beban | F_x (kN) | F_y (kN) |
|---------|------------|------------|
| RSX Max | 5301.492 | 1342.338 |
| RSY Max | 1342.339 | 5098.043 |

$$V_s = 13.552,42 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 5301.492 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 5098.043 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85 \cdot V_s$$

$$5301,492 \text{ kN} > 0,85 \times 13.552,42 \text{ kN}$$

$$5301,492 \text{ kN} > 11519,56 \text{ kN} \text{ (Not OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85 \cdot V$$

$$5098.043 \text{ kN} > 0,85 \times 13.552,42 \text{ kN}$$

$$5098.043 \text{ kN} > 11519,56 \text{ kN} \text{ (Not OK)}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$.

Arah x:

$$\frac{0,85 V}{V_{xt}} = \frac{11519,56}{5301,492} = 2,17$$

Arah y:

$$\frac{0,85 V}{V_{yt}} = \frac{11519,56}{5098.043} = 2,25$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan

running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah sesuai **Tabel 4.19**.

Tabel 4. 19 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah *Scale Factor*

| Beban | F _x (kN) | F _y (kN) |
|---------|---------------------|---------------------|
| RSX Max | 11537.29 | 2919.39 |
| RSY Max | 3035.891 | 11519.56 |

$$V_s = 13.552,42 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 11537.29 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 11519.56 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85 \cdot V_s$$

$$11537.29 \text{ kN} > 0,85 \times 13.552,42 \text{ kN}$$

$$11537.29 \text{ kN} > 11519,56 \text{ kN (OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85 \cdot V$$

$$11519.56 \text{ kN} > 0,85 \times 13.552,42 \text{ kN}$$

$$11519.56 \text{ kN} > 11519,56 \text{ kN (OK)}$$

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

4.3.4.9. Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90% (**Tabel 4.20**)

Tabel 4. 20 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon

| Case | Mode | Period | Sum UX | Sum UY | Sum UZ |
|-------|------|--------|--------|--------|--------|
| | | sec | | | |
| Modal | 1 | 1.575 | 0.07 | 0.4135 | 0 |
| Modal | 2 | 1.5 | 0.4291 | 0.6229 | 0 |
| Modal | 3 | 1.394 | 0.6601 | 0.6707 | 0 |
| Modal | 4 | 0.415 | 0.6701 | 0.768 | 0 |
| Modal | 5 | 0.358 | 0.8041 | 0.8043 | 0 |
| Modal | 6 | 0.322 | 0.8513 | 0.8344 | 0 |
| Modal | 7 | 0.185 | 0.8576 | 0.8745 | 0 |
| Modal | 8 | 0.158 | 0.9191 | 0.8862 | 0 |
| Modal | 9 | 0.134 | 0.9252 | 0.9052 | 0 |
| Modal | 10 | 0.108 | 0.9319 | 0.9242 | 0 |
| Modal | 11 | 0.095 | 0.9591 | 0.9322 | 0 |
| Modal | 12 | 0.075 | 0.9598 | 0.943 | 0 |

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y pada mode 9, maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

4.3.4.10. Kontrol Dual System

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan *shearwall*.

Tabel 4. 21 Kontrol *Dual System*

| Pemikul Gaya Geser | RSX | | RSY | |
|--------------------------|---------|--------|----------|--------|
| | kN | % | kN | % |
| ShearWall | 9051.55 | 73.5% | 11214.36 | 70.1% |
| SRPM | 3271.1 | 26.5% | 4777.331 | 29.9% |
| Total | 12322.6 | 100.0% | 15991.69 | 100.0% |

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

4.3.4.11. Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Tabel 4. 22 Batas Simpangan Gedung

| 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 lantai tingkat. | 0,025 h_{sx} ^c | 0,020 h_{sx} | 0,015 h_{sx} |
| Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d | 0,010 h_{sx} | 0,010 h_{sx} | 0,010 h_{sx} |
| Struktur dinding geser batu bata lainnya | 0,007 h_{sx} | 0,007 h_{sx} | 0,007 h_{sx} |
| Semua struktur lainnya | 0,020 h_{sx} | 0,015 h_{sx} | 0,010 h_{sx} |

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x .

Berikut merupakan drift ijin yang didapat dari perhitungan di atas.

$$\begin{aligned}\delta_{ijin} &= 0.02 \times h_{sx} \\ &= 0.02 \times 5000 = 100 \text{ mm (GF)} \\ \delta_{ijin} &= 0.02 \times h_{sx} \\ &= 0.02 \times 4500 = 90 \text{ mm (UG)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{ijin} &= 0.02 \times h_{sx} \\ &= 0.02 \times 3100 = 62 \text{ mm (Lantai 3 - Atap)}\end{aligned}$$

Lalu dilanjutkan mencari δ_i dengan cara perhitungan sebagai berikut:

$\delta_i = \text{Drift} \times C_d / I_e$; dengan $C_d = 5.5$ dan $I_e = 1$ (SNI 1726:2012, tabel 9) sehingga factor pembesaran drift adalah sebagai berikut.

$$\delta_i = \text{Drift} \times \frac{5,5}{1} = \text{Drift} \times 5,5$$

Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan drift dan δ_i sesuai dengan SNI 1726:2012 seperti pada **Tabel 4.22** dan **Tabel 4.23**.

Tabel 4. 23 Kontrol Drift Arah X

| Story | Tinggi Lantai (m) | Displacement X (mm) | δx (mm) | Pembesaran δx (mm) | δ_{ijin} (mm) | KET |
|-------|-------------------|---------------------|-----------------|----------------------------|----------------------|-----|
| 16 | 3.1 | 102.741 | 6.553 | 36.0415 | 62 | OK |
| 15 | 3.1 | 96.188 | 6.781 | 37.2955 | 62 | OK |
| 14 | 3.1 | 89.407 | 6.952 | 38.236 | 62 | OK |
| 13 | 3.1 | 82.455 | 7.116 | 39.138 | 62 | OK |
| 12 | 3.1 | 75.339 | 7.27 | 39.985 | 62 | OK |
| 11 | 3.1 | 68.069 | 7.36 | 40.48 | 62 | OK |
| 10 | 3.1 | 60.709 | 7.416 | 40.788 | 62 | OK |
| 9 | 3.1 | 53.293 | 7.394 | 40.667 | 62 | OK |
| 8 | 3.1 | 45.899 | 7.294 | 40.117 | 62 | OK |
| 7 | 3.1 | 38.605 | 7.055 | 38.8025 | 62 | OK |
| 6 | 3.1 | 31.55 | 6.746 | 37.103 | 62 | OK |
| 5 | 3.1 | 24.804 | 6.289 | 34.5895 | 62 | OK |
| 4 | 3.1 | 18.515 | 5.674 | 31.207 | 62 | OK |

| | | | | | | |
|---|-----|--------|-------|---------|-----|----|
| 3 | 3.1 | 12.841 | 4.867 | 26.7685 | 62 | OK |
| 2 | 4.5 | 7.974 | 5.248 | 28.864 | 90 | OK |
| 1 | 5 | 2.726 | 2.726 | 14.993 | 100 | OK |

Tabel 4. 24 Kontrol Drift Arah Y

| Story | Tinggi Lantai (m) | Displacement Y (mm) | δy (mm) | Pembesaran δy (mm) | δ ijin (mm) | KET |
|-------|-------------------|---------------------|-----------------|----------------------------|--------------------|-----|
| 16 | 3.1 | 109.087 | 5.81 | 31.933 | 62 | OK |
| 15 | 3.1 | 103.281 | 6.1 | 33.5225 | 62 | OK |
| 14 | 3.1 | 97.186 | 6.41 | 35.2715 | 62 | OK |
| 13 | 3.1 | 90.773 | 6.77 | 37.2295 | 62 | OK |
| 12 | 3.1 | 84.004 | 7.13 | 39.1985 | 62 | OK |
| 11 | 3.1 | 76.877 | 7.44 | 40.92 | 62 | OK |
| 10 | 3.1 | 69.437 | 7.72 | 42.438 | 62 | OK |
| 9 | 3.1 | 61.721 | 7.91 | 43.505 | 62 | OK |
| 8 | 3.1 | 53.811 | 8.01 | 44.0715 | 62 | OK |
| 7 | 3.1 | 45.798 | 7.96 | 43.78 | 62 | OK |
| 6 | 3.1 | 37.838 | 7.79 | 42.845 | 62 | OK |
| 5 | 3.1 | 30.048 | 7.43 | 40.8815 | 62 | OK |
| 4 | 3.1 | 22.615 | 6.86 | 37.7135 | 62 | OK |
| 3 | 3.1 | 15.758 | 6.01 | 33.0605 | 62 | OK |
| 2 | 4.5 | 9.747 | 6.47 | 35.6015 | 90 | OK |
| 1 | 5 | 3.274 | 3.27 | 18.007 | 100 | OK |

Maka dapat disimpulkan bahwa berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X maupun Y memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 1726:2012.

4.3.4.12. Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana *ed* sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

$$e_x = e_{0x} + (0.05 B_x)$$

$$e_y = e_{0y} + (0.05 B_y)$$

dimana:

e_{0x} dan e_{0y} adalah eksentrisitas bawaan gedung

0.05 B_x dan 0.05 B_y adalah eksentrisitas tak terduga

B_x adalah panjang gedung arah x

B_y adalah panjang gedung arah y

Eksentrisitas bawaan dihitung dengan mengurangi pusat kekakuan dengan pusat massa. Sebagai contoh pada lantai 1, pusat kekakuan arah X dikurangi pusat massa arah X memberikan nilai +0,193. Nilai tersebut berarti pusat kekakuan berada 0,193 lebih jauh dari pusat massa, relatif terhadap titik 0,0 (Pusat kekakuan lebih jauh dari pusat massa). Sementara tanda negatif, contohnya pada lantai 2, menunjukan bahwa pusat kekakuan lebih dekat dengan titik 0,0. Berdasarkan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas bawaan pada Tabel 4.25

Tabel 4. 25 Kontrol Eksentrisitas Aktual

| Lantai | Pusat Massa | | Pusat Rotasi | | Eksentrisitas (e) | | 0.05b _y | 0.05b _x | Kontrol | |
|---------|-------------|-------|--------------|-------|-------------------|------|--------------------|--------------------|---------|--------|
| | X | Y | X | Y | X | Y | | | X | Y |
| Story1 | 9.78 | 23.04 | 12.15 | 18.62 | -2.38 | 4.43 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story2 | 10.43 | 23.21 | 13.43 | 16.45 | -3.01 | 6.76 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story3 | 10.40 | 23.31 | 13.67 | 16.14 | -3.27 | 7.18 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story4 | 10.45 | 23.27 | 13.68 | 16.28 | -3.23 | 6.98 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story5 | 10.49 | 23.23 | 13.62 | 16.56 | -3.13 | 6.67 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story6 | 10.49 | 23.23 | 13.53 | 16.87 | -3.04 | 6.36 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story7 | 10.49 | 23.23 | 13.43 | 17.17 | -2.94 | 6.06 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story8 | 10.49 | 23.23 | 13.33 | 17.46 | -2.84 | 5.77 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story9 | 10.55 | 23.16 | 13.24 | 17.72 | -2.69 | 5.44 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story10 | 10.60 | 23.12 | 13.16 | 17.95 | -2.56 | 5.16 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story11 | 10.60 | 23.12 | 13.09 | 18.17 | -2.49 | 4.95 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story12 | 10.60 | 23.12 | 13.02 | 18.37 | -2.42 | 4.75 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story13 | 10.60 | 23.12 | 12.96 | 18.56 | -2.36 | 4.55 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story14 | 10.60 | 23.12 | 12.91 | 18.74 | -2.31 | 4.37 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story15 | 10.68 | 22.56 | 12.87 | 18.89 | -2.19 | 3.67 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |
| Story16 | 10.51 | 23.45 | 12.88 | 18.96 | -2.37 | 4.49 | 2.14 | 0.84 | not OK | not OK |

dari hasil perhitungan dan control eksentrisitas aktual akibat eksentrisitas tak terduga diatas, didapatkan bahwa hanya eksentrisitas arah y saja yang memenuhi syarat $e_y > 0,05 B_x$, maka diperlukan perhitungan untuk mencari pusat massa baru. Perhitungan pusat massa baru dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4. 26 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Tiap Lantai

| Lantai | Eksentrisitas (e) | | $e_d = 1.5e + 0.05b$ | | $e_d = e - 0.05b$ | | e_d pakai | |
|---------|-------------------|--------|----------------------|----------|-------------------|--------|-------------|----------|
| | X | Y | X | Y | X | Y | X | Y |
| Story1 | -2.3754 | 4.4256 | 1.4281 | 7.4759 | 4.5104 | 3.5881 | 4.5104 | 7.4759 |
| Story2 | -3.0055 | 6.7557 | 2.37325 | 10.97105 | 5.1405 | 5.9182 | 5.1405 | 10.97105 |
| Story3 | -3.2653 | 7.1765 | 2.76295 | 11.60225 | 5.4003 | 6.339 | 5.4003 | 11.60225 |
| Story4 | -3.234 | 6.9835 | 2.716 | 11.31275 | 5.369 | 6.146 | 5.369 | 11.31275 |
| Story5 | -3.1312 | 6.6715 | 2.5618 | 10.84475 | 5.2662 | 5.834 | 5.2662 | 10.84475 |
| Story6 | -3.0374 | 6.3613 | 2.4211 | 10.37945 | 5.1724 | 5.5238 | 5.1724 | 10.37945 |
| Story7 | -2.9374 | 6.0556 | 2.2711 | 9.9209 | 5.0724 | 5.2181 | 5.0724 | 9.9209 |
| Story8 | -2.8396 | 5.7676 | 2.1244 | 9.4889 | 4.9746 | 4.9301 | 4.9746 | 9.4889 |
| Story9 | -2.6891 | 5.4418 | 1.89865 | 9.0002 | 4.8241 | 4.6043 | 4.8241 | 9.0002 |
| Story10 | -2.5566 | 5.1607 | 1.6999 | 8.57855 | 4.6916 | 4.3232 | 4.6916 | 8.57855 |
| Story11 | -2.4851 | 4.9482 | 1.59265 | 8.2598 | 4.6201 | 4.1107 | 4.6201 | 8.2598 |
| Story12 | -2.4193 | 4.7466 | 1.49395 | 7.9574 | 4.5543 | 3.9091 | 4.5543 | 7.9574 |
| Story13 | -2.3586 | 4.5529 | 1.4029 | 7.66685 | 4.4936 | 3.7154 | 4.4936 | 7.66685 |
| Story14 | -2.3053 | 4.3719 | 1.32295 | 7.39535 | 4.4403 | 3.5344 | 4.4403 | 7.39535 |
| Story15 | -2.1922 | 3.6681 | 1.1533 | 6.33965 | 4.3272 | 2.8306 | 4.3272 | 6.33965 |
| Story16 | -2.3697 | 4.4869 | 1.41955 | 7.56785 | 4.5047 | 3.6494 | 4.5047 | 7.56785 |

4.4. Perencanaan Struktur Utama Pratekan SNI 2847

4.4.1. Umum

4.4.2. Data Perencanaan Beton Pratekan

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada lantai atap balok:

- Panjang bentang : 13.2 m
- Dimensi balok pratekan : 500/750 mm
- f'c beton prategang : 30 Mpa
- f'c beton pelat atap : 30 Mpa
- Selimut beton : 40 mm

Jacking dilakukan pada beton saat umur tertentu dan belum mencapai kekuatan yang maksimum. Kekuatan tekan beton pada berbagai umur mengacu pada Tabel 4.1.4 PBI 1971.

Tabel 4. 27 Kekuatan Tekan Beton pada Berbagai Umur

| | | | | | | | |
|-----------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| Umur beton (hari) | 3 | 7 | 14 | 21 | 28 | 90 | 365 |
| Sement Portland Biasa | 0,40 | 0,75 | 0,88 | 0,95 | 1,00 | 1,15 | 1,35 |

Umur beton untuk menentukan koefisien yang digunakan bergantung pada faktor suhu rata – rata mengacu pada PBI 1971 pasal 10.9, dengan rumus:

$$U = \frac{\Sigma \Delta h (S + 10^0)}{30^0}$$

Dalam pelaksanaan, jacking dilakukan setelah 14 hari curing sehingga perhitungan kuat tekan beton adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} \Sigma \Delta h &= 14 \text{ hari} \\ S &= 30^0 \\ U &= \frac{14(30+10)}{30} = 18,67 \text{ hari} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien kuat tekan beton} = 0,88 + \frac{18,67-14}{21-14} \times (0,95 - 0,88)$$

$$= 0,92667$$

$$f_{ci} = 0,9267 \times 30 = 27.8 \text{ MPa}$$

Untuk tebal pelat yang digunakan, perencanaan pada tiap lantai atap dengan balok pratekan ketebalan yang digunakan yaitu 150 mm.

- Jarak antar balok prategang yang terbesar

$$\begin{aligned} L_{X_1} \text{ (kiri)} &= 7500 - 500 \\ &= 7000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{X_2} \text{ (kanan)} &= 7500 - 500 \\ &= 7000 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.4.3. Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w), maka didasarkan pada perumusan yang terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing - masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- Delapan kali tebal pelat
- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif balok arah memanjang ialah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} b_{\text{eff}} &= L/4 \\ &= 13200/4 \\ &= 3300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{\text{eff}} &= b + 2 \times (8 \times t_f) \\ &= 500 + 2 \times (8 \times 150) \\ &= 2900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{\text{eff}} &= b + 0,5 \times (L_{X_1} + L_{X_2}) \\ &= 500 + 0,5 \times (7000 + 7000) \\ &= 7500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil adalah 2900 mm.

Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang

terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

4.4.4. Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkutan tendon $0,94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0,8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan $0,70 f_{pu}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
 - Tegangan tekan : $0,60 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 27,8 = 16,68 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :
 $\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{27,8} = 2,636 \text{ MPa}$
 - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0,70 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)
 $\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 27,8 = 19,46 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $(0,5) \times \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{27,8} = 2.636 \text{ Mpa}$$

b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.

- Tegangan tekan (beban tetap): $0,45 \times f'_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times 30 = 13.5 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup): $0,6 \times f'_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f'_c = 0,6 \times 30 = 18 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)

$$\text{Kelas U} = f_t \leq 0,62\sqrt{f'_c}$$

$$= f_t \leq 0,62\sqrt{30}$$

$$= f_t \leq 3.39 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas T} = 0,62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,62\sqrt{30} < f_t \leq \sqrt{30}$$

$$= 3.39 < f_t \leq 5.477 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas C} = f_t > \sqrt{f'_c}$$

$$= f_t > \sqrt{30}$$

$$= f_t > 5.477 \text{ MPa}$$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar $0,8\sqrt{f'_c} = 4.38 \text{ MPa}$.

4.4.5. Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan sehingga hanya beban mati dan beban mati tambahan yang bekerja.

Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

4.4.6. Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang

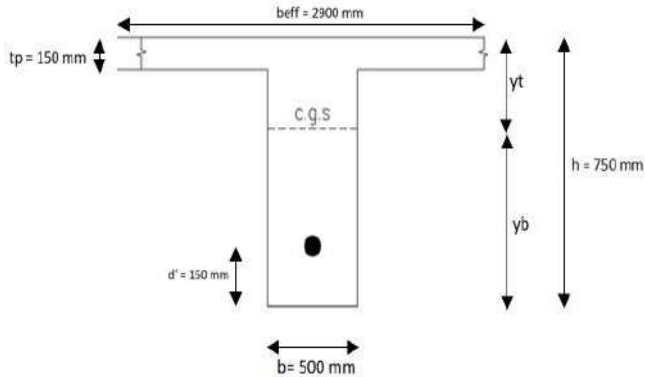
4.4.6.1. Analisa Penampang Global

Balok pratekan arah memanjang dan melintang memiliki ukuran yang sama sehingga analisa penampang dapat memiliki nilai yang sama. Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan dapat menggunakan perumusan dibawah (SNI 2847:2013 pasal 8.5.1)

$$E_{\text{pelat}} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{30} = 25743 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{30} = 25743 \text{ Mpa}$$

$$n = E_{\text{balok}}/E_{\text{pelat}} = 25743/25743 = 1$$



Gambar 4. 17 Potongan Melintang Balok Prategang Arah Memanjang pada Tumpuan

Dari **Gambar 4.17** dapat dilihat tebal pelat (t_f) adalah 150 mm dengan jarak garis berat terhadap cgc adalah d' . y_t merupakan jarak dari c.g.s ke serat atas dan y_b adalah jarak dari c.g.s ke serat bawah. Untuk mendapatkan besarnya y_t dan y_b perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

$$b_e \text{ pakai} = b_e/n$$

$$= 2900 \text{ mm} / 1$$

$$= 2900 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{pelat}} &= b_e \times t_f \\
 &= 2900 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \\
 &= 435.000 \text{ mm}^2 \\
 A_{\text{balok}} &= b \times (h - t_f) \\
 &= 500 \times (750 - 150) \\
 &= 300.000 \text{ mm}^2 \\
 A_{\text{tot}} &= 735.000 \text{ mm}^2 \\
 Y_t &= \frac{A_{\text{pelat}} \times Y_t \text{ pelat} + A_{\text{balok}} \times Y_t \text{ balok}}{A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}}} \\
 &= 197,449 \text{ mm} \\
 Y_b &= (h - Y_t) \\
 &= 750 - 197,449 \\
 &= 552,551 \text{ mm} \\
 I &= 1/12 \times b_{\text{balok}} \times (h_{\text{balok}})^3 + A_{\text{balok}} \times d^2 \\
 &\quad + 1/12 \times b_{\text{pelat}} \times (h_{\text{pelat}})^3 + A_{\text{pelat}} \times d^2 \\
 &= 3,5 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\
 W_t &= \frac{I}{Y_t} \\
 &= 1,8 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\
 W_b &= \frac{I}{Y_b} \\
 &= 6,4 \times 10^7 \text{ mm}^3 \\
 K_t &= \frac{W_b}{A_{\text{total}}} \\
 &= 87,34 \text{ mm} \\
 K_t &= \frac{W_t}{A_{\text{total}}} \\
 &= 244,427
 \end{aligned}$$

4.4.6.2. Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan harus memenuhi tegangan beton yang diijinkan.

Tegangan pada beton yang diijinkan

– Pada saat transfer

| | | |
|-----------------|------------|--------------|
| Tengah bentang: | Tarik ijin | = 2.636 MPa |
| | Tekan ijin | = -16.68 MPa |
| Tumpuan: | Tarik ijin | = 2.636 MPa |
| | Tekan ijin | = -19.46 MPa |

- Pada saat beban layan

| | | |
|-----------------|------------|-------------|
| Tengah bentang: | Tarik ijin | = 4.38 MPa |
| | Tekan ijin | = -13.5 MPa |
| Tumpuan: | Tarik ijin | = 4.38 MPa |
| | Tekan ijin | = -13.5 MPa |

Eksentrisitas rencana:

- Eksentrisitas pada tengah bentang (e) = $y_b - d'$

$$= 552.551 - 150$$

$$= 402.551 \text{ mm}$$
- Eksentrisitas pada tumpuan (e) = 120 mm (di atas cgs)

Misalkan F_o yang digunakan sebesar 2000 kN untuk balok Pratekan sehingga perlu dilakukan kontrol tegangan yang terjadi pada balok saat keadaan transfer gaya prategang dan keadaan service.

Berikut merupakan perhitungan kontrol tegangan pada balok pratekan.

Kondisi saat transfer gaya prategang

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan (-) = 349.788 kNm

Momen lapangan (+) = 242.833 kNm

(tengah bentang)

Tengah Bentang

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$\sigma_t = -\frac{2.000.000}{735.000} + \frac{2.000.0000 \times 402.551}{179.654.069} - \frac{2428327}{179.654.069}$$

$$\sigma_t = 0.409 \text{ MPa}$$

$$-16.68 \text{ MPa} < 0.409 \text{ MPa} < 2.636 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

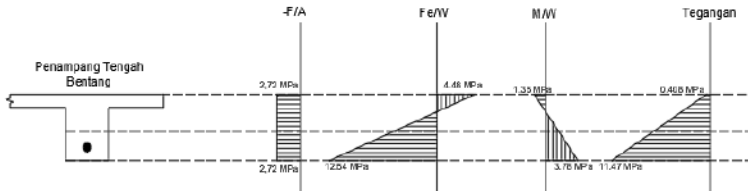
- Serat bawah:

$$\sigma_b = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$\sigma_b = -\frac{2.000.000}{735.000} - \frac{2.000.0000 \times 402.551}{64.197.714} + \frac{2428327}{64.197.714}$$

$$\sigma_b = -11,48 \text{ MPa}$$

$$-16.68 \text{ MPa} < -11.48 \text{ MPa} < 2.636 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$



Gambar 4. 18 Diagram Tegangan pada Tengah Bentang Balok Pratekan Saat Kondisi Transfer

Tumpuan

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$\sigma_t = -\frac{2.000.000}{735.000} - \frac{2.000.0000 \times 120}{179.654.069} + \frac{349787800}{179.654.069}$$

$$\sigma_t = -2,11 \text{ MPa}$$

$$-19,46 \text{ MPa} < -2,11 \text{ MPa} < 2,643 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

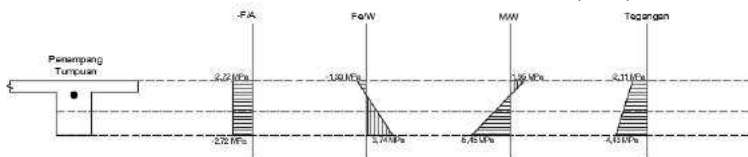
- Serat bawah:

$$\sigma_b = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{2.000.000}{735.000} + \frac{2.000.0000 \times 120}{64.197.715} - \frac{349787800}{64.197.715}$$

$$\sigma_b = -4,43 \text{ MPa}$$

$$-19,46 \text{ MPa} < -4,43 \text{ MPa} < 2,643 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$



Gambar 4. 19 Diagram Tegangan pada Tumpuan Balok Pratekan Saat Kondisi Transfer

Kondisi saat beban layan

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

$$\begin{aligned}\text{Momen tumpuan (-)} &= 410.496 \text{ kNm} \\ \text{Momen lapangan (+)} &= 284.478 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Tengah bentang

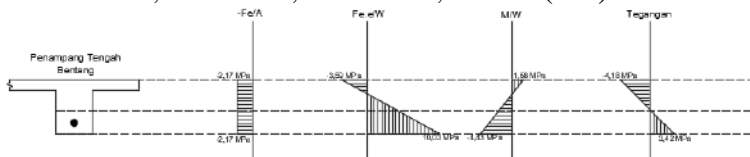
Asumsi kehilangan gaya prategang 20%

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wt} + \frac{M_{\text{lapangan}}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{0,8 \times 2.000.000}{735.000} - \frac{0,8 \times 2.000.000 \times 402.551}{179654069,8} + \frac{284.478 \times 10^6}{179654069,8} \\ \sigma_t &= -4,17 \text{ MPa} \\ -13,50 \text{ MPa} < -4,17 \text{ MPa} < 4,38 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wb} - \frac{M_{\text{lapangan}}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{0,8 \times 2.000.000}{735.000} + \frac{0,8 \times 2.000.000 \times 402.551}{64.197.714} - \frac{284.478 \times 10^6}{64.197.714} \\ \sigma_b &= 3,42 \text{ MPa} \\ -13,50 \text{ MPa} < 3,42 \text{ MPa} < 4,38 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 20 Diagram Tegangan Penampang Tengah Bentang pada Balok Pratekan Saat Kondisi Service

Tumpuan

Asumsi kehilangan gaya prategang 20%

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e x e}{Wt} - \frac{M_{\text{lapangan}}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{0,8 \times 2.000.000}{735.000} + \frac{0,8 \times 2.000.000 \times 120}{179.654.070} - \frac{410,49 \times 10^6}{179.654.070} \\ \sigma_t &= -3,39 \text{ MPa} \\ -13,50 \text{ MPa} < -3,39 \text{ MPa} < 4,38 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

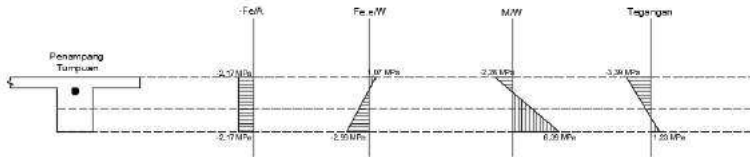
- Serat bawah

$$\sigma_b = -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{0,8 \times 2.000.000}{735.000} - \frac{0,8 \times 2.000.000 \times 120}{64.197.714} + \frac{410,49 \times 10^6}{64.197.714}$$

$$\sigma_b = 1,23 \text{ MPa}$$

$$-13,5 \text{ MPa} < 1,23 \text{ MPa} < 4,38 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 4. 21 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Preakan Saat Kondisi Service

Tabel 4. 28 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Transfer

| Nama Balok | | Teg. Ijin Tekan (Mpa) | Teg. Ijin Tarik (Mpa) | Keadaan Transfer (Mpa) | |
|---------------|----------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-------------|
| | | | | Serat Atas | Serat Bawah |
| Balok Preakan | Tengah Bentang | -16,68 | 2,636 | 0,409 | -11,48 |
| | Tumpuan | -19,46 | 2,636 | -2,11 | -4,43 |

Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Tegangan Sebelum Perhitungan Kehilangan Saat Keadaan Service

| Nama Balok | | Teg. Ijin Tekan (Mpa) | Teg. Ijin Tarik (Mpa) | Keadaan Service (Mpa) | |
|---------------|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|
| | | | | Serat Atas | Serat Bawah |
| Balok Preakan | Tengah Bentang | -13,50 | 4,38 | -4,17 | 3,42 |
| | Tumpuan | -13,50 | 4,38 | -3,39 | 1,23 |

4.4.7. Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ (strand stress-relieved).

$$F_{p_{max}} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{2.000.000}{1395} = 1.433,692 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari *multistrand post-tensioning*, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit : 5-19

Jumlah strand : 14

Minimum breaking load : 2580 kN

Diameter strand: 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$\begin{aligned} \text{Apakai} &= \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12,7^2 \times 14 \\ &= 1.773,5 \text{ mm}^2 > A_{perlu} = 1.433,692 \text{ mm}^2 \\ &\text{(OK)} \end{aligned}$$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{2.000.000}{1.773,5} = 1127,729 \text{ Mpa}$$

Tabel 4. 30 Tendon yang Digunakan

| Nama Balok | F _o (kN) | Tendon Unit | Jumlah Strand | Diameter Strand (mm) | Apakai (mm ²) | Fpakai (MPa) |
|----------------|---------------------|-------------|---------------|----------------------|---------------------------|--------------|
| Balok Pratekan | 2000 | 5-19 | 14 | 12,7 | 1.773,5 | 1127,7 |

4.4.8. Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

Berikut merupakan perhitungan kehilangan prategang pada balok arah memanjang.

1. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan. Kehilangan secara langsung terdiri dari:

- a. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran harus dicek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times \left(\mu \frac{\alpha}{L} + K\right)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_{pakai} = 1127,73 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,19 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,0016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f = 402,55 + 120 = 522,55 \text{ mm}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left(\frac{8f}{L}\right) = 0,317$$

$$L = 13,2 \text{ m}$$

$$x = \sqrt{\frac{200000 \times 2,5}{1127,73 \times \left(0,19 \frac{0,317}{13200} + 0,0016\right)}} = 526,41 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 526,41 \text{ mm}$.

Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 6.6 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan saat proses pemberian gaya pratekan. Kehilangan pratekan akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 2000 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\mu = 0,19 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,0016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left(\frac{8f}{L} \right) = 0,365$$

$$L = 13,2 \text{ m}$$

$$\text{Nilai } F_{pf} = 1.843,85 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{pf} = 2.000 - 1.843,85 = 156,15 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{156,15 \times 10^3}{1773,465} = 88,05 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{88,05}{1127,73} = 7,81 \%$$

- d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut.

Perhitungan pada kolom kanan.

$$M_B = 3,22 \text{ kNm}$$

$$M_A = 3,50 \text{ kNm}$$

$$\Delta P = \frac{(3,50 - (-3,22))}{3,1} = 2,17 \text{ kN}$$

$$\Delta f_p = \frac{2,17 \times 1000}{1773,73} = 1,22 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kanan ialah :

$$\Delta f_P = \frac{1,22}{1127,729} = 0,11 \%$$

Perhitungan pada kolom kanan.

$$M_B = 2,99 \text{ kNm}$$

$$M_A = -2,85 \text{ kNm}$$

$$\Delta P = \frac{(2,99 - (-2,85))}{3,1} = 1,89 \text{ kN}$$

$$\Delta f_P = \frac{1,890}{1773,73} = 1,06 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kanan ialah :

$$\Delta f_P = \frac{1,06}{1127,73} = 0,094 \%$$

Persentase total akibat kekangan kolom adalah 0,11% + 0,094% = 0,204%

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

- a. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkai:

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

dimana :

$$K_{cr} = 2 \text{ untuk metode pra-tarik}$$

$$= 1,6 \text{ untuk metode pasca-tarik}$$

$$f_{c_{ds}} = \text{tegangan beton didaerah c.g.s. akibat sluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang}$$

$$f_{c_{ir}} = \text{tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal pratekan}$$

$$f_{c_{ir}} = \frac{2.000.000}{735.000} + \frac{2.000.0000 \times 402.551^2}{354.725.127.551} - \frac{242.83 \times 10^6 \times 402.551}{354.725.127.551}$$

$$= 3,367 \text{ MPa}$$

$$F_{c_{ds}} = \frac{242.83 \times 10^6 \times 402.551}{354.725.127.551} = 2,76 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 7,92 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat rangkakan ialah:

$$\Delta f_{cr} = \frac{7,792}{1127,73} = 0,70 \%$$

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut:

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{sh} \cdot E_s \cdot \left[1 - 0,06 \left(\frac{V}{S}\right)\right] \cdot [100 - RH]$$

$$RH = 70\%$$

$$K_{sh} = 0,58 \text{ (7 hari)}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}}$$

$$= \frac{735.000}{7.300}$$

$$= 100,7 \text{ mm} = 10,07 \text{ cm}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$SH = 11,3 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{11,3}{1127,73} = 1,002 \%$$

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] * C$$

$$K_{re} = 128 \text{ MPa}$$

$$J = 0,14$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1127,73}{1860} = 0,61, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ harus diinterpolasi}$$

$$C = 1,1386$$

$$RE = [128 - 0,14 \cdot (11,3 + 7,92 + 0)] \times 1,1386 \\ = 142,68 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{142,68}{1127,73} = 12,65 \%$$

Sehingga, total kehilangan pratekan :

$$7,81 + 0,204 + 0,70 + 1,002 + 12,65 = \mathbf{21,17 \%}$$

Besar gaya prategang arah memanjang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$F_e = \frac{100 - 21,17}{100} \times 2000 = 1.576,52 \text{ kN}$$

Tabel 4. 31 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang

| Nama Balok | Jenis Kehilangan | Besar Kehilangan | % Kehilangan Total | Fo (kN) | Fe (kN) |
|----------------|------------------|------------------|--------------------|---------|---------|
| Balok Pratekan | Friksi | 7,81 | 21,17 | 2000 | 1576,52 |
| | Rangkak | 0,7 | | | |
| | Relaksasi | 12,65 | | | |
| | Susut | 1,002 | | | |
| | Kekangan Kolom | 0,204 | | | |

4.4.9. Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Berikut merupakan perhitungan kontrol gaya prategang setelah kehilangan pada balok arah memanjang.

a. Kontrol akibat beban layan

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

Momen tumpuan (-) = 410,5005 kNm

Momen lapangan (+) = 284,4784 kNm
(tengah bentang)

Tengah bentang

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$\sigma_t = -\frac{1.576.520}{735.000} - \frac{1.576.520 \times 403}{179.654.070} + \frac{284,4784 \times 10^6}{179.654.070}$$

$$\sigma_t = -4,09 \text{ MPa}$$

-13,5 MPa < -4,09 MPa < 4,38 MPa (OK)

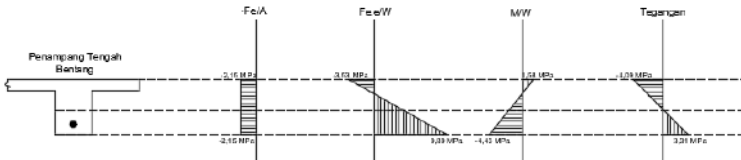
- Serat bawah:

$$\sigma_b = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{1.576.520}{735.000} + \frac{1.576.520 \times 403}{64.197.715} - \frac{284,4784 \times 10^6}{64.197.715}$$

$$\sigma_b = 3,31 \text{ MPa}$$

-13,5 MPa < 3,31 MPa < 4,38 MPa (OK)



Gambar 4. 22 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang pada Balok Pratekan Akibat Beban Layan

Tumpuan

- Serat atas:

$$\sigma_t = -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e x e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$\sigma_t = -\frac{1.576.520}{735.000} + \frac{1.576.520 \times 200}{179.654.070} - \frac{410,5005 \times 10^6}{179.654.070}$$

$$\sigma_t = -3,38 \text{ MPa}$$

-13,5 MPa < -3,38 MPa < 4,38 MPa (OK)

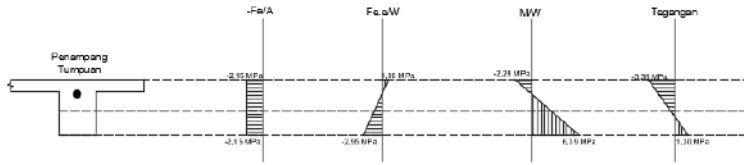
- Serat bawah

$$\sigma_b = -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -\frac{1.576.520}{735.000} - \frac{1.576.520 \times 200}{64.197.715} + \frac{410,5005 \times 10^6}{64.197.715}$$

$$\sigma_b = -1,30 \text{ MPa}$$

-13,5 MPa < -1,30 MPa < 4,38 MPa (OK)



Gambar 4. 23 Diagram Tegangan Penampang Tumpuan Balok Pratekan Akibat Beban layan

b. Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5

Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan $f'_c/10$.

Dimana:

$$\frac{F_c}{10} = \frac{30}{10} = 3 \text{ Mpa dan } 3,5 \text{ Mpa, maka diambil nilai } 3,5 \text{ Mpa}$$

- Pada balok Pratekan

$$f_{pc} = \frac{F_e}{A} = -\frac{1.576.520}{735.000} = -2,14 \text{ Mpa} < -3 \text{ Mpa (OK)}$$

c. Kontrol terhadap beban gempa

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+ 1E pada balok arah memanjang

Momen tumpuan (k_r) = 483,95 kNm

Momen Tumpuan (k_n)= 603,57 kNm

(tengah bentang)

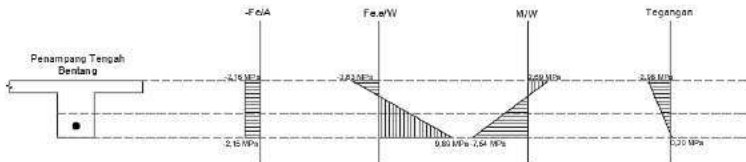
Tengah bentang

- Serat atas:

$$\begin{aligned} \sigma_t &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_{\text{lapangan}}}{W_t} \\ \sigma_t &= -\frac{1.576.520}{735.000} - \frac{1.576.520 \times 403}{179.654.070} + \frac{603.57 \times 10^6}{179.654.070} \\ \sigma_t &= -2,98 \text{ MPa} \\ -13,5 \text{ MPa} < -2,98 \text{ MPa} < 4,38 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{1.576.520}{735.000} + \frac{1.576.520 \times 403}{64.197.715} - \frac{603,57 \times 10^6}{64.197.715} \\ \sigma_b &= -0,20 \text{ MPa} \\ -13,5 \text{ MPa} < -0,20 \text{ MPa} < 4,38 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 24 Diagram Tegangan pada Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan Akibat Beban 1D+1L+1E

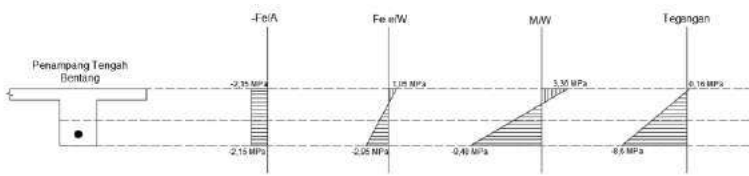
Tumpuan

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe x e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ \sigma_t &= -\frac{1.576.520}{735.000} - \frac{1.576.520 \times 403}{179.654.070} + \frac{603,57 \times 10^6}{179.654.070} \\ \sigma_t &= 3,36 \text{ MPa} \\ -13,5 \text{ MPa} < 3,36 \text{ MPa} < 4,38 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe x e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ \sigma_b &= -\frac{1.576.520}{735.000} + \frac{1.576.520 \times 120}{64.197.715} - \frac{603,57 \times 10^6}{64.197.715} \\ \sigma_b &= -8,6 \text{ MPa} \\ -13,5 \text{ MPa} < -8,6 \text{ MPa} < 4,38 \text{ MPa} \text{ (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 4. 25 Diagram Tegangan pada Penampang Tumpuan Balok Pratekan Akibat Beban 1D+1L+1E

4.4.10. Kontrol Lentutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lentutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 tabel 9.5.b.

$$f_{ijjin} = \frac{L}{480} = \frac{13200}{480} = 27.50 \text{ mm}$$

a. Lentutan saat jacking

1. Lentutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lentutan yang terjadi berupa lentutan keatas (chambre). Dari hasil output ETABS didapatkan lentutan akibat tendon sebesar

$$\Delta l_{p0} = -20,77 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lentutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lentutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lentutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lentutan didapat langsung dari hasil ETABS. Dari hasil output ETABS didapatkan lentutan akibat berat sendiri sebesar

$$\Delta l_{qt} = 7,64 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lentutan total saat jacking

$$\Delta l = -20,77 + 7,64 = -13,13 \text{ mm } (\uparrow)$$

$$\text{Syarat : } f < f_{ijjin} = -13,13 \text{ mm} < 27.5 \text{ mm (OK)}$$

b. Lendutan saat beban layan

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat tendon sebesar

$$\Delta l_{po} = -16,37 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari hasil ETABS. Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat berat sendiri sebesar

$$\Delta l_{qt} = 7,64 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = -16,37 + 7,64 = 8,74 \text{ mm } (\uparrow)$$

Syarat : $f < f_{ijin} = -8,74 \text{ mm} < 27.5 \text{ mm}$ (OK)

4.4.11. Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

1. Momen Nominal Oleh Tendon Pratekan

a. Tumpuan

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 1773,48 \text{ mm}^2$$

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

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

$$= 0,85 - \frac{(30 - 28)}{7} \times 0,05$$

$$= 0,84$$

$$Y_p = 0,4$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{Y_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$\text{Diambil } \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$F_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,4}{0,84} 0,17 \right\}$$

$$= 1523,93 \text{ MPa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$= 1773,48 \times 1.523,93$$

$$= 2.702.655 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b}$$

$$= \frac{2.702.655}{0,85 \cdot 30 \cdot 500}$$

$$= 211,97 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 2.702.655 \left(582,55 - \frac{211,97}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 1287,99 \text{ kN.m}$$

$$25\% \emptyset M_n = 25\% \times 0,9 \times 1287,99 \text{ kN.m}$$

$$= 289,79 \text{ kN.m}$$

$$M_u = \text{akibat gempa maks} = 483,95 \text{ kNm}$$

Sehingga momen yang harus ditanggung tulangan lunak $M_u - 25\% \emptyset M_n = 483,95 - 289,79 = 194,15 \text{ kNm}$. Jadi momen yang digunakan untuk perhitungan tulangan lunak adalah $194,15 \text{ kNm}$

b. Lapangan

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 1773,48 \text{ mm}^2$$

$$b_{eff} = 2900 \text{ mm}$$

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

$$= 0,84$$

$$Y_p = 0,4$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{Y_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$\text{Diambil } \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$F_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,4}{0,84} 0,17 \right\}$$

$$= 1523,93 \text{ MPa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$= 1773,48 \times 1523,93$$

$$= 2.702.655,69 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b}$$

$$= \frac{2.702.655,69}{0,85 \cdot 30 \cdot 2900}$$

$$= 36,55 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 2.702.655,69 \left(658 - \frac{36,55}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 1728,96 \text{ kN.m}$$

2. Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mu : 483,95 kN.m
- Mutu beton : 30 Mpa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Dimensi balok : 50/75 cm
- Panjang balok : 13.2 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 22 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 10 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 750 - 40 - 10 - 22/2 = 689 \text{ mm}$

a. Penulangan Lentur

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 420 = 0,0033$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{F_c}}{4 x f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 x 420} = 0,00326 \text{ (menentukan)}$$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 pasal 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{f_c - 28}{7} \times 0,05 \right)$$

$$\beta_1 = 0,84$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 x \beta_1 x f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 x 0,84 x 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,02985$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 x 0,02985 = 0,022$$

$$\rho_{\max} = 0,022 \text{ (menentukan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 x 30} = 16,47$$

Penulangan Lentur pada Daerah Tumpuan

$$R_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{194,15 x 10^6}{0,9 x 500 x 690^2} = 0,906 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 16,47 x 0,906}{420}} \right)$$

$$= 0,0022$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0033$ ($\rho_{\min} > \rho$)

- Menentukan jumlah tulangan tumpuan atas:

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.0033 \times 500 \times 690 = 1150 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ D22} = 314,29 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ D22}} = 3,66 \approx \mathbf{4 \text{ buah}}$$

- Menentukan jumlah tulangan tumpuan bawah:

$$As \text{ perlu} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot b \cdot d$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.0033 \times 500 \times 690 = 575 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ D22}} = 1,87 \approx \mathbf{2 \text{ buah}}$$

Penulangan Lentur pada Daerah Lapangan

Dikarenakan seluruh gaya gempa pada daerah lapangan dipikul oleh tendon, maka pemasangan tulangan di lapangan memakai tulangan minimum.

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

- Menentukan jumlah tulangan lapangan bawah:

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.0033 \times 500 \times 690 = 1150 \text{ mm}^2$$

$$A_s D22 = 314,29 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s D22} = 3,66 \approx \mathbf{4 \text{ buah}}$$

- Menentukan jumlah tulangan lapangan atas:

$$A_s \text{ perl} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot b \cdot d$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.0033 \times 500 \times 690 = 575 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s D22} = 1,87 \approx \mathbf{2 \text{ buah}}$$

b. Penulangan Geser

Perhitungan penulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.3.2. Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

$$V_u = 641,74 \text{ kN} = 641.740 \text{ N}$$

$$M_u = 1078,55 \text{ kNm}$$

$$V_c = (0,05\lambda\sqrt{F_c} + 4,8 \frac{V_u \cdot d_p}{M_u}) \cdot b \cdot d$$

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

$$h = 750 \text{ mm}$$

$$d_p = (y_b + y_t) + (d' + \emptyset_{\text{geser}} + \emptyset_{\text{tendon}})$$

$$= 658 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1$$

$$d = 690 \text{ mm}$$

$$V_c = (0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 4,8 \frac{641,74 \times 658}{1078,55}) \cdot 500 \times 690$$

$$= 742.830 \text{ N}$$

$$V_c \text{ min} = 0,17 \cdot \lambda \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 500 \times 690$$

$$= 321.240 \text{ N}$$

$$V_c \text{ max} = 0,42 \cdot \lambda \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,42 \times 1 \times \sqrt{30} \times 500 \times 690$$

$$= 793.650 \text{ N}$$

$$V_c \text{ pakai} = 742.830 \text{ N } (V_c < V_{cmax})$$

Berikut persyaratan pemasangan tulangan geser

1. $V_u \leq 0,5\phi V_c$
 $641.740 \leq 0,5 \cdot 0,75 \cdot 742.830$
 $641.740 \leq 0,5 \cdot 0,75 \cdot 742.830$
 $641.740 \leq 278.560$ (NOT OK)
 sehingga butuh tulangan geser
2. $0,5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$
 $0,5 \cdot 0,75 \cdot 742.830 \leq 641.740 \leq 0,75 \cdot 742.830$
 $278.560 \text{ N} \leq 641.740 \text{ N} \leq 557.120 \text{ N}$ (NOT OK)
3. $\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c + 0,66\sqrt{f_c'} bw \cdot d$
 $557.120 \text{ N} \leq 641.740 \text{ N} \leq 1.247.164 \text{ N}$ (OK)
 $A_{v_{min}} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{bw \cdot s}{f_{yt}}$ (SNI 2847:2013 pasal

11.4.6.3)

$$S \text{ rencana} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{v_{min}} = 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{bw \cdot s}{f_{yt}}$$

$$= 407,53 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai } 2D10 \text{ (} A_v = 78,54 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\text{Jadi tulangan geser pakai} = 2D10-300$$

Pada daerah di luar sendi plastis, jarak maksimum sengkang yang diperbolehkan adalah $d/2 = 375 \text{ mm} > s_{pakai} = 300 \text{ mm}$.

Pada daerah sendi plastis, jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013 Pasal. 21.5.3.2:

1. $d/4 = 658/4 = 169,5 \text{ mm}$
2. $6 \times \text{dutama} = 6 \times 20 = 120 \text{ mm}$
3. $150 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 120 mm. Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 750 = 1500 \text{ mm}$ dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Penulangan Lentur dan Sengkang Balok Prategang

| Nama Balok | Daerah | Lentur | | Sengkang | |
|-----------------|----------|-----------|------------|----------------------------|-----------------------------|
| | | Tul. Atas | Tul. Bawah | Daerah Sendi Plastis (<2h) | Di Luar Sendi Plastis (>2h) |
| Balok Memanjang | Tumpuan | 4D20 | 2D20 | 2D10-120 | 2D10-300 |
| | Lapangan | 2D20 | 4D20 | | |

c. Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut:

$$T_u < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33\lambda\sqrt{f_c}}}$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = Keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

ϕ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)

F_{cp} = 2,12 Mpa

Kontrol kebutuhan torsi:

$$A_{cp} = b \times h = 500 \times 750 = 375.000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2 \times (500 + 750) = 2500 \text{ mm}$$

$$T_u = 74,87 \text{ kN.m} = 74.870.000 \text{ N.mm}$$

$$T_u < 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{30} \left(\frac{375.000^2}{2500}\right) \sqrt{1 + \frac{2,12}{0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{30}}}$$

$$74.870.000 < 112.403.100 \text{ N.mm (OK)}$$

Persyaratan diatas terpenuhi, maka balok prategang **tidak memerlukan** tulangan torsi.

4.4.12. Kontrol Momen Nominal Setelah adanya Tulangan

Kontrol momen nominal dilakukan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja pratekan yang telah dipasang

dengan tulangan lunak baja telah memenuhi kontrol momen. Kontrol penampang dilakukan agar mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah telah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

a. Momen nominal oleh tendon pratekan

Tumpuan

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 1773,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= h - (yt + e_{\text{tumpuan}}) \\ &= 750 - (197,449 + 120) \\ &= 582,55 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 \\ &= 0,85 - \frac{(30 - 28)}{7} \times 0,05 \\ &= 0,84 \end{aligned}$$

$$Y_p = 0,4$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{Y_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari}$$

$$0,17. \text{ Diambil } \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$\begin{aligned} F_{ps} &= 1860 \left\{ 1 - \frac{0,4}{0,84} 0,17 \right\} \\ &= 1523,93 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_{ps} \times f_{ps} \\ &= 1773,48 \times 1523,93 \\ &= 2.702.655,69 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} \\
 &= \frac{2.702.655,69}{0,85 \cdot 30 \cdot 500} \\
 &= 211,97 \text{ mm} \\
 M_n &= T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 2.607.778,16 \left(582,55 - \frac{211,97}{2} \right) \times 10^{-6} \\
 &= 1287,99 \text{ kN.m} \\
 \phi M_n &= 0,9 \times 1287,99 \text{ kN.m} \\
 &= 1159,19 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Lapangan

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\
 A_{ps} &= 1773,48 \text{ mm}^2 \\
 d &= 658 \text{ mm} \\
 b_{eff} &= 2900 \text{ mm} \\
 \beta_1 &= 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 \\
 &= 0,84 \\
 \gamma_p &= 0,4 \\
 f_{pu} &= 1860 \text{ MPa} \\
 f_{ps} &= f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}
 \end{aligned}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari}$$

$$0,17. \text{ Diambil } \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$\begin{aligned}
 F_{ps} &= 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\} \\
 &= 1523,93 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_{ps} \times f_{ps} \\
 &= 1773,48 \times 1523,93 \\
 &= 2.702.655,69 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{2.702.655,69}{0,85 \cdot 30 \cdot 2900} \\
 &= 36,55 \text{ mm} \\
 M_n &= T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 2.702.655,69 \left(658 - \frac{36,55}{2} \right) \times 10^{-6} \\
 &= 1772,98 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

b. Momen Nominal oleh Tulangan Lunak pada Tumpuan

Dipakai tulangan lentur 4 D 20

$$A_s = 1257,14 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$d = 658 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1256,64 \times 420}{0,85 \times 30 \times 500} = 41,395 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1257,14 \times 420 \times \left(658 - \frac{41,395}{2} \right) \\
 &= 353,39 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ total} &= M_n \text{ tump (tendon)} + M_n \text{ tump (lentur)} \\
 &= 1287,99 + 353,39 \\
 &= 1641,38 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_u \text{ envelope} = 483,95 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ max tumpuan, dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 1641,38 \geq 483,95 \text{ kNm}$$

$$1477,24 \text{ kNm} \geq 483,95 \text{ kNm (OK)}$$

Kontrol terhadap gempa (Kombinasi Gempa)

$$M_n \text{ total} = 25\% \times 1477,24$$

$$= 369,31 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ gempa} = 249,08 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ max gempa, dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 369,31 \text{ kNm} \geq 249,08 \text{ kNm}$$

$$332,38 \text{ kNm} \geq 249,08 \text{ kNm (OK)}$$

c. Momen Nominal oleh Tulangan Lunak pada Lapangan

Dipakai tulangan lentur 4 D 20

$$A_s = 1257,14 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$d = 658 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1256,637 \times 420}{0,85 \times 30 \times 500} = 41,395 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T. \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1257,14 \times 420 \times \left(658 - \frac{41,395}{2} \right) \\ &= 353,39 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n \text{ total} &= M_n \text{ tump (tendon)} + M_n \text{ tump (lentur)} \\ &= 1728,94 + 353,39 \\ &= 2082,33 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u \text{ envelope} = 243,66 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ max tumpuan, dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 2082,33 \geq 619,39 \text{ kNm}$$

$$1874,1 \text{ kNm} \geq 619,39 \text{ kNm (OK)}$$

4.4.13. Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_n > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.9$.

a. Tumpuan

$$F = 1576,52 \text{ kN}$$

$$K_b = 244 \text{ mm}$$

$$e = 120 \text{ mm}$$

$$W_T = 179.654.069,77 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{30}$$

$$= 3,40 \text{ MPa}$$

$$M_1 = F (e + K_b)$$

$$\begin{aligned}
 &= 1576,52 \times 10^3 (120 + 244) \\
 &= 574.527.056 \text{ Nmm} \\
 M_2 &= f_r \times W_T \\
 &= 3,40 \times 179.654.069,77 \\
 &= 610.083.636 \text{ Nmm} \\
 M_{cr} &= M_1 + M_2 \\
 &= 1184,61 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> 1.2M_{cr} \\
 1477,24 &> 1,2 \times 1184,61 \\
 1477,24 \text{ kNm} &> 1421,53 \text{ kNm (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Lapangan

$$\begin{aligned}
 F &= 1576,52 \text{ kN} \\
 K_t &= 87.3 \text{ mm} \\
 e &= 402,551 \text{ mm} \\
 W_B &= 64.197.713,68 \text{ mm}^3 \\
 f_r &= 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{30} \\
 &= 3,40 \text{ MPa} \\
 M_1 &= F (e + K_t) \\
 &= 1576,52 \times 10^3 (402,551 + 87,4) \\
 &= 772.329.191 \text{ Nmm} \\
 M_2 &= f_r \times W_B \\
 &= 3,40 \times 64.197.713,68 \\
 &= 218.007.726 \text{ Nmm} \\
 M_{cr} &= M_1 + M_2 \\
 &= 990,34 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> 1.2M_{cr} \\
 1874,11 &> 1,2 \times 990,34 \\
 1874,11 \text{ kNm} &> 1188,4 \text{ kNm (OK)}
 \end{aligned}$$

4.4.14. Daerah Limit Tendon

Daerah limit kabel adalah daerah batas dimana tendon dapat diletakkan. Tegangan tarik pada serat beton terjauh

akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan persyaratan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton. Pada perencanaan ini, balok prategang dibuat menyilang sehingga perlu adanya kontrol agar semua tendon baik dari arah memanjang dan melintang masuk ke dalam daerah limit kabel. Tegangan tarik diperbolehkan sebesar tegangan ijin beton prategang sehingga terdapat perluasan daerah limit kabel dengan menaikkan atau menurunkan daerah limit sesuai dengan rumus di bawah ini:

$$\begin{aligned} \text{et} &= \frac{fb' \times A \times kt}{F} \\ \text{eb} &= \frac{ft' \times A \times kb}{Fo} \end{aligned}$$

et = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

eb = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

ft' = tegangan tarik ijin pada serat atas saat transfer

fb' = tegangan tarik ijin pada serat bawah akibat beban

kerja

F = gaya prategang efektif

Fo = gaya prategang awal

kt = kern atas

kb = kern bawah

Berikut merupakan contoh perhitungan daerah limit kabel.

- Limit atas kabel dipengaruhi oleh momen maksimum yang terdiri dari beban mati dan beban hidup dan gaya prategang efektif (Fe).

Momen pada koordinat $x=0$ pada balok arah memanjang

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M_{max}}{F} = \frac{-425,47}{1576,52} = -269,88 \text{ mm}$$

$$kt = \frac{Wb}{A} = \frac{64.197.713,68}{735000} = 87,34 \text{ mm}$$

$$fb' = 4,38 \text{ MPa}$$

$$e_t = \frac{f_b' \times A \times k t}{F} = 178,43 \text{ mm}$$

- Limit bawah kabel dipengaruhi oleh momen minimum yang terdiri dari beban mati dan gaya prategang (F_o).

Momen pada koordinat $x=0$ pada balok arah memanjang

$$a_2 \text{ (bawah)} = \frac{M_{min}}{F_o} = \frac{-363,67}{2000} = 181,83 \text{ mm}$$

$$k_b = \frac{W_b}{A} = \frac{179.654.069,77}{735000} = 244,427 \text{ mm}$$

$$f_t' = 4,38 \text{ MPa}$$

$$e_b = \frac{f_t' \times A \times k b}{F_o} = 178,43 \text{ mm}$$

4.4.15. Pengangkuran Ujung

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekangan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 18.13.3.2.

$$P_u = 1,2 \times P$$

$$P = 2000 \text{ KN} = 2.000.000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 \times 2.000.000 = 2.400.000 \text{ N}$$

$$T_{\text{pencair}} = 0,25 \times P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{\text{pencair}} = 0,5 (h - 2e)$$

dimana:

- Pu = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau
 a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau
 e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang
 h = Tinggi Penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh:

- a = 290 mm (ankur strand 5-22, VSL tabel)
 e = 120 mm
 h = 750 mm

Maka:

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times 2.400.000 \left(1 - \frac{290}{750}\right) = 368.000 \text{ N}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (750 - 2 \times 120) = 255 \text{ mm}$$

$$A_{\text{vp}} = \frac{T_{\text{pencar}}}{f_y} = \frac{368.000}{420} = 876,190 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D16 ($A_v = 402 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

$$n = \frac{876,19}{402} = 3 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$$S = \frac{d_{\text{pencar}}}{n} = \frac{255}{3} = 85 \text{ mm}$$

Sehingga spasi yang dipakai = 50 mm

4.4.16. Metode Pelaksanaan

Balok pratekan dengan sistem hubungan balok-kolom monolit dan menggunakan metode post-tension. Urutan pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

- Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahnya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah

gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri.

- Bekisting beton pratekan dipasang, lalu dipasang pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal, yang akan menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakan di dalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya.
- Kemudian karena pekerjaannya dilakukan dengan metode cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar b efektif. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.
- Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.
- Tendon tersebut kemudian ditarik (jacking) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah terjadi kehilangan gaya-gaya prategangnya. Dengan demikian jacking harus sudah mempertimbangkan hal-hal yang menyangkut kehilangan tersebut.
- Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
- Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.
- Setelah dilakukan proses pengecoran dan jacking pada suatu balok, ditunggu ± 24 jam baru dilanjutkan pengecoran balok pratekan selanjutnya sekaligus dengan pelat lantai sebesar b efektif. Antara pelat yang sudah dicor dan plat yg baru akan dicor perlu diberikan *bonding agent* agar pelat tetap monolit setelah tercor sempurna.

4.5. Perencanaan Struktur Utama Pratekan EN1992-1-1:2004

4.5.1. Data Perencanaan

| | |
|---------------------|----------|
| L | = 31.2 m |
| H _p | = 0.75 m |
| B _p | = 0.5 m |
| l | = 7.5 m |
| d' | = 40 mm |
| tf _s | = 15 cm |
| d _{strand} | = 84 mm |

Mutu Beton,

| | |
|----------------------|-----------|
| f _{ck} | = 30 MPa |
| f _{ct} | = 2.9 MPa |
| f _{ck Slab} | = 30 MPa |

Mutu Baja,

| | |
|----------------------|------------|
| f _{pk} | = 1860 MPa |
| f _{pk 0,1} | = 1520 MPa |
| f _y | = 420 MPa |
| f _{ckp(t0)} | = 26.4 MPa |
| f _{ctm(t0)} | = 2.66 MPa |

4.5.2. Tegangan Izin dari Beton dan Baja

EN1992:1-1:2004 – pasal 5.10.2.2 dan 7.2

Besar dari gaya prategang yang diberikan kepada baja tidak boleh melebihi dari gaya maksimum yang dihitung:

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{pmax}$$

pada saat *jacking*:

$$\sigma_{pmax} = \min \{k7 \times f_{pk}; k8 \times f_{pk 0,1}\}$$

pada saat beban layan:

$$\sigma_{pmax} = \min \{k1 \times f_{pk}; k2 \times f_{pk 0,1}\}$$

dimana:

A_p = Luas penampang dari tendon (mm²)

σ_{pmax} = maksimum tegangan yang diberikan kepada tendon

- k1 = Koefisien yang berada di *national annex*, rekomendasi Eurocode 0.8
 k2 = Koefisien yang berada di *national annex*, rekomendasi Eurocode 0.9
 k7 = Koefisien yang berada di *national annex*, rekomendasi Eurocode 0.75
 k8 = Koefisien yang berada di *national annex*, rekomendasi Eurocode 0.8
 f_{pk} = Kuat Tarik karakteristik dari baja prategang (MPa)
 $f_{pk\ 0,1}$ = Kuat Tarik dari baja prategang dengan pergeseran 0.1% (MPa)

Besar dari tegangan tekan yang terjadi pada beton tidak boleh melebihi dari tegangan maksimum yang dihitung:

Pada saat *jacking*:

$$\sigma_c \leq 0.6 \times f_{ckt}$$

Pada saat beban layan:

$$\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck}$$

Tegangan Tarik :

$$\sigma_t = 1.00 \times f_{ctk}$$

$$f_{ctk} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$$

dimana:

σ_c = Tegangan tekan yang terjadi pada penampang beton (MPa)

σ_t = Tegangan tarik yang terjadi pada penampang beton (MPa)

$f_{ck(t)}$ = Kuat tekna beton silinder pada hari ke-t (MPa)

f_{ck} = Kuat tekan beton silinder pada hari ke-28 (MPa)

$f_{ct(t)}$ = Kuat Tarik beton yang diisyaratkan (MPa)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Saat *jacking*,

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tekan pada tumpuan} &= \sigma_{tk} = 0.60 f_{ck(t)} \\ &= -15.84 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tarik pada tumpuan} &= \sigma_{tr} = 1.00 f_{ct(t)} \\ &= 2.65 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tekan pada tumpuan} &= \sigma_{tk} = 0.70 f_{ck(t)} \\ &= -18.48 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tarik pada tumpuan} &= \sigma_{tr} = 1.00 f_{ct(t)} \\ &= 2.65 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Saat beban layan,

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tekan pada tumpuan} &= \sigma_{tk} = 0.45 f_{ck} \\ &= -13.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tarik pada tumpuan} &= \sigma_{tr} = 1.00 f_{ct} \\ &= 2.896 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tekan pada tumpuan} &= \sigma_{tk} = 0.45 f_{ck} \\ &= -13.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tarik pada tumpuan} &= \sigma_{tr} = 1.00 f_{ct} \\ &= 2.896 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4.5.3. Kuat Tekan Beton Saat *Jacking*

Kekuatan beton pada hari ke-t dirumuskan EN1992-1-1:2004 sedemikian:

$$\begin{aligned} \beta_{cc}(t) &= \exp \left\{ s \left\{ 1 - \left(\frac{30}{t} \right)^{1/2} \right\} \right\} \\ f_{ck(t)} &= (\beta_{cc}(t) \times f_{cm}) - 8.00 \text{ MPa} \end{aligned}$$

dimana :

$\beta_{cc}(t)$ = Koefisien yang dipengaruhi oleh mutu semen dan umur *jacking*

t = Umur yang direncanakan (hari)

s = Koefisien mutu semen

f_{cm} = $f_{ck} + 8.00$ Mpa

$f_{ck(t)}$ = Kuat tekan beton pada saat umur t (MPa)

Direncanakan

Semen yang direncanakan adalah semen Portland tipe I (Normal)

$s = 0.38$ (Class S)

Prategang di *jacking* pada umur 14 hari

$t = 14$ hari

maka,

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left\{ 1 - \left(\frac{30}{t} \right)^{1/2} \right\} \right\}$$

$$\begin{aligned} \beta_{cc}(t) &= \exp \left\{ 0.38 \left\{ 1 - \left(\frac{30}{14} \right)^{1/2} \right\} \right\} \\ &= 0.838 \end{aligned}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} ; f_{cm} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{cm(14)} = 0.85 \times 38 = 32.3 \text{ MPa}$$

$$f_{ck(14)} = 32.3 \times 0.8 = 24.3 \text{ MPa}$$

Sehingga sesuai perhitungan, beton pratekan pada umur *jacking* (14 hari) memiliki kuat tekan 33 MPa

4.5.4. Rekapitulasi Pembebanan yang Terjadi

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Pembebanan dari ETABS

| Data Momen Ultimate Struktur | | |
|-------------------------------|----------|-----|
| 1.35D | | |
| Momen tumpuan kiri | 490.935 | kNm |
| Momen lapangan | 357.3263 | kNm |
| Momen tumpuan kanan | 494.358 | kNm |
| 1.35D + 1.5L + 1EX Max | | |
| Momen tumpuan kiri | 530.6894 | kNm |
| Momen lapangan | 424.451 | kNm |
| Momen tumpuan kanan | 535.5326 | kNm |
| 1.35D + 1.5L + 1EX Min | | |
| Momen tumpuan kiri | 636.5523 | kNm |
| Momen lapangan | 424.1737 | kNm |
| Momen tumpuan kanan | 641.5669 | kNm |

| | | |
|--------------------------------------|---------------|-----|
| Vu | 339.3593 | kN |
| Tu | 53.5986 | kNm |
| | | |
| Data Momen Ultimate Service Struktur | | |
| 1D saat jacking | | |
| Momen tumpuan kiri | -425.201 | kNm |
| Momen lapangan | 472.152 | kNm |
| Momen tumpuan kanan | -431.56 | kNm |
| | | |
| 1D + 1L | | |
| Momen tumpuan kiri | - 486.1075 | kNm |
| Momen lapangan | 536.8561 | kNm |
| Momen tumpuan kanan | - 495.0103 | kNm |
| | | |
| 1D + 1L + 1EX Max | | |
| Momen tumpuan kiri | 372.5147 | kNm |
| Momen lapangan | 309.4822 | kNm |
| Momen tumpuan kanan | 375.968 | kNm |
| | | |
| 1D + 1L + 1EX Min | | |
| Momen tumpuan kiri | 478.3776 | kNm |
| Momen lapangan | 309.2048 | kNm |
| Momen tumpuan kanan | 482.007 | kNm |

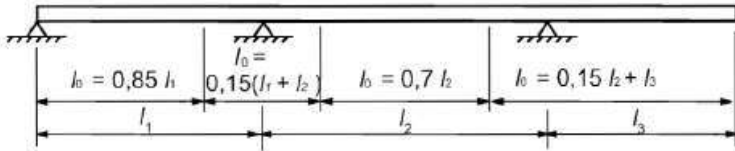
Untuk perhitungan struktur pratekan, EN1992-1-1:2004 – 2.4.2.2 memberikan standar momen-momen yang digunakan untuk menghitung kekuatan perlu harus merupakan

jumlah momen akibat reaksi yang ditimbulkan oleh prategang (dengan suatu factor beban sebesar 1.00 (*favourable*) dan 1.30 (*unfavourable*) serta momen akibat beban terfaktor.

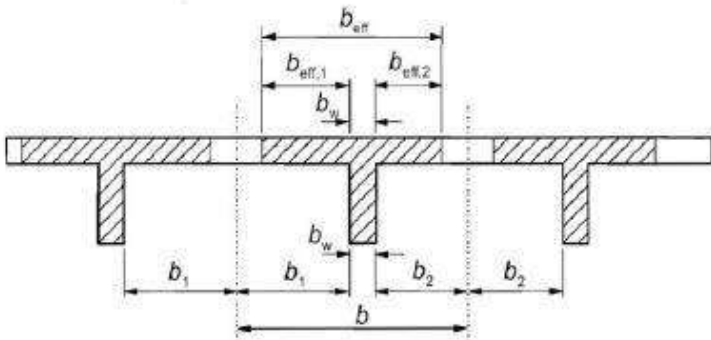
sehingga, untuk perhitungan kekuatan layan (*serviceability*) dan perhitungan gaya prategang, pembebanan yang dipakai adalah beban dengan factor 1.00 sedangkan untuk menghitung kuat struktur tetap menggunakan kombinasi beban *ultimate*.

4.5.5. Analisis Penampang

- Mencari lebar efektif
EN1992-1-1:2004 5.3.2.1
 $b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_2 \leq b$



Gambar 4. 26 Definisi l_0 untuk penentuan lebar efektif



Gambar 4. 27 Parameter penentuan lebar efektif

Sesuai dengan parameter di gambar diatas, maka didapat nilai:

$$l_1 = 13.2 \text{ m}$$

$$l_0 = 11.22 \text{ m}$$

$$b_w = 0.5 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 = 0.5 \times (7.5 - 0.5) = 3.5 \text{ m}$$

$$0.2l_0 = 0.2 \times 11.22 = 2.244 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 0.2 \times 3.5 + 0.1 \times 11.22 = 1.822 \text{ m}$$

$$\text{maka dipakai } b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 1.822 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 1.822 + 1.822 + 0.50 = 4.144 \text{ m}$$

sehingga nilai b_{eff} yang dipakai adalah 4.133 m.

Penggunaan lebar efektif didalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisis tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah sebesar 3.3m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

$$A_{\text{pelat}} = \frac{b_e \times t_f}{n} = \frac{4.144 \times 0.15}{1} = 0.62 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{balok}} = b \times (h - t_f) = 0.5 \times (0.75 - 0.15) = 0.3 \text{ m}^2$$

Nilai statis momen garis netral penampang balok sebagai berikut:

$$c = \frac{h}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ m}$$

$$y_t = \frac{A_{\text{pelat}} \times \frac{t_f}{2} + (A_{\text{balok}} \times c)}{A_{\text{total}}} = 0.244 \text{ m}$$

$$y_b = h + t_f - y_t = 0.655 \text{ m}$$

$$d_t = y_t - \frac{t_f}{2} = 0.169 \text{ m}$$

$$d_b = y_b - \frac{t_f}{2} = 0.58 \text{ m}$$

Setelah didapat data-data diatas diperlukan nilai Batasan letak kabel tendon hendak dipasang yang disebut daerah limit kabel. Kabel tendon dipasang pada daerah yang menyebabkan beton menjadi tertekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok.

Dimana:

$$K_t = \frac{Wb}{A_{total}} \text{ dan } K_b = \frac{Wt}{A_{total}}$$

$$W_t = \frac{I_{komp}}{yt} \text{ dan } W_b = \frac{I_{komp}}{yb}$$

Keterangan :

K_t = Kern atas (m)

K_b = Kern bawah (m)

I = Momen Inersia (m^4)

Nilai $I_{komposit}$ didapat sebagai berikut:

$$I = \frac{1}{12} bh^3 + (A_{balok} \times db^2) + \frac{1}{12} \times \frac{be}{n} tf^3 + (A_{pelat} \times dt^2)$$

$$I = \frac{1}{12} 0.5 \times 0.75^3 + (0.375 \times 0.58^2) + \frac{1}{12} \times \frac{4.144}{1} \cdot 0.15^3 + (0.62 \times 0.169^2)$$

$$I = 0.066 \text{ m}^4$$

$$Z_t = \frac{I_{komp}}{yt} = \frac{0,066}{0,244} = 0,27 \text{ m}^3$$

$$Z_b = \frac{I_{komp}}{yb} = \frac{0,066}{0,655} = 0,101 \text{ m}^3$$

$$K_t = \frac{Wb}{A_{total}} = \frac{0,101}{0,92} = 0,109 \text{ m}$$

$$K_b = \frac{Wt}{A_{total}} = \frac{0,237}{0,92} = 0,258 \text{ m}$$

4.5.6. Mencari Gaya Prategang Awal (F_o)

Digunakan decking (selimut beton) = 40 mm

Digunakan diameter tulangan lentur = 25 mm = D25

- Eksentrisitas pada tumpuan (e) = -200 = 200 mm (diatas gcg)

- Eksentrisitas tengah bentang (e) = $y_b - d' - 0.5D_{tul} = 574$ mm

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

OUTPUT dari ETABS dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -425.201 kNm

Momen lapangan = 472.152 kNm

Momen tumpuan kanan = -431.56 kNm

e tengah bentang = 0.574 m

Serat atas:

$$P_{m0} \leq \frac{A \times fct(t) + atop \times M0}{atop \times e^{-1}}$$

$$P_{m0} \leq 2811.17 \text{ kN}$$

Serat bawah:

$$P_{m0} \leq \frac{-A \times fct(t) + abottom \times M0}{abottom \times e^{+1}}$$

$$P_{m0} \leq 2905.87 \text{ kN}$$

OUTPUT dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -486.107 kNm

Momen lapangan = 635.856 kNm

Momen tumpuan kanan = -495.010 kNm

e tengah bentang = 0.574 m

kehilangan prategang diperkirakan 20%, maka $\Omega = 0.80$

Serat atas:

$$P_{m0} \geq \frac{A \times fck(t) + atop \times MT}{\Omega(atop \times e^{-1})}$$

$$P_{m0} \geq 1416.63 \text{ kN}$$

Serat bawah:

$$P_{m0} \geq \frac{-A \times fck(t) + abottom \times MT}{\Omega(abottom \times e^{+1})}$$

$$P_{m0} \geq 453.38 \text{ kN}$$

Sehingga untuk tegangan awal, diberi:

$$P_{m0} = 2000 \text{ kN}$$

Asumsi kehilangan gaya prategang sebesar 20% maka,

$$P_m = 1600 \text{ kN}$$

Kontrol tegangan sebelum kehilangan

OUTPUT dari ETABS dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -425.201 kNm

Momen lapangan = 472.152 kNm

Momen tumpuan kanan = -431.56 kNm
 e tengah bentang = 0.574 m

Tegangan pada tengah bentang

Serat atas:

$$f_{ct,0} = \frac{(Pm_0 x (\alpha_{top} x e - 1)) - \alpha_{top} x M_0}{A}$$

$$f_{ct,0} = 0.488 \text{ MPa} \leq 2.65 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$f_{cc,0} = \frac{(Pm_0 x (\alpha_{bottom} x e + 1)) - \alpha_{bottom} x M_0}{-A}$$

$$f_{cc,0} = -8.703 \text{ MPa} \geq -15.84 \text{ MPa (OK)}$$

OUTPUT dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -486.107 kNm

Momen lapangan = 635.856 kNm

Momen tumpuan kanan = -495.010 kNm

e tengah bentang = 0.574 m

kehilangan prategang diperkirakan 20%, maka $\Omega = 0.80$

Tegangan pada tengah bentang

Serat atas:

$$f_{ct,t} = \frac{(\Omega Pm_0 x (\alpha_{top} x e - 1)) - \alpha_{top} x MT}{A}$$

$$f_{ct,t} = -0.197 \text{ MPa} \geq -13.5 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$f_{cc,t} = \frac{(\Omega Pm_0 x (\alpha_{bottom} x e + 1)) - \alpha_{bottom} x MT}{-A}$$

$$f_{cc,t} = -5.384 \text{ MPa} \leq 2.89 \text{ MPa (OK)}$$

4.5.7. Penentuan Tendon

$$k.f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} = f_{p0.1k} = 1520 \text{ MPa}$$

EN1992-1-1:2004 7.2(5) menyaratkan tegangan izin tendon,

$$f_{pi} = 75\% f_{p0.1k} = 1140 \text{ Mpa (strand-stress-relieved)}$$

$$\text{Luas tendon} = P_{mo}/f_{pi} = 1754.39 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang akan dipakai dengan spek dari *multistrand post-tensioning* sebagai berikut :

| | |
|-------------------|-----------|
| Tendon unit | = 5-19 |
| Jumlah strand | = 14 |
| Min breaking load | = 2580 kN |
| D strand | = 12.7 mm |
| jumlah tendon | = 1 |
| D duct | = 84 mm |

Luas tendon yang digunakan

$$A \text{ pakai} = 1773,476 \text{ mm}^2$$

$$A \text{ pakai} > A \text{ perlu} = \text{OK}$$

Nilai tegangan pakai

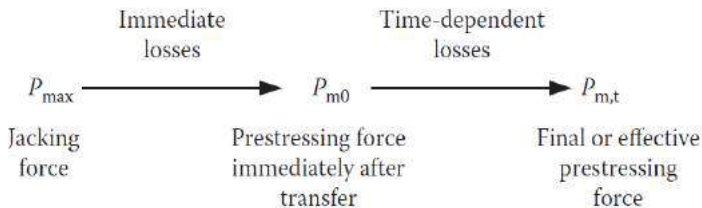
$$f \text{ pakai} = P_{mo}/A_{pakai} = 1127,728 \text{ MPa}$$

4.5.8. Kehilangan Gaya Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu disbanding pada saat stressing. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam 2 kategori, yaitu:

4.5.8.1. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Sesuai dengan EN1992-1-1:2004 5.10.5:



Gambar 4. 28 Alur kehilangan pratekan pada EN1992-1-1:2004

$$\begin{aligned} \text{Asumsi kehilangan segera} &= 20\% \\ P_j &= 1600 \text{ kN} \end{aligned}$$

- a. Kehilangan akibat perpendekan elastis
(EN1992-1-1:2004 5.10.5.1)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

- b. Kehilangan akibat gesekan (*Wobble effect*)
(EN1992-1-1:2004 5.10.5.2)

$$e \text{ bil. Natural} = 2.7183$$

$$\mu = 0.19$$

$$k = 0.005$$

$$f = (0.573 + 0.2) \times 1000 = 773,67 \text{ mm}$$

$$\theta = 0.117$$

$$\begin{aligned} \Delta P_{\mu \text{ mid}} &= P_j \times (1 - e^{-(\theta + (kL/2))}) \\ &= 44.8653 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\% \Delta P_{\mu \text{ mid}} = 2.8\%$$

$$\begin{aligned} \Delta P_{\mu \text{ end}} &= p_j \times (1 - e^{-(\mu(2\theta + kL))}) \\ &= 88.472 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\% \Delta P_{\mu \text{ end}} = 5.53\%$$

- c. Akibat selip anker

Kehilangan akibat pengankuran/slip ankur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke ankur. Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat pengankuran.

$$L_{di} = \sqrt{\frac{E_p A_p \Delta s}{\beta}}$$

dimana:

L_{di} = Panjang dari pengaruh kehilangan slip anker

E_c = Modulus elastisitas dari beton

E_p = Modulus elastisitas dari baja prategang

β = Kemiringan dari garis kehilangan gaya gesek

Δs = Besar slip dari anker, ambil nilai 2.5

L = bentang struktur beton

$$L_{di} = \sqrt{\frac{200000 \times 1773,476 \times 2.5}{13.409}}$$

$$= 8,133 \text{ m}$$

Nilai dari L_{di} lebih besar dari Panjang setengah bentang, sehingga perlu dihitung kehilangan akibat slip anker.

$$\Delta P_s \text{ end} = 2\beta(L_{di}-L/2)$$

$$\Delta P_s \text{ end} = 2 \times 13.409 \times (8,133 - 6,6) = 41,106 \text{ kN}$$

Maka persentase kehilangan prategang akibat slip anker adalah

$$\% P\Delta s = \frac{41,106}{1600} = 2,6\%$$

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya pratekan karena sebagian gaya pratekan yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok pratekan maka semakin besar gaya pratekan yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya pratekan yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi pada dasar kolom lantai dasar,

maka pada saat jacking, dasar kolom tiap lantai didesain dengan sendi, dalam realisasinya dilapangan menggunakan penampang lingkaran dan menggunakan penguat spiral. Perubahan penampang yang signifikan pada dasar kolom, memperkecil kemampuan kolom untuk menahan momen yang terjadi akibat jacking

Dapat di hitung kehilangan yang terjadi akibat desain sendi ini. Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta F_k = \frac{Mb - Ma}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut

$$M_B = 3.688 \text{ kNm}$$

$$M_A = 2.996 \text{ kNm}$$

$$\Delta F_k = 1.215 \text{ kN}$$

Maka persentase kehilangan prategang akibat kekangan kolom adalah

$$\% \Delta F_{fk} = 0,11\%$$

Total kehilangan segera = 8,19% (OK) mendekati
asumsi $P_{m0} = 1836,21 \text{ kN}$

4.5.8.2. Kehilangan akibat waktu (tidak langsung) (EN1992-1-1:2004 5.10.6)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relative lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

- a. Kehilangan akibat relaksasi baja

Relaksasi baja adalah berkurangnya tegangan dalam baja akibat berjalannya waktu pada Panjang tetap. Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \times (-0,66\rho_{1000}e^{9.1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \times 10^{-5})$$

Dimana:

$\Delta\sigma_{pr}$ = Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi dari baja

σ_{pi} = Gaya yang dialami baja

ρ_{1000} = karakteristik baja prategang

μ = Rasio tegangan izin pakai

t = waktu dimana kehilangan akibat relaksasi baja ditinjau (jam). Direncanakan Gedung berumur 50tahun, $t = 438000$ jam

e = bilangan natural 2.73

Perencanaan digunakan tendon strand *stress relieved* dengan mutu 1860MPa, maka:

$$\Delta\sigma_{pr} = 20,46 \text{ MPa}$$

b. Kehilangan akibat susut, rangkai, dan relaksasi baja

Pada EN1992-1-1:2004, kehilangan gaya prategang dipengaruhi, besar kehilangan dihitung sekaligus dengan 1 rumus pada pasal 5.10.6 persamaan 5.46 sebagai berikut:

$$\Delta\sigma_c + s + r = \frac{\varepsilon_{cs} \times EP + 0.8\Delta\sigma_{p,r} + \frac{Ep}{Ecm} \times \phi(t,t_0) \times \sigma_c, QP}{1 + \frac{Ep \times Ap}{Ecm \times Ac} \left(1 + \frac{Ac}{Ic} \times zc p^2\right) [1 + 0.8 \times \phi(t,t_0)]}$$

dimana:

$\Delta\sigma_c + s + r$ = Kehilangan tegangan yang dipengaruhi waktu (MPa)

ε_{cs} = estimasi dari regangan susut

E_p = Modulus elastisitas dari baja (MPa)

$\Delta\sigma_{p,r}$ = tegangan akibat relaksasi baja (MPa)

E_{cm} = Modulus elastisitas dari beton (MPa)

$\phi(t,t_0)$ = koefisien rangkai pada waktu t saat diberi tegangan di waktu t_0

σ_c, QP = tegangan di tendon akibat beban sendiri, gaya prategang awal, dan momen eksternal lainnya di waktu ditinjau (MPa)

| | |
|----------|-----------------------------------------------------------------|
| A_p | = Total luas tendon pada daerah yang ditinjau (mm^2) |
| A_c | = Total luas beton pada daerah yang ditinjau (mm^2) |
| I_c | = Momen inersia dari struktur (mm^4) |
| Z_{cp} | = eksentrisitas tendon (mm) |

Dari perhitungan sebelumnya, diambil nilai:

| | |
|-----------------------|-------------------------|
| E_p | = 200000 MPa |
| $\Delta_{\sigma,p,r}$ | = 11.92 MPa |
| E_{cm} | = 25742,96 MPa |
| $\sigma_{c,QP}$ | = -6,18 MPa |
| A_p | = 1773,48 mm^2 |
| A_c | = 0,996 m^2 |
| I_c | = 0,066 m^4 |
| Z_{cp} | = 0,574 m |

Sehingga, ada 2 variabel yang belum diketahui dan perlu dicari yaitu ε_{cs} dan $\phi_{(t,t_0)}$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = 1.00 \times k_h \times \varepsilon_{cd}(0)$$

Dimana:

| | |
|----------------------------|-------------------------------------------------------------------------------|
| $\varepsilon_{ca}(\infty)$ | = regangan akibat mutu beton |
| $\varepsilon_{cd}(\infty)$ | = regangan akibat beton yang engering pada waktu tinjau |
| k_h | = Koefisien berdasarkan kelembapan relative dan mutu beton (lihat Tabel 4.33) |
| f_{ck} | = Kuat mutu beton 28 hari (MPa) |

Tabel 4. 34 nilai dari $\epsilon_{cd}(0)$ untuk beton dengan semen kelas normal

| $f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa) | Relative Humidity (in %) | | | | | |
|-------------------------------|--------------------------|------|------|------|------|------|
| | 20 | 40 | 60 | 80 | 90 | 100 |
| 20/25 | 0.62 | 0.58 | 0.49 | 0.30 | 0.17 | 0.00 |
| 40/50 | 0.48 | 0.46 | 0.38 | 0.24 | 0.13 | 0.00 |
| 60/75 | 0.38 | 0.36 | 0.30 | 0.19 | 0.10 | 0.00 |
| 80/95 | 0.30 | 0.28 | 0.24 | 0.15 | 0.08 | 0.00 |
| 90/105 | 0.27 | 0.25 | 0.21 | 0.13 | 0.07 | 0.00 |

Tabel 4. 35 Nilai dari K_h

| h_0 | k_h |
|------------|-------|
| 100 | 1.0 |
| 200 | 0.85 |
| 300 | 0.75 |
| ≥ 500 | 0.70 |

$$h_0 = 797,28 \text{ mm}$$

maka diambil nilai :

$$K_h = 0,7$$

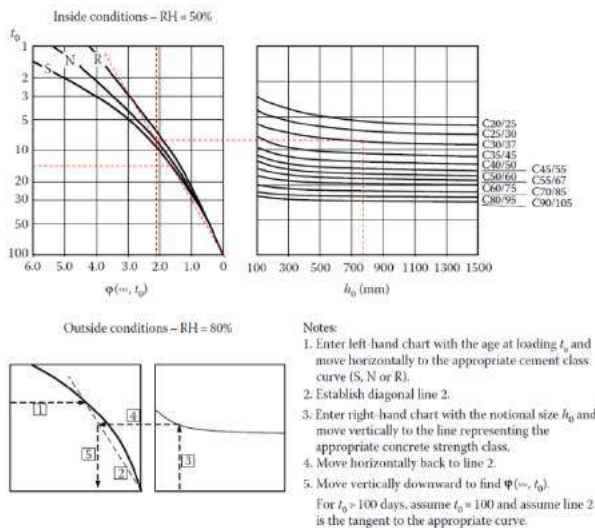
$$\epsilon_{cd}(0) = 0.20 \times 10^{-6}$$

$$\epsilon_{cd}(\infty) = -140 \times 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = -50 \times 10^{-6}$$

$$\epsilon_{cs} = -190 \times 10^{-6}$$

Perhitungan $\varphi_{(t,t_0)}$ dilakukan sesuai dengan prosedur yang ada pada pasal 3.1.4 figure 3.1 dan didapat nilainya =2.10.

Gambar 4. 29 Perhitungan $\phi(t, t_0)$

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = 151,41 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = 268,52 \text{ MPa}$$

maka persentase kehilangan prategang berdasarkan waktu adalah

$$\%P\Delta_s = \frac{268,52}{2000} = 13,43\%$$

$$\text{Kehilangan prategang total} = 21.62\%$$

$$P_{m,t} = 1567,68 \text{ kN}$$

4.5.9. Kontrol Gaya Setelah Kehilangan Prategang

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Serat atas:

$$f_{ct,t} = \frac{(P_{m,t} \times (atop \times e - 1)) - atop \times MT}{A}$$

$$f_{ct,t} = -0.23 \text{ MPa} \leq 2,89 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah:

$$f_{cc} = \frac{(P_{m,t} \times (abottom \times e + 1)) - abottom \times MT}{-A}$$

$$f_{cc} = -5,16 \text{ MPa} \geq -13,5 \text{ MPa (OK)}$$

4.5.10. Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsung dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan.

$$F_{izin} = \frac{L}{500} = 26,4 \text{ mm}$$

Lendutan saat *jacking*

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (*chamber*).

$$p' = 8 \times F_o \times f/L^2$$

$$= 63,7 \text{ N/mm}$$

$$\Delta p' = 5/384 \times (p' \times l^4 / (E_c \times I))$$

$$\Delta p' = -55.65 \text{ mm}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri balok

$$q_o = W \times A = 2400 \times 0.996 = 2390,4$$

$$\Delta q_o = 5/384 \times (q_o \times l^4 / (E_c \times I))$$

$$= 20.88 \text{ mm}$$

$$\Delta_{total} = -55.65 + 20.88 = -34.76 < 26,4 \text{ (OK)}$$

Lendutan saat beban layan

1. Lendutan akibat tekanan tendon

$$p' = 8 \times F_o \times f/L^2$$

$$= 49.93 \text{ N/mm}$$

$$\Delta p' = 5/384 \times (p' \times l^4 / (E_c \times I))$$

$$\Delta p' = 11.6 \text{ mm}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri balok

$$q_o = W \times A = 2400 \times 0.996 = 2390,4$$

$$\Delta q_o = 5/384 \times (q_o \times l^4 / (E_c \times I))$$

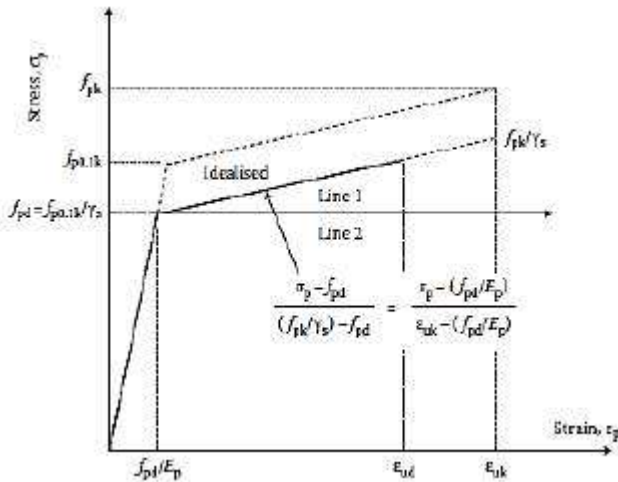
$$= 5,56 \text{ mm}$$

$$\Delta_{total} = -11.60 + 5,56 = -6,04 < 26,4 \text{ (OK)}$$

4.5.11. Perhitungan Momen Nominal

(EN1992-1-1:2004 6.1)

Kuat lentur komponen struktur prategang dapat dihitung menggunakan asumsi yang seperti pada komponen struktur nonprategang. Tendon prategang tidak mempunyai titik leleh yang pasti seperti halnya tulangan lunak. Eurocode menyatakan bahwa regangan pada saat beton hancur adalah 0,0035. asumsi ini membuat tegangan baja prategang dihitung secara elastis. Namun secara praktis, tegangan baja yang terjadi adalah f_{pd} .



Gambar 4. 30 Kurva tegangan regangan dari beton pratekan yang disederhanakan

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s}$$

f_{pd} = tegangan tendon desain MPA

$f_{p0.1k}$ = Kuat leleh tendon pratekan metode pergeseran 0.1MPa

γ_s = faktor keamanan baja prategang

Tabel 4. 36 Nilai γ dari material beton prategang

| Design situation | γ_c for concrete | γ_s for reinforcing steel | γ_s for prestressing steel |
|--------------------------|-------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Persistent and transient | 1.5 | 1.15 | 1.15 |
| Accidental | 1.2 | 1.0 | 1.0 |

sehingga direncanakan:

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} = 1520 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

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

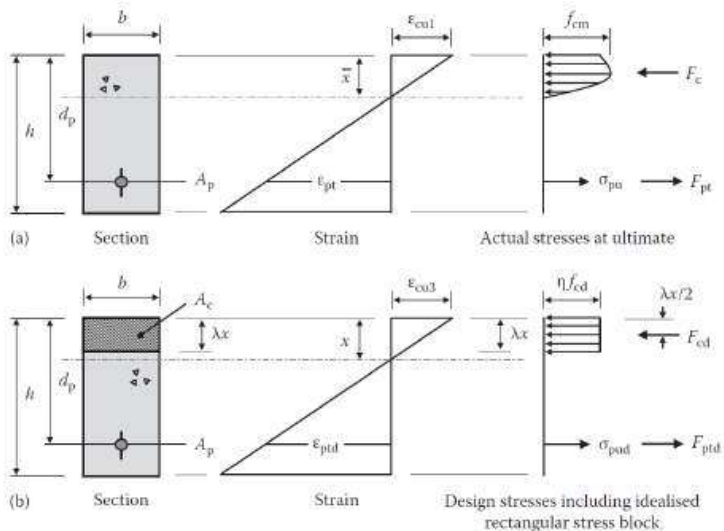
$$B_{eff} = 4144 \text{ mm}$$

$$d_p = 808 \text{ mm}$$

$$A_{ps} = 1773.48 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{pd} &= \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} \\ &= 1321,74 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \frac{f_c}{\gamma_s} \\ &= 20 \text{ MPa} \end{aligned}$$



Gambar 4. 31 Ilustrasi kekuatan lentur dari Eurocode

4.5.11.1. Momen Nominal Tendon Prategang pada Lapangan

$$T = A_{ps} \times f_{pd} = 2344072 \text{ N}$$

$$C = T$$

$$\lambda x = \frac{T}{\eta x f_{cd} x b w}$$

$$\lambda x = \frac{2344072,86}{1 \times 20 \times 500} = 35,35 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 2344072,86 \times \left[808 - \frac{35,35}{2} \right] = 1860,86 \text{ kNm}$$

4.5.11.2. Momen Nominal Tendon Prategang pada Tumpuan

$$T = A_{ps} \times f_{pd} = 2344072 \text{ N}$$

$$C = T$$

$$\lambda x = \frac{T}{\eta x f_{cd} x b e f f}$$

$$\lambda x = \frac{2344072,86}{1 \times 20 \times 5600} = 293,01 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 2344072,86 \times \left[855,67 - \frac{293,01}{2} \right] = 1543,5 \text{ kNm}$$

4.5.12. Perencanaan Lentur Sendi Plastis

Menurut EN1992-1-1-:5.4.3.1.2(1), pada daerah kritis (sendi plastis) = h, dalam memikul beban gempa, kuat lentur tendon diabaikan. sehingga penulangan lentur pada sendi plastis:

Direncanakan:

$$dtul = 25 \text{ mm}$$

$$A_s = 491,07 \text{ mm}^2$$

$$n = 5$$

$$A_s = 2455,36 \text{ mm}^2$$

$$dp = 837,5 \text{ mm}^2$$

$$\rho = 0.0059$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

kontrol apakah ρ lebih dari ρ_{min} yang diizinkan:

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{vk}} \right) \\ &= 0,5 \left(\frac{2,66}{420} \right) \\ &= 0.0032 \end{aligned}$$

$$\eta = 1$$

$$\lambda = 0.8$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\alpha = 1$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

mutu tulangan baja non prategang:

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{p0.1k} / \gamma_s = 365.22 \text{ MPa}$$

maka perhitungan momen lentur:

$$T = A_{ps} \times f_{pd} = 896739.13 \text{ N}$$

$$\lambda_x = \frac{T}{\eta \times f_{cd} \times b \times e_{eff}}$$

$$\lambda_x = \frac{896739.13}{1 \times 20 \times 5600} = 112,09 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = 710,81 \text{ kNm}$$

4.5.13. Kontrol Momen Retak

Penampang prategang didesain supaya tidak terjadi retak, sehingga momen yang terjadi perlu dikontrol.

$$M_{cr} = Z \left(f_{ctm} - \sigma_{cs} + \frac{P}{A} \right) + P \times e$$

dimana:

M_{cr} = Momen saat serat Tarik beton mengalami retak (kNm)

f_{ctm} = Tegangan Tarik beton (MPa)

σ_{cs} = Tegangan beton akibat pengaruh susut baja

P = Gaya prategang yang diberikan (kN)

e = eksentrisitas tendon (mm)

dari perhitungan sebelumnya didapatkan:

$$\epsilon_{cs}(\infty) = -190 \times 10^{-6}$$

$$\rho = 0.004$$

tidak ada tulangan lunak pada daerah tekan maka,

$$\rho_{cw} = 0$$

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ m}$$

$$Z_{bottom} = 0.1 \text{ m}^3$$

$$M_{cr} = 1693,27 \text{ kNm}$$

$$M_d = 482,007 \text{ kNm}$$

4.5.14. Perhitungan Gaya Geser

kuat geser dari beton pada penampang tidak retak diatur pada EN1992-1-1:2004 6.2.2(2)

$$VR_{d,c} = \frac{I \times bw}{s} \times \sqrt{f_{ctd}^2 \times \alpha_1 \times \sigma_{cp} \times f_{ctd}}$$

dimana:

$VR_{d,c}$ = kuat beton memikul tegangan geser

I = Momen inersia penampang

bw = Lebar balok pratekan

f_{ctd} = Tegangan Tarik desain dari beton

α_1 = Koefisien bernilai 1 untuk post-tension

σ_{cp} = Tegangan beton akibat gaya prategang

dari perhitungan sebelumnya, direncanakan:

$$\begin{aligned}
 f_{ctd} &= 1.93 \text{ MPa} \\
 \sigma_{cp1} &= 1.57 \text{ MPa} \\
 \sigma_{cp2} &= 6 \text{ MPa} \\
 \sigma_{cp \text{ pakai}} &= 1.57 \text{ MPa} \\
 \alpha_1 &= 1 \\
 S &= 107477194,5 \text{ mm}^3 \\
 V_{RD,c} &= 799,97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Geser yang terjadi, V_u at d

$$\begin{aligned}
 x &= 900 \text{ mm} \\
 V_{ED} &= 339,36 \text{ kN} \\
 V_{RD,c} &= 799,97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

maka direncanakan tulangan geser minimum

4.5.14.1. Perhitungan tulangan geser minimum

Berdasarkan EN1992-1-1:2004 9.2.2(5):

$$\begin{aligned}
 \text{Direncanakan } D \text{ Sengkang} &= 10 \text{ mm} \\
 \text{As double stirrup} &= 157.14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\rho_{w,\min} = \frac{0.08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{\min} = 0.001$$

$$\text{kemiringan Sengkang } (\alpha) = 90 \text{ deg}$$

$$d = 855$$

jarak maksimum pemasangan sengkang diambil terkecil dari :

$$s_{\max 1} \ 0.75d(1+\cot\alpha) = 641,25 \text{ mm}$$

$$s_{\max 2} \ 0.6d(1+\cot\alpha) = 513 \text{ mm}$$

$$s_{\max 3} \ 0.75d = 641,25 \text{ mm}$$

$$s_{\max 4} = 600 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 513 \text{ mm}$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b \times \sin\alpha}$$

$$A_{sw}/s = 0.52$$

$$s = 301,25 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 300 \text{ mm}$$

direncanakan double leg stirrup D10-300

4.5.15. Perencanaan Sengkang sendi plastis

Berdasarkan EN1992-1-1:2004 5.5.3.1.3(6):

Pada daerah kritis di sendi plastis ($=h$), direncanakan sengkang dengan jarak yang relatif lebih rapat dari Sengkang lapangan karena bersifat seperti confinement pada saat gempa terjadi. Eurocode menyaratkan jarak Sengkang maks:

$$\begin{aligned} d \text{ min tul lentur} &= 25 \text{ mm} \\ s_{\max 1} \text{ } hw/4 &= 225 \text{ mm} \\ s_{\max 2} \text{ } 24d_s &= 240 \text{ mm} \\ s_{\max 3} &= 175 \text{ mm} \\ s_{\max 4} \text{ } 6d_{bl} &= 150 \text{ mm} \\ s_{\max} &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

direncanakan double leg stirrup D10-150

4.5.16. Perhitungan Tulangan Torsi

Kekuatan beton memikul torsi dirumuskan Eurocode sebagai berikut:

$$\begin{aligned} TR_{d,c} &= J_t \times f_{ctd} \sqrt{1 + 10\sigma_{cp}/f_{ck}} \\ J_t &= 0.33 \sum x^2 y \end{aligned}$$

dimana:

$$\begin{aligned} TR_{d,c} &= \text{Kapasitas beton memikul beban torsi} \\ J_t &= \text{Konstanta torsi} \\ f_{ctd} &= \text{Kekuatan desain beton memikul tarik} \\ \sigma_{cp} &= \text{Tegangan beton karena gaya pratekan} \\ f_{ck} &= \text{Kuat tekan beton pada umur 28 hari} \end{aligned}$$

didapatkan:

$$\begin{aligned} J_t &= 402898716 \text{ mm}^3 \\ f_{ctd} &= 1.93 \text{ m} \\ TR_{d,c} &= 402898716 \times 1.93 \sqrt{1 + 10 \times 1.57/30} \\ TR_{d,c} &= 960,54 \text{ kNm} \\ T_{ED} \text{ (Didapat dari ETABS)} &= 53.60 \text{ kNm} \end{aligned}$$

syarat torsi tidak menambah jumlah tulangan longitudinal:

$$\frac{Ted}{TRdc} + \frac{Ved}{VRd,c} \leq 1$$

$$\frac{53,6}{960,54} + \frac{339,36}{774,13} \leq 1 \text{ (OK)}$$

4.6. Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

4.6.1. Umum

Perencanaan struktur utama non pratekan ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 terkait ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock sebagian besar konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara aplikasi software bantu sipil dan perhitungan penulangan secara manual.

4.6.2. Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock direncanakan beberapa balok induk seperti (**Tabel 4.41**):

Tabel 4. 37 Rekapitulasi Dimensis Balok Induk

| Nama Balok | Bentang (mm) | h min (mm) | b min (mm) | Dimensi | |
|------------|--------------|------------|------------|---------|--------|
| | | | | h (mm) | b (mm) |
| BI 1 | 7500 | 468.75 | 312.5 | 600 | 400 |
| BI 2 | 5300 | 331.25 | 220.8333 | 450 | 300 |
| BI 3 | 3750 | 234.375 | 156.25 | 450 | 300 |
| BI 4 | 2600 | 162.5 | 108.3333 | 300 | 200 |

4.6.2.1. Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk BI 1.

Data Peremcamaam:

| | |
|-------------------|---------------------------|
| L | = 7500 mm |
| $f'c$ | = 30 MPa |
| f_y | = 420 MPa |
| Tul. Lentur (D) | = 25 mm |
| As. Tulangan | = 490,87 mm ² |
| Tul. Sengkang (D) | = 16 mm |
| As. Tulangan | = 201,062 mm ² |
| B | = 400 mm |
| H | = 600 mm |
| Decking | = 40 mm |
| d' | = 68.5 mm |
| d | = 531,5 mm |

Data hasil momen dan gaya geser dari ETABS akibat kombinasi beban yang terbesar (Envelope)

| | |
|-------------------|-----------------|
| M_u tumpuan (-) | = -402.106 kN.m |
| M_u tumpuan (+) | = 144.779 kN.m |
| M_u lapangan | = 119.589 kN.m |
| T_u | = 68.266 kN.m |
| V_u (envelope) | = 278,29 KN |
| V_u (1.2D+L) | = 105,61 KN |
| V_{u2h} | = 150,59 KN |

Persyaratan komponen lentur untuk Struktur Pemikul Momen Khusus (SRPMK), karena struktur pada gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock menggunakan sistem pemikul rangka momen khusus, maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.5.1 mengenai syarat yang harus dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa yang direncanakan memikul lentur adalah:

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1.A_g.f'c$

- $0 \text{ N} < 0,1 \times 400 \times 600 \times 30 = 1260000 \text{ N (OK)}$
- Bentang bersih minimum $\geq 4d$
 $(7500 \text{ mm} - 950 \text{ mm}) \geq 4 \cdot 634,5 \text{ mm}$
 $6550 \text{ mm} \geq 4 \cdot 634,5 = 2538 \text{ mm (OK)}$
 - Perbandingan Lebar/Tinggi balok $> 0,3$ dan
 $\frac{\text{Lebar}}{\text{Tinggi}} = \frac{40}{60} = 0,667 > 0,3 \text{ (OK)}$
 - Lebar balok tidak boleh melebihi 1,75 lebar kolom
 $400 \text{ mm} < (1,75 \times 700) = 1225 \text{ mm (OK)}$

Penulangan Tumpuan

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\phi = 0.9$

Penulangan tumpuan atas

- $M_u = -402.106 \text{ kN.m}$
- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 446.784.444 \text{ N.mm}$
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7}$
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(30 - 28)}{7}$
 $= 0.84$
- $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $= \frac{0.85 \times 0.84 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$
 $= 0.0298$
- $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0298 = 0.0222$
- $\rho_{\max} = 0.022$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$
 $= \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} = 0.00326$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16,47$
- Ambil harga $X \leq 0,75 X_b$

$$X_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \times d = 312,647 \text{ mm}$$

$$X \leq 0,75 \cdot 312,647 = 234,485 \text{ mm};$$

Direncanakan $X = 90 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{➤ Asc} &= \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot X}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,84 \cdot 30 \cdot 400 \cdot 90}{420} = 1836 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ Mnc} &= \text{Asc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2} \right) \\ &= 1836 \times 420 \times \left(531,5 - \frac{0,84 \cdot 90}{2} \right) \\ &= 380.701.944 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

➤ $M_n - M_{nc} > 0$ (tulangan rangkap)

$$\text{➤ Rn} = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{446.784.444}{400 \times 531,5^2} = 3,95 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 3,95}{420}} \right) \\ &= 0,0103 \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai $\rho = 0,0103$ ($\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$)

➤ Tulangan tumpuan atas

$$\text{As perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0103 \times 400 \times 531,5 = 3271,34 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$$

$$= \frac{3271,34}{490,87} = 4,45 \sim 5 \text{ buah}$$

Dipakai 5D25 (As. pasang = 2454,37 mm²)

➤ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b-n.\emptyset L-2d'-2\emptyset s}{n-1} \\ &= 41 \text{ mm} > 25\text{mm} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

➤ Menghitung momen nominal tulangan tumpuan atas

$$\begin{aligned}a &= \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc \cdot b} \\ &= \frac{2454,37 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 101,06 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\emptyset Mn = 0,9 \cdot As \cdot fy \cdot (d-a/2)$$

$$= 0,9 \times 2454,37 \times 420 \times (531,5 - (101,06/2))$$

$$= 446.220.812 \text{ Nmm}$$

$$= 446,220 \text{ kNm} > Mu \text{ (OK)}$$

Penulangan tumpuan bawah

Berdasarkan SNI 2847:2013, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada komponen tersebut.

$$\text{Mu tumpuan (+)} = 144,78 \text{ kNm}$$

$$0,5 \emptyset Mn \text{ dari tulangan atas} = 0,5 \times 446,220 \text{ kNm}$$

$$= 226,110 > 144,78 \text{ kNm}$$

0,5 Mn tulangan atas > Mu tumpuan positif, sehingga gunakan momen lentur hasil perhitungan kapasitas penampang.

$$\text{➤ } Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{226,110 \times 10^6}{400 \times 531,5^2} = 2,194 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{➤ } \rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 2,194}{420}} \right)$$

$$= 0,00547$$

- Maka dipakai $\rho = 0,00547$ ($\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$)
- Tulangan tumpuan bawah
As perlu = $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,00547 \times 400 \times 531,5 = 1162,89 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$$

$$= \frac{1162,89}{490,87} = 2,369 \sim 3 \text{ buah}$$

- Dipakai 3D25 (As. pasang = 1472,62 mm²)
- Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1}$$

$$= 107 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan dapat dipasang susun 1 lapis.

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada tumpuan adalah:

Tulangan atas : 5D25 (As pasang = 2454,37 mm²)

Tulangan bawah : 3D25 (As pasang = 1472,62 mm²)

- Menghitung d_{aktual}

Tabel 4. 38 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik

| Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik | | | | | | |
|------------------------------------|--------|-------|----------------------|-------------|-----------|----------|
| Baris | Jumlah | D(mm) | As(mm ²) | Spasi Baris | Jarak (y) | As.y |
| 1 | 5 | 25 | 2454.369 | - | 68.5 | 168124.3 |
| 2 | 0 | 25 | 0 | 25 | 118.5 | 0 |
| Jumlah | 5 | | 2454.369 | | 187 | 168124.3 |

Letak titik berat tulangan (dari bawah):

$$Y = \frac{168124,3}{2454,369} = 68,5 \text{ mm}$$

Tinggi efektif aktual:

$$d_{\text{aktual}} = h - y = 531,5 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif
 - $M_u = 402.106 \text{ kN.m}$
 - $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 446.784.444 \text{ N.mm}$
 - Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$
 - Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 68,5 mm
 - Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 68,5 mm
 - Tinggi efektif, d aktual = 531,5 mm
 - Tul. Tarik 5D25, $A_{s1} = 2454,369 \text{ mm}^2$
 - Tul. Tekan 4D25, $A_{s2} = 1963,5 \text{ mm}^2$
 - $(0,85.f_c.b.\beta_1)X^2 + (A_{s2}.600 - A_{s1}.f_y)X - A_{s2}.d.600 = 0$
 $X = 93,342 \text{ mm}$ (Menggunakan goal seek)
 - Mencari nilai f_s' tulangan terpasang
 - $f_s' = (1 - \frac{d_2}{x}) \times 600$
 - = 159,69 Mpa < 420 Mpa (tulangan tidak leleh)
 - $M_{n_{\text{act}}} = 0,85.f_c.b.\beta_1.X. (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}) + A_{s2}.f_s'.(d - d_2)$
 $= 476.635.620 \text{ N.mm} > M_n = 446.784.444 \text{ N.mm}$
- (OK)**

Tabel 4. 39 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Negatif

| Nama Balok | Tulangan | n (buah) | D (mm) | As (mm ²) | d (mm) | X (mm) | fs' (Mpa) | Mn act (Nmm) | Mn (Nmm) | Kontrol |
|------------|----------|----------|--------|-----------------------|--------|--------|-----------|--------------|-------------|---------|
| BI 1 | Negatif | 5 | 25 | 2454 | 69 | 93 | 159.69 | 476.635.620 | 446.784.444 | OK |
| | Positif | 3 | 25 | 1473 | 69 | 70 | 10.04 | 445.744.552 | 160.866.222 | OK |
| BI 2 | Negatif | 3 | 22 | 1140 | 61 | 68 | 60.02 | 241.349.842 | 121.049.444 | OK |
| | Positif | 2 | 22 | 760 | 61 | 57 | -40.40 | 238.176.672 | 71.667.333 | OK |
| BI 3 | Negatif | 4 | 25 | 1963 | 69 | 93 | 157.12 | 251.462.130 | 240.377.111 | OK |
| | Positif | 3 | 25 | 1473 | 69 | 77 | 64.91 | 235.303.819 | 180.151.222 | OK |
| BI 4 | Negatif | 3 | 25 | 1473 | 69 | 79 | 78.11 | 214.148.052 | 167.870.333 | OK |
| | Positif | 3 | 25 | 1473 | 69 | 79 | 78.11 | 188.853.922 | 159.582.778 | OK |

- Cek kondisi penampang

$$C = 93,342 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \left(\frac{dt-c}{c} \right) = 0,018 > 0,005$$

Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

- Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2

$$Mn^+ \geq \frac{1}{2} \times Mn^-$$

$$445.744.552 \text{ N.mm} \geq 0,5 \times 476.635.620 \text{ N.mm}$$

$$445.744.552 \text{ N.mm} \geq 238.317.810 \text{ N.mm (OK)}$$

- Kontrol batas penulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\text{➤ } \frac{1,4 \cdot bw \cdot d}{fy} = \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 531,5}{420} = 704,67 \text{ mm}^2$$

$$704,67 \text{ mm}^2 < As \text{ tul. atas} = 2454,369 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\text{➤ } \frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c}}{fy} \cdot bw \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{30}}{420} \cdot 400 \cdot 531,5 = 689,218 \text{ mm}^2$$

$$689,218 \text{ mm}^2 < As \text{ tul. atas} = 2454,369 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Kontrol jarak tulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4:

$$Cc = \text{tebal selimut} + \emptyset \text{ sengkang} = 40 + 16 = 56 \text{ mm}$$

$$fs = \frac{2}{3} \cdot fy = \frac{2}{3} \cdot 420 = 280 \text{ Mpa}$$

$$S_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{fs} \right) - 2,5 Cc = 280 \text{ mm} > 68,5 \text{ mm (OK)}$$

$$S_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{fs} \right) = 300 \text{ mm} > 68,5 \text{ mm (OK)}$$

Penulangan lapangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif

sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

- $\frac{1}{4} \cdot \text{Mu}_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{4} \times 402.106 \text{ kNm}$
 $= 100,52 \text{ kNm}$
- $\text{Mu}_{\text{lapangan}} = 119.589 \text{ KN.m} > \frac{1}{4} \cdot \text{Mu}_{\text{tumpuan}} \text{ (OK)}$
- $M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{119.589 \times 10^6}{0,9} = 132.876.666 \text{ N.mm}$
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(F'c - 28)}{7}$
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7}$
 $= 0,84$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $= \frac{0,85 \times 0,84 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$
 $= 0,0298$
- $\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0298 = 0,022$
 (menentukan)
- $\rho_{\text{max}} = 0,025$
- $\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$
 $= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326 \text{ (menentukan)}$
- $\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$
- Ambil harga $X \leq 0,75 X_b$
 $X_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \times d = 312,64 \text{ mm}$
 $X \leq 0,75 \cdot 285,525 = 214,144 \text{ mm}$; Direncanakan $X = 90 \text{ mm}$
- $A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot X}{f_y}$
 $= \frac{0,85 \cdot 0,84 \cdot 30 \cdot 400 \cdot 90}{420} = 1836 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2} \right) \\
 &= 1836 \times 420 \times \left(531,5 - \frac{0,84 \cdot 90}{2} \right) \\
 &= 380.701.944 \text{ mm}^2 \\
 \text{➤ } M_n - M_{nc} &> 0 \text{ (tulangan rangkap)} \\
 \text{➤ } R_n &= \frac{M_n}{b d^2} = \frac{132.876.666}{400 \times 531,5^2} = 1.175 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{➤ } \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 1.175}{420}} \right) \\
 &= 0,00287
 \end{aligned}$$

- Maka dipakai $\rho = 0,0033$ ($\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$)
- Tulangan lapangan bawah
 $A_{s \text{ perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0033 \times 400 \times 531,5 = 708,667 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ (jumlah)} &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}} \\
 &= \frac{708,667}{490,87} = 1,44 \sim 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 2D25 ($A_{s \text{ pasang}} = 981,75 \text{ mm}^2$)

- Tulangan lapangan atas
 $A_{s \text{ min}} = \frac{1}{2} \times A_{s \text{ perlu}}$
- $$= \frac{1}{2} \times 708,667 = 354,33 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ (jumlah)} &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}} \\
 &= \frac{354,33}{490,87} = 0,72 \sim 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 2D25 (As. pasang = 981,75 mm²)

➤ Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b-n.\emptyset L-2d'-2\emptyset s}{n-1}$$

$$= 238 \text{ mm} > 25\text{mm (OK)}$$

Maka tulangan harus dipasang susun 1 lapis

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada lapangan adalah:

Tulangan atas : 2D25 (As. pasang = 981,75 mm²)

Tulangan bawah : 2D25 (As. pasang = 981,75 mm²)

➤ Kontrol balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk konstruksi balok T (Gambar 4.29), sesuai dengan persyaratan sebagai berikut:

- $be = \frac{1}{4} \times Lb = 1875 \text{ mm}$ (menentukan)

$$be = bw + (8.t) = 1600 \text{ mm}$$

$$be = bw + 0,5 (8400-450) = 3425 \text{ mm}$$

- $As = 981,75 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{As.fy}{0,85.fc.be} = 10,106 \text{ mm}$$

- $x = \frac{a}{\beta_1} = 12,09 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$

$x \leq t$, termasuk balok T palsu sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.

- Cek apakah tulangan leleh atau tidak

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{981,75}{400 \times 531,5} = 0,00462$$

$$\rho' = \frac{As'}{bd} = \frac{981,75}{40 \times 531,5} = 0,00462$$

$$\rho_{cy} = \frac{0,85 \times fc' \times d' \times \beta}{d \times fy} \left(\frac{600}{600 - fy} \right) + \rho' = 0,023 > \rho = 0,0124$$

Sehingga tulangan belum leleh

- Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif

$$Mu = 119,58 \text{ kN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = 132.866.666 \text{ N.mm}$$

Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$

Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 68,5 mm

Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 68,5 mm

Tinggi efektif, d aktual = 531,5 mm

Tul. Tarik 2D25, $As_1 = 981,75 \text{ mm}^2$

Tul. Tekan 2D25, $As_2 = 981,75 \text{ mm}^2$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) X^2 + (As_2 \cdot 600 - As_1 \cdot f_y) X - As_2 \cdot d \cdot 600 = 0$$

$$X = 59,233 \text{ mm (Menggunakan goal seek)}$$

Mencari nilai f_s' tulangan terpasang

$$f_s' = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right) \times 600$$

$$= 159.68 \text{ Mpa} < 420 \text{ Mpa (tulangan tidak leleh)}$$

$$Mn_{act} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right) + As_2 \cdot (f_s' - 0,85 f_c') \cdot (d - d_2)$$

$$= 206.282.428 \text{ N.mm} > Mn = 132.866.666$$

N.mm **(OK)**

- Cek kondisi penampang

$$\epsilon_t = 0,003 \frac{d_t - c}{c} = 0,003 \frac{531,5 - 12,09}{12,09} = 0,128 > 0,005$$

(penampang tension controlled, asumsi benar)

➤ Kontrol batas penulangan lapangan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

$$\text{➤ } \frac{1,4 \cdot bw \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 531,5}{420} = 704,667 \text{ mm}^2$$

$$704,667 \text{ mm}^2 < As \text{ tul. bawah} = 981,75 \text{ mm}^2 \text{ **(OK)}**$$

$$\text{➤ } \frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c}}{f_y} \cdot bw \cdot d = x \frac{0,25 \cdot \sqrt{30}}{420} \cdot 400 \cdot 531,5 = 689,217 \text{ mm}^2$$

$$689,217 \text{ mm}^2 < As \text{ tul. bawah} = 981,75 \text{ mm}^2 \text{ **(OK)}**$$

Tabel 4. 40 Rekapitulasi Kontrol Batas Penulangan pada Tumpuan

| Nama Balok | Tulangan | n (buah) | D (mm) | As tulangan (mm ²) | d (mm) | $\frac{1.4 \cdot bw \cdot d}{fy}$ | $\frac{0.25 \sqrt{f_c} \cdot bw \cdot d}{fy}$ | Kontrol |
|------------|----------|----------|--------|--------------------------------|--------|-----------------------------------|-----------------------------------------------|---------|
| BI1 | Tumpuan | 5 | 25 | 2454 | 528.5 | 704.6666667 | 689.2175515 | OK |
| | Lapangan | 2 | 25 | 982 | 528.5 | 704.6666667 | 689.2175515 | OK |
| BI2 | Tumpuan | 3 | 25 | 1473 | 378.5 | 378.5 | 370.2017643 | OK |
| | Lapangan | 2 | 25 | 982 | 378.5 | 378.5 | 370.2017643 | OK |
| BI3 | Tumpuan | 4 | 25 | 1963 | 378.5 | 378.5 | 370.2017643 | OK |
| | Lapangan | 2 | 25 | 982 | 378.5 | 378.5 | 370.2017643 | OK |
| BI4 | Tumpuan | 3 | 25 | 1473 | 328.5 | 328.5 | 321.2979645 | OK |
| | Lapangan | 2 | 25 | 982 | 328.5 | 328.5 | 321.2979645 | OK |

Dengan cara yang sama seperti perhitungan di atas, didapatkan rekapitulasi penulangan lentur balok induk pada Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblockz sebagai berikut:

Tabel 4. 41 Rekapitulasi Penulangan Lentur Sebelum Ditambahkan Torsi

| Nama Balok | Tulangan Longitudinal | | | |
|------------|-----------------------|-------|----------|------|
| | Tumpuan | | Lapangan | |
| | Atas | Bawah | Bawah | Atas |
| BI1 | 5D25 | 3D25 | 2D25 | 2D25 |
| BI2 | 3D22 | 2D22 | 2D22 | 2D22 |
| BI3 | 4D25 | 3D25 | 2D25 | 2D25 |
| BI4 | 3D25 | 3D25 | 2D25 | 2D25 |

4.6.2.2. Perhitungan Penulangan Geser pada Balok Induk

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2:

- $S < \frac{1}{4} \cdot d = 132,88$ mm (menentukan)
- $S < 6 \cdot \phi = 150$ mm
- $S < 150$ mm

- Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4:

- $S < \frac{1}{2}.d = 265,75 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$

a. Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4 bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum M_{pr} , dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

- Momen ujung M_{pr}

M_{pr} merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum 1,25 f_y .

- Kapasitas momen ujung akibat struktur bergoyang ke kanan

- Kondisi 1 : tulangan atas di muka balok kanan mengalami tarik

$$\text{As balok} = 2454 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ pelat} = 10$$

$$\text{As pelat} = n_{\text{pelat}} \times \text{As tulangan pelat}$$

$$= 10 \times 0,25 \times \pi \times 13^2$$

$$= 1327,32 \text{ mm}^2$$

$$\text{As tul. atas} = \text{As balok} + \text{As pelat}$$

$$= 3781,69 \text{ mm}^2$$

$$d = 528,5 \text{ mm}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \cdot fy \cdot 1,25}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= 194,646 \text{ mm} \\
 Mpr_1 &= (As \text{ tul. atas} \times 1,25fy) (d - a/2) \\
 &= 862,01 \text{ kNm (searah jarum jam di} \\
 &\text{muka balok kanan)}
 \end{aligned}$$

- Kondisi 2 : tulangan bawah di muka balok kiri mengalami tarik

$$\begin{aligned}
 As &= 1473 \text{ mm}^2 \\
 d &= 528,5 \text{ mm} \\
 fy &= 420 \text{ Mpa} \\
 a &= \frac{As \cdot fy \cdot 1,25}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= 144,11 \text{ mm} \\
 Mpr_2 &= (As \times 1,25fy) (d - a/2) \\
 &= 675,367 \text{ kN.mm}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser total pada muka tumpuan
- Gaya geser akibat beban gravitasi
 $V_G = 105,61 \text{ kN}$

- Akibat gempa ke kiri

- l_n = panjang balok – lebar kolom
 $= 7500 - 700$
 $= 6800 \text{ mm}$
 $= 6,8 \text{ m}$
- $V_{\text{sway}} = \frac{Mpr_1 + Mpr_2}{l_n}$
 $= \frac{862,01 + 675,367}{6,8}$
 $= 226,08 \text{ kN}$
- $V_{\text{ekn}} = V_G - \frac{Mpr_1 + Mpr_2}{l_n}$
 $= 105,61 - 226,08$
 $= -120,47 \text{ kN}$
- $V_{\text{ekn}} = V_G + \frac{Mpr_1 + Mpr_2}{l_n}$
 $= 105,61 + 226,08$

$$= 331,69 \text{ N}$$

Perhitungan penulangan geser

Kuat geser beton ($V_c=0$) seperti yang dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 apabila:

- $V_{sway} > 0,5 \times \text{ gaya geser total}$
 $226,08 \text{ kN} > 0,5 \times 331,69 \text{ kN}$
 $226,08 \text{ kN} > 165,85 \text{ kN (OK)}$
- Gaya geser aksial tekan $< A_g \times \frac{f_c}{20}$
 $0 \text{ N} < 0,05 \times 400 \times 600 \times 30 = 360 \text{ kN (OK)}$

Dikarenakan kedua syarat terpenuhi, maka V_c bisa dianggap 0.

➤ $\phi = 0,75$ (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

$$\begin{aligned} \text{➤ } V_s &= \frac{V_e}{\phi} \\ &= \frac{331,69}{0,75} \\ &= 442,26 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}} \\ &= \frac{442261}{420 \times 528,5} \\ &= 1,98 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

➤ Dipakai sengkang 2D16,

$$A_v = 2 \times A_s D16 = 402,123 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{402,123}{1,98} = 202,97 \text{ mm}$$

Spakai = 200 mm

➤ Dipakai 2D16 – 200 mm

b. Penulangan geser di luar daerah sendi plastis

➤ Tulangan geser di luar sendi plastis ($>2h = 1200$)

➤ $V_{u_{2h}}$ hasil interpolasi V_e

$$-120,47 + \frac{(6,8-1,2)}{6,8} \times (331,69 - (-120,47)) =$$

$$251,9 \text{ kN}$$

- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
 $= 192.980 \text{ N}$
- $V_{smin} = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
 $= 285.961 \text{ N}$
- $V_u \leq 0.5 \cdot \emptyset \cdot V_c$ (Tidak perlu penguatan geser)
 $251,9 \text{ kN} \leq 72,367 \text{ kN}$ (**Tidak OK**)
- $0.5 \cdot \emptyset \cdot V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$ (Perlu tulangan geser minimum)
 $72,367 \text{ kN} \leq 251,9 \text{ kN} \geq 144,735 \text{ kN}$ (**Tidak OK**)
- $\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min})$ (Perlu tulangan geser;
 $S_{min} = d/2$)
 $144,735 \text{ kN} \leq 251,9 \text{ kN} \leq 359,205 \text{ kN}$ (**OK**)
- $\emptyset (V_c + V_s) \leq V_u \leq \emptyset \left(\frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d\right)$ (Perlu
tulangan geser; $S_{min} = d/4$)
 $359205 \text{ N} \geq 251901 \text{ N} \leq 578942 \text{ N}$ (**Tidak OK**)
- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser
dengan $S_{min} = d/2 = 265,75 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$
- Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:
$$V_s = \frac{V_e}{\emptyset}$$

$$= \frac{251,9}{0,75}$$

$$= 335.868 \text{ N}$$
- Direncanakan sengkang 2 kaki D13
$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}}$$

$$= \frac{335,868}{420 \times 528,5} = 1,50 \text{ mm}^2/\text{mm}$$
- Dipasang sengkang 2D16
$$A_v = 2 \times A_{sD16} = 402,123 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{402,123}{1,50} = 267,266 \text{ mm} \approx 267 \text{ mm}$$

$$\text{Spakai} = 250 \text{ mm}$$

- Dipakai sengkang 2D16-250 mm pada daerah luar sendi plastis ($<2h = 1200 \text{ mm}$)

4.6.2.3. Perhitungan Penulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B1.

- $T_u = 160,26 \text{ kN.m}$
- $V_u = 278,293 \text{ kN}$ (dari perhitungan V_e di Penulangan geser)

a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

- $A_{cp} = \text{Luas bruto penampang beton}$
 $= b \times h$
 $= 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$
- $P_{cp} = \text{keliling luar penampang beton}$
 $= 2 \times (b + h)$
 $= 2 \times (400 + 600) = 2000 \text{ mm}$
- $b_h = (b - 2 \cdot \text{cover} - \varnothing_{\text{geser}})$
 $= 304 \text{ mm}$
- $h_h = (h - 2 \cdot \text{cover} - \varnothing_{\text{geser}})$
 $= 504 \text{ mm}$
- $A_{oh} = \text{Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$
 $= b_h \times h_h = 153216 \text{ mm}^2$
- $P_{oh} = \text{Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$
 $= 2 \times (b_h + h_h) = 1616 \text{ mm}$

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor T_u kurang dari perumusan berikut:

$$T_u < \varnothing \cdot 0,083 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

A_{cp} = Luas penampang total

P_{cp} = Keliling penampang total

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

\emptyset = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

Sehingga dapat dihitung:

$$T_u < \emptyset \cdot 0,083 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u < \emptyset \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \left(\frac{240000^2}{2000} \right)$$

$$68.265.700 \text{ N.mm} < 9.819.570 \text{ N.mm} \quad (\text{Butuh}$$

tulangan torsi)

a. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2} \leq \emptyset \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c} \right)$$

Dimana:

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 196.840 \text{ N}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} &\blacktriangleright \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2} \\ &\quad \sqrt{\left(\frac{278293}{400 \times 528,5} \right)^2 + \left(\frac{68.265.700 \times 1616}{1,7 \times 153216^2} \right)^2} = 3,05 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\blacktriangleright \emptyset \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c} \right) \\ &\quad 0,75 \cdot \left(\frac{196840}{400 \times 528,5} + 0,66 \sqrt{30} \right) = 3,41 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\blacktriangleright 3,05 \leq 3,41 \quad (\text{OK})$$

c. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 A_{oh}$ dan nilai $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 153216 \text{ mm}^2 = 130233 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset T_n \geq T_u$$

$$\frac{T_u}{\emptyset} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \Theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\emptyset \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \Theta} = 0,832 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan

torsi:

- Pada daerah sendi plastis ($<2h = 1200 \text{ mm}$)

$$\frac{A_v}{s} + 2x \frac{A_t}{s} = 1,66 + 2x0,832 = 3,32 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 3,32 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 200 \text{ mm} = 665,225 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{665,225}{0,25 \times \pi \times 16^2} = 3,3 \approx 4 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 4D16-150 pada daerah sendi plasis ($<2h = 1200 \text{ mm}$)

- Di luar sendi plastis ($>2h = 1200 \text{ mm}$)

$$\frac{A_v}{s} + 2x \frac{A_t}{s} = 1,27 + (2 \times 0,832) = 2,937 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 2,93 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 200 \text{ mm} = 587,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{587,5}{0,25 \times \pi \times 16^2} = 2,92 \approx 3 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 3D16-150 pada daerah sendi plasis ($<2h = 1200 \text{ mm}$)

- d. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$A_1 = \frac{A_t}{s} \cdot P_{oh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta$$

$$= 0,832 \cdot 1616 \cdot \left(\frac{420}{420}\right) \cdot \cot^2 45$$

$$= 1344,56 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$A_{1\min} = \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) \cdot p_{oh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right)$$

$$= \frac{0,42 \cdot \sqrt{30} \cdot 240000}{420} - 1,04 \cdot 1616 \cdot \left(\frac{420}{420}\right)$$

$$= -1329,64 \text{ mm}^2$$

A longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok. A_1 torsi untuk kiri kanan = $0,5 \times 1344,56 = 672,28 \text{ mm}^2$.

Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D25 ($A_s = 981,774 \text{ mm}^2$), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

Tabel 4. 42 Rekapitulasi Penulangan Lentur Setelah Penambahan Torsi

| Nama Balok | Lokasi | Tulangan | db (mm) | As perlu (mm ²) | As torsi (mm ²) | Astotal (mm ²) | n (buah) | Tulangan Lentur |
|------------|----------|----------|---------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|----------|-----------------|
| BI1 | Tumpuan | Atas | 25 | 2186.671 | 336.140 | 2522.81 | 6 | 6D25 |
| | | Tengah | 25 | | 672.280 | 672.28 | 2 | 2D25 |
| | | Bawah | 25 | 1162.897 | 336.140 | 1499.04 | 4 | 4D25 |
| | Lapangan | Atas | 25 | 354.333 | 336.140 | 690.47 | 2 | 2D25 |
| | | Tengah | 25 | | 672.280 | 672.28 | 2 | 2D25 |
| | | Bawah | 25 | 708.667 | 336.140 | 1044.81 | 3 | 3D25 |
| BI2 | Tumpuan | Atas | 25 | 784.318 | 176.689 | 961.01 | 2 | 2D25 |
| | | Tengah | 25 | | 353.378 | 353.38 | 2 | 2D25 |
| | | Bawah | 25 | 545.295 | 176.689 | 721.98 | 2 | 2D25 |
| | Lapangan | Atas | 25 | 194.500 | 176.689 | 371.19 | 2 | 2D25 |
| | | Tengah | 25 | | 353.378 | 353.38 | 2 | 2D25 |
| | | Bawah | 25 | 389.000 | 176.689 | 565.69 | 2 | 2D25 |
| BI3 | Tumpuan | Atas | 25 | 1710.803 | 159.508 | 1870.31 | 4 | 4D25 |
| | | Tengah | 25 | | 319.016 | 319.02 | 2 | 2D25 |
| | | Bawah | 25 | 1233.878 | 159.508 | 1393.39 | 3 | 3D25 |
| | Lapangan | Atas | 25 | 217.573 | 159.508 | 377.08 | 2 | 2D25 |
| | | Tengah | 25 | | 319.016 | 319.02 | 2 | 2D25 |
| | | Bawah | 25 | 435.146 | 159.508 | 594.65 | 2 | 2D25 |
| BI4 | Tumpuan | Atas | 25 | 1358.539 | 121.539 | 1480.08 | 4 | 4D25 |
| | | Tengah | 25 | | 243.078 | 243.08 | 2 | 2D25 |
| | | Bawah | 25 | 1282.354 | 121.539 | 1403.89 | 3 | 3D25 |
| | Lapangan | Atas | 25 | 166.205 | 121.539 | 287.74 | 2 | 2D25 |
| | | Tengah | 25 | | 243.078 | 243.08 | 2 | 2D25 |
| | | Bawah | 25 | 332.411 | 121.539 | 453.95 | 2 | 2D25 |

Tabel 4. 43 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Daerah Sendi Plastis (<2h)

| Nama Balok | Di Dalam Sendi Plastis (<2h) | | | | | | | |
|------------|------------------------------|-------|----------------|-------------|---------------|---------|-------|----------|
| | Av/s | At/s | Av/s +2 x At/s | Jumlah kaki | Diameter (mm) | Av | Spasi | Tulangan |
| BI1 | 2.139 | 0.832 | 3.803 | 4 | 16 | 804.248 | 211 | 4D16-200 |
| BI2 | 1.757 | 0.620 | 2.997 | 4 | 16 | 804.248 | 268 | 4D10-250 |
| BI3 | 2.497 | 0.572 | 3.641 | 3 | 16 | 603.186 | 166 | 3D16-150 |
| BI4 | 2.535 | 0.479 | 3.492 | 2 | 16 | 402.124 | 115 | 2D16-100 |

Tabel 4. 44 Rekapitulasi Penulangan Geser Setelah Penambahan Torsi di Luar Daerah Sendi Plastis (>2h)

| Nama Balok | Di Luar Sendi Plastis (>2h) | | | | | |
|------------|-----------------------------|-------|----------------|---------|------------|----------|
| | Av/s | At/s | Av/s +2 x At/s | Av | Spasi (mm) | Tulangan |
| BI1 | 1.607 | 0.832 | 3.271 | 804.248 | 246 | 4D16-120 |
| BI2 | 1.214 | 0.620 | 2.454 | 804.248 | 328 | 4D10-200 |
| BI3 | 1.214 | 0.572 | 2.357 | 603.186 | 256 | 3D16-200 |
| BI4 | 1.240 | 0.479 | 2.197 | 402.124 | 183 | 2D16-150 |

4.6.2.4. Panjang Penyaluran Tulangan

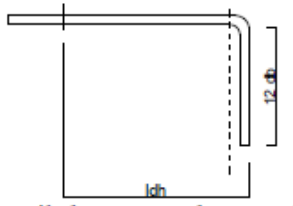
Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran ldh untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$Ldh > 8.db = 200 \text{ mm}$$

$$Ldh > 150 \text{ mm}$$

$$Ldh > \frac{0,24.fy.db}{\sqrt{fc}} = 460 \text{ mm}$$

Maka digunakan Ldh = 500 mm masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait 12.db = 300 mm



Gambar 4. 32 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart

4.6.3. Perencanaan Kolom

Dalam sub bab ini akan diuraikan desain dan detailing penulangan struktur kolom K1 pada lantai 1, seperti terlihat pada gambar dibawah ini

4.6.3.1. Data Asumsi Awal Perencanaan Kolom

- H : 950 mm
- B : 950 mm
- Mutu Beton : 30 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 420 Mpa
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 29 mm
- Diameter Sengkang (\emptyset) : 16 mm

4.6.3.2. Gaya Dalam yang Terjadi pada Kolom

Gaya dalam yang terjadi pada kolom dapat dilihat pada Tabel 4.43.

Tabel 4. 45 Gaya dalam pada kolom

| Kombinasi Beban | P (kN) | V2 (kN) | V3 (kN) | M2 (kNm) | m3 (kNm) |
|-------------------------------------------|---------|---------|---------|----------|----------|
| 1.4 D | 9292.02 | 12.7323 | 0.3581 | 1.5627 | 41.7129 |
| 1.324 D + 1 L - 1.3 RSX - 0.39 RSY Min | 7571.61 | 54.3317 | 27.787 | 234.956 | 443.0417 |
| 1.324 D + 1 L - 0.39 RSX - 1.3 RSY Min | 7327.18 | 26.9989 | 54.125 | 464.295 | 270.0823 |
| 1.2 D + 1.6 L | 6847.98 | 12.226 | 0.2411 | 0.5398 | 38.765 |

| | | | | | |
|-------------------------------------------|---------|---------|--------|---------|----------|
| 1.324 D + 1 L - 0.39 RSX - 1.3 RSY Max | 6478.5 | 50.9448 | 53.609 | 462.864 | 299.2075 |
| 1.324 D + 1 L - 1.3 RSX - 0.39 RSY Max | 6234.07 | 78.2776 | 27.271 | 233.525 | 472.1668 |
| 0.78 D - 1.3 RSX - 0.39 RSY Min | 4226.52 | 60.4289 | 27.674 | 234.77 | 450.5924 |
| 0.78 D - 0.39 RSX - 1.3 RSY Min | 3982.09 | 33.0961 | 54.012 | 464.109 | 277.6331 |
| 0.78 D - 0.39 RSX - 1.3 RSY Max | 3133.41 | 44.8476 | 53.722 | 463.05 | 291.6567 |
| 0.78 D - 1.3 RSX - 0,39 RSY Max | 2888.98 | 72.1804 | 27.384 | 233.711 | 464.6161 |

4.6.3.3. Syarat Komponen Struktur Kolom

SNI Pasal 21.6.1 mensyaratkan :

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f'_c / 10$ (SNI2847:2013 pasal 21.6.1).

$$\begin{aligned}
 P_u &= 9292.02 \text{ kN} \\
 A_g \times \frac{f'_c}{10} &= 950 \times 950 \times \frac{30}{10} = 2.707.500 \text{ N} \\
 &= 2.707 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya aksial terfaktor = 9.292,02 kN > $A_g \times \frac{f'_c}{10} = 2.707 \text{ kN}$ memenuhi syarat

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1)
Ukuran penampang terpendek 950 mm > 300 mm (OK)
- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4 (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.2)
Ratio b/h = 950/950 = 1 > 0,4 (OK)

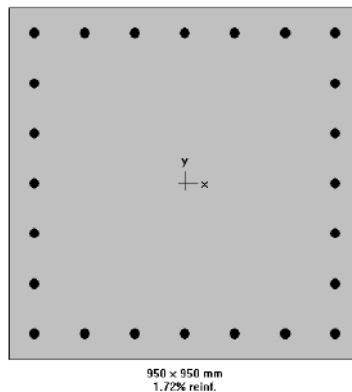
Tabel 4. 46 Persyaratan Dimensi Kolom

| Nama Kolom | b (mm) | h (mm) | Pu (kN) | 0,1.Ag.fc' | Pu > 0,1.Ag.fc' | b>300 mm | b/h>0,4 |
|------------|--------|--------|---------|------------|-----------------|----------|---------|
| K4 | 700 | 700 | 2665 | 1470 | OK | OK | OK |
| K3 | 750 | 750 | #### | 1687.5 | OK | OK | OK |
| K2 | 850 | 850 | #### | 2167.5 | OK | OK | OK |
| K1 | 950 | 950 | #### | 2707.5 | OK | OK | OK |

4.6.3.4. Konfigurasi Penulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ dan lebih dari $0,06 A_g$. Sebagai asumsi awal, tulangan longitudinal kolom dipasang sebanyak 20 buah dengan diameter 25 mm. Penampang tersebut selanjutnya dievaluasi menggunakan program bantu spColumn dengan data pembebanan pada **table 4.43**.

Dengan konfigurasi seperti terlihat pada **gambar 4.32** kolom memiliki rasio tulangan, $\rho_g = 1,29\%$ atau 20D29.



Gambar 4. 33 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column

Dengan rasio tersebut, maka persyaratan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1 telah terpenuhi.

Tabel 4. 47 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kolom

| Nama Kolom | b (mm) | h (mm) | cover (mm) | Tul. Transversal (mm) | n (buah) | db (mm) | As (mm ²) | ρ_g | $0,01 < \rho_g < 0,06$ |
|------------|--------|--------|------------|-----------------------|----------|---------|-----------------------|----------|------------------------|
| K4 | 500 | 500 | 40 | 16 | 12 | 29 | 7926 | 0.032 | OK |
| K3 | 750 | 750 | 40 | 16 | 16 | 29 | 10568 | 0.019 | OK |
| K2 | 850 | 850 | 40 | 16 | 20 | 29 | 13210 | 0.018 | OK |
| K1 | 950 | 950 | 40 | 16 | 24 | 29 | 15852 | 0.018 | OK |

4.6.3.5. Kontrol Spasi Tulangan

Spasi bersih minimum tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db tetapi tidak kurang dari 25 mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.1)

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi \text{sengkang} - n \cdot \phi \text{tul utama}}{n - 1} = \frac{1000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 16 - 7 \cdot 29}{6 - 1} = 132.8 \text{ mm} > 29 \text{ mm}$$

4.6.3.6. Cek Kapasitas Kolom Terhadap Aksial

SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2 mengatur besarnya beban aksial terfaktor hasil analisa struktur harus mampu ditahan oleh kapasitas beban aksial penampang kolom yang dihitung pada persamaan berikut :

$$\begin{aligned} A_{st} &= 24 \times 0,25 \pi D^2 = 24 \times 0,25 \pi 29^2 = 15.852 \text{ mm}^2 \\ \phi P_n(\text{max}) &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 30 \times (902500 - 15.852) + 420 \times 15.852] \\ &= 15.0293 \text{ kN} > P_u = 9292.02 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

4.6.3.7. Cek Persyaratan Strong Column-Weak Beam

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2.2 mensyaratkan bahwa kuat kolom ϕM_n harus memenuhi $\Sigma M_c \geq 1,2 \Sigma M_g$, dimana :

ΣM_c : Jumlah momen nominal (M_{nc}) kolom-kolom yang bertemu di join

ΣM_g : Jumlah momen nominal (M_{nb}) balok-balok yang bertemu di join

1. Menentukan Total Momen Balok (ΣM_{nb})

Pada perhitungan ini, struktur mengalami goyangan ke kanan arah X yang melibatkan momen nominal dari tulangan bawah BI 1 sebagai balok kanan dan tulangan atas BI 2 sebagai balok kiri.

Tabel 4. 48 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Mn Balok Induk

| Nama Balok | Tulangan | n (buah) | ϕ balok (mm) | As (mm ²) | npelat (buah) | ϕ pelat (mm) | As (mm ²) | As tulangan (mm ²) | a (mm) | Mn (kNm) |
|------------|----------|----------|-------------------|-----------------------|---------------|-------------------|-----------------------|--------------------------------|--------|----------|
| BI1 | Atas | 6 | 25 | 2945 | 10 | 13 | 1327.32 | 5600 | 230.58 | 881.01 |
| | Bawah | 4 | 25 | 1963 | | | | 4618 | 190.16 | 761.84 |
| BI2 | Atas | 2 | 25 | 982 | 8 | 16 | 1608.50 | 4199 | 230.52 | 434.46 |
| | Bawah | 2 | 25 | 982 | | | | 4199 | 230.52 | 434.46 |
| BI3 | Atas | 4 | 25 | 1963 | 8 | 13 | 1061.86 | 4087 | 224.40 | 416.06 |
| | Bawah | 3 | 25 | 1473 | | | | 3596 | 197.45 | 384.41 |
| BI4 | Atas | 4 | 25 | 1963 | 10 | 10 | 785.40 | 2827 | 155.23 | 271.34 |
| | Bawah | 3 | 25 | 1473 | | | | 2337 | 128.28 | 236.14 |

$$M_{nb} \text{ Kanan} = 434.46 \text{ kNm (BI2 tul. bawah)}$$

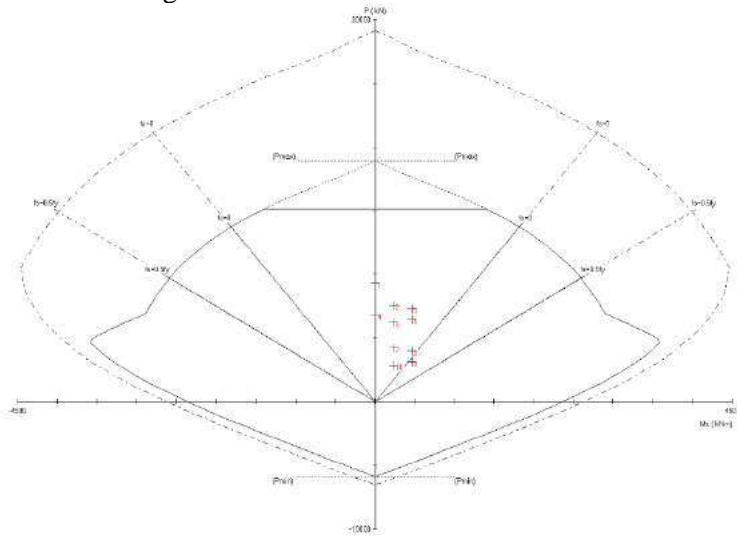
$$M_{nb} \text{ Kiri} = 236 \text{ kNm (BI4 tul. atas)}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= M_{nb} \text{ kanan} + M_{nb} \text{ Kiri} \\ &= 434.46 + 236 \\ &= 671 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Menentukan Total Momen Kolom (ΣM_{nc})

Dikarenakan dimensi kolom dan penulangan kolom lantai desain dan lantai 2 sama, maka berdasarkan konfigurasi penulangan seperti ditunjukkan pada gambar 4.37, diperoleh diagram interaksi P-M kolom K1 ditinjau dari arah X yaitu sebagai berikut :

- Diagram Interaksi



Gambar 4. 34 Diagram Interaksi Kolom K1

- Tabel ϕM_{nx} kolom lantai GF

| No | P_u | M_{ux} | ϕM_{nx} |
|----|---------|----------|---------------|
| | kN | kNm | kNm |
| 1 | 9030.32 | 0.01 | 2674.14 |
| 2 | 7447.86 | 118.12 | 2843.55 |
| 3 | 7203.43 | 230.99 | 2866.52 |
| 4 | 6735.83 | 0.54 | 2952.27 |
| 5 | 6354.76 | 231.83 | 3098.34 |
| 6 | 6110.32 | 118.95 | 3185.91 |
| 7 | 4153.75 | 118.43 | 3500.27 |
| 8 | 3909.32 | 231.30 | 3454.45 |
| 9 | 3060.64 | 231.52 | 3271.81 |
| 10 | 2816.21 | 118.65 | 3212.20 |

Gambar 4. 35 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt. UG

$\emptyset M_{nx}$ kolom lantai 1 sebesar = 2674.14 kNm

- Tabel $\emptyset M_{nx}$ kolom lantai UG

| No | Pu | Mux | ϕM_{nx} |
|----|---------|--------|---------------|
| | kN | kNm | kNm |
| 1 | 8556.07 | 1.25 | 2728.21 |
| 2 | 7002.79 | 192.77 | 2884.97 |
| 3 | 6768.87 | 379.88 | 2939.01 |
| 4 | 6319.46 | 1.76 | 3111.26 |
| 5 | 5955.97 | 382.81 | 3240.98 |
| 6 | 5722.05 | 195.70 | 3333.17 |
| 7 | 3913.14 | 193.74 | 3455.17 |
| 8 | 3679.22 | 380.85 | 3410.53 |
| 9 | 2866.32 | 381.84 | 3224.52 |
| 10 | 2632.40 | 194.73 | 3167.11 |

Gambar 4. 36 Output Nilai Kapasitas Momen Kolom Lt. UG

$\emptyset M_{n-x}$ kolom lantai UG pada bagian dasar kolom = 2728.21 kNm.

Berdasarkan *output* program SP Column, diperoleh total momen-momen arah X yang bertemu di joint yaitu sebesar :

$$\sum M_{nc-x} = 2674.14 \text{ kN-m} + 2728.21 \text{ kN-m} = 5370.78 \text{ kN-m.}$$

$$\sum M_{nb-x} \text{ sebesar } 671 \text{ kN-m,}$$

Persyaratan *strong column-weak beam*

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

$$5370.78 \text{ kN-m} \geq 1,2 \times 671 \text{ kNm} = 805 \text{ kNm (OK)}$$

Tabel 4. 49 Rekapitulasi Kontrol “*Strong Column Weak Beam*”
arah X

| Nama Kolom | Arah X | | | | | | | |
|------------|---------------------|-----------|-----------|---------------------|----------------|-----------|---------|---------------|
| | Goyang ke Kanan | | | | | | | |
| | Momen Nominal Kolom | | | Momen Nominal Balok | | | | |
| | Mnc atas | Mnc bawah | Mnc total | Mn balok kiri | Mn balok kanan | Mnb total | 1,2 Mnb | Mnc > 1,2 Mnb |
| K4 | 1025.04 | 1057.59 | 2082.63 | 434.46 | 236 | 671 | 805 | OK |
| K3 | 1427.56 | 1393.76 | 2821.32 | 434.46 | 236 | 671 | 805 | OK |
| K2 | 1986.09 | 1939.73 | 3925.82 | 434.46 | 236 | 671 | 805 | OK |
| K1 | 2728.21 | 2674.14 | 5402.35 | 434.46 | 236 | 671 | 805 | OK |

Tabel 4. 50 Rekapitulasi Kontrol “*Strong Column Weak Beam*”
Arah X

| Nama Kolom | Arah Y | | | | |
|------------|---------------------|----------------|-----------|----------|---------------|
| | Goyang ke kanan | | | | |
| | Momen Nominal Balok | | | | |
| | Mn balok kiri | Mn balok kanan | Mnb total | 1,2 Mnb | Mnc > 1,2 Mnb |
| K4 | 881.01 | 761.84 | 1642.853 | 1971.423 | OK |
| K3 | 881.01 | 761.84 | 1642.853 | 1971.423 | OK |
| K2 | 881.01 | 761.84 | 1642.853 | 1971.423 | OK |
| K1 | 881.01 | 761.84 | 1642.853 | 1971.423 | OK |

4.6.3.8. Desain Tulangan Transversal Kolom

a. Tulangan Transversal Sebagai Pengekang Inti Beton (*Convinement*)

Selain menahan gaya geser, tulangan transversal memiliki fungsi yang sangat penting untuk diperhitungkan, yaitu sebagai pengekang atau *convinement*. Ketika menerima gaya gempa, kolom mengalami momen maksimum pada bagian ujungnya. Deformasi non-linear dapat terjadi dan sebagai material yang getas, beton sangat rentan mengalami keruntuhan karena tidak memiliki daktilitas yang memadai.

Spasi Tulangan Convinement di Daerah Sendi Plastis

Besar spasi tulangan *convinement* tersebut harus memenuhi pertaruan **SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3** seperti berikut :

Spasi tulangan maksimum adalah yang terkecil di antara :

1. $\frac{1}{4}$ dimensi penampang kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 950 = 237.5$ mm
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 29 = 174$ mm
3. So menurut persamaan

$$S_o \leq 100 + (350 - h_x)/3$$

dimana :

$$x_1 = 245 \text{ mm}$$

$$x_2 = 320 \text{ mm}$$

$$h_x = x_i \text{ terbesar} = 320 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - 320}{3} \right) = 110 \text{ mm}$$

Dengan demikian spasi yang digunakan yaitu 100 mm.

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 mengatur luas tulangan geser yang perlu disediakan untuk memberikan pengekangan yang cukup. Luas tersebut harus diambil yang paling kecil antara :

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan, } A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

B_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm^2)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

Untuk daerah sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom, total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4):

- $A_{sh1} = 0,3 \cdot \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \right) \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$

- $A_{sh2} = 0,09 \cdot \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \right)$

- b_c = lebar penampang inti beton (yang terkekang)

$$= b - 2 \left(t_s + \frac{1}{2} \cdot d_s \right)$$

$$= 950 - 2 \left(40 + \frac{1}{2} \cdot 16 \right)$$

$$= 854 \text{ mm}$$

- $A_{ch} = (b - 2t_s) \times (h - 2t_s)$

$$= (950 - 2 \cdot 40) \times (950 - 2 \cdot 40)$$

$$= 756.900 \text{ mm}^2$$

- $A_{sh1} = 0,3 \cdot \left(\frac{100 \times 854 \times 30}{420} \right) \cdot \left(\frac{950 \times 950}{756.900} - 1 \right)$

$$= 352.025 \text{ mm}^2$$

- $A_{sh2} = 0,09 \cdot \left(\frac{100 \times 854 \times 30}{420} \right) = 549 \text{ mm}^2$

Jadi digunakan 4D16-100 dengan A_s .pasang = $4 \times 0,25 \times$

$$\pi \times (16)^2 = 804,248 \text{ mm}^2 > 795,6 \text{ mm}^2$$

Tabel 4. 51 Rekapitulasi Luas Penampang Hoops Berdasarkan SNI 2847:2013

| Nama Kolom | Luas Penampang Hoops (Pasal 21.6.4.4) | | | | | | Panjang l_o (Pasal 21.6.4.1) | | | |
|------------|---------------------------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|----------------------------|--------------------------------|--------|--------|---------|
| | Ag (mm ²) | Ach (mm ²) | Ash 1 (mm ²) | Ash 2 (mm ²) | Ash pakai (mm ²) | As 4D16 (mm ²) | Ash > As (4D16) | h (mm) | 1/6 ln | Lo (mm) |
| K4 | 250000 | 176400 | 433.45 | 311.657 | 433.446 | 804.25 | OK | 500 | 716.67 | 716.667 |
| K3 | 562500 | 448900 | 425.58 | 504.514 | 504.514 | 804.25 | OK | 750 | 550 | 750 |
| K2 | 722500 | 592900 | 353.17 | 484.714 | 484.714 | 804.25 | OK | 850 | 550 | 850 |
| K1 | 902500 | 756900 | 352.03 | 549 | 549 | 804.25 | OK | 950 | 550 | 950 |

Tabel 4. 52 Rekapitulasi Tulangan Hoop Berdasarkan SNI 2847:2013

| Nama Kolom | Spasi tulangan hoop (Pasal 21.6.4.3) | | | | | | | | | |
|------------|--------------------------------------|----------|-------------------------------|---------|---------|---------|---------------------|--------------------|--------------|--------|
| | 0,25 b (mm) | 6db (mm) | So | | | | Spasi maksimum (mm) | Spasi minimum (mm) | S pakai (mm) | s (mm) |
| | | | Jarak antar tul. Longitudinal | bc (mm) | xi (mm) | xi (mm) | | | | |
| K4 | 175 | 174 | 90.66667 | 404 | 92 | 200 | 150 | 150 | 100 | 120 |
| K3 | 187.5 | 174 | 174 | 654 | 110 | 264 | 128.67 | 150 | 100 | 128.67 |
| K2 | 212.5 | 174 | 148.25 | 754 | 177 | 330 | 106.67 | 150 | 100 | 106.67 |
| K1 | 237.5 | 174 | 132.8 | 854 | 245 | 320 | 110 | 150 | 100 | 110.00 |

- Adapun **Persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1** mengatur tinggi zona pemasangan tulangan. Tulangan *hoop* dengan spasi yang telah dihitung tersebut harus dipasang sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. l_o dipilih yang terbesar antara :
1. Tinggi elemen kolom di join, $h = 950$ mm
 2. $1/6$ bentang bersih komponen struktur,
 $= 1/6 \times (5000-600) = 733.33$ mm
 3. 450 mm

Jadi panjang l_o sebesar 1000 mm dari ujung-ujung kolom.

Tabel 4. 53 Rekapitulasi Perhitungan Panjang l_o pada Masing-Masing Tipe Kolom

| Nama Kolom | Panjang l_o (Pasal 21.6.4.1) | | |
|------------|--------------------------------|-----------|------------|
| | h (mm) | $1/6 l_n$ | l_o (mm) |
| K4 | 500 | 416.67 | 500 |
| K3 | 750 | 416.67 | 750 |
| K2 | 850 | 416.67 | 850 |
| K1 | 950 | 733.33 | 950 |

Spasi Tulangan Convinement di Daerah Luar Sendi Plastis

Untuk daerah kolom diluar l_o , tulangan *convinement* dapat dipasang dengan spasi berdasarkan syarat SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5. Spasi harus diambil yang terkecil dari dua syarat berikut :

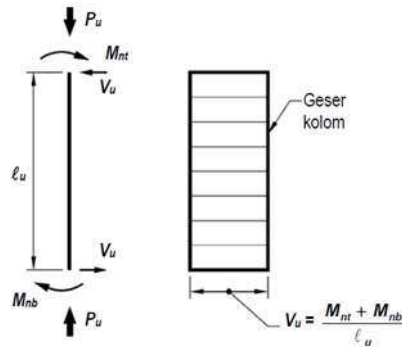
- 1) $6 \times$ diameter tulangan longitudinal terkecil = $6 \times 29 \text{ mm} = 174 \text{ mm}$
- 2) 150 mm.

Dengan demikikan, untuk daerah luar l_o , tulangan dipasang tiap interval 150 mm.

c. Tulangan Transversal Sebagai Penahan Gaya Geser

Menentukan Gaya Geser Desain

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1 mengatur pendetailan tulangan geser pada struktur rangka pemikul momen khusus. Sama seperti dalam mendesain komponen balok, momen probabilistik (M_{pr}) digunakan untuk memperoleh gaya geser desain (V_e).



Gambar 4. 37 Penentuan Gaya Geser pada Kolom

Gambar 4.62 menunjukkan perhitungan besar gaya geser desain yang harus diambil. Nilai M_{pr} pada ujung-ujung kolom diperoleh dari diagram interaksi dengan faktor kuat lebih pada material tulangan longitudinal sebesar **25%** ($f_s = 1,25f_y$). Momen nominal terfaktor paling besar dari semua kombinasi harus diambil sebagai M_{pr} .

Dengan adanya faktor kuat lebih, tegangan leleh baja sebesar 420 MPa diperbesar 1,25 menjadi 525 MPa. **Tabel 4.30** dan **Tabel 4.31** berturut-turut memberikan output momen nominal penampang kolom dari program spColumn pada ujung bawah kolom dan ujung atas kolom desain.

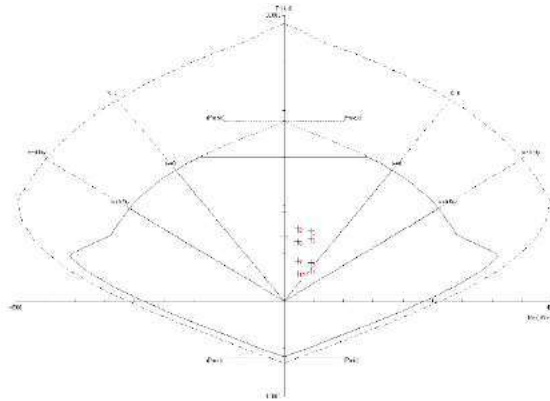
Sehingga gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (a), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (b) dan harus melebihi nilai (c).

- (a)
$$V_{e1} = \frac{M_{prc\ atas} + M_{prbawah}}{l_u}$$
- (b)
$$V_{e2} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n}$$
- (c) V_u hasil analisa struktur

- Perhitungan gaya geser desain

(a) Menghitung nilai V_{e1}

$M_{prc.atas}$ dan $M_{prc.bawah}$ didapatkan dari diagram interaksi P_n-M_{pr} kolom. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$. Berikut merupakan output diagram interaksi dengan $f_s = 1,25 f_y$.



Gambar 4. 38 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah $f_s = 1,25 f_y$

Tabel 4. 54 Output Program spColumn, ujung bawah kolom
It.GF

| No | Pu | Mux | ϕM_{nx} |
|----|---------|--------|---------------|
| | kN | kNm | kNm |
| 1 | 9292.02 | 1.56 | 2642.57 |
| 2 | 7571.61 | 234.96 | 2831.68 |
| 3 | 7327.18 | 464.30 | 2854.96 |
| 4 | 6847.98 | 0.52 | 2906.81 |
| 5 | 6478.50 | 462.86 | 3052.26 |
| 6 | 6234.07 | 233.52 | 3142.13 |
| 7 | 4226.52 | 234.77 | 3513.72 |
| 8 | 3982.09 | 464.11 | 3468.18 |
| 9 | 3133.41 | 463.05 | 3289.30 |
| 10 | 2888.98 | 233.71 | 3230.08 |

Sehingga didapat Mprc bawah = 3513.7 kNm

Tabel 4. 55 Output Program spColumn, ujung Atas kolom It. GF

| No | Pu | Mux | ϕM_{nx} |
|----|---------|--------|---------------|
| | kN | kNm | kNm |
| 1 | 9030.32 | 0.01 | 2674.14 |
| 2 | 7447.86 | 118.12 | 2843.55 |
| 3 | 7203.43 | 230.99 | 2866.52 |
| 4 | 6735.83 | 0.54 | 2952.27 |
| 5 | 6354.76 | 231.83 | 3098.34 |
| 6 | 6110.32 | 118.95 | 3185.91 |
| 7 | 4153.75 | 118.43 | 3500.27 |
| 8 | 3909.32 | 231.30 | 3454.45 |
| 9 | 3060.64 | 231.52 | 3271.81 |
| 10 | 2816.21 | 118.65 | 3212.20 |

sehingga didapat Mprc atas =3500.27 kNm

maka, dapat dihitung

$$V_{e1} = \frac{M_{prc\ bawah} + M_{prc\ atas}}{ln} = \frac{3500.27\ kN.m + 3513.7\ kN.m}{(5-0,6)\ m} = 1594.09\ kN$$

(b) Menghitung V_{e2}

Nilai $M_{pr\ 1}$ dan $M_{pr\ 2}$ merupakan nilai pada balok yaitu sebesar 408.13 kNm dan 280.27 kNm

$$V_{e2} = \frac{M_{pr^+} + M_{pr^-}}{ln} = \frac{2 \times 0,5 (408.13\ kN.m + 280.27\ kN.m)}{(5-0,6)\ m} = 139.5\ kN$$

(c) V_u hasil analisa struktur ETABS

Berdasarkan output ETABS didapatkan nilai $V_u = 92,87\ kN$, sedangkan didapatkan $V_{e\ maks}$ hasil perhitungan sebesar 1594.09 kN, maka nilai $V_e > V_u$.

Berdasarkan persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 yaitu nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan analisa struktur.

Sehingga perencanaan geser memenuhi persyaratan (OK).

Tabel 4. 56 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Geser yang Digunakan

| Nama Kolom | Mpr Kolom | | | Ve akibat Balok | | V_u (kN) | Ve pakai (kN) | $V_e > 0,5 V_u$ |
|------------|-----------------|------------------|-----------|------------------------|-----------------------|------------|---------------|-----------------|
| | Mprc atas (kNm) | Mprc bawah (kNm) | Vswy (kN) | Vswy (goyang ke kanan) | Vswy (goyang ke kiri) | | | |
| K4 | 1206.8 | 1211.1 | 967.2 | 239.5 | 259.7 | 129.6 | 967.2 | OK |
| K3 | 1457.8 | 1451.8 | 1163.9 | 239.5 | 259.7 | 135.6 | 1163.9 | OK |
| K2 | 2054.6 | 2043.9 | 1639.4 | 239.5 | 259.7 | 131.1 | 1639.4 | OK |
| K1 | 3500.2 | 3513.7 | 1594.1 | 139.5 | 151.3 | 92.8 | 1594.1 | OK |

Perhitungan Tulangan Geser

- a. Mengecek kontribusi beton diabaikan atau tidak
Berdasarkan SNI 2847:2013, kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila:
- Gaya geser yang ditimbulkan gempa, V_{sway} , mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.
 $50\% \cdot V_e > V_u$
 $50\% \cdot 1594,09 \text{ kN} > 92,87 \text{ kN}$ (OK)
 - Gaya tekan aksial terfaktor, $P_u = 9292.02 \text{ kN}$ harus kurang dari $\frac{A_g \times f'_c}{20} = \frac{950 \times 950 \times 30}{20} = 1353.75 \text{ kN} < P_u = 9292.02$ (**NOT OK**)
Sehingga V_c diperhitungkan.

Tabel 4. 57 Rekapitulasi Pengecekan Kontribusi Beton Diabaikan atau Tidak

| Nama Kolom | V_u (kN) | V_e pakai (kN) | $V_e > 0,5 V_u$ | $P_u > 0,05 \cdot A_g \cdot f'_c$ |
|------------|------------|------------------|-----------------|-----------------------------------|
| K4 | 129.62 | 967.20 | OK | NOT OK |
| K3 | 135.66 | 1163.90 | OK | NOT OK |
| K2 | 131.16 | 1639.40 | OK | NOT OK |
| K1 | 92.87 | 1594.09 | OK | NOT OK |

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.2 perhitungan kuat geser beton bila ikut berkontribusi menahan geser, yaitu:

$$d = 950 - 40 - 16 - \frac{29}{2} = 879,5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{9292,02 \times 10^3}{14 \times 950 \times 950} \right) \cdot 1 \sqrt{30} \cdot 950 \cdot 879,5$$

$$= 1.350.120 \text{ N} = 1350.12 \text{ kN}$$

- c. Menghitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom. Besarnya nilai V_s dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang 4 D16 -100 dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_e}{\phi} - V_c \\ &= \frac{1594,09}{0,75} - 1350.12 \\ &= 775.33 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_v = 4 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = 103,90 \text{ mm} > \text{spakai} = 100 \text{ mm}$$

(OK)

Sehingga pada daerah sepanjang lo dipakai 4D16-100 mm

Tabel 4. 58 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Geser di Sepanjang Lo

| Sepanjang Lo | | | | | | | | |
|--------------|------------------|------------|------------|----------|--------------------------|------------|-------------|-----|
| Nama Kolom | V_e pakai (kN) | V_c (kN) | V_s (kN) | d (mm) | A_v (mm ²) | Spasi (mm) | Spakai (mm) | Cek |
| K4 | 967.20 | 352.20 | 937.40 | 429.5 | 804.25 | 154.77 | 120 | OK |
| K3 | 1163.90 | 767.76 | 784.11 | 679.5 | 804.25 | 292.72 | 120 | OK |
| K2 | 1639.40 | 1057.21 | 1128.66 | 779.5 | 804.25 | 233.29 | 100 | OK |
| K1 | 1594.09 | 1350.12 | 775.33 | 879.5 | 804.25 | 103.90 | 100 | OK |

- d. Berdasarkan SNI 2847:2013 spasi minimum untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom

total dikurangi lo pada masing-masing ujung kolom) sebagai berikut:

- 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
6 x 29 mm = 174 mm
 - 150 mm
- Jadi sengkang diluar daerah plastis adalah 4 D16-150 mm.

4.6.3.9. Sambungan Lewatan

lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah 1,3ld (SNI 2847:2013 pasal 12.15.1). Besarnya ld ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 dengan menggunakan nilai $K_r = 0$ untuk penyederhanaan desain.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f_r c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} \right) \cdot d_b \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 12.2.4})$$

Dimana:

$\Psi_t = 1$ (situasi lainnya)

$\Psi_e = 1$ (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s = 1$ (tulangan $\geq D22$)

$\lambda = 1$ (beton biasa)

$d = 29$ mm

nilai c_b merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$$c_1 = 40 + 16 + \frac{29}{2} = 70,5 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{950 - 2 \times 70,5}{2} = 202,75 \text{ mm}$$

maka $c_b = c_{\min} = 70,5$ mm

$$(c_b + k_{tr})/d_b = 2,431 < 2,5$$

$$l_d = \left(\frac{420}{1,1 \times 2,431 \times \sqrt{30}} \right) \times 29 = 831,58 \text{ mm}$$

$$1,3 l_d = 1,3 \times 831,58 \text{ mm} = 1081 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.17.2.4, pada komponen struktur tekan bertulangan pengikat, dimana pengikat sepanjang panjang sambungan lewatan memiliki luas efektif tidak kurang dari **0,0015hs** dalam keduaarah, panjang sambungan lewatan diizinkan untuk dikalikan dengan 0,83, tetapi panjang lewatan tidak boleh kurang dari 300 mm. Kaki pengikat yang tegak lurus terhadap dimensi **h** harus digunakan dalam menentukan luas efektif.

$$0,0015 \times h \times s = 0,0015 \times 950 \times 100 = 142.5 \text{ mm}^2 < A_v = 804 \text{ mm}^2$$

Sehingga panjang lewatan dapat dikurangi menjadi

$$0,83 \times 1,31d = 0,83 \times 1081 = 897.27 \text{ mm} \sim 900 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 900 mm

Tabel 4. 59 Rekapitulasi Perhitungan Sambungan Lewatan

| Nama Kolom | c1 (mm) | c2 (mm) | cb (mm) | (c _b +k _p)/d _b | ld (mm) | 1,3 ld (mm) | Area sengkang | 0,0015 hxs | Ket. | 0,83x1,3 ld | Panjang lewatan (mm) |
|------------|---------|---------|---------|--------------------------------------------------|---------|-------------|---------------|------------|----------------------------|-------------|----------------------|
| K4 | 70.5 | 139.8 | 70.5 | 2.4 | 831.58 | 1081 | 804.25 | 126 | dikurangi faktor kali 0,83 | 897.27 | 900 |
| K3 | 70.5 | 152.3 | 70.5 | 2.431 | 831.58 | 1081 | 804.25 | 135 | dikurangi faktor kali 0,83 | 897.27 | 900 |
| K2 | 70.5 | 177.3 | 70.5 | 2.431 | 831.58 | 1081 | 804.25 | 127.5 | dikurangi faktor kali 0,83 | 897.27 | 900 |
| K1 | 70.5 | 202.3 | 70.5 | 2.431 | 831.58 | 1081 | 804.25 | 142.5 | dikurangi faktor kali 0,83 | 897.27 | 900 |

Berikut merupakan tabel rekapitulasi keseluruhan hasil perhitungan tulangan dan sambungan lewatan kolom berbagai tipe.

Tabel 4. 60 Rekapitulasi Penulangan Kolom

| Nama Kolom | Tulangan Longitudinal | | Tulangan Transversal | | | Sambungan Lewatan (mm) |
|------------|-----------------------|---------|----------------------|-------------|------------|------------------------|
| | n (buah) | db (mm) | Lo (mm) | Di dalam Lo | Di Luar Lo | |
| K4 | 12 | 32 | 720 | 4D16-120 | 4D16-150 | 900 |
| K3 | 16 | 29 | 750 | 4D16-120 | 4D16-150 | 900 |
| K2 | 20 | 29 | 850 | 4D16-100 | 4D16-120 | 900 |
| K1 | 24 | 29 | 950 | 4D16-100 | 4D16-120 | 900 |

4.6.4. Hubungan Balok Kolom

a. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$B = 950 \text{ mm}$$

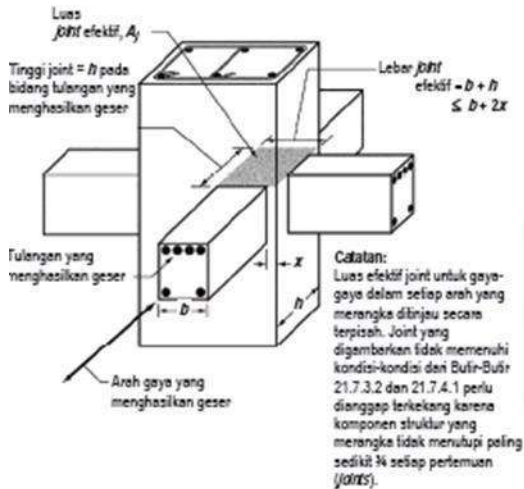
$$H = 950 \text{ mm}$$

$$\text{db balok} = 25 \text{ mm}$$

$$20 \times \text{db} = 20 \times 25 = 500 \text{ mm} \leq 950 \text{ mm (OK)}$$

b. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, A_j merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



Gambar 4. 39 Luas Joint Efektif

$$\begin{aligned}
 b &= 400 \text{ mm} \\
 h &= 950 \text{ mm} \\
 x &= \frac{(950-400)}{2} = 275 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi joint} = 950 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari:
(Gambar 4.16)

$$b + h = 400 + 950 = 1350 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 400 + 2 \cdot (275) = 950 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_j &= \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint} \\
 &= 950 \text{ mm} \times 950 \text{ mm} \\
 &= 902500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Menentukan luas efektif joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan

diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2)

$$\frac{Ash}{s} = 0,5 \frac{Ash}{s} = 0,5 \frac{549}{100} = 2,745 \text{ mm}$$

Digunakan 4D16

$$Ash = 603,18 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{603,18}{2,745} = 219,74 \text{ mm}$$

Jadi digunakan 4D16–150 mm

a. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung Mg

Balok yang memasuki joint memiliki:

$$M_{prb1} = 408,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{prb2} = 280,27 \text{ KN.m}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$\begin{aligned} M_e &= 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2}) \\ &= 344,2 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$\begin{aligned} V_{sway} &= \frac{M_e + M_e}{l} \\ &= \frac{2 \times 885,335}{5 - 0,6} \\ &= 156,45 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, hitung gaya - gaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 fy.

1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri (BI2)

$$A_s \text{ balok kiri } 2D25 = 981,747 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 \cdot f_y \\ &= 515417,5 \text{ N} = 515,417 \text{ KN} \end{aligned}$$

2. Gaya tekan pada tulangan balok di tumpuan kanan (BI2)

$$A_s \text{ balok kanan } 4D25 = 1963,495 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} C_2 &= A_s \times 1,25 \cdot f_y \\ &= 1030835 \text{ N} = 1030,835 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Menghitung gaya geser

$$\begin{aligned} V_j &= (T_1 + C_2) - V_{\text{sway}} \\ &= (515,417 + 1030,835) - 156,45 \\ &= 1389,798 \text{ KN (searah T)} \end{aligned}$$

- b. Cek kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \sqrt{f_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{30} \times 902500 \\ &= 8403433 \text{ N} \\ \phi V_n &= 0,75 \times 8403433 \text{ N} \\ &= 6302575 \text{ N} \\ &= 6302,575 \text{ kN} > V_j = 1389,79 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

4.6.5. Perencanaan Dinding Geser

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser (SW1 dan SW2). Pada perencanaan dinding geser, akan dicontohkan perhitungan dinding geser SW1.

4.6.5.1. Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

| | |
|--------------------|-------------------------|
| Tebal dinding | : 50 cm |
| Tebal decking | : 50 mm |
| Tulangan | : 29 mm |
| d' | : 442 mm |
| Mutu tulangan (fy) | : 420 MPa |
| Mutu beton (f'c) | : 30 Mpa |
| Tinggi lantai | : 500 cm (maximum) |
| Lebar dinding | : 795 cm (x) dan 530 cm |

(y)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

| | |
|-------------|----------------------|
| Gaya aksial | : 37224.5574 KN |
| Momen | : 73692.629 KN.m (x) |
| Gaya geser | : 6166.2584 KN (x) |

4.6.5.2. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

1. $50 \text{ cm} \geq H / 25 = 500 / 25 = 20 \text{ cm (OK)}$
2. $50 \text{ cm} \geq L / 25 = 530 / 25 = 21.2 \text{ cm (OK)}$

Jadi, ketebalan *shear wall* 500 mm sudah memenuhi persyaratan.

4.6.5.3. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi

$$0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$6166.2584 \text{ KN} < 0.83 (500 \times 13200) \frac{\sqrt{30}}{1000}$$

$$6166.2584 \text{ KN} < 30117.89 \text{ KN (OK)}$$

4.6.5.4. Penulangan Geser Shearwall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- a. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi

$$0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$$

$$V_u < 0.17 \times 400 \times 13200 \times \frac{\sqrt{30}}{10}$$

$$6166.26 \text{ KN} < 6168.73 \text{ KN} \rightarrow 1 \text{ lapis tulangan}$$

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

$$500 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan 2 lapis tulangan.

4.6.5.5. Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut:

$$Vu < \phi Vn$$

$$Vn = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{52.9}{13.25} = 3.992 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 ($A_s = 402.123 \text{ mm}^2$) dengan $s = 230 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{442 \times 100} = 0,00909$$

$$Vn = 500 \times 13200 [0.17\sqrt{30} + 0.00909 \times 420]$$

$$Vn = 23612.56 \text{ KN} > Vu = 6166.25 \text{ KN (OK)}$$

4.6.5.6. Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0.0025

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 ($A_s = 402.123 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{442 \times 100} = 0,00909 > 0,0025$$

4.6.5.7. Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3: Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{5} = 2650 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1500 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

S pakai = 100 mm (OK)

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{3} = 1666.667 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1500 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

4.6.5.8. Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada *shearwall* lebih dari $0.2f'c$. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{M_u}{W} + \frac{P_u}{A_c} > 0.2 f'c$$

$$\frac{73692.63 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 500 \times 13200^2} + \frac{37224.5574 \times 10^3}{500 \times 13200} > 0.2 \times 30$$

$$10.7 \text{ MPa} > 6 \text{ MPa (Butuh Komponen Batas)}$$

Nilai δ_u adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw} \right)} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{36.0415}{52900} = 0.00068 < 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} \text{ pakai} = 0.007$$

$$C > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw} \right)} = \frac{13200}{600 (0.007)} = 3154.76 \text{ mm}$$

Dari output SpColumn didapatkan nilai C sebesar 2227 mm

$2227 \text{ mm} < 3154.76 \text{ mm}$ (**Tidak Butuh Komponen Batas**)

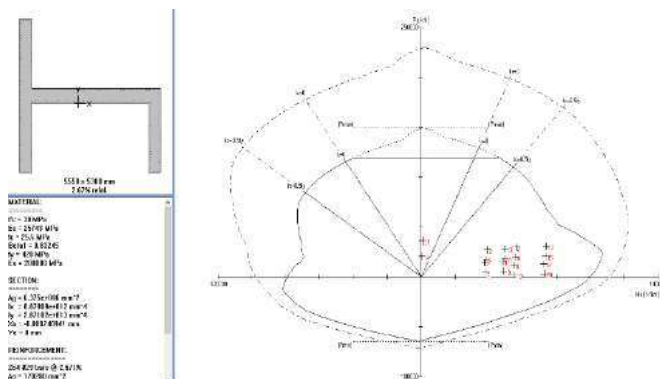
Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada $(c - 0.1l_w)$ dan $c/2$

- $C - 0.1L_w = 2227 - 0.1(13200) = 902$
- $C/2 = 2227/2 = 1113.5 \text{ mm}$ (menentukan)

Digunakan jarak komponen pembatas $> 1113.5 \text{ mm} = \mathbf{1200 \text{ mm}}$

4.6.5.9. Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn

Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya-gaya yang bekerja secara lateral khususnya, maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini menggunakan program bantu spColumn. Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke notepad dan diimport section cut kombinasi beban dari dinding geser dengan notepad. Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 40 Output Investigasi SpColumn

didapatkan M_n sebesar 106643.57 kNm

$M_u < \phi M_n$

73692.629 kNm < 79982.6775 kNm (OK)

4.6.5.10. Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser

Dengan menggunakan perhitungan yang sama seperti perhitungan diatas, daidapatkan hasil perencanaan dinding geser sebagai berikut:

Tabel 4. 61 Hasil Perencanaan Dinding Geser

| Tipe | Tulangan Geser Vertikal dan Horizontal | Panjang Boundry Element (mm) |
|------|----------------------------------------|------------------------------|
| SW1 | 2D16-100 | 2300 |
| SW2 | 2D16-100 | 1200 |

4.7. Perencanaan Pondasi

4.7.1. Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai

pondasi tiang pancang jenis prestressed concrete spun pile produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).

4.7.2. Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75 (0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Tabel 4. 62 Beban pada Tipe 1 (Kolom)

| Kombinasi Beban | Hx (ton) | Hy (ton) | P (ton) | Mx (ton.m) | My (ton.m) |
|--------------------------|----------|----------|---------|------------|------------|
| 1 D + 1 L | 0.72 | -1.19 | 474.09 | 2.02 | 1.55 |
| Envelope Ultimate Max | 3.81 | 1.43 | 495.45 | 18.50 | 22.29 |
| 1 D + 0.75 L + 0.525 RSY | 1.38 | 0.36 | 495.45 | 14.62 | 5.80 |
| 1 D + 0.75 L + 0.525 RSX | 3.13 | -0.24 | 483.61 | 10.01 | 17.29 |
| 1 D + 0.75 L | 0.67 | -1.12 | 456.66 | 1.90 | 1.46 |
| 1 D + 0.7 RSY Max | 1.47 | 1.06 | 456.08 | 18.50 | 6.97 |
| 1 D + 0.7 RSX Max | 3.81 | 0.27 | 440.30 | 12.34 | 22.29 |
| 1 D | 0.52 | -0.91 | 404.37 | 1.54 | 1.18 |
| 0.6 D + 0.7 RSY Max | 1.26 | 1.43 | 294.33 | 17.88 | 6.50 |
| 0.6 D + 0.7 RSX Max | 3.60 | 0.63 | 278.55 | 11.73 | 21.82 |

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

4.7.3. Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang $F_c' = 52$ Mpa

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- | | |
|---------------------------------|--------------------------|
| - Diameter tiang | : 600 mm |
| - Tebal tiang | : 100 mm |
| - Klasifikasi | : C |
| - <i>Concrete cross section</i> | : 1570.8 cm ² |
| - Berat | : 393 kg/m |
| - Panjang | : 6 – 20 m |
| - <i>Bending moment crack</i> | : 29 t.m |
| - <i>Bending momen ultimate</i> | : 58 t.m |
| - <i>Allowable axial load</i> | : 229,5 ton |

4.7.4. Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun.

4.7.5. Daya Dukung

4.7.5.1. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazarra* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

- a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

- b. $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil

2. Koreksi terhadap Overburden
 Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal
 $N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o)$ untuk $P_o < 7.5$ ton
 $N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o)$ untuk $P_o > 7.5$ ton

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 30 m.

- $Q_u = Q_p + Q_s$
- $Q_p = q_p \cdot A_p$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi (terlampir)

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m², untuk tanah lempung

= 20 t/m², untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m², untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m², untuk tanah pasir

= 40 t/m², untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

A_p = Luas penampang dasar tiang

= $\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,45^2 = 0,158$ m²

q_p = tegangan di ujung tiang

- $Q_s = q_s \cdot A_s$
 $= \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam,
dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = Q_u$$

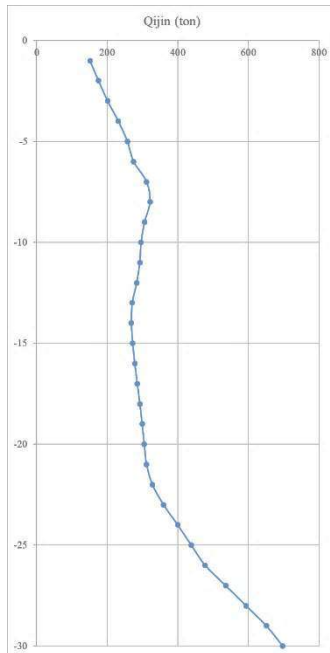
Dimana : $Q_u = \text{Allowable Axial Load}$

Perhitungan daya dukung tiang pancang terdapat pada lampiran. Sehingga diambil kedalaman tiang pancang sebagai berikut :

Beban ijin aksial 1 tiang = 229,5 ton

Pada kedalaman 28 m daya dukung tanah = 217,008 ton

Maka panjang tiang yang digunakan = 28 m.



Gambar 4. 41 Grafik Daya Dukung Ijin Pancang Terhadap Kedalaman

4.7.5.2. Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1 meter.

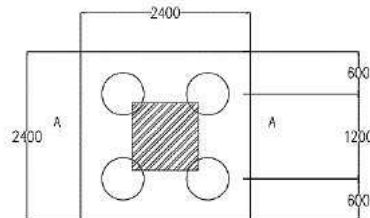
- Jarak antar tiang :
 - $2 D \leq S \leq 2,5 D$
 - $2 \times 60 \leq S \leq 2,5 \times 60$
 - $1200 \text{ mm} \leq S \leq 1500 \text{ mm}$

- Digunakan jarak antar tiang = 1200 mm
- Jarak tepi tiang pancang :
 $1 D \leq S1 \leq 1,5 D$
 $1 \times 60 \leq S1 \leq 1,5 \times 60$
 $60 \text{ cm} \leq S1 \leq 90 \text{ cm}$
 Digunakan jarak tiang ke tepi = 600 mm
 - Jumlah tiang pancang dalam satu poer
 m (arah X) = 2 buah
 n (arah Y) = 2 buah
 Jumlah tiang pancang grup = m x n
 = 2 x 2 = 4 buah

4.7.5.3. Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin \text{ tanah}} (1 \text{ tiang})$$



Gambar 4. 42 Group Tiang Pancang

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang dengan kombinasi beban 1D + 1L.

$$P = 474,09 \text{ ton}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = M_x + (H_y \times t_{poer}) = 2,02 + (1,19 \times 1) = 3,21 \text{ t.m}$$

$$M_y = M_y + (H_x \times t_{poer}) = 1,55 + (0,72 \times 1) = 2,27 \text{ t.m}$$

$$X_{max} = 1,2 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 1,2 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = 2 \times 1,2^2 = 2,88 \text{ m}$$

$$\Sigma y^2 = 2 \times 1,2^2 = 2,88 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{474,09}{4} + \frac{3,21 \times 1,2}{2,88} + \frac{2,27 \times 1,2}{2,88} = 120,81 \text{ t} \leq 217,01 \text{ t}$$

120,81 t ≤ 217,01 t (1 tiang) (OK)

Tabel 4. 63 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang

| Kombinasi Beban | n (buah) | P (ton) | P/n (ton) | Mx (t.m) | y _{max} (m) | Mx. y _{max} | Σy ² | My (t.m) | x _{max} (m) | My. x _{max} | Σx ² | P _{max} (ton) | P _{ijin} (ton) | P _{max} < P _{ijin} |
|--------------------------|----------|---------|-----------|----------|----------------------|-------------------------|-----------------|----------|----------------------|-------------------------|-----------------|------------------------|-------------------------|--------------------------------------|
| 1 D + 1 L | 4 | 474,09 | 118,52 | 3,21 | 1,2 | 3,85 | 2,88 | 2,27 | 1,2 | 2,73 | 2,88 | 120,81 | 217,01 | OK |
| Envelope Ultimate Max | 4 | 495,45 | 123,86 | 19,92 | 1,2 | 23,91 | 2,88 | 26,10 | 1,2 | 31,32 | 2,88 | 143,04 | 217,01 | OK |
| 1 D + 0,75 L + 0,525 RSY | 4 | 495,45 | 123,86 | 14,98 | 1,2 | 17,98 | 2,88 | 7,18 | 1,2 | 8,62 | 2,88 | 133,10 | 217,01 | OK |
| 1 D + 0,75 L + 0,525 RSX | 4 | 483,61 | 120,90 | 10,24 | 1,2 | 12,29 | 2,88 | 20,43 | 1,2 | 24,51 | 2,88 | 133,68 | 217,01 | OK |
| 1 D + 0,75 L | 4 | 456,66 | 114,17 | 3,02 | 1,2 | 3,62 | 2,88 | 2,13 | 1,2 | 2,56 | 2,88 | 116,31 | 217,01 | OK |
| 1 D + 0,7 RSY Max | 4 | 456,08 | 114,02 | 19,56 | 1,2 | 23,47 | 2,88 | 8,44 | 1,2 | 10,13 | 2,88 | 125,69 | 217,01 | OK |
| 1 D + 0,7 RSX Max | 4 | 440,30 | 110,07 | 12,61 | 1,2 | 15,13 | 2,88 | 26,10 | 1,2 | 31,32 | 2,88 | 126,20 | 217,01 | OK |
| 1 D | 4 | 404,37 | 101,09 | 2,44 | 1,2 | 2,93 | 2,88 | 1,71 | 1,2 | 2,05 | 2,88 | 102,82 | 217,01 | OK |
| 0,6 D + 0,7 RSY Max | 4 | 294,33 | 73,58 | 19,31 | 1,2 | 23,17 | 2,88 | 7,76 | 1,2 | 9,31 | 2,88 | 84,86 | 217,01 | OK |

4.7.5.4. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeny Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \left(\frac{m+n-2}{m+n-1} \right) \right) + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

Dimana $Q_L (\text{group})$ harus lebih besar dari P yang terjadi seperti perhitungan pada kombinasi 1 DL + 1 LL.

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 1,2}{(75 \times 1,2^2 - 7)} \times \left(\frac{2+2-2}{2+2-1} \right) \right) + \frac{0,3}{2+2} = 0,789$$

Pada kombinasi beban 1D + 1L,

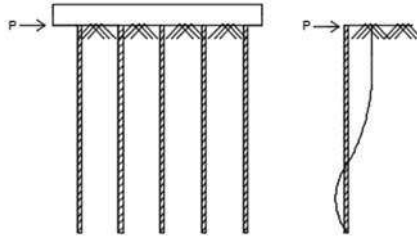
$$\begin{aligned} Q_L \text{ grup} &= Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta \\ &= 217,01 \times 4 \times 0,789 \\ &= 685,62 \text{ ton} \end{aligned}$$

P_{max} grup yang terjadi = $120,81 \times 4 = 483,23 \text{ ton} < Q_L$ grup (OK)

Tabel 4. 64 Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok

| Kombinasi Beban | P ijin tanah (ton) | n (buah) | Ql grup (ton) | Pmax grup (ton) | Ql grup > Pijin |
|------------------------------|--------------------|----------|---------------|-----------------|-----------------|
| 1 D + 1 L | 217.01 | 4 | 685.62 | 483.23 | OK |
| Envelope Ultimate Max | 217.01 | 4 | 685.62 | 572.15 | OK |
| 1 D + 0.75 L + 0.525 RSY Max | 217.01 | 4 | 685.62 | 532.39 | OK |
| 1 D + 0.75 L + 0.525 RSX Max | 217.01 | 4 | 685.62 | 534.73 | OK |
| 1 D + 0.75 L | 217.01 | 4 | 685.62 | 465.25 | OK |
| 1 D + 0.7 RSY Max | 217.01 | 4 | 685.62 | 502.75 | OK |
| 1 D + 0.7 RSX Max | 217.01 | 4 | 685.62 | 504.81 | OK |
| 1 D | 217.01 | 4 | 685.62 | 411.28 | OK |
| 0.6 D + 0.7 RSY Max | 217.01 | 4 | 685.62 | 339.45 | OK |

4.7.5.5. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4. 43 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi (dilihat pada grafik)

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffness Factor*

Perhitungan pada Kombinasi 1 D + 1 L

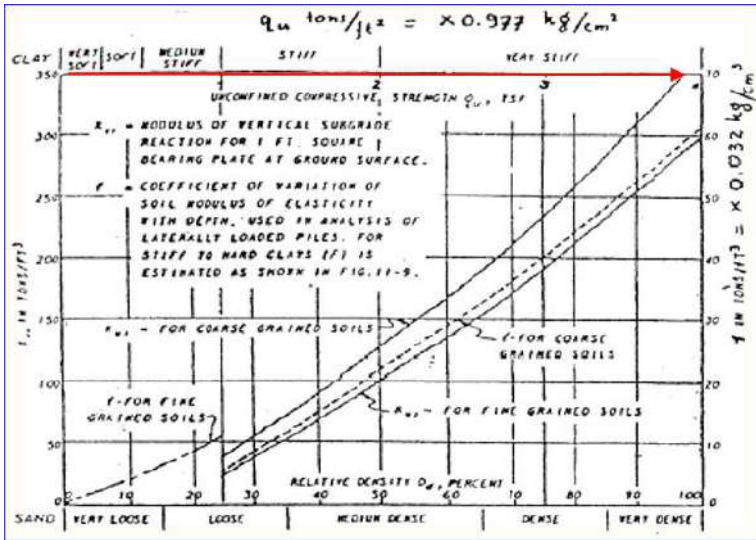
Jumlah tiang = 4

H_{\max} = 1,19 ton

H_{\max} 1 tiang = 1,19 ton / 4 buah = 0,3 ton

C_u = 2 kg/cm²

q_u = 2 × C_u = 2 × $\frac{2}{0.977}$ = 4,09 $\frac{t}{ft^3}$



Gambar 4. 44 Grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing*

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan

$$f = 10 \text{ t/ft}^3 = 0,32 \text{ kg/cm}^3$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc} = 338921,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (600 - 400)^4 = 7853,98 \text{ cm}^4$$

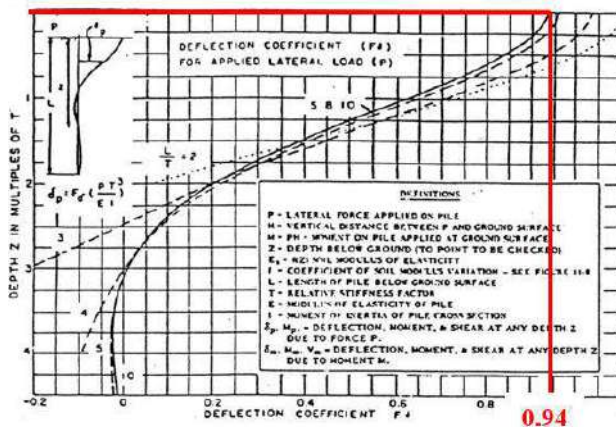
$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921,82 \times 7853,98}{0,32}\right)^{\frac{1}{5}} = 96,38 \text{ cm}$$

F_d (deflection coefficient)

$$L = 28 \text{ m} = 2800 \text{ cm (kedalaman tiang pancang)}$$

$$T = 96,38 \text{ cm}$$

$$L/T = 29,05$$



Gambar 4. 45 Grafik Influence value for Laterally Loaded Pile

Dari grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile maka didapatkan $F_d = 0.94$

$$\delta = F_d \left(\frac{H_{max} T^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.94 \left(\frac{0.3 \times 96,38^3}{338921,82 \times 7853,98} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,09 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Tabel 4. 65 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

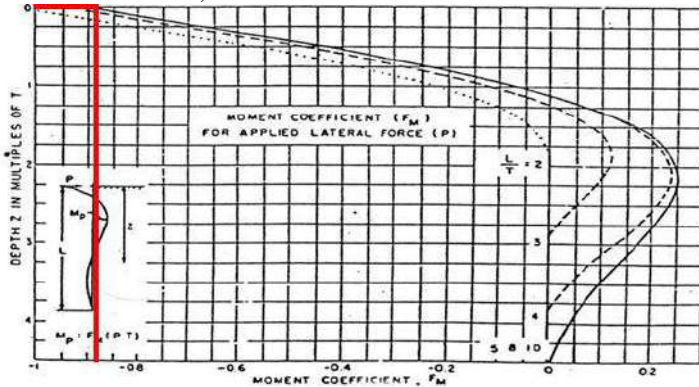
| Kombinasi Beban | n (buah) | Hx (ton) | Hy (ton) | H max (ton) | δ (cm) | δ < 2.5 cm | Mmax (t.m) | Mcr (t.m) | Mmax < Mcr |
|--------------------------|----------|----------|----------|-------------|--------|------------|------------|-----------|------------|
| 1 D + 1 L | 4 | 0.18 | 1.19 | 0.30 | 0.09 | OK | 0.252 | 14.5 | OK |
| Envelope Ultimate Max | 4 | 3.81 | 1.43 | 0.95 | 0.30 | OK | 0.808 | 14.5 | OK |
| 1 D + 0.75 L + 0.525 RSY | 4 | 1.38 | 0.36 | 0.35 | 0.11 | OK | 0.293 | 14.5 | OK |
| 1 D + 0.75 L + 0.525 RSX | 4 | 3.13 | 0.24 | 0.78 | 0.25 | OK | 0.664 | 14.5 | OK |
| 1 D + 0.75 L | 4 | 0.67 | 1.12 | 0.28 | 0.09 | OK | 0.237 | 14.5 | OK |
| 1 D + 0.7 RSY Max | 4 | 1.47 | 1.06 | 0.37 | 0.12 | OK | 0.312 | 14.5 | OK |
| 1 D + 0.7 RSX Max | 4 | 3.81 | 0.27 | 0.95 | 0.30 | OK | 0.808 | 14.5 | OK |
| 1 D | 4 | 0.52 | 0.91 | 0.23 | 0.07 | OK | 0.192 | 14.5 | OK |
| 0.6 D + 0.7 RSY Max | 4 | 1.26 | 1.43 | 0.36 | 0.11 | OK | 0.302 | 14.5 | OK |

4.7.5.6. Kontrol Tiang Pancang Terhadap Momen Crack

$$M_{\text{crack}} = 29 / 2$$

$$= 14,5 \text{ tm (tabel spesifikasi tiang pancang / (SF=2))}$$

$$L/T = 29,05$$



Gambar 4. 46 Grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile*

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan $F_m = 0.88$

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,88 \times (0,3 \times 96,38) \leq 14,5 \text{ tm}$$

$$M = 0,252 \text{ tm (OK)}$$

Tabel 4. 66 Kontrol Momen Tiang Pancang

| Kombinasi Beban | Hx (ton) | Hy (ton) | H max (ton) | e | f (m) | Mmax (t.m) | Mer (t.m) | Mmax < Mer |
|--------------------------|----------|----------|-------------|---|--------|------------|-----------|------------|
| 1 D + 1 L | 0.18 | 1.18669 | 0.30 | 0 | 0.0027 | 0.611 | 14.5 | OK |
| Envelope Ultimate Max | 3.80819 | 1.42628 | 0.952048 | 0 | 0.0088 | 1.968 | 14.5 | OK |
| 1 D + 0.75 L + 0.525 RSY | 1.38117 | 0.36088 | 0.345293 | 0 | 0.0032 | 0.712 | 14.5 | OK |
| 1 D + 0.75 L + 0.525 RSX | 3.13285 | 0.23686 | 0.783213 | 0 | 0.0073 | 1.618 | 14.5 | OK |
| 1 D + 0.75 L | 0.66944 | 1.1165 | 0.279125 | 0 | 0.0026 | 0.575 | 14.5 | OK |
| 1 D + 0.7 RSY Max | 1.47262 | 1.06391 | 0.368155 | 0 | 0.0034 | 0.759 | 14.5 | OK |
| 1 D + 0.7 RSX Max | 3.80819 | 0.26692 | 0.952048 | 0 | 0.0088 | 1.968 | 14.5 | OK |
| 1 D | 0.52363 | 0.90593 | 0.226483 | 0 | 0.0021 | 0.466 | 14.5 | OK |
| 0.6 D + 0.7 RSY Max | 1.26317 | 1.42628 | 0.35657 | 0 | 0.0033 | 0.735 | 14.5 | OK |

4.7.6. Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer

- Pu = 495,45 ton
- P_{max} (1 tiang) = 143,04 ton
- Jumlah tiang pancang = 4 buah
- Dimensi poer = 2,4 x 2,4 x 1 m
- Ukuran kolom = 0,95 x 0,95 m
- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 420 MPa
- Diameter tulangan = 29 mm
- Selimut beton = 60 mm
- λ = 1 (beton normal)
- α_s = 20 (kolom sudut)
- Tinggi efektif (d)

$$d_x = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}$$

4.7.6.1. Kontrol Geser Pons

➤ Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih

besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan SNI 2847:2012 pasal 11.11.2.1 nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

α_s = 20 untuk kolom sudut, 30 untuk kolom tepi, 40 untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek
 $= 3200/3200 = 1$

b_o = Keliling penampang kritis
 $= 2 (b_{kolom} + d) + 2 (h_{kolom} + d)$
 $= 2 (950 + 925,5) + 2 (950 + 925,5)$
 $= 7502 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \cdot \sqrt{30} \times 7502 \times 925,5 \\ &= 19.394.754 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{20 \cdot 925,5}{7502} + 2 \right) 1 \cdot \sqrt{30} \times \\ &\quad 7502 \times 925,5 \\ &= 14.100.724 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \times 7502 \times 925,5 \\
 &= 12.663.634 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah $12.663.634 \text{ N} = 1.266.363 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 1.266.363 = 949.773 \text{ kg} \\
 &= 950 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 950 \text{ ton} > P_u - P_{pile}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 950 \text{ ton} > 495,45 - (143,04 \times 1) \\
 &= 950 \text{ ton} > 352,41 \text{ ton (OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

➤ Akibat Pancang

$$\begin{aligned}
 \beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\
 &= 3200/3200 = 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_o &= (\pi \times (600 + 925,5)) \\
 &= 1198,607 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \cdot \sqrt{30} \times 1198,607 \times 925,5 \\
 &= 3.097.486 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{20 \cdot 925,5}{1198,607} + 2\right) 1 \cdot \sqrt{30} \times \\
 &\quad 1198,607 \times 925,5 \\
 &= 8.796.123 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \times 1198,607 \times 925,5 \\
 &= 2.022.476 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$2.022.476 \text{ N} = 202.247 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 202.247 = 151.686 \text{ Kg} \\
 &= 152 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

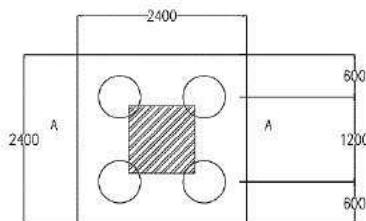
$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 152 \text{ ton} > P_{\max} \\
 &= 152 \text{ ton} > 143,04 \text{ ton (OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

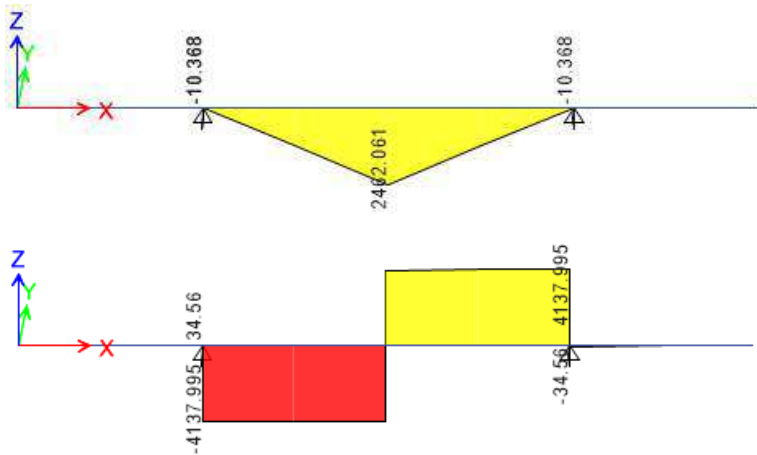
4.7.6.2. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

1. Penulangan Arah X



Gambar 4. 47 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X)



Gambar 4. 48 Momen dan positif arah x dari ETABS

Penulangan poer arah sumbu X

didapat momen dari ETABS :

$$M \text{ positif} = 2462,061 \text{ kN.m} = 2.462.061.000 \text{ N. mm}$$

$$M \text{ negatif} = -10,368 \text{ kN.m} = -10.368.000 \text{ N.mm}$$

$$P_{\max} = 210,81 \text{ ton}$$

$$q = 2,4 \text{ t/m}^2 \times 2,4 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 5,76 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 5,76 \text{ ton/m} \times 1,2 = 6,912 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$x = (\text{lebar pile cap arah x} - \text{lebar kolom})/2$$

$$= (2400-950)/2$$

$$= 725 \text{ mm}$$

$$= 0,725 \text{ m}$$

$$M_u = 2P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u x$$

$$= (2 \times 210.81 \times 1,2) - (\frac{1}{2} \times 6,912 \times (0,725)^2)$$

$$= 504,12 \text{ t.m}$$

$$= 5.041.274.400 \text{ N.mm}$$

Ambil M_u dari perhitungan!

$$d_x = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}$$

- Mencari ρ min

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0033$$

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

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{420}{0,85 \cdot 30} = 16,47$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{5.041.274.400}{2400 \times 925,5^2} = 3,07$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 3,07}{420}} \right) = 0,0077$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = 0,0077$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \times b \times d_x$$

$$= 0,0077 \times 1000 \times 925,5 = 7218,466 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,7857 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{7218,466}{660,7857} = 11 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{11} = 90,91 \text{ mm} \approx 90 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik D29–90 mm

$$A_s = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{90}$$

$$= 7342,06 \text{ mm}^2 > 7218,466 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,0077 \times 1000 \times 925,5 = 3609,233 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22 ($A_s = 380,133 \text{ mm}^2$)

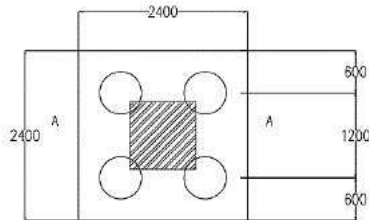
$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3609,233}{380,133} = 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ mm}$$

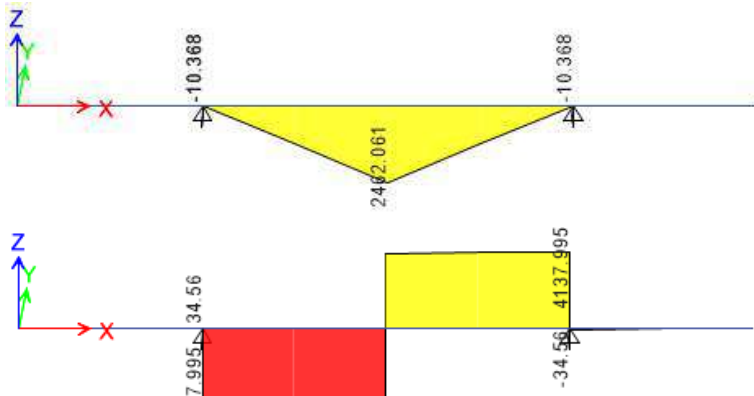
Digunakan tulangan tekan D22–100 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{00} \\ &= 3802,857 \text{ mm}^2 > 3609,233 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

2. Penulangan Arah Y



Gambar 4. 50 Pembebanan Poer Kolom tipe 1 (Arah Sumbu Y)



Gambar 4. 49 Momen positif dan Momen negatif arah Y dari ETABS

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 210,81 \text{ ton} \\
 P &= 2 \times 210,81 = 421,62 \text{ ton} \\
 q &= 2,4 \text{ t/m}^2 \times 2,4 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 5,76 \text{ ton/m} \\
 qu &= 5,76 \text{ ton/m} \times 1,2 = 6,912 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 x &= (\text{lebar pile cap arah } x - \text{lebar kolom})/2 \\
 &= (2400-950)/2 \\
 &= 725 \text{ mm} \\
 &= 0,725 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu &= 2 P_{\max} x - \frac{1}{2} qu x \\
 &= (421,62 \times 1,2) - (\frac{1}{2} \times 6,912 \times (0,725)^2) \\
 &= 504,12 \text{ t.m} \\
 &= 5.041.274.400 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$d_x = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}$$

- Mencari ρ min

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

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

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{rc}} = \frac{420}{0,85 \cdot 30} = 16,47$$

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{5.041.274.400}{2400 \times 896,5^2} = 3,267$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 3,267}{420}} \right) = 0,00835
 \end{aligned}$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = 0,00835$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0,00835 \times 1000 \times 896,5 = 7488,44 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,7857 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{7488,44}{660,7857} = 12 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{12} = 83,33 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik D29–80 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{80} \\ &= 8259,82 \text{ mm}^2 > 7488,443 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x \\ &= \frac{1}{2} \times 0,00835 \times 1000 \times 896,5 = 3744,21 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D22 ($A_s = 380,133 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3744,21}{380,133} = 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan D22–100 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{100} \\ &= 3801,33 \text{ mm}^2 > 3744,21 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

4.7.7. Perencanaan Sloof

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof:

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$A_g = 120000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan:

$$f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Selimut beton = 40 mm

Tulangan utama = D19

Tulangan Sengkang = D10

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19) = 340,5 \text{ mm}$$

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Berat sendiri sloof

$$qu = 1,4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 403,2 \text{ kg/m}$$

$$= 4,032 \text{ kN/m}$$

Panjang sloof = 4,3 m

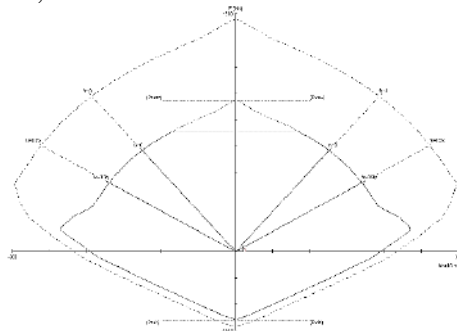
$$Mu_{\text{tump}} = \frac{1}{8} qu \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 4,032 \times 4,3^2 \text{ kgm}$$

$$= 9,31 \text{ kNm}$$

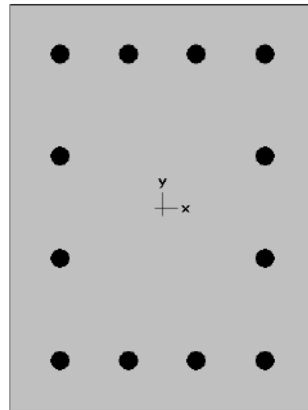
Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan beban:

$$P = 10\% Pu = 10\% 495,45 \text{ kN} = 49,545 \text{ kN}$$

$$M = 9,31 \text{ kNm}$$



Gambar 4. 51 Diagram Interaksi P-M



300 x 400 mm
2.04% reinf.

MATERIAL:

=====
f'c = 30 MPa
Ec = 25743 MPa
fc = 25.5 MPa
Beta1 = 0.83245
fy = 420 MPa
Es = 200000 MPa

SECTION:

=====
Ag = 120000 mm²
Ix = 1.6e+009 mm⁴
Iy = 9e+008 mm⁴
Xu = 0 mm
Yu = 0 mm

REINFORCEMENT:

=====
12 #19 bars @ 2.04%
As = 3408 mm²
Confinement: Tied
Clear Cover = 40.00 mm

Gambar 4. 52 Spesifikasi Penulangan Sloof

Penulangan Geser Sloof

$$Vu = \frac{1}{2} qu \times L = \frac{1}{2} \times 4,032 \times 4,3 = 8,668 \text{ kN}$$

$$d' = 400 - 40 - 10 - 19/2 = 340,5 \text{ mm}$$

$$Vc = \frac{bw \times d \times \sqrt{f'c}}{6} = \frac{300 \times 340,5 \times \sqrt{30}}{6} = 93.250 \text{ N}$$

$$= 69,937 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = 0,75 \times 93,250 = 70 \text{ kN} > Vu \text{ (OK)}$$

Sehingga tulangan geser tidak diperlukan

Jadi dipasang tulangan geser min

$$S_{maks} = d/2 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$d/2 = 340,5/2 = 170,25 \text{ mm}$$

$$A_v \text{ min} = \frac{b_w \times s}{3 f_y} = \frac{300 \times 170,25}{3 \times 420} = 157,07 \text{ mm}^2$$

Dipasang Senggang 2D10-150 mm

Tabel 4. 67 Rekapitulasi P Ijin Pondasi Tipe 1 – 5

| Tipe Pondasi | Diameter Tiang | Tebal Tiang | Beban Ijin Aksial 1 Tiang | Kedalaman | Pijin |
|--------------|----------------|-------------|---------------------------|-----------|-------------|
| Tipe 1 | 600 | 100 | 229.5 | 28 | 217.0080394 |
| Tipe 2 | 600 | 100 | 229.5 | 28 | 217.0080394 |
| Tipe 3 | 600 | 100 | 229.5 | 28 | 217.0080394 |
| Tipe 4 | 600 | 100 | 229.5 | 28 | 217.0080394 |

Tabel 4. 68 Rekapitulasi Pile Cap 1 – 5

| Tipe Pondasi | Tebal Poer | Jarak Antar Tiang | | Jumlah Tiang | | Ukuran Pile Cap | |
|--------------|------------|-------------------|------|--------------|--------|-----------------|------|
| | | Min | Max | Arah x | Arah y | P | L |
| Tipe 1 | 1000 | 1200 | 1500 | 2 | 2 | 2400 | 2400 |
| Tipe 2 | 1000 | 1200 | 1500 | 3 | 2 | 3800 | 2600 |
| Tipe 3 | 1000 | 1200 | 1500 | 5 | 2 | 6200 | 2600 |
| Tipe 4 | 1700 | 1200 | 1500 | 6 | 5 | 8300 | 7000 |

Tabel 4. 69 Rekapitulasi Penulangan Poer Tipe 1 – 5

| Tipe Pondasi | diameter tulangan | Selimit Beton | Penulangan Poer x | Penulangan Poer y |
|--------------|-------------------|---------------|-------------------|-------------------|
| Tipe 1 | 29 | 60 | D29-90 | D29-80 |
| Tipe 2 | 29 | 60 | D29-50 | D29-100 |
| Tipe 3 | 29 | 60 | D29-125 | D29-200 |
| Tipe 4 | 29 | 60 | D29-100 | D29-100 |

Tabel 4. 70 Rekapitulasi Dimensi Sloof Tipe 1 – 5

| Tipe Pondasi | Dimensi Sloof | | Tulangan Sloof | | Spakai |
|-----------------|---------------|-----|----------------|----------|--------|
| | b | h | Utama | Sengkang | |
| Tipe 1 | 300 | 400 | 19 | 10 | 150 |
| Tipe 2 | 300 | 400 | 19 | 10 | 150 |
| Tipe 3 | 300 | 400 | 19 | 10 | 150 |
| Tipe 4 | 300 | 400 | 19 | 10 | 150 |

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB V PENUTUP

5.1. Hasil

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock menggunakan sistem balok prategang di lantai atap didapat hasil perhitungan, diantaranya sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- Balok anak:
 - BA1 : 30/40 cm
 - BA2 : 30/40 cm
 - BA3 : 20/30 cm
 - BA4 : 20/30 cm
- Tebal pelat:
 - Atap : 150 mm
 - Lantai : 150 mm

Struktur Utama:

- Balok induk:
 - B1 : 40/60 cm
 - B2 : 30/45 cm
 - B3 : 30/45 cm
 - B4 : 30/40 cm
- Balok prategang:
 - SNI 2847:2013 : 50/75 cm
 - Eurocode2 1992-1-1:2004 : 50/75 cm
- Kolom:
 - Lt. GF – Lt.3 : 95/95 cm
 - Lt 3 – 7 : 85/85 cm

- Lt 7 – 11 : 75/75 cm
 - Lt 11 - Atap : 70/70 cm

 - Pondasi:
 - Tipe 1 : 2,4 m x 2,4 m x 1 m
 - Tipe 2 : 3,8 m x 2,6 m x 1 m
 - Tipe 3 : 6,2 m x 2,6 m x 1 m
 - Tipe 4 : 7,4 m x 6,2 m x 1,7 m
 - Tiang pancang: (*Prestressed Concrete Spun Piles* PT. Wijaya Karya Beton):
 - Tipe 1 : 4 buah
 - Tipe 2 : 6 buah
 - Tipe 3 : 10 buah
 - Tipe 4 : 30 buah
2. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS.
 3. Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi maka kolom dibuat pipih dan seefektif mungkin.
 4. Perencanaan dengan menggunakan sistem balok prategang berdasarkan karena kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas kolom pada tengah bentangnya, sehingga penggunaan balok prategang sangat tepat untuk memenuhi kebutuhan tersebut.
 5. Penggunaan prategang dianggap lebih efisien karena penampang prategang dapat lebih ramping dari penampang beton bertulang pada umumnya, dalam kasus modifikasi ini dapat menggantikan atap yang sebelumnya menggunakan konstruksi rangka batang.
 6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung Apartemen The Conexio LRT menggunakan analisa respon spectrum di daerah Surabaya, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012.

7. Perencanaan balok pratekan pada Gedung ini memiliki dimensi 50/75 cm dengan menggunakan peraturan SNI 2847:2013 dan juga Eurocode2
8. dari perencanaan balok pratekan dengan menggunakan peraturan SNI 2847:2013 dan juga Eurocode2 didapatkan hasil sebagai berikut:

Tabel 5. 1 Rekapitulasi hasil perancangan berdasarkan SNI 2847:2013 dan EN1992-1-1:2004

| | Desain Struktur Prategang Menggunakan SNI 2847:2013 | Desain Struktur Prategang Menggunakan EN1992-1-1:2004 |
|------------------------|-----------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|
| Bentang | 13200 mm | 13200 mm |
| f'_c | 30 Mpa | 30 Mpa |
| Umur Jacking | 14 hari | 14 hari |
| f_y | 420 Mpa | 420 Mpa |
| f_{yu} | 1860 Mpa | 1860 Mpa |
| Cover | 40 mm | 40 mm |
| Dimensi Penampang | 50/75 cm | 50/75 cm |
| F_o | 2000 kN | 2000 kN |
| F_e | 1576,52 kN | 1567,69 kN |
| Eksentrisitas Tumpuan | 120 mm | 120 mm |
| Eksentrisitas Lapangan | 403 mm | 573 mm |
| Tendon | 5-19 | 5-19 |
| Jumlah Strand | 14 | 14 |
| Duct | 84 mm | 84 mm |

| | | |
|--------------------------------------|---------|-------------|
| Kehilangan Gaya Prategang | 21.17% | 21.62% |
| Lendutan saat Jacking | 6.92 mm | 26.40 mm |
| Lendutan saat Beban Layan | 8.74 mm | 5.56 mm |
| Momen Nominal Tumpuan | 1287.99 | 1860.86 kNm |
| Momen Nominal Lapangan | 1728.96 | 1543.5 kNm |
| Momen Retak Tumpuan | 1184.61 | 1705.04 kNm |
| Momen Retak Lapangan | 990.34 | 1641,71 kNm |
| Tulangan Lunak | 2D20 | 5D25 |
| Tulangan Geser diluar Sendi Plastis | D10-300 | D10-300 |
| Tulangan Geser didalam Sendi Plastis | D10-150 | D10-150 |

9. Perencanaan struktur beton bertulangan menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan adalah Sistem Ganda.
10. Pondasi direncanakan dengan pondasi dalam sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban melalui poer.
11. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

5.2. Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Guna memperkaya perbandingan antara SNI 2847:2013 dan EN1992-1-1:2004 untuk beton prategang yang menerima beban gempa dapat dilakukan studi lebih lanjut mengenai:
 - a. Prategang sistem pretension
 - b. Prategang pada jembatan
2. Perencanaan menggunakan balok prategang sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya prategang yang terjadi, disesuaikan dengan Panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan.
3. Dimensi kolom perlu diperhatikan agar tidak menyebabkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom yang terlalu besar.
4. Rasio dimensi kolom terhadap hubungan balok-kolom yang diijinkan sebaiknya lebih diperhatikan dari awal perencanaan.
5. Perencanaan Gedung yang dilakukan harus pada zona gempa yang sebenarnya agar ketepatan perhitungan dalam perencanaan bisa lebih efektif.
6. Pengembangan pada teknologi balok prategang perlu dilakukan peningkatan, agar lebih mudah dalam pengerjaannya, dikarenakan penggunaan prategang dapat membuat fungsi ruang pada gedung semakin efisien.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR PUSTAKA

- Adewuyi, A.P dan Franklin, S.O. 2011. **Analytical Investigation of Prestressed Concrete Structures Incorporating Combined Post-Tensioned and Post-Compressed Reinforcements.**” Nigeria : ARP.N.
- Ables, P.W, Bardhah B.K, Turner F.H. 1976. **Prestressed Concrete Designer’s Handbook Second Edition.** Inggris: Spon Press.
- Artiningsih, TP.2008.**Perilaku Siklik Balok Prategang Parsial Pratarik Akibat Perbedaan Rasio Tulangan.**Bogor: Departement Teknik Sipil Universitas Pakuan.
- Astawa, Tawio dan Raka, 2014. **“Behavior of Partially-Prestressed Concrete Exterior Beam-Column Joints for Highly-Seismic Zones”, Proceeding of the 6th International Conference of Asian Concrete Federation.** 21-24 Sept. 2014. Asian Concrete Federation (ACF), Seoul, Korea. pp. 589-594.
- Badan Standarisasi Nasional **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013).** Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013).** Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 1726-2012).** Jakarta : BSNI.
- Building Code Requirement for **Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary.** 2008. Famington Hills.
- British Standards Institution **Eurocode 2: Design of Concrete Structure.** 1992. London : BSI.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1983 **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG).**

- Fintel, Mark dan Ghosh S.K 1978. **Case Study of Effect of Post – Tensioning The Beams in 45 Storey Building**. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Gilbert, Mickleborough, and Ranzi. 2017. **Design of Prestressed Concrete to Eurocode 2**. Taylor & Francis Group, New York, U.S.
- Gilbert, R.I, Mickleborough, N.C. 2005. **Design of Prestressed Concrete**. Inggris: Spon Press.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 1996. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Marshall, Vernon dan Robberts, John M. **Prestressed Concrete Design and Practice**. Midrand: Concrete Society of Southern Africa.
- Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga**. Jakarta : Erlangga.
- Sulendra, I Ketut dan Tatong, Burhan. 2011. **Analisis Teknis Pekerjaan Balok-Plat Lantai Bangunan Pascasarjana UNTAD dengan Metode Combidec-Presstress**. Palu: Universitas Tadulako.
- Xiao Han Wu, Shunsuke Otani, dan Hitoshi Shiohara. 2001. **Tendon Model for Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures**. ASCE.

LAMPIRAN



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

| | |
|-------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| NAMA PEMBIMBING | : Prof. Tawio, ST. MT. Ph.D |
| NAMA MAHASISWA | : Daniel Heryanto Satrio |
| NRP | : 031154000019 |
| JUDUL TUGAS AKHIR | : Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen The Connexio LRT Superblock Menggunakan Sistem Balok Prategang Berdasarkan SNI 2847:2013 dan Concrete 2: Design of Concrete Structures |
| TANGGAL PROPOSAL | : 7 Januari 2019 |
| NO. SP-MMTA | : 15189 |

| NO | TANGGAL | KEGIATAN | | PARAF ASISTEN |
|----|-----------|---------------------------------------------------|----------------------|---------------|
| | | REALISASI | RENCANA MINGGU DEPAN | |
| 1 | 2/3/2019 | Preliminary Design | | |
| 2 | 15/3/2019 | Struktur Sekunder | | |
| 3 | 4/4/2019 | Permodelan Struktur | | |
| 4 | 15/4/2019 | Kontrol Permodelan Struktur | | |
| 5 | 20/4/2019 | Struktur Primer Balok | | |
| 6 | 2/5/2019 | Struktur Primer Kolom | | |
| 7 | 21/5/2019 | Struktur Primer Shearwall, Pondasi, dan gambar | | |



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt. 2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

| | |
|-------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| NAMA PEMBIMBING | : Prof. Dr. Ir. I Gusti Ratu Rana, DEA |
| NAMA MAHASISWA | : Daniel Hengyamb Siluan |
| NRP | : 0311510000019 |
| JUDUL TUGAS AKHIR | : Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen The Conessa LRT Superblock Menggunakan Sistem Balok Prategang Berdensitas SNI 2917:2013 dan Eurocode 2: Design of Concrete Structures |
| TANGGAL PROPOSAL | : 7 Januari 2019 |
| NO. SP-MMTA | : 15/189 |

| NO | TANGGAL | KEGIATAN | | PARAF ASISTEN |
|----|-----------|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|---------------|
| | | REALISASI | RENCANA MINGGU DEPAN | |
| 1 | 10/1/19 | Struktur Utama pratekan SNI | - Uraih dimensi | R R R |
| 2 | 17/1/2019 | Struktur Utama pratekan Uraih dimensi | - Uraih gambar dan Eurocode | |
| 3 | 23/1/2019 | Gambar struktur pratekan SNI dan Uraian perhitungan Struktur Utama pratekan Eurocode | | |

LOG BOR

Bor No DB-01 (30m)
Location Kampus UHAMKA Fakultas Ekonomi, Pasar Rebo, Jakarta Timur
Date Agustus 2015
Type Wash Boring

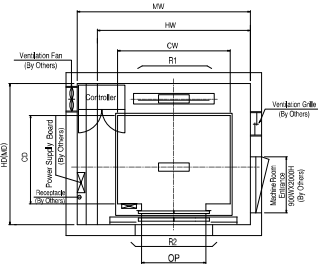
| GWL | DEPTH (m) | LITHOLOGY | DESCRIPTION | Strength | UDS (m) | SPT (nBlow/15cm) | | | | Graph | |
|-----|-----------|-----------|----------------------------------|------------|-------------------|------------------|-----|-----|-------|-------|----|
| | | | | | | N-1 | N-2 | N-3 | N-Spt | | |
| | 0 | | | | | | | | | 0 | 80 |
| | -1 | | Clay: Lempung, coklat | | | | | | | | |
| | -2 | | | | | | | | | | |
| | -3 | | | | | | | | | | |
| | -4 | | | | UDS-1 (2.50-3.00) | 3 | 6 | 7 | 13 | | |
| | -5 | | | | | | | | | | |
| | -6 | | | | UDS-2 (4.50-5.00) | 2 | 3 | 5 | 8 | | |
| | -7 | | | | | | | | | | |
| | -8 | | Clay: Lempung, lanau, coklat | stiff | | 4 | 6 | 6 | 14 | | |
| | -9 | | | | | 2 | 2 | 4 | 8 | | |
| | -10 | | | | | 2 | 3 | 4 | 7 | | |
| | -11 | | | | | | | | | | |
| | -12 | | | | | 2 | 3 | 5 | 8 | | |
| | -13 | | | | | | | | | | |
| | -14 | | | | | 2 | 4 | 5 | 9 | | |
| | -15 | | | | | | | | | | |
| | -16 | | | | | 2 | 4 | 4 | 8 | | |
| | -17 | | | | | | | | | | |
| | -18 | | | | | 2 | 4 | 5 | 9 | | |
| | -19 | | | | | | | | | | |
| | -20 | | | | | 2 | 3 | 5 | 8 | | |
| | -21 | | | | | | | | | | |
| | -22 | | | | | 3 | 5 | 5 | 10 | | |
| | -23 | | | | | | | | | | |
| | -23.50 | | | very stiff | | | | | | | |
| | -24 | | Sand: Pasir halus, coklat | hard | | 7 | 15 | 34 | 49 | | |
| | -25.005 | | | | | | | | | | |
| | -26 | | Claystone: Batu lempung, coklat | hard | | 21 | 29 | 33 | 61 | | |
| | -27 | | | | | | | | | | |
| | -27.50 | | | | | | | | | | |
| | -28 | | Claystone: Batu lempung, abu-abu | hard | | 17 | 26 | 37 | 63 | | |
| | -29 | | | | | | | | | | |
| | -30.000 | | | | | 19 | 29 | 40 | 69 | | |
| | -31 | | | | | | | | | | |



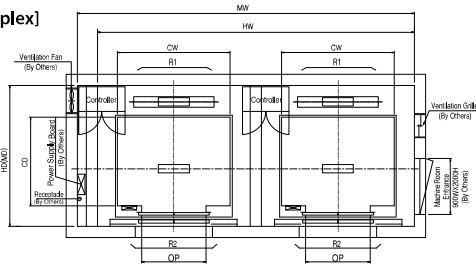
Technical Data

I Hoistway & Machine Room Plan

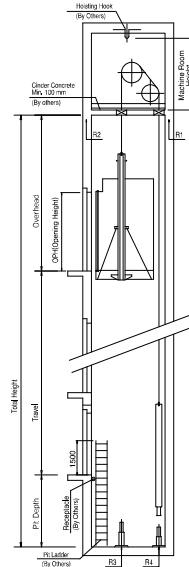
[Simplex]



[Duplex]



I Hoistway Section



I Overhead, Pit & Machine Room Height

| Application Regulation [CODE] | Speed (m/s) | Load (kg) | Travel (mm) | Overhead (mm) | Pit Depth (mm) | Machine Room HT | Required Hook Strength (kg) |
|-------------------------------|-------------|-----------|-------------|---------------|----------------|-----------------|-----------------------------|
| Standard / EN | 1 | 450-1000 | Travels:100 | 4200 | 1400 | 2300 | 3000 |
| | | 1350 | Travels:100 | 4300 | | | 4500 |
| | | 1150/1600 | Travels:80 | 4300 | | | 4500 |
| | 1.5 | 450-1000 | Travels:100 | 4650 | 1450 | 2300 | 3000 |
| | | 1350 | Travels:100 | 4400 | | | 4500 |
| | | 1150/1600 | Travels:80 | 4400 | | | 4500 |
| | 1.75 | 450-1000 | Travels:100 | 4750 | 1600 | 2300 | 3000 |
| | | 1350 | Travels:100 | 4500 | | | 4500 |
| | | 1150/1600 | Travels:80 | 4500 | | | 4500 |
| MS2021 | 1 | 410-1025 | Travels:100 | 4200 | 1400 | 2300 | 3000 |
| | | 1365 | Travels:100 | 4300 | | | 4500 |
| | | 1160/1365 | Travels:80 | 4300 | | | 4500 |
| | 1.5 | 410-1025 | Travels:100 | 4650 | 1450 | 2300 | 3000 |
| | | 1365 | Travels:100 | 4400 | | | 4500 |
| | | 1160/1365 | Travels:80 | 4400 | | | 4500 |
| | 1.75 | 410-1025 | Travels:100 | 4750 | 1600 | 2300 | 3000 |
| | | 1365 | Travels:100 | 4500 | | | 4500 |
| | | 1160/1365 | Travels:80 | 4500 | | | 4500 |
| Standard / EN | 2 | 800-1600 | Travels:130 | 4850 | 1900 | 2300 | 4500 |
| | 2.5 | | | 5100 | | | |

Technical Data

| Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

| Speed (m/s) | Capacity | | Opening Width (mm) | Car Size | | Hoistway Size | | | | Machine Room Size | | | | Reaction Load | | | |
|-------------|----------|----------|--------------------|----------|------|---------------|------|--------|------|-------------------|------|--------|-------|---------------|-------|-------|------|
| | | | | | | Simplex | | Duplex | | Simplex | | Duplex | | Machine Room | | Pit | |
| | Person | Load(kg) | | CW | CD | HW | HD | HW | HD | MW | MD | MW | MD | R1 | R2 | R3 | R4 |
| 1.0 | 6 | 450 | 800 | 1400 | 850 | 1800 | 1500 | 3750 | 1500 | 1800 | 1500 | 3750 | 1500 | 3600 | 2000 | 3800 | 3150 |
| | 8 | 550 | 800 | 1400 | 1030 | 1800 | 1700 | 3750 | 1700 | 1800 | 1700 | 3750 | 1700 | 4050 | 2500 | 4550 | 3350 |
| | 9 | 600 | 800 | 1400 | 1130 | 1800 | 1750 | 3750 | 1750 | 1800 | 1750 | 3750 | 1750 | 4100 | 2500 | 4700 | 3450 |
| | 10 | 680 | 800 | 1400 | 1250 | 1800 | 1900 | 3750 | 1900 | 1800 | 1900 | 3750 | 1900 | 4200 | 2850 | 5000 | 3650 |
| | 11 | 750 | 800 | 1400 | 1350 | 1800 | 2000 | 3750 | 2000 | 1800 | 2000 | 3750 | 2000 | 4550 | 2900 | 5200 | 3750 |
| | 13 | 900 | 900 | 1600 | 1350 | 2000 | 2000 | 4150 | 2000 | 2000 | 2000 | 4150 | 2000 | 5100 | 3800 | 6300 | 4500 |
| | 15 | 1000 | 900 | 1600 | 1500 | 2000 | 2150 | 4150 | 2150 | 2000 | 2150 | 4150 | 2150 | 5450 | 4300 | 6600 | 4700 |
| | 17 | 1150 | 1000 | 1800 | 1500 | 2350 | 2200 | 4850 | 2200 | 2350 | 2200 | 4850 | 2200 | 8000 | 5200 | 9550 | 7150 |
| | 1100 | | 2000 | 1350 | 2550 | 2050 | 5250 | 2050 | 2550 | 2050 | 5250 | 2050 | | | | | |
| | 20 | 1350 | 1000 | 1800 | 1700 | 2350 | 2400 | 4850 | 2400 | 2350 | 2400 | 4850 | 2400 | 8900 | 6000 | 10200 | 7500 |
| | 1100 | | 2000 | 1500 | 2550 | 2200 | 5250 | 2200 | 2550 | 2200 | 5250 | 2200 | | | | | |
| | 24 | 1600 | 2000 | 1750 | 2550 | 2450 | 5250 | 2450 | 2550 | 2450 | 5250 | 2450 | 10200 | 7000 | 10950 | 8700 | |
| 1100 | 2150 | | 1600 | 2700 | 2300 | 5550 | 2300 | 2700 | 2300 | 5550 | 2300 | | | | | | |

[EN Code]

| | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|-------|-------|------|
| 1.0 | 6 | 450 | 700 | 1150 | 1030 | 1800 | 1700 | 3750 | 1700 | 1800 | 1700 | 3750 | 1700 | 3600 | 2000 | 3800 | 3150 |
| | 7 | 525 | 800 | 1400 | 1030 | 1800 | 1700 | 3750 | 1700 | 1800 | 1700 | 3750 | 1700 | 4050 | 2500 | 4550 | 3350 |
| | 8 | 600 | 800 | 1400 | 1100 | 1800 | 1750 | 3750 | 1750 | 1800 | 1750 | 3750 | 1750 | 4100 | 2500 | 4700 | 3450 |
| | 9 | 680 | 800 | 1400 | 1250 | 1800 | 1900 | 3750 | 1900 | 1800 | 1900 | 3750 | 1900 | 4200 | 2850 | 5000 | 3650 |
| | 10 | 800 | 800 | 1400 | 1350 | 1800 | 2000 | 3750 | 2000 | 1800 | 2000 | 3750 | 2000 | 4550 | 2900 | 5200 | 3750 |
| | 12 | 900 | 900 | 1600 | 1350 | 2000 | 2000 | 4150 | 2000 | 2000 | 2000 | 4150 | 2000 | 5100 | 3800 | 6300 | 4500 |
| | 13 | 1000 | 900 | 1600 | 1500 | 2000 | 2150 | 4150 | 2150 | 2000 | 2150 | 4150 | 2150 | 5450 | 4300 | 6600 | 4700 |
| | 16 | 1150 | 1000 | 1800 | 1500 | 2350 | 2200 | 4850 | 2200 | 2350 | 2200 | 4850 | 2200 | 8000 | 5200 | 9550 | 7150 |
| | 1100 | | 2000 | 1350 | 2550 | 2050 | 5250 | 2050 | 2550 | 2050 | 5250 | 2050 | | | | | |
| | 18 | 1350 | 1000 | 1800 | 1700 | 2350 | 2400 | 4850 | 2400 | 2350 | 2400 | 4850 | 2400 | 8900 | 6000 | 10200 | 7500 |
| | 1100 | | 2000 | 1500 | 2550 | 2200 | 5250 | 2200 | 2550 | 2200 | 5250 | 2200 | | | | | |
| | 21 | 1600 | 2000 | 1750 | 2550 | 2450 | 5250 | 2450 | 2550 | 2450 | 5250 | 2450 | 10200 | 7000 | 10950 | 8700 | |
| 1100 | 2150 | | 1600 | 2700 | 2300 | 5550 | 2300 | 2700 | 2300 | 5550 | 2300 | | | | | | |

[Malaysia]

| | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|-------|------|
| 1.0 | 6 | 410 | 800 | 1400 | 830 | 1800 | 1500 | 3750 | 1500 | 1800 | 1500 | 3750 | 1500 | 3600 | 2000 | 3800 | 3150 |
| | 8 | 545 | 800 | 1400 | 1030 | 1800 | 1700 | 3750 | 1700 | 1800 | 1700 | 3750 | 1700 | 4050 | 2500 | 4550 | 3350 |
| | 9 | 615 | 800 | 1400 | 1150 | 1800 | 1800 | 3750 | 1800 | 1800 | 1800 | 3750 | 1800 | 4100 | 2500 | 4700 | 3450 |
| | 10 | 685 | 800 | 1400 | 1250 | 1800 | 1900 | 3750 | 1900 | 1800 | 1900 | 3750 | 1900 | 4200 | 2850 | 5000 | 3650 |
| | 11 | 750 | 800 | 1400 | 1350 | 1800 | 2000 | 3750 | 2000 | 1800 | 2000 | 3750 | 2000 | 4550 | 2900 | 5200 | 3750 |
| | 13 | 885 | 900 | 1600 | 1350 | 2000 | 2000 | 4150 | 2000 | 2000 | 2000 | 4150 | 2000 | 5100 | 3800 | 6300 | 4500 |
| | 15 | 1025 | 900 | 1600 | 1550 | 2000 | 2200 | 4150 | 2200 | 2000 | 2200 | 4150 | 2200 | 5450 | 4300 | 6600 | 4700 |
| | 17 | 1160 | 1000 | 1800 | 1500 | 2350 | 2200 | 4850 | 2200 | 2350 | 2200 | 4850 | 2200 | 8000 | 5200 | 9550 | 7150 |
| | 1000 | | 1800 | 1750 | 2350 | 2450 | 4850 | 2450 | 2350 | 2450 | 4850 | 2450 | | | | | |
| | 20 | 1365 | 1000 | 1800 | 1500 | 2350 | 2200 | 4850 | 2200 | 2350 | 2200 | 4850 | 2200 | 8900 | 6000 | 10200 | 7500 |
| | 1100 | | 2000 | 1550 | 2550 | 2250 | 5250 | 2250 | 2550 | 2250 | 5250 | 2250 | | | | | |
| | 24 | 1635 | 1100 | 2000 | 1800 | 2550 | 2500 | 5250 | 2500 | 2550 | 2500 | 5250 | 2500 | 10200 | 7000 | 10950 | 8700 |

STRAND PROPERTIES – TO AS1311

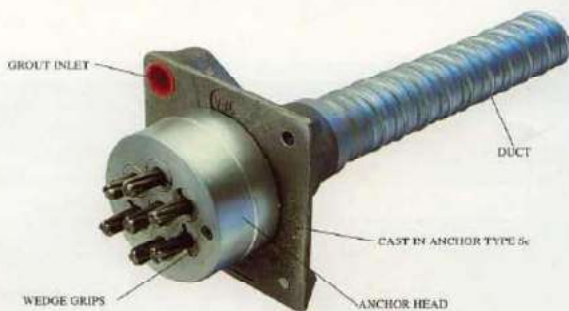
| Nominal Diameter | Nominal Steel Area | Nominal Mass | Minimum Breaking Load | Minimum Proof Load (0.2% Offset) | Min. Elong. to Fracture (σ 600mm) | Relaxation After 1,000hrs at 9.7 Braking Load | Modulus of Elasticity |
|------------------|--------------------|--------------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------|
| mm | mm ² | kg/m | kN | kN | % | % | MPa |
| 12.7 | 100.1 | 0.786 | 134 | 156.4 | 3.5 | 2.5 | 180-205 |
| 15.2 | 143.3 | 1.125 | 250 | 212.5 | 3.5 | 2.5 | ± 10 ³ |

TENDON PROPERTIES

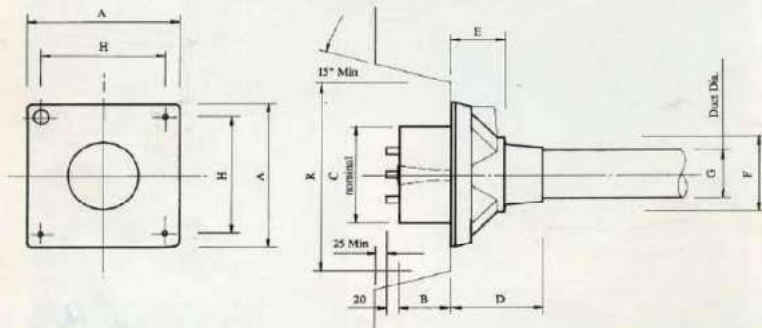
| STRAND TYPE 12.7mm | | | |
|--------------------|----------------|--------------------------|---------------------------------|
| TENDON UNIT | No. OF STRANDS | Minimum Breaking Load kN | STEEL DUCT Internal Diameter mm |
| 5-3 | 2 | 348 | 39 |
| | 3 | 552 | 39 |
| 5-7 | 4 | 736 | 51 |
| | 5 | 920 | 51 |
| | 6 | 1100 | 51 |
| | 7 | 1290 | 51 |
| 5-12 | 8 | 1470 | 68 |
| | 9 | 1660 | 69 |
| | 10 | 1840 | 69 |
| | 11 | 2020 | 69 |
| | 12 | 2210 | 69 |
| 5-19 | 13 | 2590 | 84 |
| | 14 | 2880 | 84 |
| | 15 | 2760 | 84 |
| | 16 | 2940 | 84 |
| | 17 | 3130 | 84 |
| | 18 | 3210 | 84 |
| | 19 | 3500 | 84 |
| 5-22 | 20 | 3690 | 90 |
| | 21 | 3860 | 90 |
| | 22 | 4050 | 90 |
| 5-27 | 23 | 4230 | 96 |
| | 24 | 4420 | 96 |
| | 25 | 4600 | 96 |
| | 26 | 4780 | 96 |
| | 27 | 4970 | 96 |
| 5-31 | 28 | 5150 | 105 |
| | 29 | 5340 | 105 |
| | 30 | 5520 | 105 |
| | 31 | 5700 | 105 |
| 5-37 | 32 | 5890 | 115 |
| | 33 | 6070 | 115 |
| | 34 | 6260 | 115 |
| | 35 | 6440 | 115 |
| | 36 | 6620 | 115 |
| | 37 | 6810 | 115 |
| 5-42 | 38 | 6990 | 118 |
| | 39 | 7180 | 118 |
| | 40 | 7360 | 118 |
| | 41 | 7540 | 118 |
| | 42 | 7730 | 118 |
| 5-48 | 43 | 7910 | 127 |
| | 44 | 8100 | 127 |
| | 45 | 8290 | 127 |
| | 46 | 8460 | 127 |
| | 47 | 8650 | 127 |
| | 48 | 8830 | 127 |
| 5-55 | 49 | 9020 | 135 |
| | 50 | 9200 | 135 |
| | 51 | 9380 | 135 |
| | 52 | 9570 | 135 |
| | 53 | 9750 | 135 |
| | 54 | 9940 | 135 |
| | 55 | 10130 | 135 |

| STRAND TYPE 15.2mm | | | |
|--------------------|----------------|--------------------------|---------------------------------|
| TENDON UNIT | No. OF STRANDS | Minimum Breaking Load kN | STEEL DUCT Internal Diameter mm |
| 6-3 | 2 | 500 | 39 |
| | 3 | 750 | 39 |
| 6-4 | 4 | 1000 | 51 |
| 6-7 | 5 | 1250 | 69 |
| | 6 | 1500 | 69 |
| | 7 | 1750 | 69 |
| 6-12 | 8 | 2000 | 84 |
| | 9 | 2250 | 84 |
| | 10 | 2500 | 84 |
| | 11 | 2750 | 84 |
| | 12 | 3000 | 84 |
| 6-19 | 13 | 3250 | 96 |
| | 14 | 3500 | 96 |
| | 15 | 3750 | 96 |
| | 16 | 4000 | 96 |
| | 17 | 4250 | 96 |
| | 18 | 4500 | 96 |
| 6-22 | 19 | 4750 | 96 |
| | 20 | 5000 | 105 |
| | 21 | 5250 | 105 |
| 6-27 | 22 | 5500 | 105 |
| | 23 | 5750 | 115 |
| | 24 | 6000 | 115 |
| 6-37 | 25 | 6250 | 115 |
| | 26 | 6500 | 115 |
| | 27 | 6750 | 115 |
| | 28 | 7000 | 118 |
| 6-37 | 29 | 7250 | 118 |
| | 30 | 7500 | 118 |
| | 31 | 7750 | 118 |
| | 32 | 8000 | 127 |
| 6-37 | 33 | 8250 | 127 |
| | 34 | 8500 | 127 |
| | 35 | 8750 | 127 |
| | 6-42 | 36 | 9000 |
| 37 | | 9250 | 135 |
| 38 | | 9500 | 135 |
| 39 | | 9750 | 135 |
| 40 | | 10000 | 135 |
| 41 | | 10250 | 135 |
| 6-48 | 42 | 10500 | 135 |
| | 43 | 10750 | 144 |
| | 44 | 11000 | 144 |
| | 45 | 11250 | 144 |
| | 46 | 11500 | 144 |
| | 47 | 11750 | 144 |
| 6-55 | 48 | 12000 | 144 |
| | 49 | 12250 | 154 |
| | 50 | 12500 | 154 |
| | 51 | 12750 | 154 |
| | 52 | 13000 | 154 |
| | 53 | 13250 | 154 |
| 6-55 | 54 | 13500 | 154 |
| | 55 | 13750 | 154 |

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
 3. Duct external dia. = 1. Dia. + 6mm nominal.
 4. Corrugated polyethylene PT-Plus[®] duct is also available, refer page 14.
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE S6
LIVE END

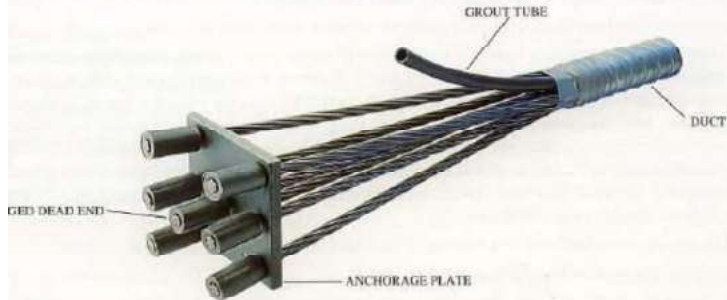


| TENDON UNIT | Dimensions (mm) | | | | | | | | | |
|--------------------|-----------------|------------------|-----------------|------|-----|-----|----------------|-----|-----|-----|
| | A | B | C | D | E | F | G Int. Dia. | H | R | |
| STRAND TYPE 12.7mm | *5-3P | 135 | 57 | 90 | 191 | 16 | 56 | 39 | 116 | 210 |
| | *5-4P | 150 | 57 | 90 | 216 | 16 | 64 | 39 | 125 | 210 |
| | 5-7 | 165 | 57 | 120 | 100 | 90 | 85 | 51 | 125 | 275 |
| | 5-12 | 215 ² | 55 ¹ | 160 | 100 | 84 | 120 | 68 | 151 | 320 |
| | 5-19 | 265 | 66 | 184 | 210 | 110 | 145 | 84 | 200 | 360 |
| | 5-22 | 290 | 77 | 200 | 215 | 140 | 155 | 90 | 250 | 360 |
| | 5-27 | 315 | 92 | 220 | 250 | 160 | 176 | 96 | 250 | 360 |
| | 5-31 | 315 | 92 | 230 | 250 | 161 | 175 | 105 | 250 | 360 |
| | 5-37 | 370 | 107 | 250 | 320 | 160 | 200 | 115 | 305 | 650 |
| | 5-42 | 390 | 112 | 290 | 346 | 168 | 217 | 118 | 325 | 650 |
| 5-48 | 430 | 122 | 300 | 340 | 161 | 233 | 127 | 365 | 750 | |
| 5-55 | 465 | 142 | 320 | 340 | 160 | 400 | 135 | 400 | 750 | |
| STRAND TYPE 7mm | *6-3P | 150 | 60 | 90 | 190 | 16 | 56 | 39 | 116 | 210 |
| | *6-4P | 165 | 60 | 90 | 210 | 16 | 64 | 39 | 125 | 270 |
| | 6-7 | 215 | 64 | 160 | 160 | 35 | 120 | 69 | 150 | 320 |
| | 6-12 | 265 | 66 | 180 | 210 | 110 | 145 | 84 | 200 | 360 |
| | 6-19 | 315 | 92 | 220 | 250 | 100 | 175 | 96 | 250 | 360 |
| | 6-22 | 315 | 92 | 230 | 250 | 160 | 175 | 105 | 250 | 360 |
| | 6-27 | 370 | 107 | 250 | 320 | 160 | 200 | 115 | 305 | 650 |
| | 6-31 | 390 | 112 | 260 | 310 | 160 | 217 | 118 | 325 | 650 |
| | 6-37 | 430 | 122 | 300 | 340 | 160 | 235 | 135 | 365 | 750 |
| | 6-42 | 465 | 142 | 320 | 340 | 160 | 350 | 135 | 400 | 750 |
| *6-48P | 574 | 155 | 340 | 1075 | 110 | 360 | 144 | 495 | 900 | |
| *6-55P | 600 | 190 | 360 | 1070 | 120 | 294 | 154 | 520 | 900 | |

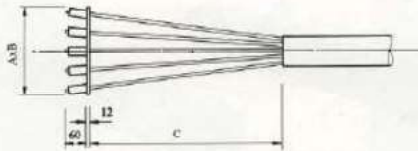
Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.

Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



| STRAND TYPE 12.7mm | | | |
|--------------------|-----------------|-----|------|
| TENDON UNIT | A | B | C |
| | Dimensions (mm) | | |
| 5-3 | 100 | 100 | 100 |
| 5-4 | 120 | 120 | 150 |
| 5-7 | 150 | 150 | 250 |
| 5-12 | 200 | 200 | 350 |
| 5-19 | 250 | 250 | 500 |
| 5-22 | 300 | 250 | 500 |
| 5-27 | 300 | 300 | 650 |
| 5-31 | 320 | 300 | 650 |
| 5-37 | 375 | 350 | 850 |
| 5-42 | 375 | 375 | 850 |
| 5-48 | 400 | 400 | 1000 |
| 5-55 | 425 | 425 | 1000 |

| STRAND TYPE 15.2mm | | | |
|--------------------|-----------------|-----|------|
| TENDON UNIT | A | B | C |
| | Dimensions (mm) | | |
| 6-3 | 150 | 150 | 250 |
| 6-4 | 150 | 150 | 250 |
| 6-7 | 200 | 200 | 350 |
| 6-12 | 250 | 250 | 500 |
| 6-19 | 300 | 300 | 500 |
| 6-22 | 300 | 300 | 500 |
| 6-27 | 350 | 350 | 650 |
| 6-31 | 350 | 350 | 650 |
| 6-37 | 400 | 350 | 850 |
| 6-42 | 400 | 350 | 850 |
| 6-48 | 475 | 475 | 1000 |
| 6-55 | 550 | 475 | 1000 |

BROCHURE

THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



Innovation and Trust



PT CITRA LAUTAN TEDUH



PC PILES

DESCRIPTION

| | |
|-------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Type of Piles | Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles |
| System of Joints | Welded at steel joint plate |
| Type of Shoe | Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile |
| Method of Driving | Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile) |

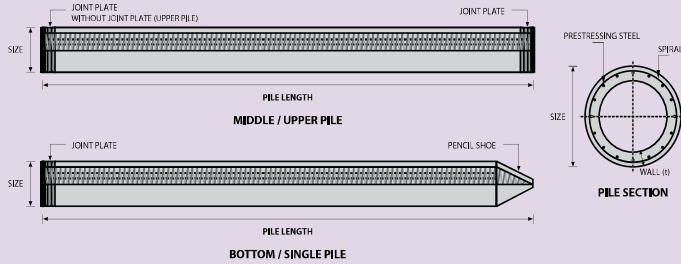
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

| | | |
|---------------|--------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Design | ACI 543R | Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5) |
| | SNI 2847 - 2013 | Indonesian Standard Code for Concrete |
| Manufacturing | WB - PRD - PS - 16 | Production Manufacturing Procedure |

MATERIAL SPECIFICATION

| ITEM | REFERENCE | DESCRIPTION | SPECIFICATION |
|-------------|------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Aggregate | ASTM C 33 / C 33M-11a | Standard Specification for Concrete Aggregates | |
| Cement | SNI 2049 - 2015 | Portland Cement | Standard Product Type I Special Order : Type II or V |
| Admixture | ASTM C 494 / C 494M - 99a | Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete | Type F : High Range Water Reducing Admixture |
| Concrete | SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011 | Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample | |
| PC Strand | ASTM A 416 / A 416M - 99 | Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete | Grade 270 (Low Relaxation Type) |
| PC Wire | JIS G 3536 - 2014 | Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete | SWPD1 (Deformed Wire Type) |
| PC Bar | JIS G 3137 - 2008 | Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete | Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420 |
| Rebar | SNI 2052 - 2014 | Reinforcement Steel for Concrete | Steel Class : BJTS 40 (Deformed) Steel Class : BJTP 24 (Round) |
| Spiral Wire | JIS G 3532 - 2011 | Low Carbon Steel Wires | SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric. |
| Joint Plate | JIS G 3101 - 2004 | Rolled Steels for General Structure | SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars. |
| Welding | ANSI / AWS D1.1 - 900 | Structural Welding Code Steel | AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent. |

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

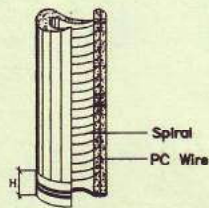
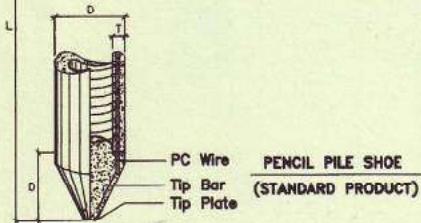
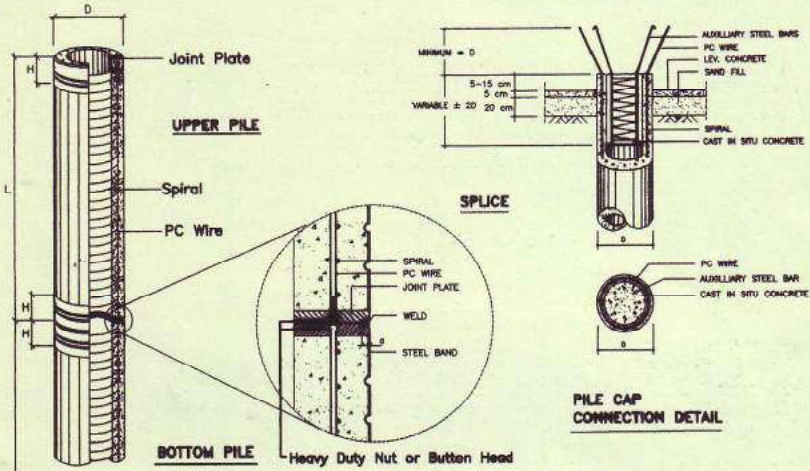
| Size (mm) | Thickness Wall (t) | Cross Section (cm^2) | Section Inertia (cm^4) | Unit Weight (kg/m) | Class | Bending Moment | | Allowable Compression (ton) | Decompression Tension (ton) | Length of Pile ** (m) | |
|-----------|--------------------|---------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------|--------|----------------------------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------|--------|
| | | | | | | Crack * (ton.m) | Break (ton.m) | | | | |
| 300 | 60 | 452.39 | 34,607.78 | 113 | A2 | 2.50 | 3.75 | 72.60 | 23.11 | 6 - 12 | |
| | | | | | | A3 | 3.00 | 4.50 | 70.75 | 29.86 | 6 - 13 |
| | | | | | | B | 3.50 | 6.30 | 67.50 | 41.96 | 6 - 14 |
| | | | | | | C | 4.00 | 8.00 | 65.40 | 49.66 | 6 - 15 |
| 350 | 65 | 581.98 | 62,162.74 | 145 | A1 | 3.50 | 5.25 | 93.10 | 30.74 | 6 - 13 | |
| | | | | | | A3 | 4.20 | 6.30 | 89.50 | 37.50 | 6 - 14 |
| | | | | | | B | 5.00 | 9.00 | 86.40 | 49.93 | 6 - 15 |
| | | | | | | C | 6.00 | 12.00 | 85.00 | 60.87 | 6 - 16 |
| 400 | 75 | 765.76 | 106,488.95 | 191 | A2 | 5.50 | 8.25 | 121.10 | 38.62 | 6 - 14 | |
| | | | | | | A3 | 6.50 | 9.75 | 117.60 | 45.51 | 6 - 15 |
| | | | | | | B | 7.50 | 13.50 | 114.40 | 70.27 | 6 - 16 |
| | | | | | | C | 9.00 | 18.00 | 111.50 | 80.94 | 6 - 17 |
| 450 | 80 | 929.91 | 166,570.38 | 232 | A1 | 7.50 | 11.25 | 149.50 | 39.28 | 6 - 14 | |
| | | | | | | A2 | 8.50 | 12.75 | 145.80 | 53.39 | 6 - 15 |
| | | | | | | A3 | 10.00 | 15.00 | 143.80 | 66.57 | 6 - 16 |
| | | | | | | B | 11.00 | 19.80 | 139.10 | 78.84 | 6 - 17 |
| C | 12.50 | 25.00 | 134.90 | 100.45 | 6 - 18 | | | | | | |
| 500 | 90 | 1,159.25 | 255,324.30 | 290 | A1 | 10.50 | 15.75 | 185.30 | 54.56 | 6 - 15 | |
| | | | | | | A2 | 12.50 | 18.75 | 181.70 | 68.49 | 6 - 16 |
| | | | | | | A3 | 14.00 | 21.00 | 178.20 | 88.00 | 6 - 17 |
| | | | | | | B | 15.00 | 27.00 | 174.90 | 94.13 | 6 - 18 |
| C | 17.00 | 34.00 | 169.00 | 122.04 | 6 - 19 | | | | | | |
| 600 | 100 | 1,570.80 | 510,508.81 | 393 | A1 | 17.00 | 25.50 | 252.70 | 70.52 | 6 - 16 | |
| | | | | | | A2 | 19.00 | 28.50 | 249.00 | 77.68 | 6 - 17 |
| | | | | | | A3 | 22.00 | 33.00 | 243.20 | 104.94 | 6 - 18 |
| | | | | | | B | 25.00 | 45.00 | 238.30 | 131.10 | 6 - 19 |
| C | 29.00 | 58.00 | 229.50 | 163.67 | 6 - 20 | | | | | | |
| 800 | 120 | 2,563.54 | 1,527,869.60 | 641 | A1 | 40.00 | 60.00 | 415.00 | 119.34 | 6 - 20 | |
| | | | | | | A2 | 46.00 | 69.00 | 406.10 | 151.02 | 6 - 21 |
| | | | | | | A3 | 51.00 | 76.50 | 399.17 | 171.18 | 6 - 22 |
| | | | | | | B | 55.00 | 99.00 | 388.61 | 215.80 | 6 - 23 |
| C | 65.00 | 130.00 | 368.17 | 290.82 | 6 - 24 | | | | | | |
| 1000*** | 140 | 3,782.48 | 3,589,571.20 | 946 | A1 | 75.00 | 112.50 | 613.52 | 169.81 | 6 - 22 | |
| | | | | | | A2 | 82.00 | 123.00 | 601.27 | 215.16 | 6 - 23 |
| | | | | | | A3 | 93.00 | 139.50 | 589.66 | 258.19 | 6 - 24 |
| | | | | | | B | 105.00 | 189.00 | 575.33 | 311.26 | 6 - 24 |
| C | 120.00 | 240.00 | 555.23 | 385.70 | 6 - 24 | | | | | | |
| 1200*** | 150 | 4,948.01 | 6,958,136.85 | 1,237 | A1 | 120.00 | 180.00 | 802.80 | 221.30 | 6 - 24 | |
| | | | | | | A2 | 130.00 | 195.00 | 794.50 | 252.10 | 6 - 24 |
| | | | | | | A3 | 145.00 | 217.50 | 778.60 | 311.00 | 6 - 24 |
| | | | | | | B | 170.00 | 306.00 | 751.90 | 409.60 | 6 - 24 |
| C | 200.00 | 400.00 | 721.50 | 522.20 | 6 - 24 | | | | | | |

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

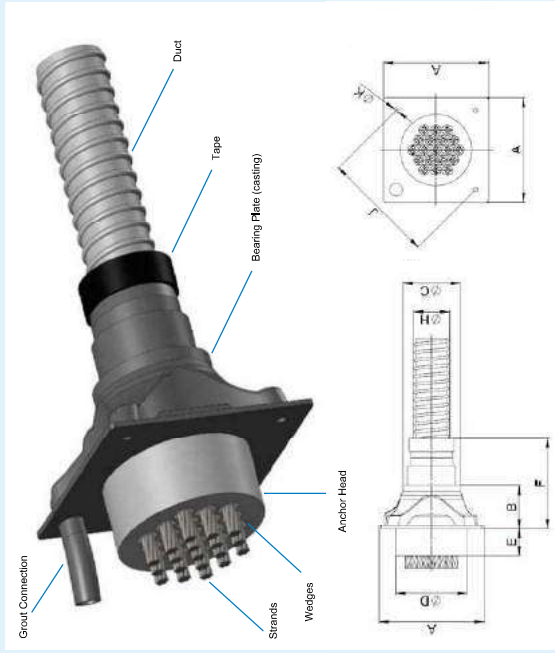
**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

**) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe



| Mamira Pile Shoe (Special design) | | | Thickness of Weld |
|--------------------------------------|-----------|-----------|----------------------|
| D (mm) | T (mm) | H (mm) | a (mm) |
| 300 | 60 | 100 | 8 |
| 350 | 65 | 100 | 10 |
| 400 | 75 | 150 | 10 |
| 450 | 80 | 150 | 10 |
| 500 | 90 | 150 | 10 |
| 600 | 100 | 150 | 10 |

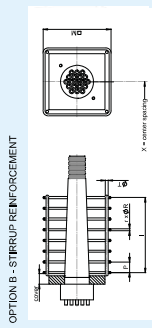
Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE SC 0.5



| Unit | A | B | QC | OD | E | F | GH ¹⁾ | J ¹⁾ | OK |
|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------------------|-----------------|----|
| 5-4 | 135 | 100 | 42 | 90 | 46 | 100 | 47 | 134 | 11 |
| 5-7 | 165 | 100 | 57 | 110 | 50 | 100 | 57 | 177 | 11 |
| 5-12 | 215 | 160 | 75 | 150 | 58 | 160 | 75 | 212 | 11 |
| 5-19 | 265 | 210 | 90 | 180 | 70 | 210 | 100 | 263 | 11 |
| 5-22 | 290 | 210 | 100 | 190 | 80 | 210 | 100 | 318 | 11 |
| 5-27 | 315 | 300 | 100 | 220 | 85 | 300 | 100 | 354 | 11 |
| 5-31 | 315 | 300 | 110 | 230 | 90 | 300 | 110 | 354 | 11 |
| 5-37 | 370 | 320 | 120 | 240 | 100 | 320 | 120 | 453 | 11 |
| 5-42 | 390 | 340 | 120 | 260 | 105 | 340 | 120 | 460 | 11 |
| 5-48 | 430 | 340 | 138 | 280 | 125 | 340 | 138 | 516 | 11 |
| 5-55 | 465 | 340 | 153 | 290 | 125 | 340 | 153 | 566 | 13 |

Notes
 All dimensions in [mm]
 Systems applicable to strands with $A_0 = 100 \text{ mm}^2$
 (1) L = spacing of bolts for fixation to formwork
 (2) D = thinner ext. diameter of casting

Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE E 0.5 (strand 186 kN)
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_t = 390 \text{ N/mm}^2$



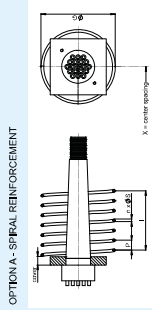
CONCRETE 32/40 MPa

| Unit | A Spiral Reinforcement | | | B Stirrup Reinforcement | | |
|------|------------------------|----|----|-------------------------|----|----|
| | I | P | OK | I | P | OK |
| 5-4 | 220 | 65 | 8 | 85 | 45 | 8 |
| 5-7 | 220 | 85 | 12 | 100 | 45 | 12 |
| 5-12 | 200 | 50 | 12 | 140 | 45 | 12 |
| 5-19 | 200 | 50 | 12 | 160 | 45 | 12 |
| 5-22 | 200 | 70 | 18 | 150 | 45 | 18 |
| 5-27 | 200 | 70 | 18 | 170 | 45 | 18 |
| 5-31 | 200 | 70 | 18 | 190 | 45 | 18 |
| 5-37 | 200 | 90 | 18 | 200 | 45 | 18 |
| 5-42 | 180 | 55 | 20 | 245 | 45 | 20 |
| 5-48 | 180 | 55 | 20 | 265 | 45 | 20 |
| 5-55 | 180 | 55 | 20 | 285 | 45 | 20 |

CONCRETE 40/50 MPa

| Unit | A Spiral Reinforcement | | | B Stirrup Reinforcement | | |
|------|------------------------|----|----|-------------------------|----|----|
| | I | P | OK | I | P | OK |
| 5-4 | 210 | 70 | 8 | 75 | 70 | 8 |
| 5-7 | 210 | 70 | 8 | 95 | 70 | 8 |
| 5-12 | 200 | 50 | 10 | 135 | 45 | 12 |
| 5-19 | 200 | 50 | 10 | 155 | 45 | 12 |
| 5-22 | 200 | 65 | 16 | 145 | 45 | 16 |
| 5-27 | 200 | 65 | 16 | 165 | 45 | 16 |
| 5-31 | 210 | 45 | 16 | 185 | 40 | 16 |
| 5-37 | 210 | 45 | 16 | 205 | 40 | 16 |
| 5-42 | 180 | 50 | 20 | 225 | 40 | 20 |
| 5-48 | 180 | 50 | 20 | 245 | 40 | 20 |
| 5-55 | 180 | 50 | 20 | 265 | 40 | 20 |

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1, and 4.2.8 resp.
 X = minimal center spacing between anchorages
 For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1
 n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length
 Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL.



CONCRETE 28/35 MPa

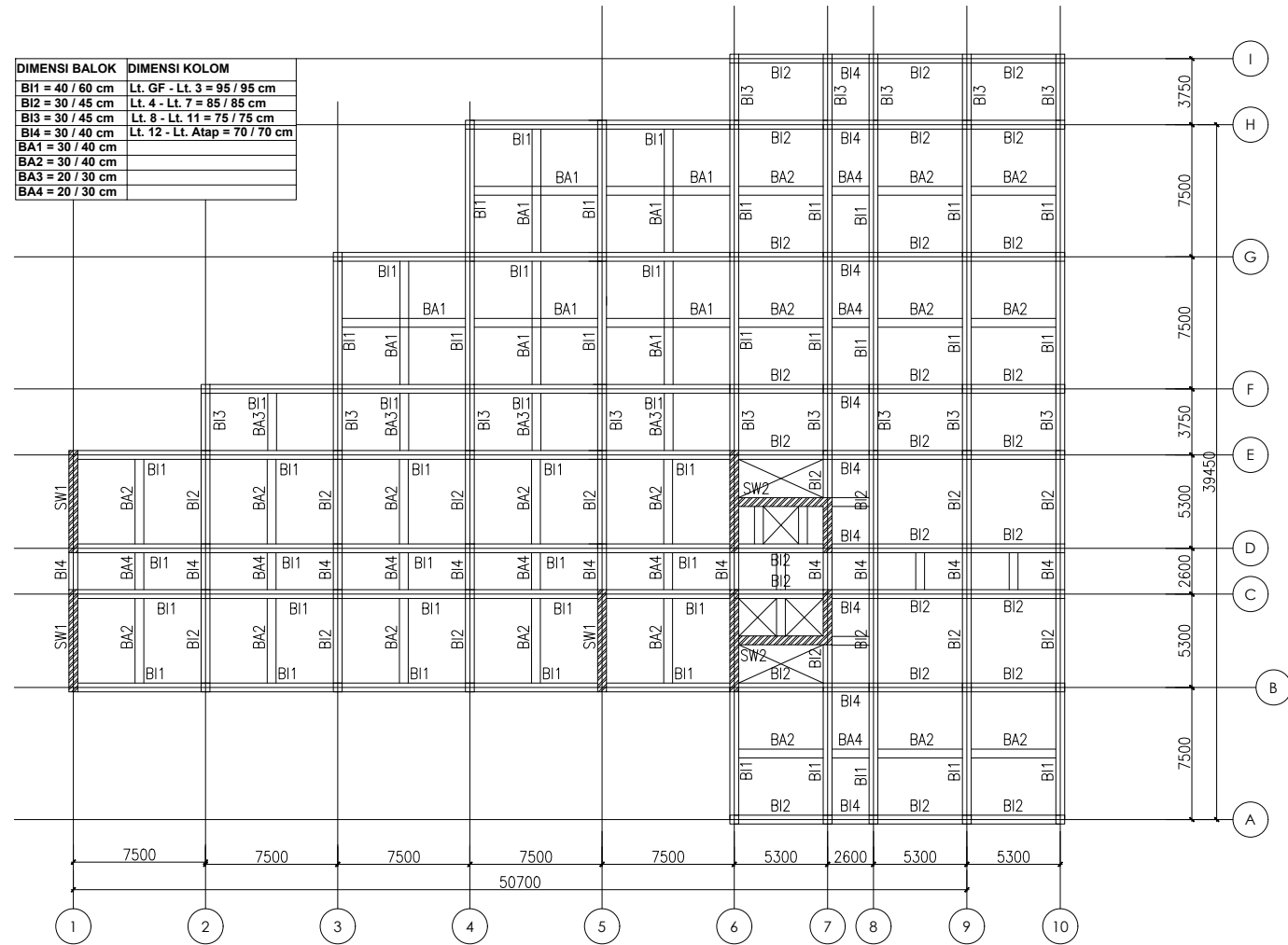
| Unit | A Spiral Reinforcement | | | B Stirrup Reinforcement | | |
|------|------------------------|----|----|-------------------------|----|----|
| | I | P | OK | I | P | OK |
| 5-4 | 180 | 45 | 8 | 70 | 55 | 8 |
| 5-7 | 180 | 45 | 8 | 90 | 55 | 8 |
| 5-12 | 200 | 40 | 12 | 130 | 42 | 12 |
| 5-19 | 200 | 40 | 12 | 150 | 42 | 12 |
| 5-22 | 200 | 40 | 12 | 170 | 42 | 12 |
| 5-27 | 200 | 40 | 12 | 190 | 42 | 12 |
| 5-31 | 200 | 40 | 12 | 210 | 42 | 12 |
| 5-37 | 200 | 40 | 12 | 230 | 42 | 12 |
| 5-42 | 180 | 40 | 16 | 270 | 42 | 16 |
| 5-48 | 180 | 40 | 16 | 290 | 42 | 16 |
| 5-55 | 180 | 40 | 16 | 310 | 42 | 16 |

CONCRETE 38/45 MPa

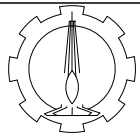
| Unit | A Spiral Reinforcement | | | B Stirrup Reinforcement | | |
|------|------------------------|----|----|-------------------------|---|----|
| | I | P | OK | I | P | OK |
| 5-4 | 170 | 70 | 8 | 65 | 3 | 8 |
| 5-7 | 170 | 70 | 8 | 85 | 3 | 8 |
| 5-12 | 200 | 40 | 12 | 115 | 4 | 12 |
| 5-19 | 200 | 40 | 12 | 135 | 4 | 12 |
| 5-22 | 200 | 40 | 12 | 155 | 4 | 12 |
| 5-27 | 200 | 40 | 12 | 175 | 4 | 12 |
| 5-31 | 200 | 40 | 12 | 195 | 4 | 12 |
| 5-37 | 200 | 40 | 12 | 215 | 4 | 12 |
| 5-42 | 180 | 40 | 16 | 255 | 4 | 16 |
| 5-48 | 180 | 40 | 16 | 275 | 4 | 16 |
| 5-55 | 180 | 40 | 16 | 295 | 4 | 16 |

Notes
 All dimension in [mm]
 Min. yield strength for local zone reinforcement $f_t = 390 \text{ N/mm}^2$
 Min. compressive strength f_c , min. f_c / $f_{c, \text{cast}}$ in MPa as at casting
 Strand $A_0 = 100 \text{ mm}^2$, $f_{p0.1} = 1800 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $f_{p0.2} = 1800 \text{ N/mm}^2$

| DIMENSI BALOK | DIMENSI KOLOM |
|------------------|--------------------------------|
| BI1 = 40 / 60 cm | Lt. GF - Lt. 3 = 95 / 95 cm |
| BI2 = 30 / 45 cm | Lt. 4 - Lt. 7 = 85 / 85 cm |
| BI3 = 30 / 45 cm | Lt. 8 - Lt. 11 = 75 / 75 cm |
| BI4 = 30 / 40 cm | Lt. 12 - Lt. Atap = 70 / 70 cm |
| BA1 = 30 / 40 cm | |
| BA2 = 30 / 40 cm | |
| BA3 = 20 / 30 cm | |
| BA4 = 20 / 30 cm | |



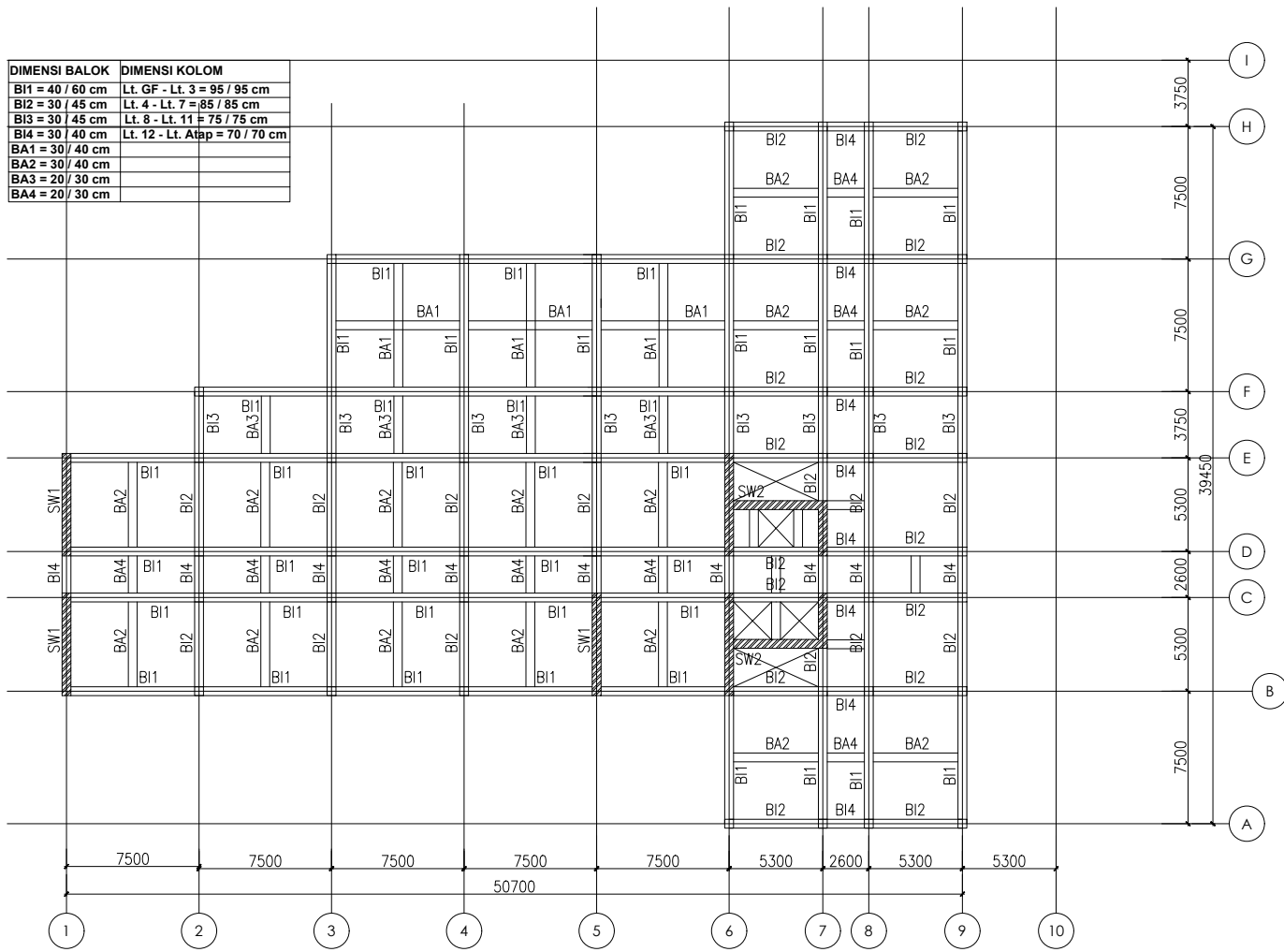
DENAH LT. GROUND FLOOR
SKALA 1 : 400



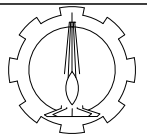
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|------------------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Denah Lt. Ground Floor | 1 : 400 | 1 | 29 | Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

| DIMENSI BALOK | DIMENSI KOLOM |
|------------------|--------------------------------|
| BI1 = 40 / 60 cm | Lt. GF - Lt. 3 = 95 / 95 cm |
| BI2 = 30 / 45 cm | Lt. 4 - Lt. 7 = 85 / 85 cm |
| BI3 = 30 / 45 cm | Lt. 8 - Lt. 11 = 75 / 75 cm |
| BI4 = 30 / 40 cm | Lt. 12 - Lt. Atap = 70 / 70 cm |
| BA1 = 30 / 40 cm | |
| BA2 = 30 / 40 cm | |
| BA3 = 20 / 30 cm | |
| BA4 = 20 / 30 cm | |



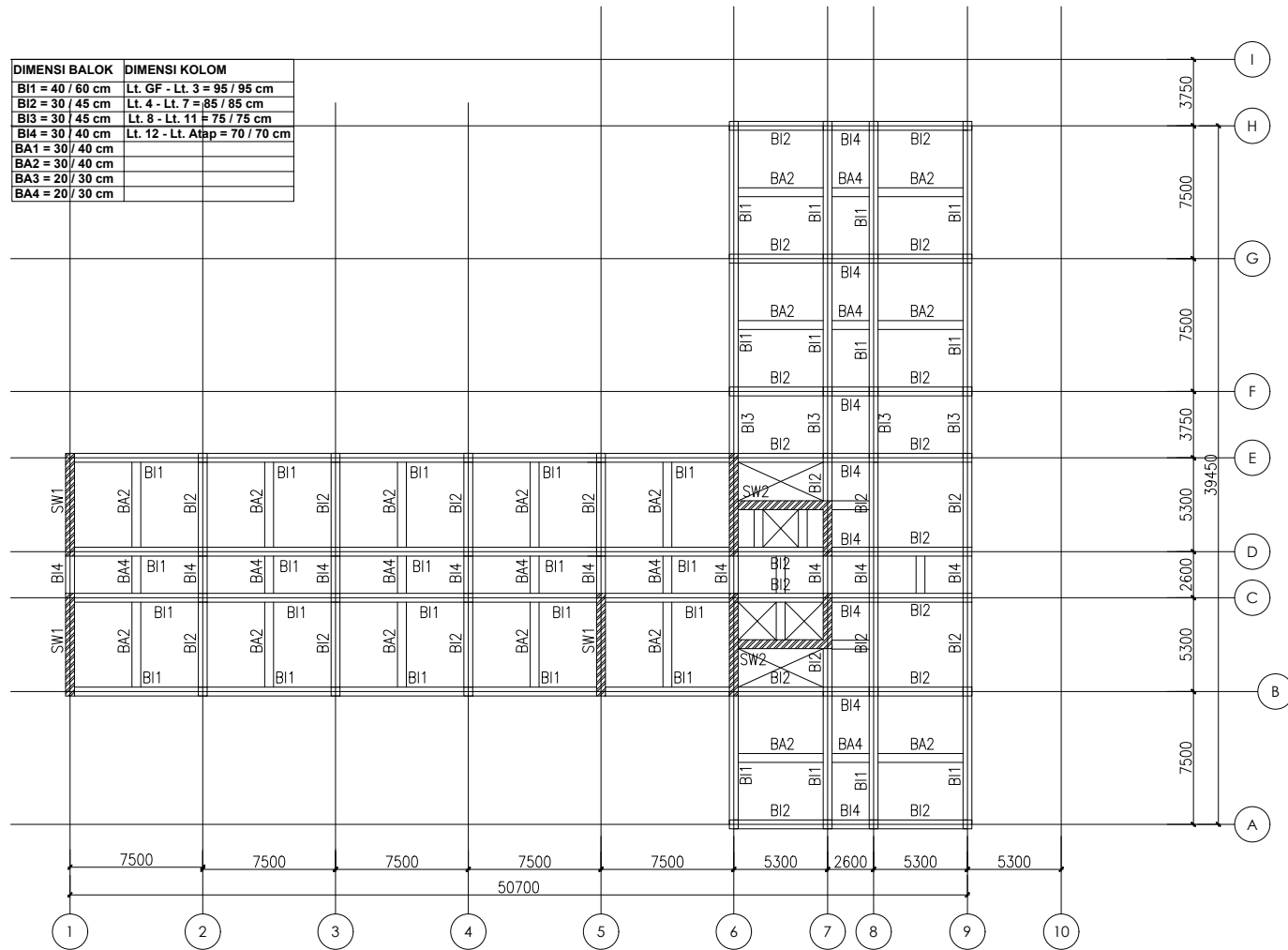
DENAH LT. UPPER GROUND
SKALA 1 : 400



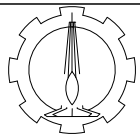
JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|------------------------|---------|------------|------------|--------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Denah Lt. Upper Ground | 1 : 400 | 2 | 29 | Prof. Tavo, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

| DIMENSI BALOK | DIMENSI KOLOM |
|------------------|--------------------------------|
| BI1 = 40 / 60 cm | Lt. GF - Lt. 3 = 95 / 95 cm |
| BI2 = 30 / 45 cm | Lt. 4 - Lt. 7 = 85 / 85 cm |
| BI3 = 30 / 45 cm | Lt. 8 - Lt. 11 = 75 / 75 cm |
| BI4 = 30 / 40 cm | Lt. 12 - Lt. Atap = 70 / 70 cm |
| BA1 = 30 / 40 cm | |
| BA2 = 30 / 40 cm | |
| BA3 = 20 / 30 cm | |
| BA4 = 20 / 30 cm | |

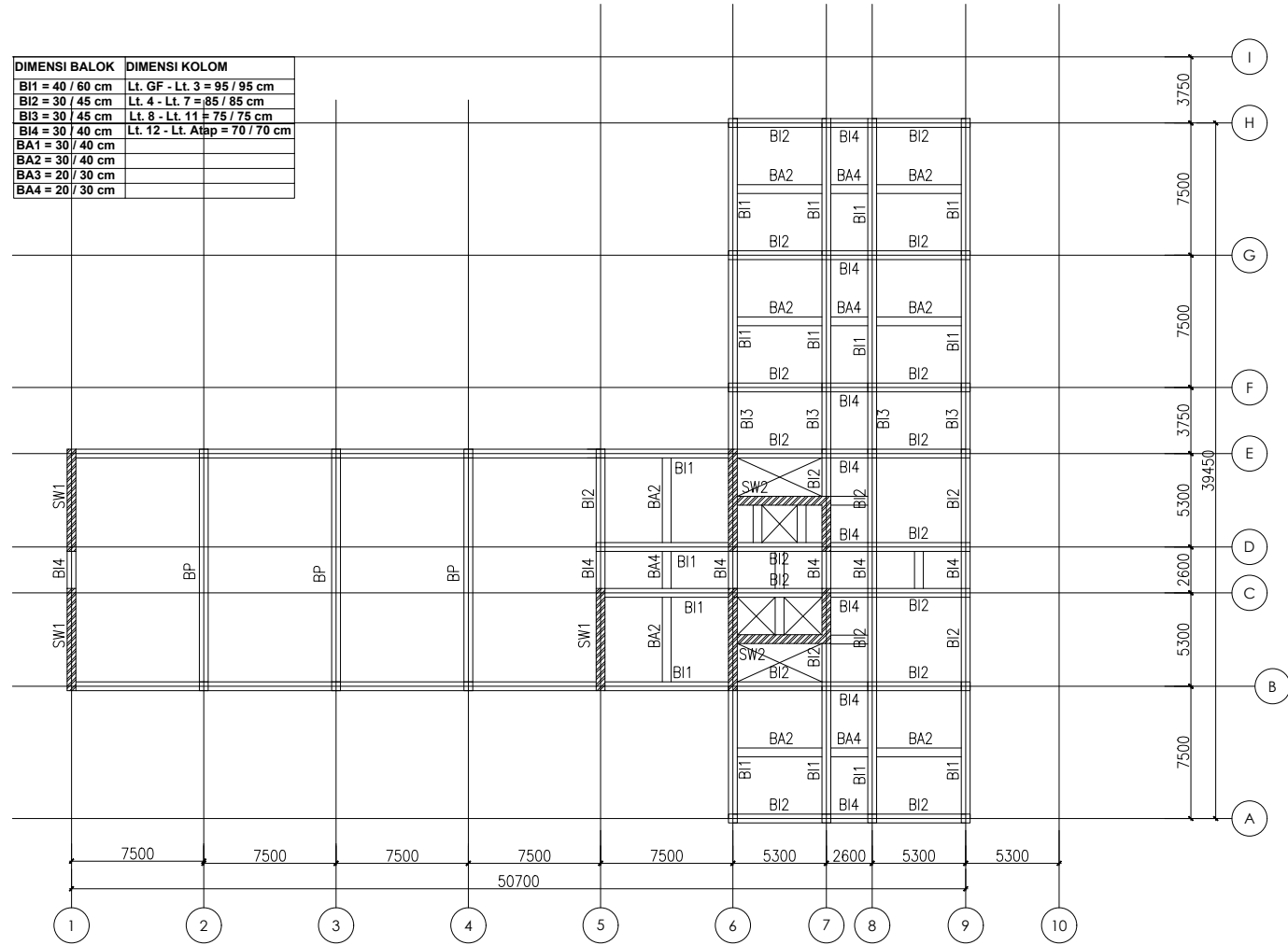


DENAH LT. 3 - 15
SKALA 1 : 400

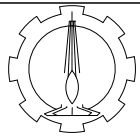


| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|------------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Denah Lt. 3 - 15 | 1 : 400 | 3 | 29 | Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

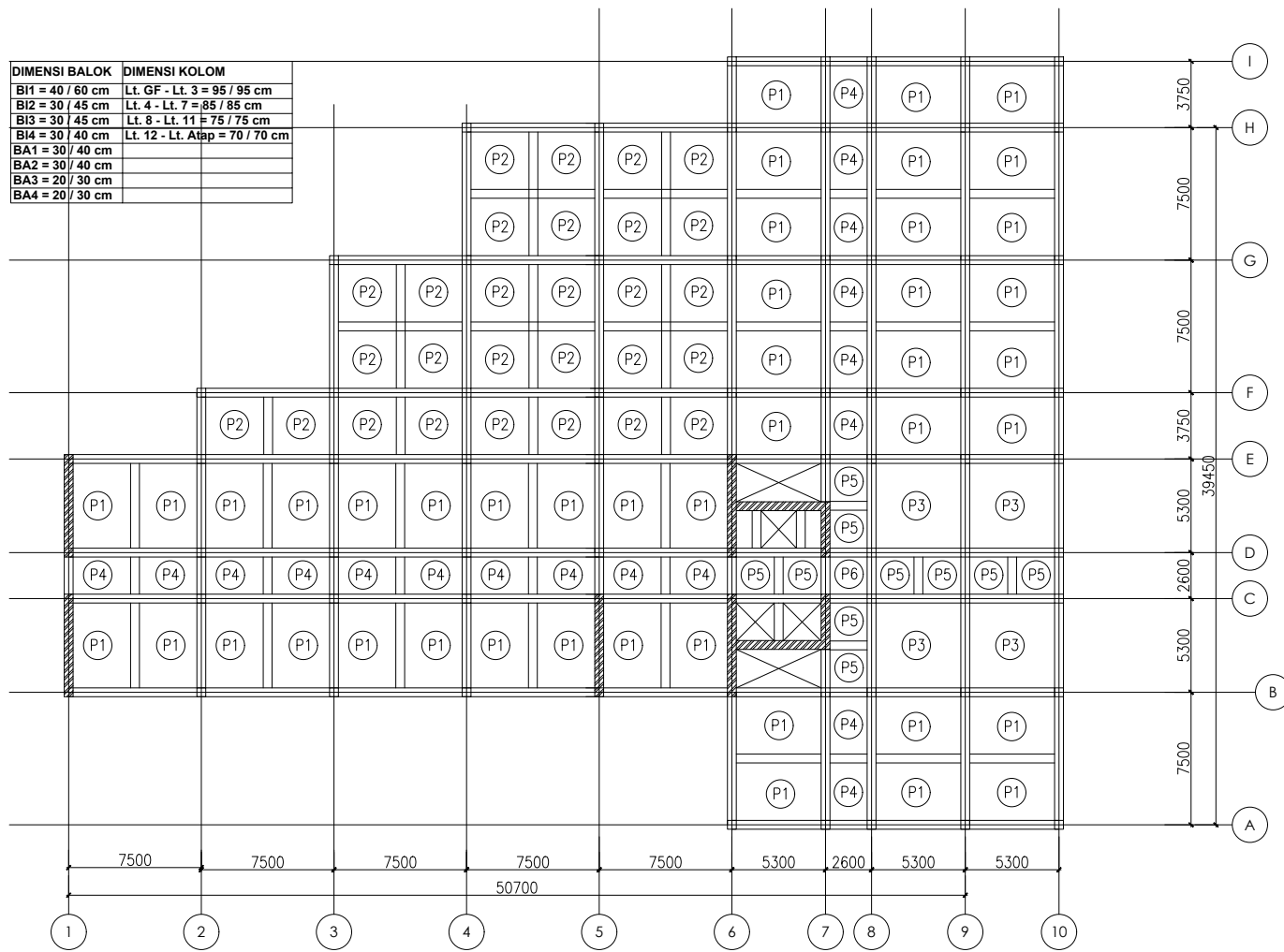
| DIMENSI BALOK | | DIMENSI KOLOM | |
|------------------|--|--------------------------------|--|
| BI1 = 40 / 60 cm | | Lt. GF - Lt. 3 = 95 / 95 cm | |
| BI2 = 30 / 45 cm | | Lt. 4 - Lt. 7 = 85 / 85 cm | |
| BI3 = 30 / 45 cm | | Lt. 8 - Lt. 11 = 75 / 75 cm | |
| BI4 = 30 / 40 cm | | Lt. 12 - Lt. Atap = 70 / 70 cm | |
| BA1 = 30 / 40 cm | | | |
| BA2 = 30 / 40 cm | | | |
| BA3 = 20 / 30 cm | | | |
| BA4 = 20 / 30 cm | | | |



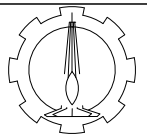
DENAH LT. ATAP
SKALA 1 : 400



| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|----------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Denah Lt. Atap | 1 : 400 | 4 | 29 | Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

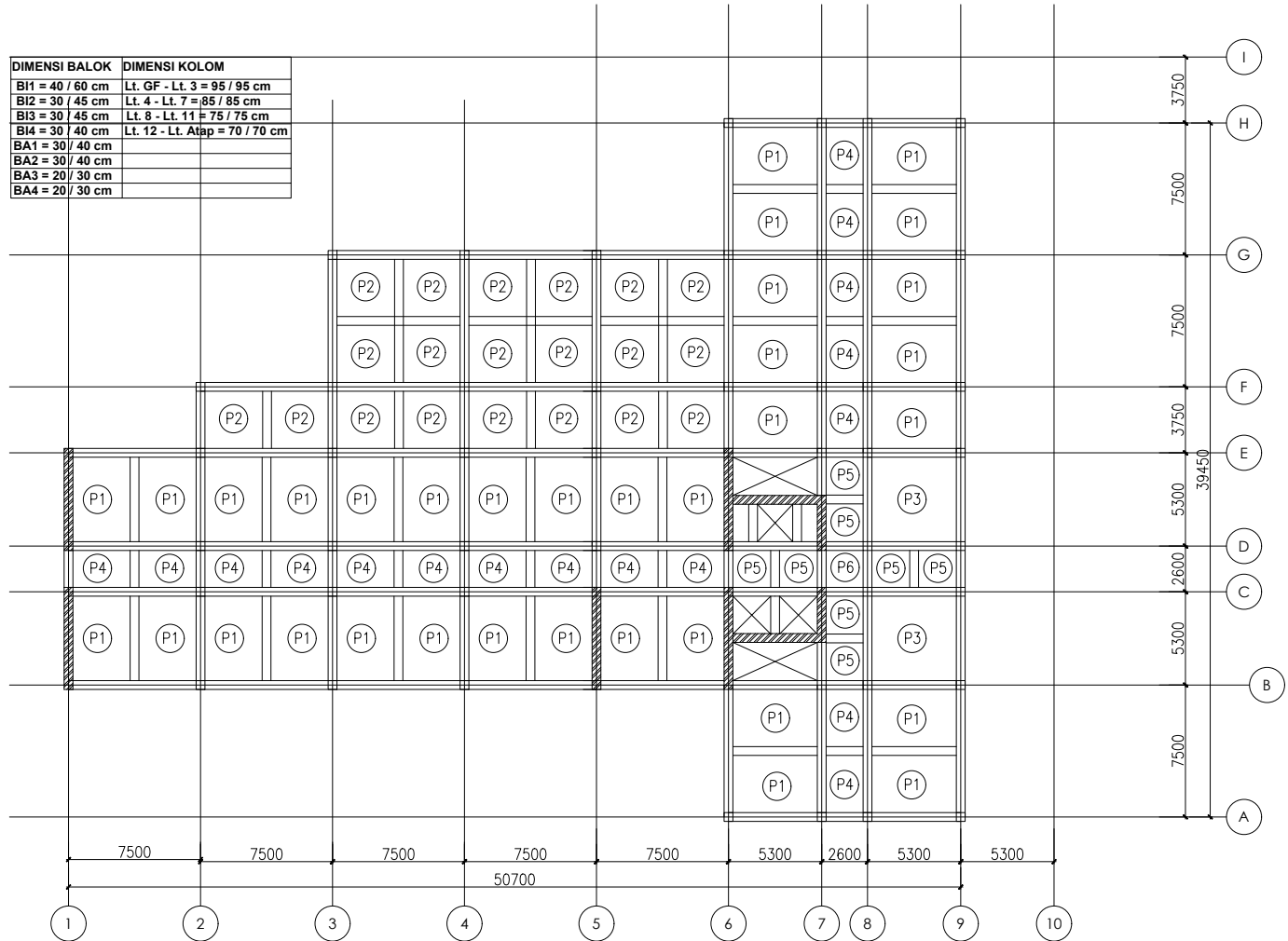


DENAH PELAT LT. GROUND FLOOR
SKALA 1 : 400

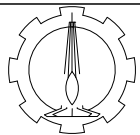


| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|------------------------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Denah Pelat Lt. Ground Floor | 1 : 400 | 5 | 29 | Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

| DIMENSI BALOK | DIMENSI KOLOM |
|------------------|--------------------------------|
| B1 = 40 / 60 cm | Lt. GF - Lt. 3 = 95 / 95 cm |
| B2 = 30 / 45 cm | Lt. 4 - Lt. 7 = 85 / 85 cm |
| B3 = 30 / 45 cm | Lt. 8 - Lt. 11 = 75 / 75 cm |
| B4 = 30 / 40 cm | Lt. 12 - Lt. Atap = 70 / 70 cm |
| BA1 = 30 / 40 cm | |
| BA2 = 30 / 40 cm | |
| BA3 = 20 / 30 cm | |
| BA4 = 20 / 30 cm | |



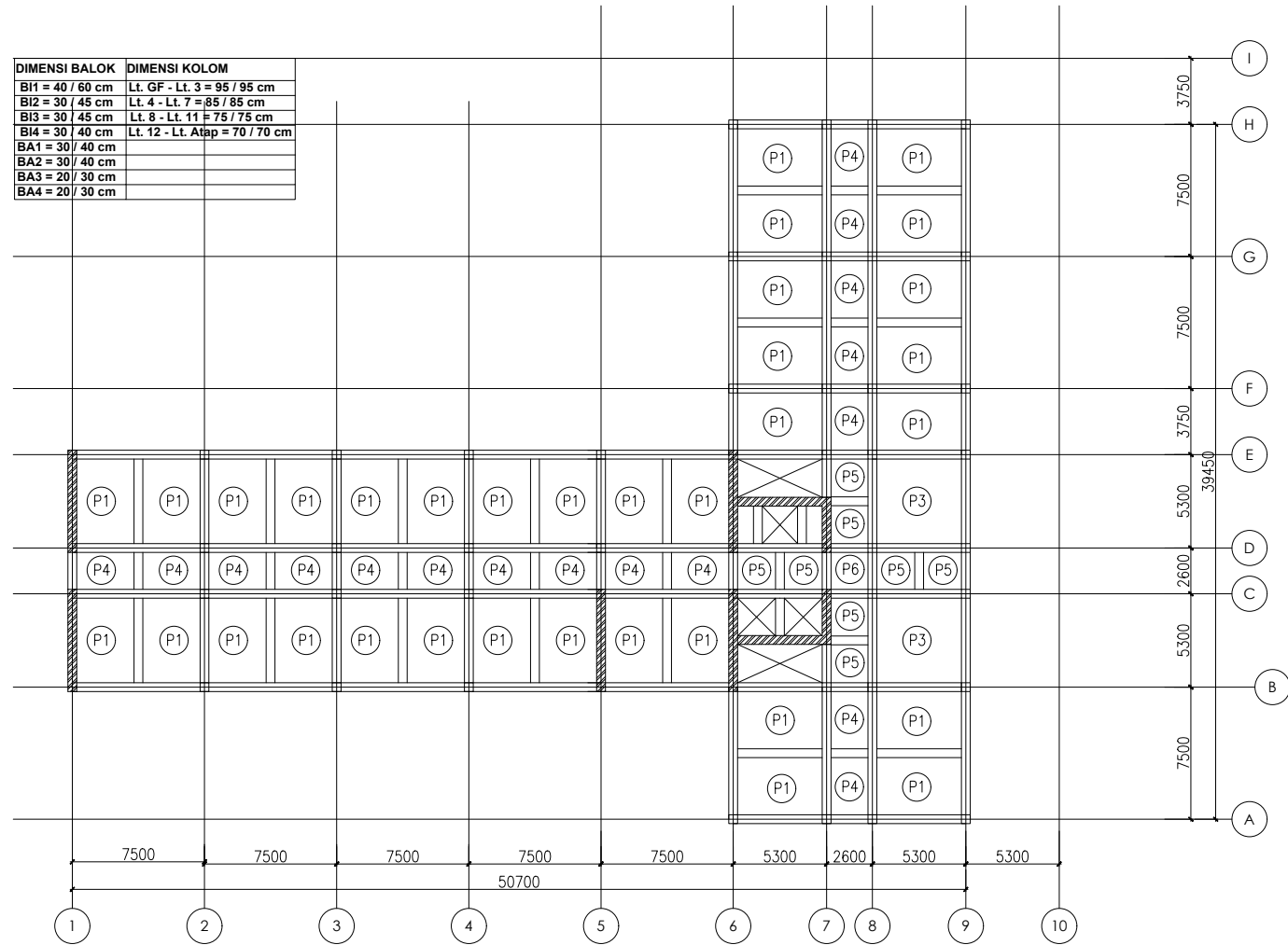
DENAH PELAT LT. UPPER GROUND
SKALA 1 : 400



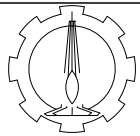
JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|------------------------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Denah Pelat Lt. Upper Ground | 1 : 400 | 6 | 29 | Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

| DIMENSI BALOK | DIMENSI KOLOM |
|------------------|--------------------------------|
| BI1 = 40 / 60 cm | Lt. GF - Lt. 3 = 95 / 95 cm |
| BI2 = 30 / 45 cm | Lt. 4 - Lt. 7 = 85 / 85 cm |
| BI3 = 30 / 45 cm | Lt. 8 - Lt. 11 = 75 / 75 cm |
| BI4 = 30 / 40 cm | Lt. 12 - Lt. Atap = 70 / 70 cm |
| BA1 = 30 / 40 cm | |
| BA2 = 30 / 40 cm | |
| BA3 = 20 / 30 cm | |
| BA4 = 20 / 30 cm | |

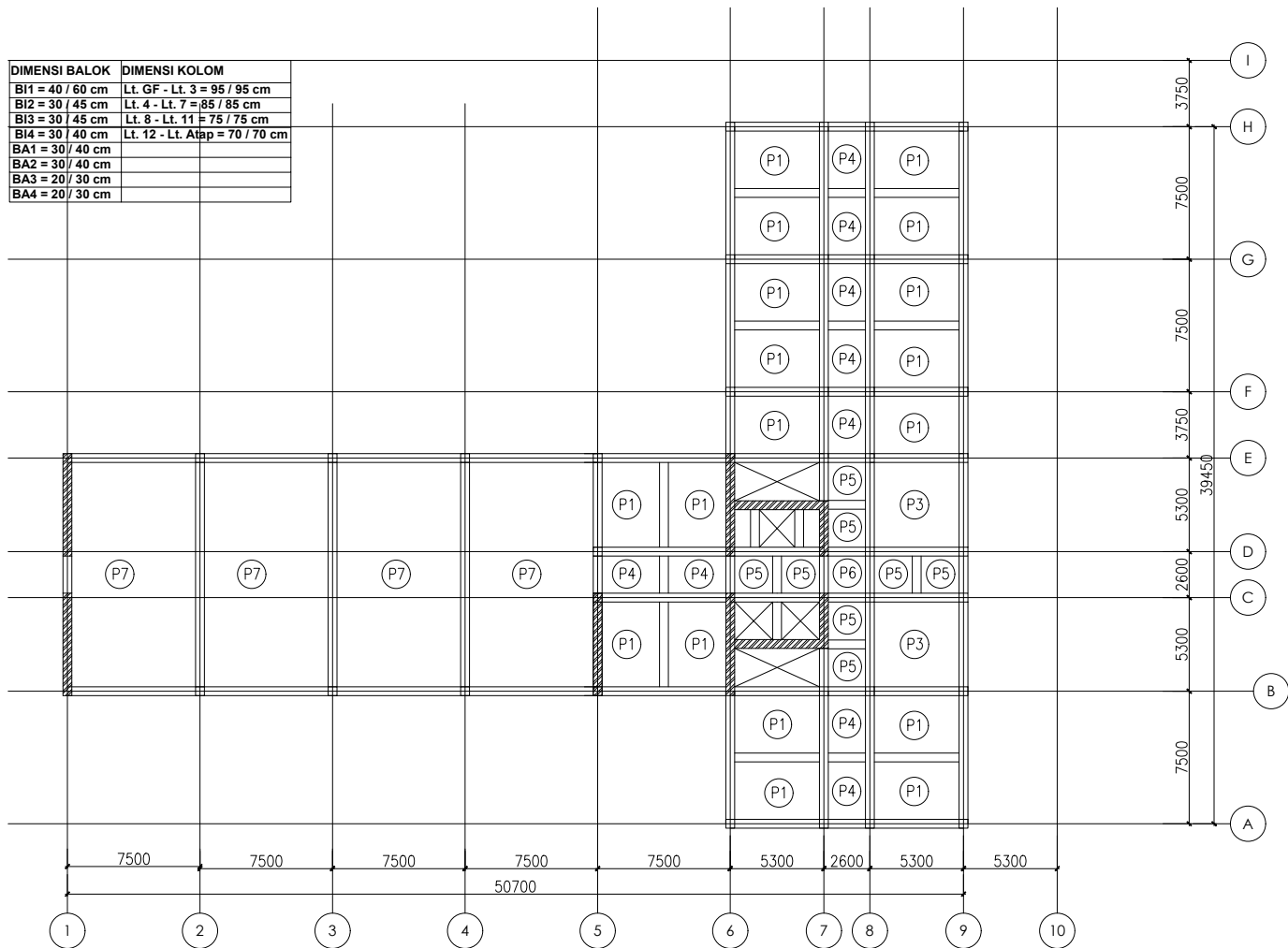


DENAH PELAT LT. 3 - 15
SKALA 1 : 400

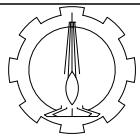


| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|-----------------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | DenahPelat Lt. 3 - 15 | 1 : 400 | 7 | 29 | Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

| DIMENSI BALOK | DIMENSI KOLOM |
|------------------|--------------------------------|
| BI1 = 40 / 60 cm | Lt. GF - Lt. 3 = 95 / 95 cm |
| BI2 = 30 / 45 cm | Lt. 4 - Lt. 7 = 85 / 85 cm |
| BI3 = 30 / 45 cm | Lt. 8 - Lt. 11 = 75 / 75 cm |
| BI4 = 30 / 40 cm | Lt. 12 - Lt. Atap = 70 / 70 cm |
| BA1 = 30 / 40 cm | |
| BA2 = 30 / 40 cm | |
| BA3 = 20 / 30 cm | |
| BA4 = 20 / 30 cm | |

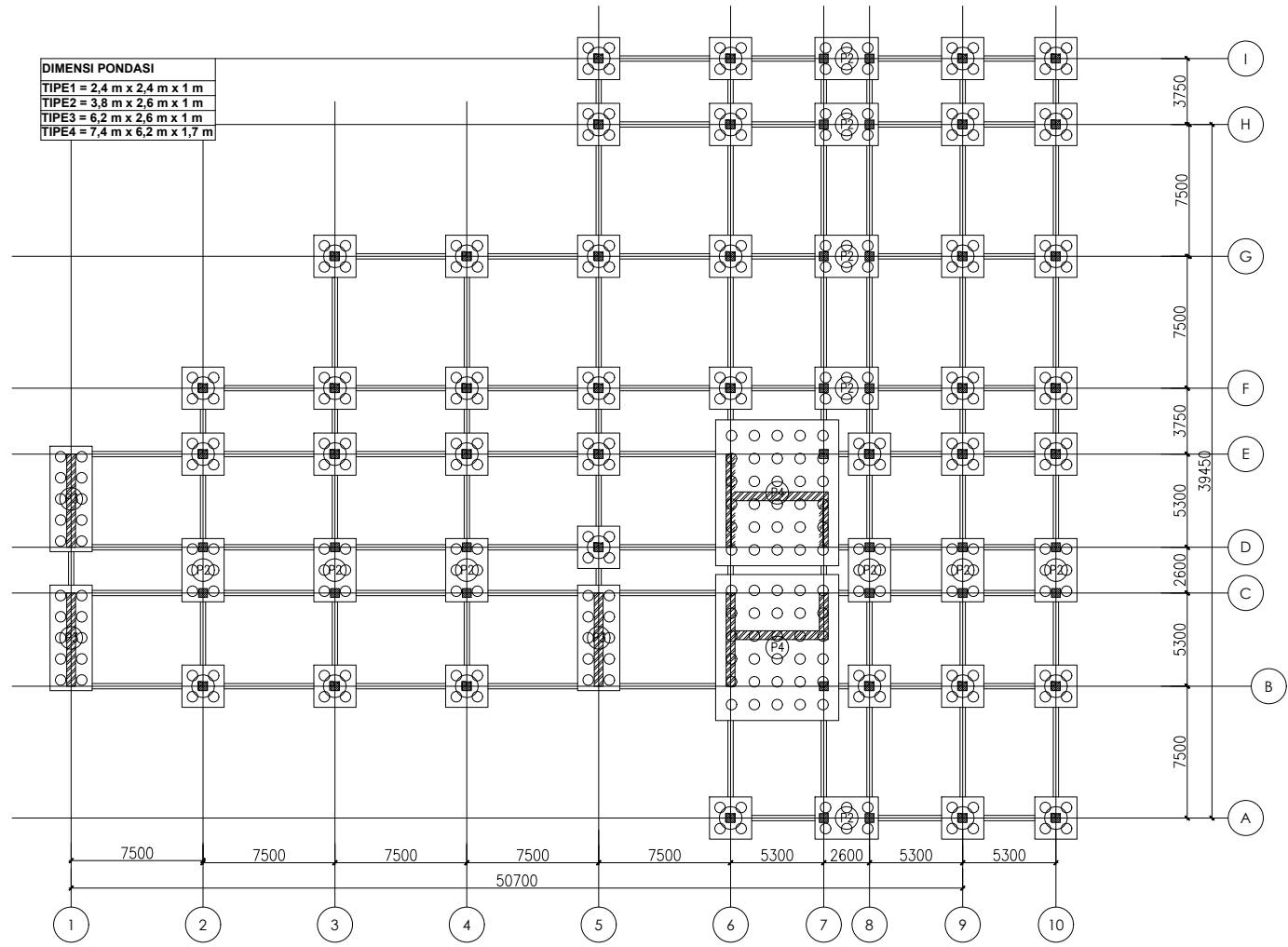


DENAH PELAT LT. ATAP
SKALA 1 : 400

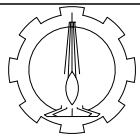


JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

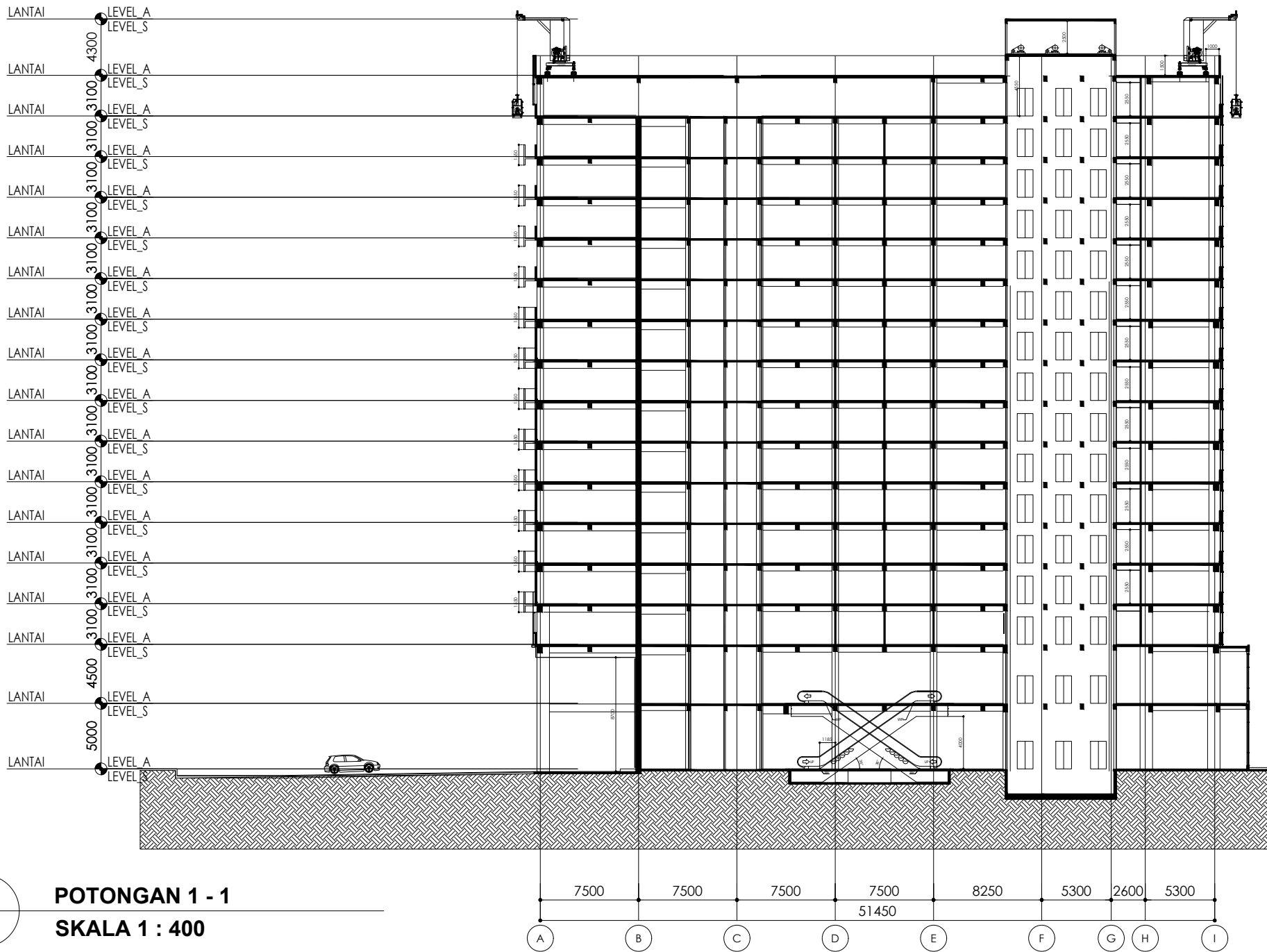
| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|----------------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Denah Pelat Lt. Atap | 1 : 400 | 8 | 29 | Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |



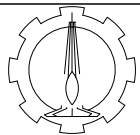
DENAH PONDASI
SKALA 1 : 400



| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|---------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Denah Pondasi | 1 : 400 | 9 | 29 | Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

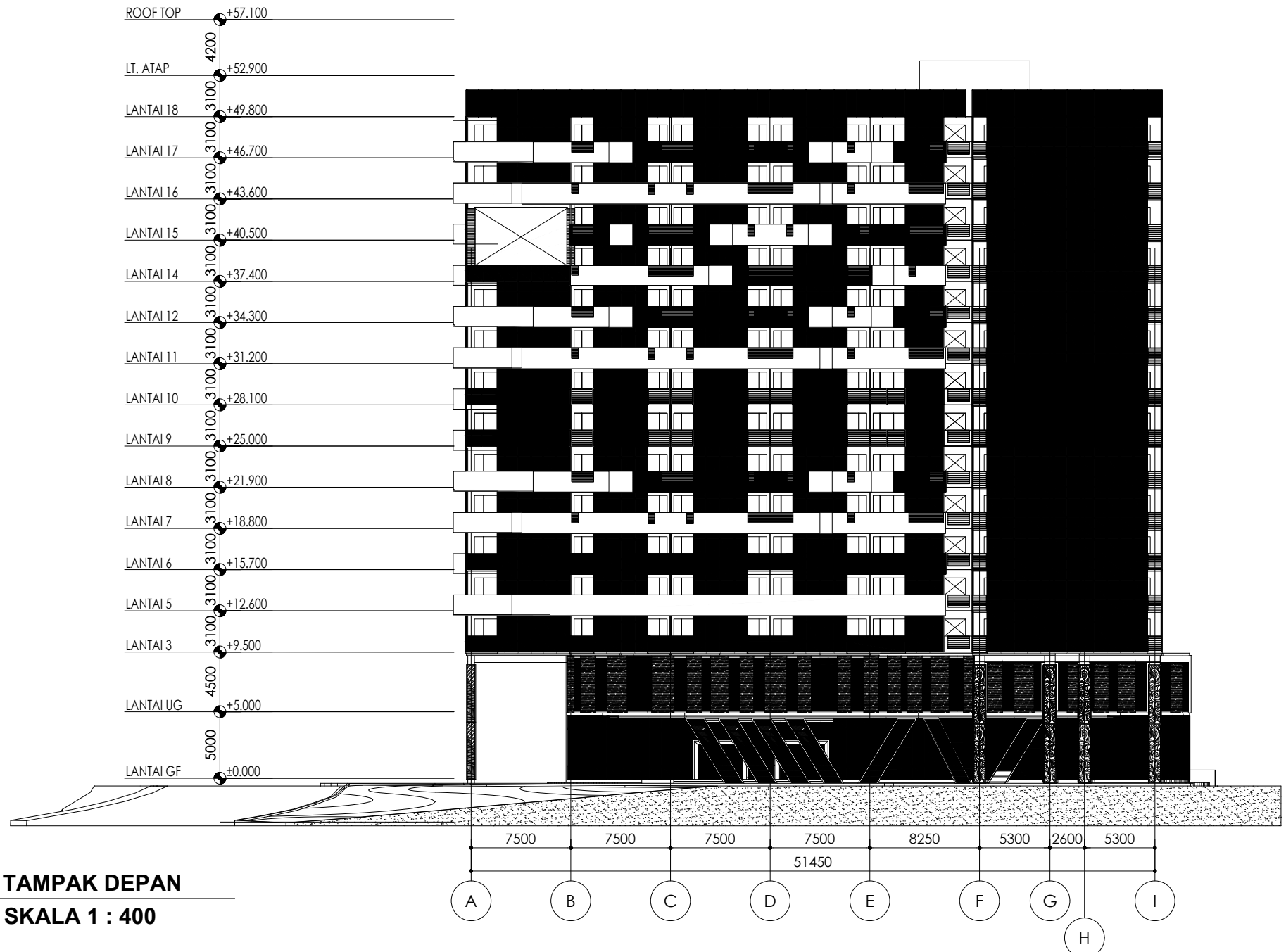


POTONGAN 1 - 1
SKALA 1 : 400

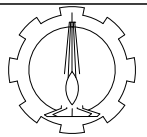


JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|----------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Potongan 1 - 1 | 1 : 400 | 10 | 29 | Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

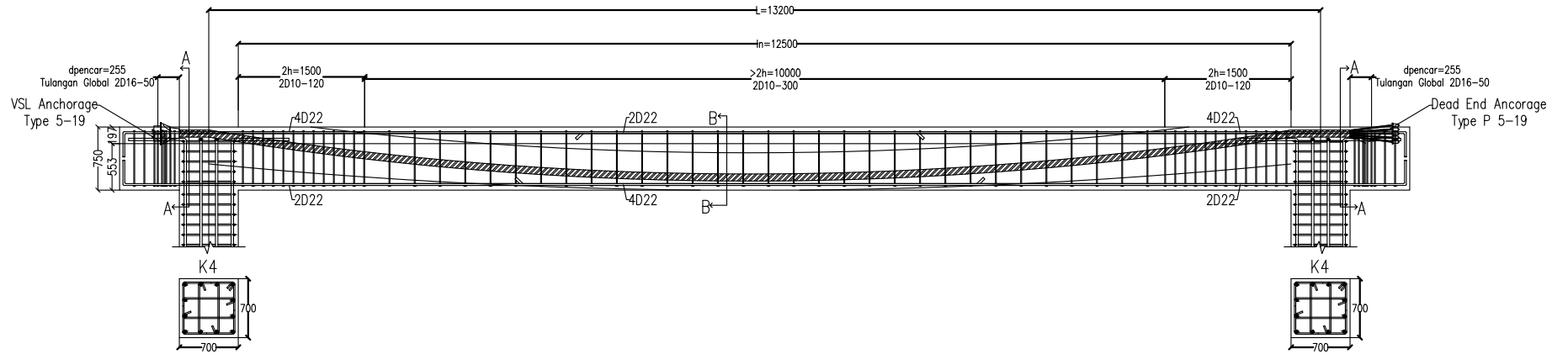


TAMPAK DEPAN
SKALA 1 : 400



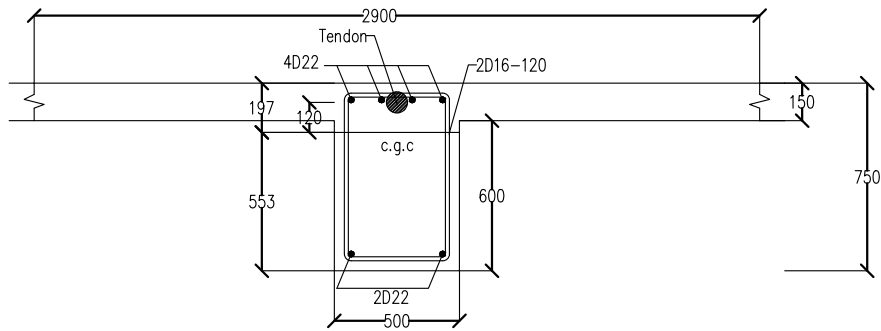
JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|--------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Tampak Depan | 1 : 400 | 11 | 29 | Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D Prof. Dr. I Gusti Putu Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

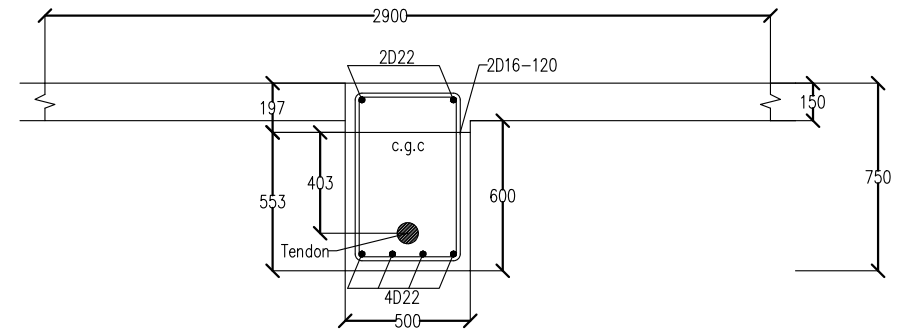


| | | | | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| x | 0,00 | 1,1 | 2,2 | 3,3 | 4,4 | 5,5 | 6,6 | 7,7 | 8,8 | 9,9 | 11 | 12,1 | 13,2 |
| y | 672,55 | 512,88 | 382,24 | 280,64 | 208,06 | 164,52 | 150,00 | 164,52 | 208,06 | 280,64 | 382,24 | 512,88 | 672,55 |

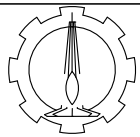
○ POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1: 75



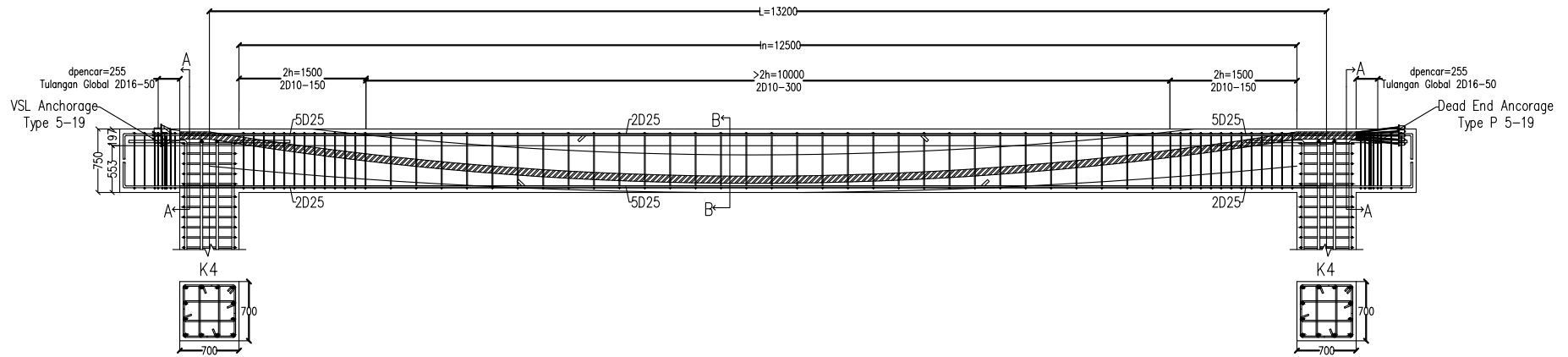
○ POTONGAN A-A
SKALA 1: 75



○ POTONGAN B-B
SKALA 1: 75

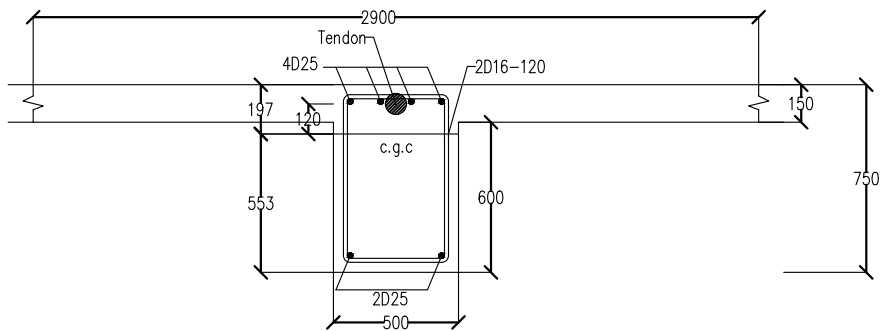


| | | | | | | |
|------------|-------------|-------|------------|------------|------------------|----------------------|
| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
| | | | | | | |

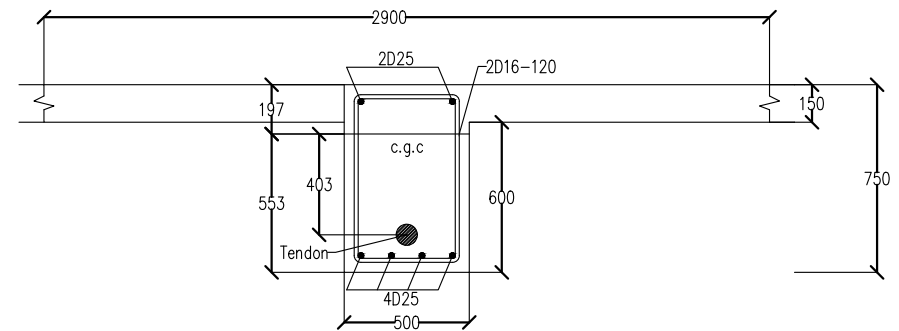


| | | | | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| x | 0.00 | 1.1 | 2.2 | 3.3 | 4.4 | 5.5 | 6.6 | 7.7 | 8.8 | 9.9 | 11 | 12.1 | 13.2 |
| y | 672.55 | 512.88 | 382.24 | 280.64 | 208.06 | 164.52 | 150.00 | 164.52 | 208.06 | 280.64 | 382.24 | 512.88 | 672.55 |

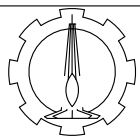
○ POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1: 75

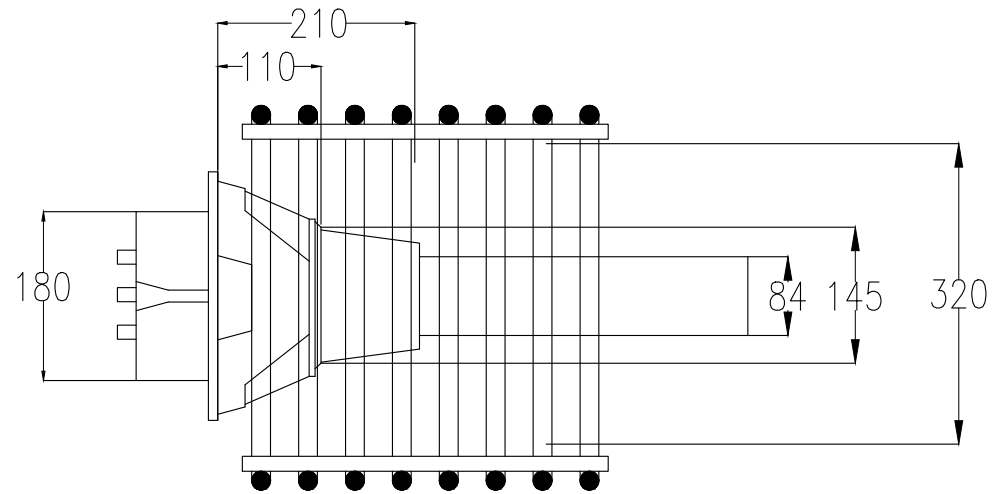
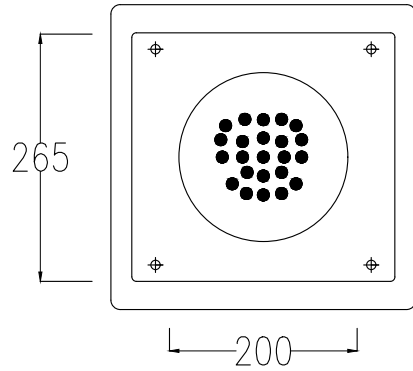


○ POTONGAN A-A
SKALA 1: 75

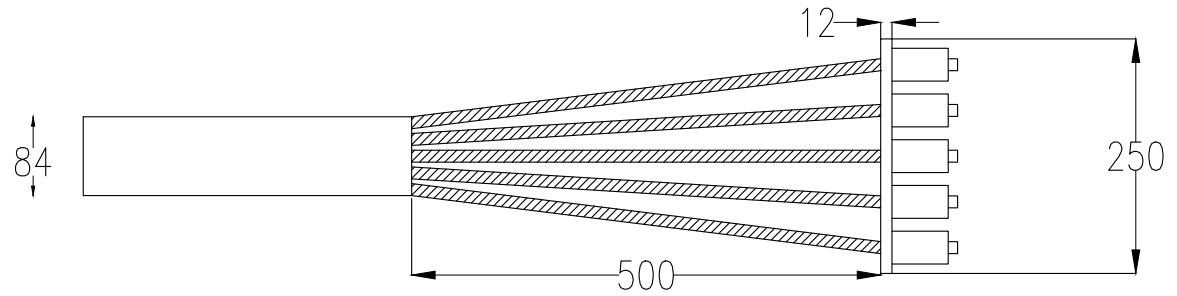


○ POTONGAN B-B
SKALA 1: 75

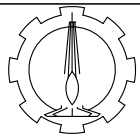




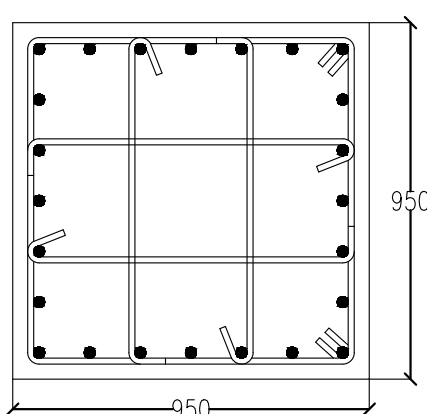
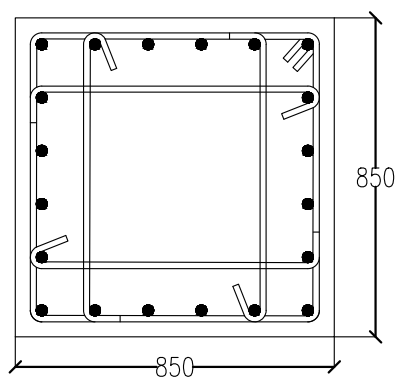
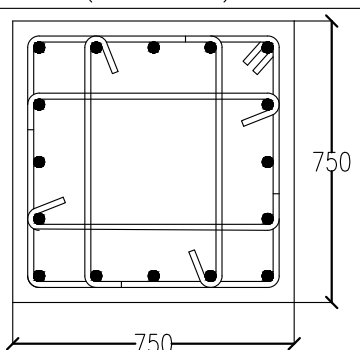
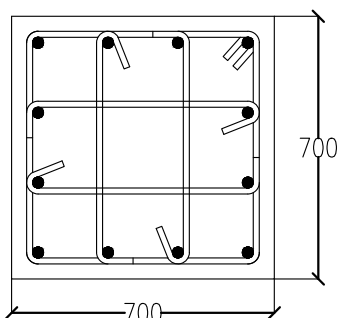
○ DETAIL VSL ANGHORAGE TYPE SC 5-19
SKALA 1:8

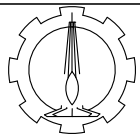


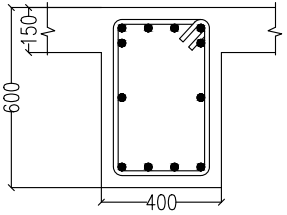
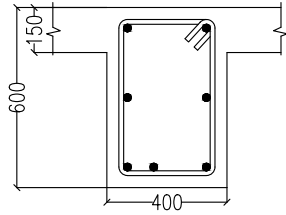
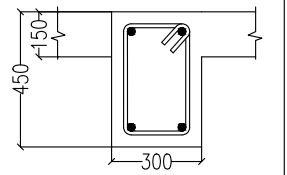
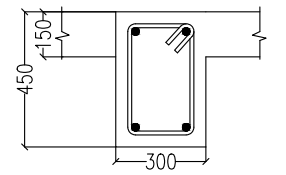
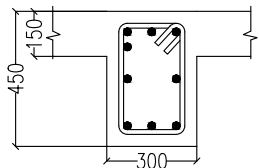
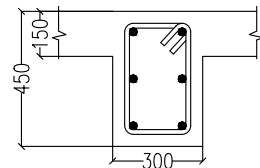
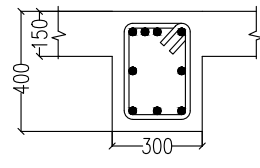
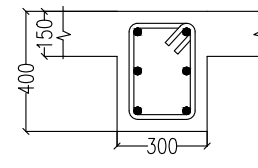
○ DETAIL VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P 5-19
SKALA 1:8

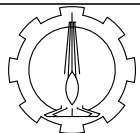


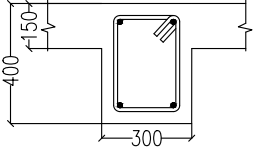
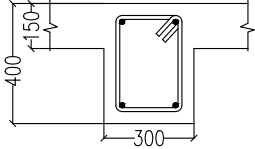
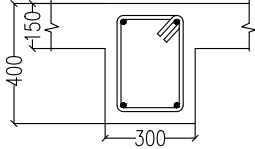
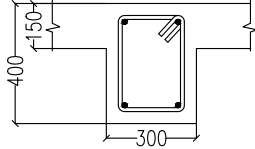
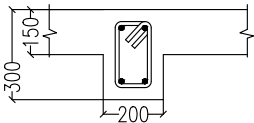
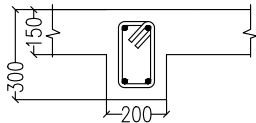
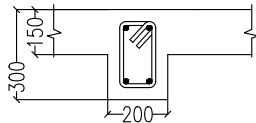
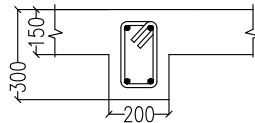
| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|-------------------------|-------|------------|------------|--------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Detail Penulangan Kolom | 1:8 | 14 | 29 | Prof. Tavio, AT., MT. Prof. Dr. Ir I G.P.Raka | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

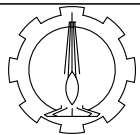
| | | | |
|------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| TYPE | K1 (950 x 950) | | K2 (850 X 850) |
| LT. Basement - 4 |  | Lt .5 - 7 |  |
| TULANGAN | 24D29 | TULANGAN | 20D29 |
| SENGKANG | 4D16-100/120 | SENGKANG | 4D16-100/120 |
| TYPE | K3 (750 x 750) | | K4 (700 X 700) |
| LT. 8-9 |  | LT. 10-Atap |  |
| TULANGAN | 16D29 | TULANGAN | 12D29 |
| SENGKANG | 4D16-120/150 | SENGKANG | 4D16-120/150 |

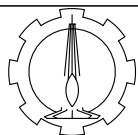
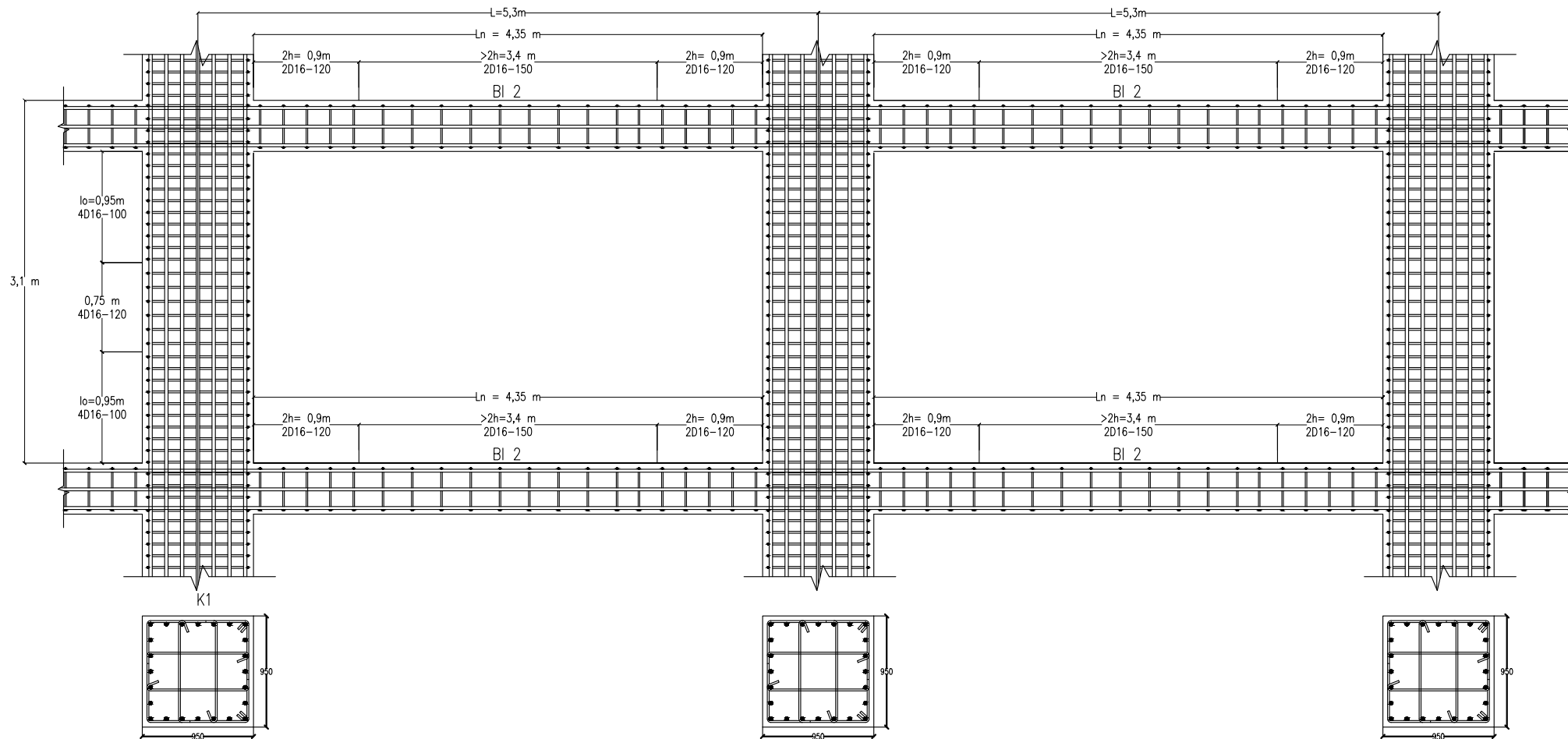


| | | | | |
|-----------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| TYPE | BI 1 | | BI 2 | |
| DIMENSI BXH(mm) | 400 x 600 | | 300 x 450 | |
| PANJANG (mm) | 7500 | | 5300 | |
| POSISI | TUMPUAN | LAPANGAN | TUMPUAN | LAPANGAN |
| POTONGAN |  |  |  |  |
| TUL. ATAS | 6D25 | 2D25 | 2D25 | 2D25 |
| TUL. BAWAH | 4D25 | 3D25 | 2D25 | 2D25 |
| TUL. PINGGANG | 2D25 | 2D25 | 2D25 | 2D25 |
| SENGKANG | 2D16-120 | 2D16-200 | 2D13-200 | 2D13-250 |
| TYPE | BI 3 | | BI 4 | |
| DIMENSI BXH(mm) | 300 x 450 | | 300 x 400 | |
| PANJANG (mm) | 3750 | | 2600 | |
| POSISI | TUMPUAN | LAPANGAN | TUMPUAN | LAPANGAN |
| POTONGAN |  |  |  |  |
| TUL. ATAS | 4D25 | 2D25 | 4D25 | 2D25 |
| TUL. BAWAH | 3D25 | 2D25 | 3D25 | 2D25 |
| TUL. PINGGANG | 2D25 | 2D25 | 2D25 | 2D25 |
| SENGKANG | 2D16-150 | 2D16-200 | 2D16-100 | 2D16-150 |



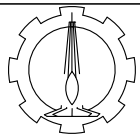
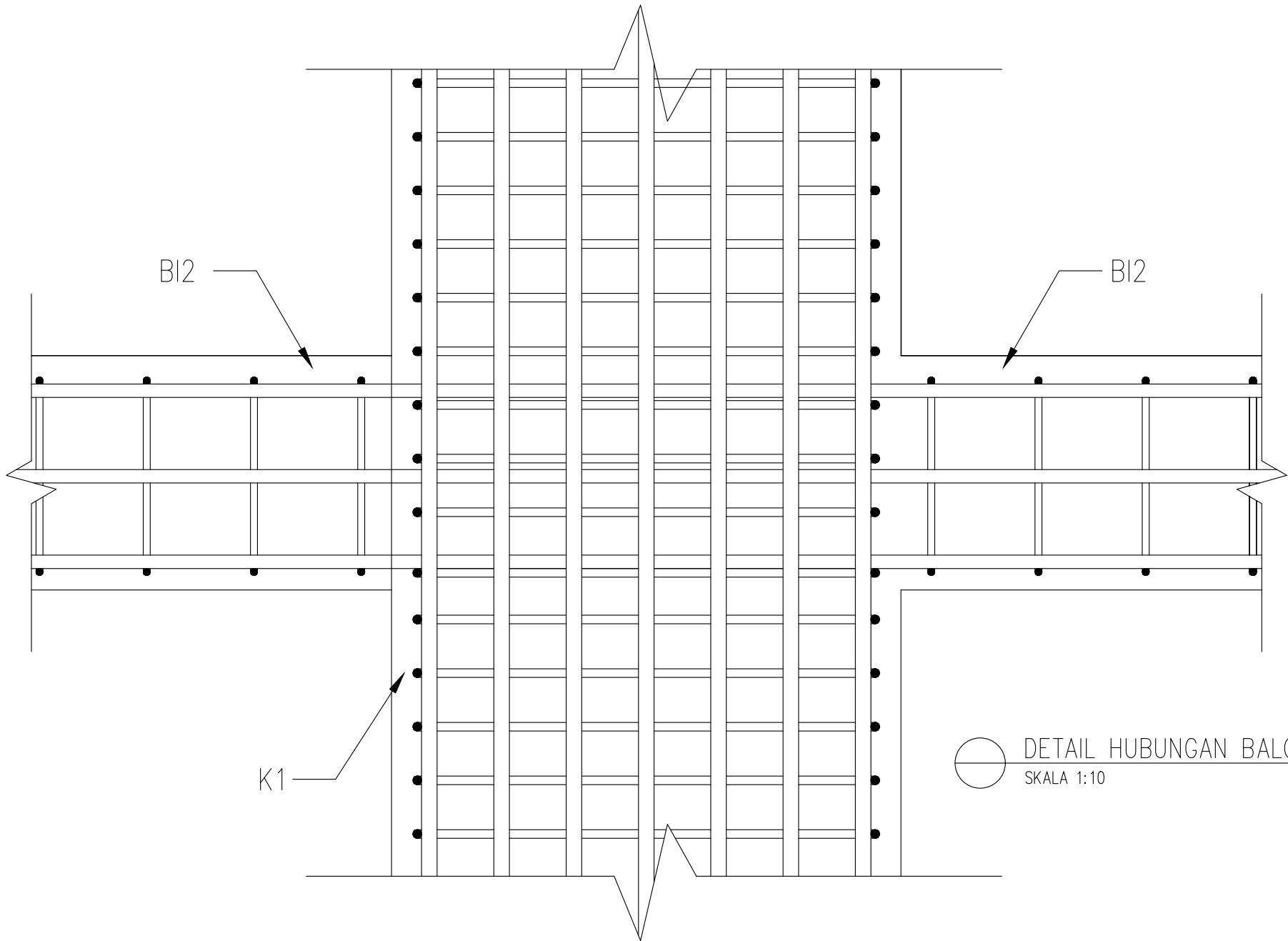
| | | | | |
|-----------------|------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| TYPE | BA 1 | | BA 2 | |
| DIMENSI BXH(mm) | 300 x 400 | | 300 x 400 | |
| PANJANG (mm) | 7500 | | 5300 | |
| POSISI | TUMPUAN | LAPANGAN | TUMPUAN | LAPANGAN |
| POTONGAN |  |  |  |  |
| TUL. ATAS | 2D16 | 2D16 | 2D16 | 2D16 |
| TUL. BAWAH | 2D16 | 2D16 | 2D16 | 2D16 |
| SENGKANG | 2D13-150 | 2D13-150 | 2D13-150 | 2D13-150 |
| TYPE | BA 3 | | BA 4 | |
| DIMENSI BXH(mm) | 200 x 300 | | 200 x 300 | |
| PANJANG (mm) | 3750 | | 2600 | |
| POSISI | TUMPUAN | LAPANGAN | TUMPUAN | LAPANGAN |
| POTONGAN |  |  |  |  |
| TUL. ATAS | 2D16 | 2D16 | 2D16 | 2D16 |
| TUL. BAWAH | 2D16 | 2D16 | 2D16 | 2D16 |
| SENGKANG | 2D13-100 | 2D13-100 | 2D13-100 | 2D13-100 |



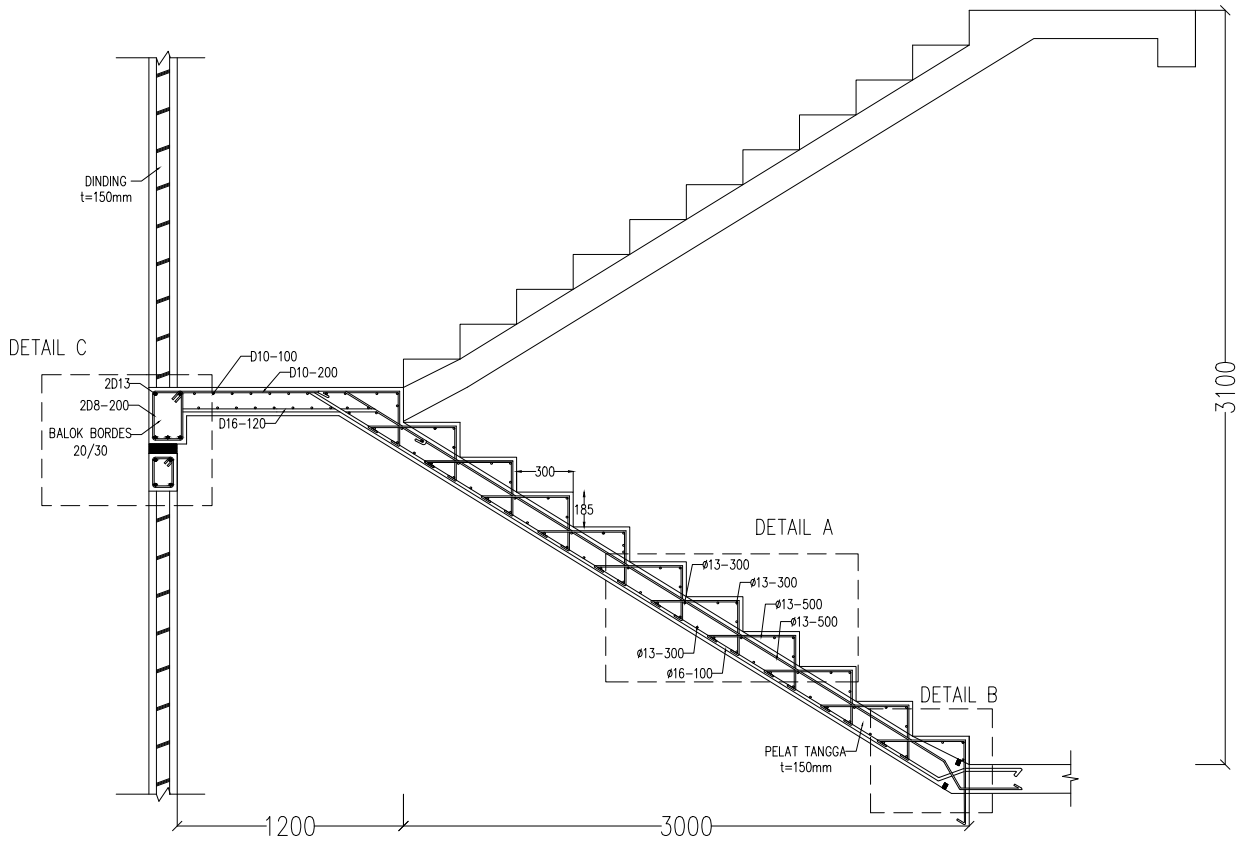


JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

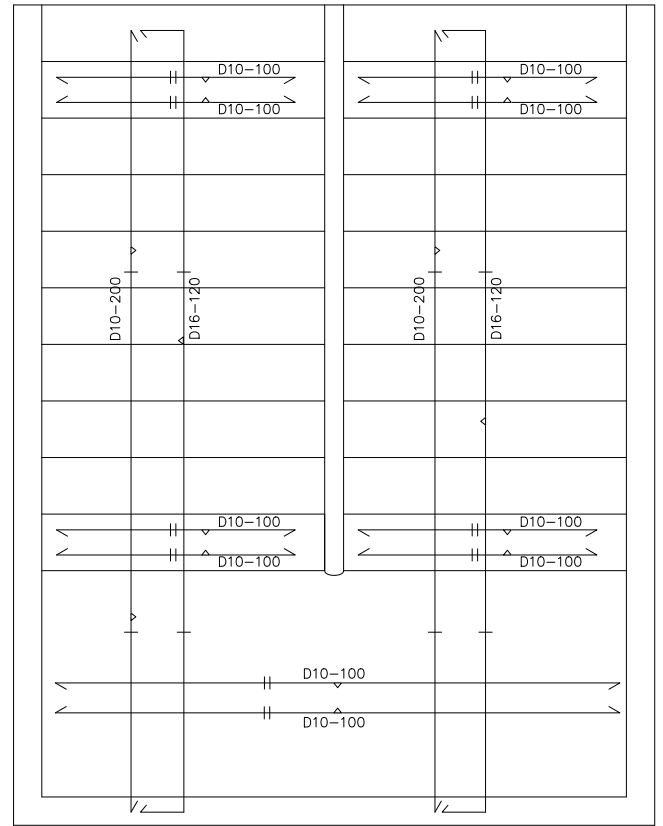
| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|----------------------------------------|-------|------------|------------|--------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Detail Penulangan Hubungan Balok Kolom | 1:50 | 18 | 29 | Prof. Tavio, AT., MT. Prof. Dr. Ir I G.P.Raka | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |



| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|----------------------------------------|-------|------------|------------|-------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Detail Penulangan Hubungan Balok Kolom | 1:50 | 19 | 29 | Prof. Tavo, AT., MT. Prof. Dr. Ir I G.P.Raka | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |



○ POTONGAN MEMANJANG PENULANGAN TANGGA
SKALA 1: 40

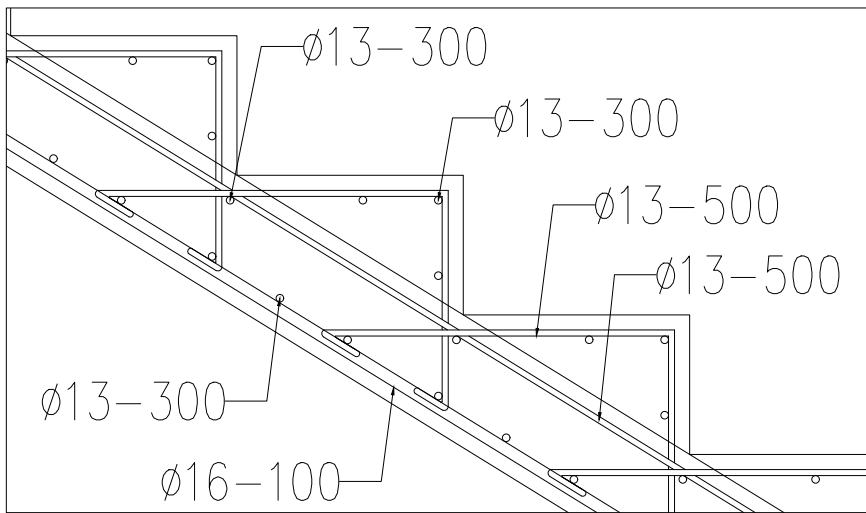


○ TAMPAK ATAS PENULANGAN TANGGA
SKALA 1: 40

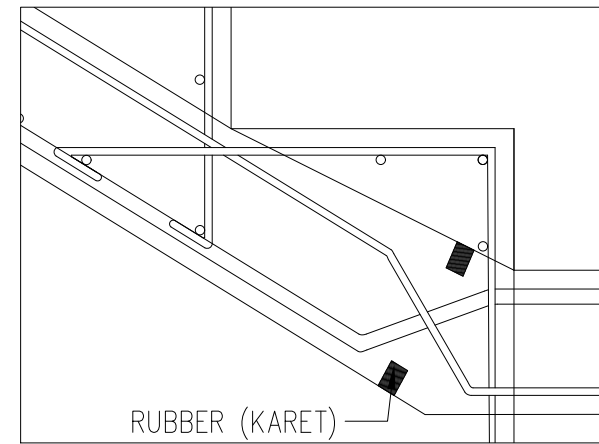


JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

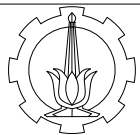
| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|-------------------|--------|------------|------------|----------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Penulangan Tangga | 1 : 40 | 20 | 29 | Prof. Tavio ST. MT. Ph.D Prof. Dr. Ir I G.P.Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (03111540000105) |




 DETAIL A
 SKALA 1:10

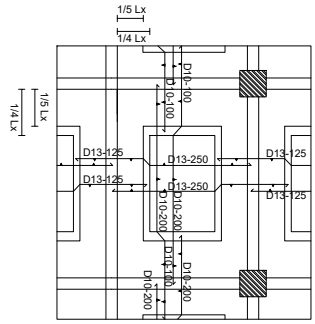
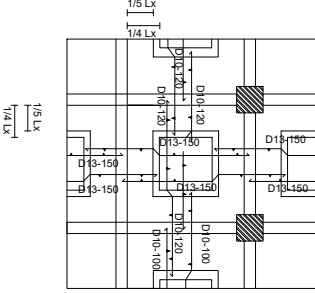
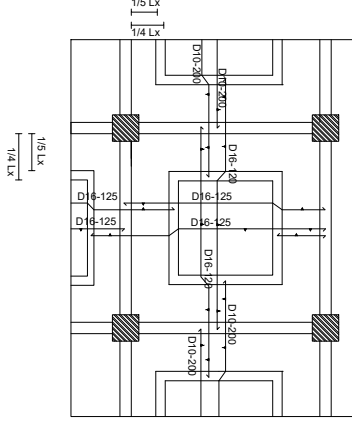



 DETAIL B
 SKALA 1:8

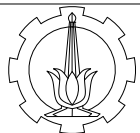


JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

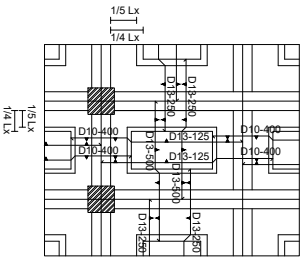
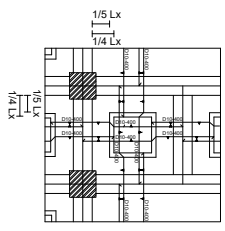
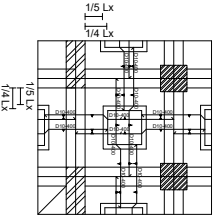
| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|--------------------------|--------|------------|------------|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Detail Penulangan Tangga | 1 : 16 | 21 | 29 | Prof. Tavo ST. MT. Ph.D Prof. Dr. Ir I G.P.Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

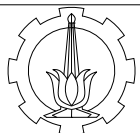
| | | | |
|---------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| TYPE | Pelat Lantai Tipe 1 | TYPE | Pelat Lantai Tipe 2 |
| 2 ARAH t = 15 cm |  | 2 ARAH t = 15 cm |  |
| TULANGAN ARAH X | D13-125 | TULANGAN ARAH X | D10-150 |
| TULANGAN ARAH Y | D10-100 | TULANGAN ARAH Y | D10-120 |
| TYPE | Pelat Lantai Tipe 3 | | |
| 2 ARAH t = 15 cm |  | | |
| TULANGAN ARAH X | D16-125 | | |
| TULANGAN ARAH Y | D16-120 | | |

PENULANGAN PELAT
SKALA 1 : 200

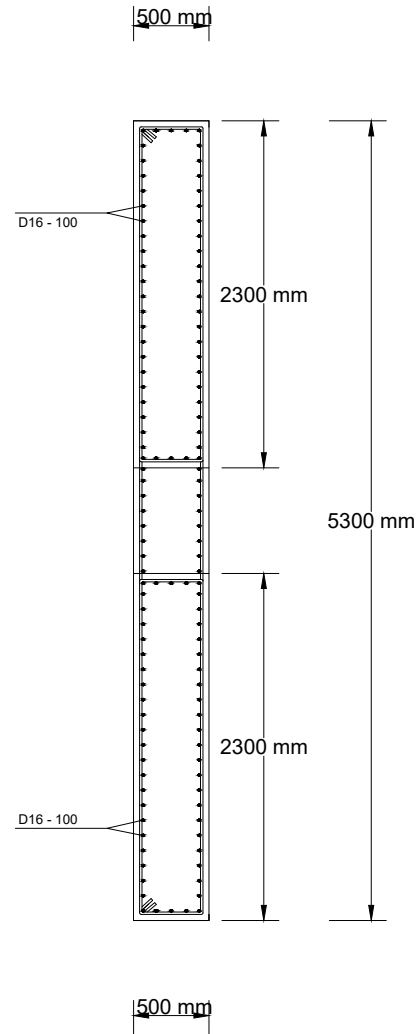


PENULANGAN PELAT
SKALA 1 : 200

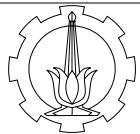
| TYPE | Pelat Lantai Tipe 4 | TYPE | Pelat Lantai Tipe 5 |
|---------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| 2 ARAH t = 15 cm |  | 2 ARAH t = 15 cm |  |
| TULANGAN ARAH X | D13-250 | TULANGAN ARAH X | D10-200 |
| TULANGAN ARAH Y | D10-200 | TULANGAN ARAH Y | D10-200 |
| TYPE | Pelat Lantai Tipe 6 | | |
| 2 ARAH t = 15 cm |  | | |
| TULANGAN ARAH X | D10-200 | | |
| TULANGAN ARAH Y | D10-200 | | |



| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|------------------|---------|------------|------------|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Penulangan Pelat | 1 : 200 | 23 | 29 | Prof. Tavo ST. MT. Ph.D Prof. Dr. Ir I G.P.Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

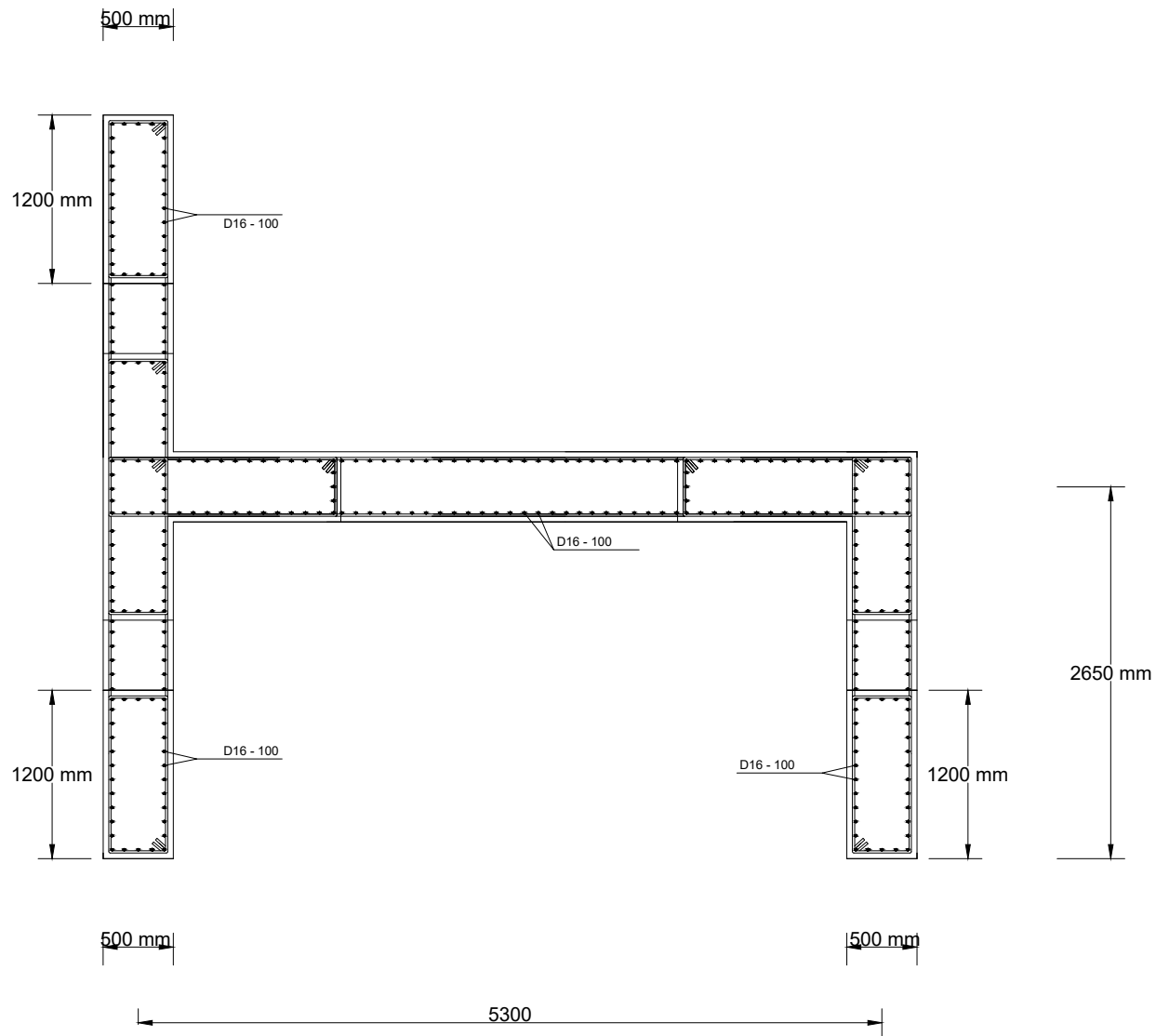


Shearwall Tipe 1
SKALA 1 : 50

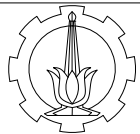


JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|------------------|--------|------------|------------|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Shearwall Tipe 1 | 1 : 50 | 24 | 29 | Prof. Tavo ST. MT. Ph.D Prof. Dr. Ir I G.P.Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

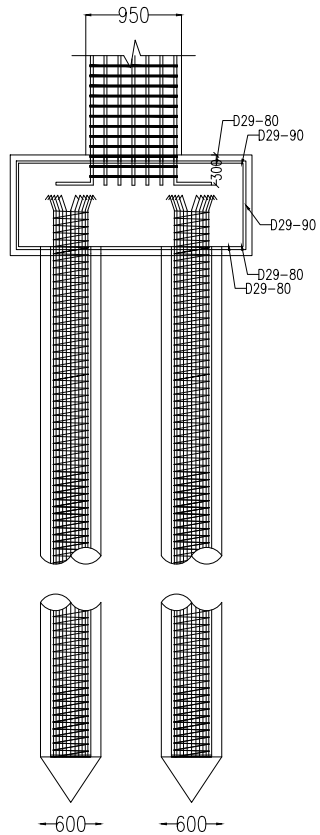


Shearwall Tipe 2
SKALA 1 : 50

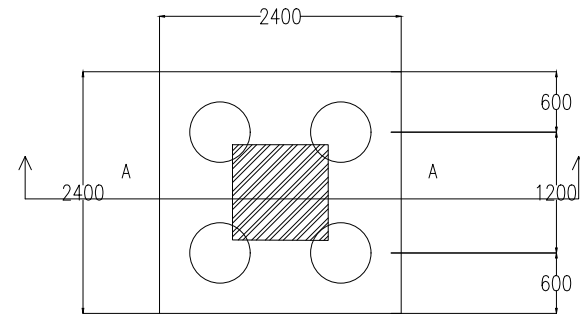


JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

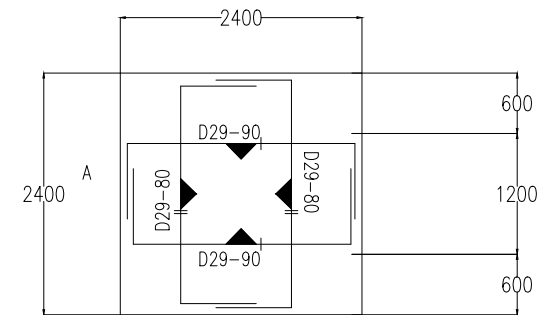
| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|------------------|--------|------------|------------|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Shearwall Tipe 2 | 1 : 50 | 25 | 29 | Prof. Tavo ST. MT. Ph.D Prof. Dr. Ir I G.P.Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |



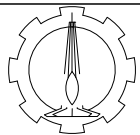
POTONGAN A-A
SKALA 1:75



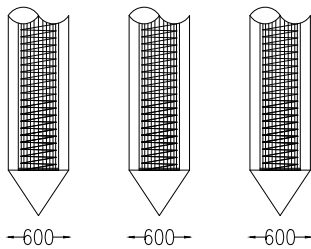
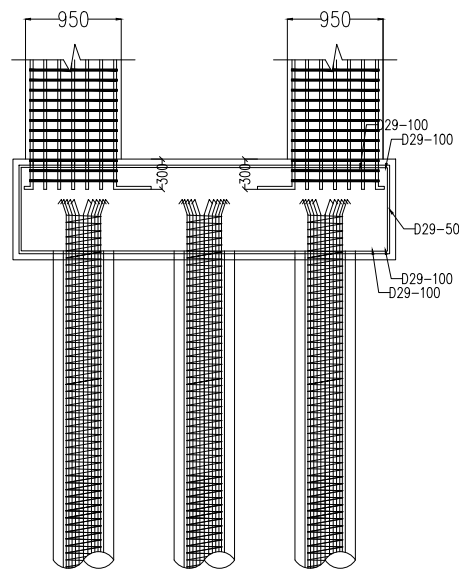
GROUP TIANG PANGCANG
SKALA 1:75



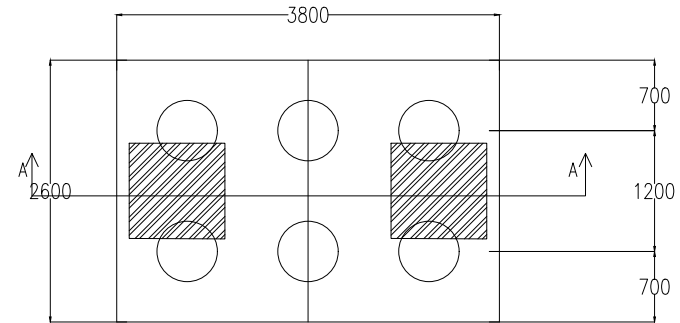
DETAIL PENULANGAN POER
SKALA 1:75



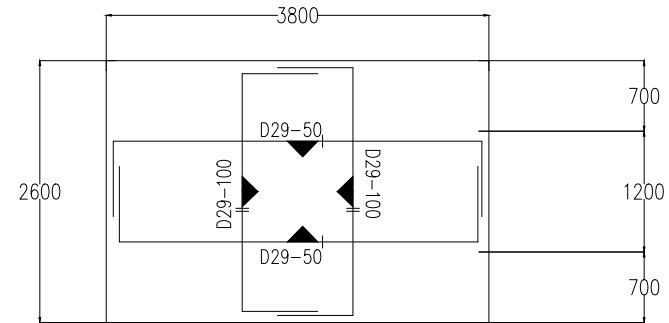
| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|-----------------------|-------|------------|------------|----------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Detail Pondasi Tipe 1 | 1:75 | 26 | 29 | Prof. Tavio ST. MT. Ph.D Prof. Dr. Ir I.G.P.Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |



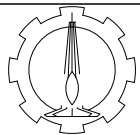
POTONGAN A-A
SKALA 1:75



GROUP TIANG PANCANG
SKALA 1:75

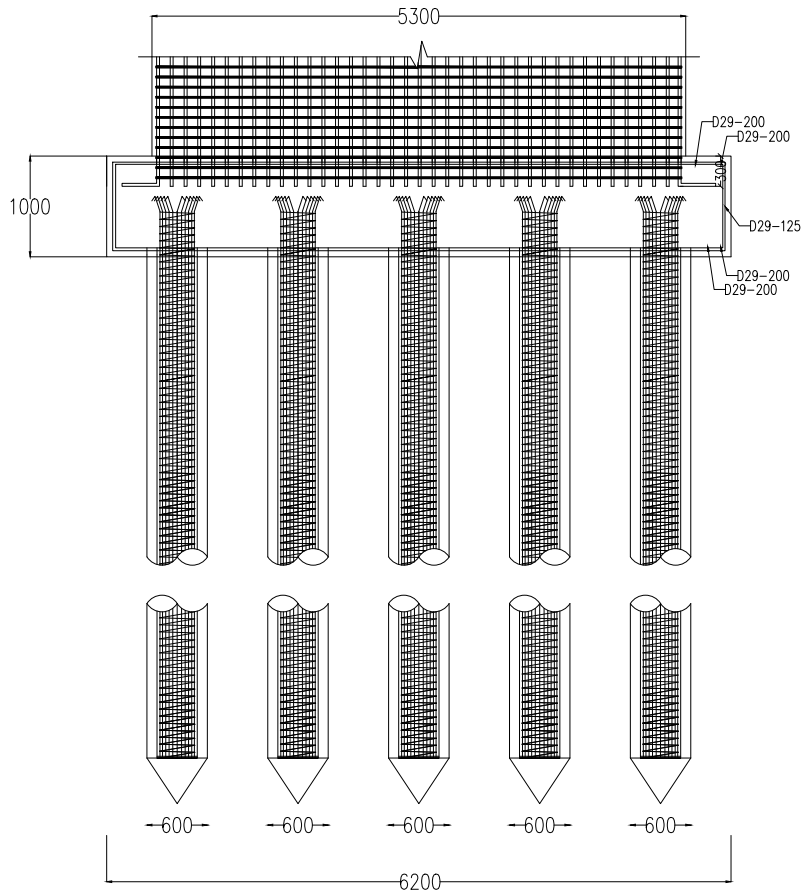


DETAIL PENULANGAN POER
SKALA 1:75

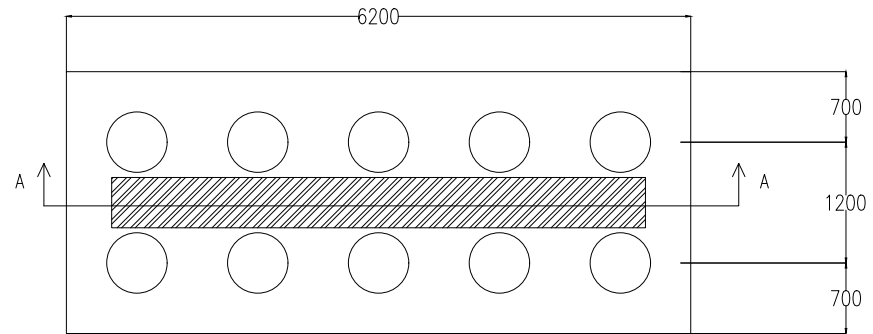


JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

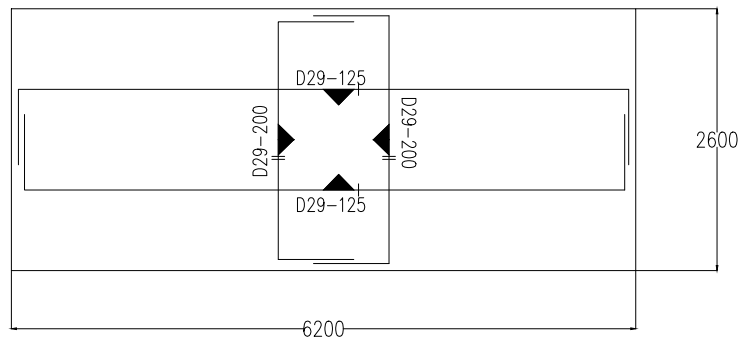
| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|-----------------------|-------|------------|------------|----------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Detail Pondasi Tipe 2 | 1:75 | 27 | 29 | Prof. Tavio ST. MT. Ph.D Prof. Dr. Ir I.G.P.Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |



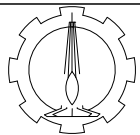
POTONGAN A-A
SKALA 1:75



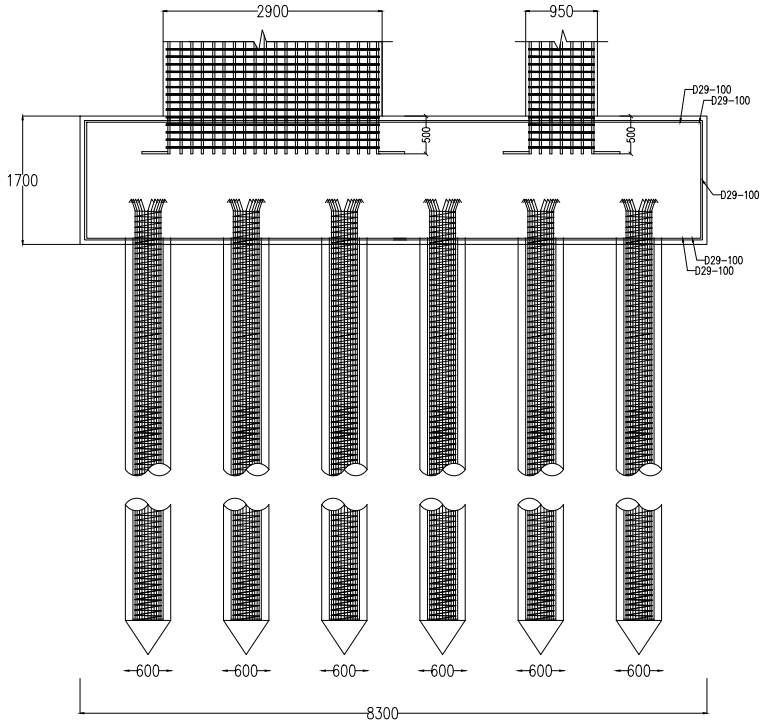
GROUP TIANG PANCANG
SKALA 1:75



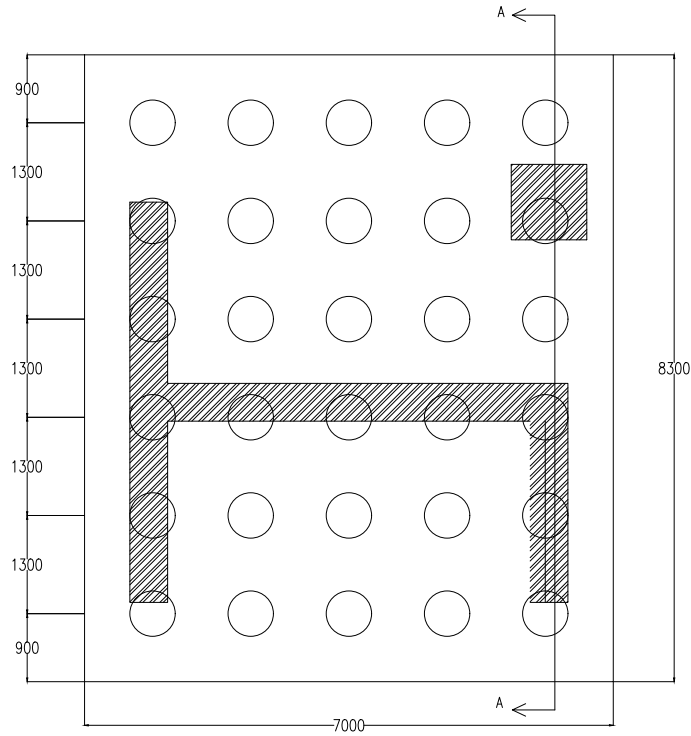
DETAIL PENULANGAN POER
SKALA 1:75



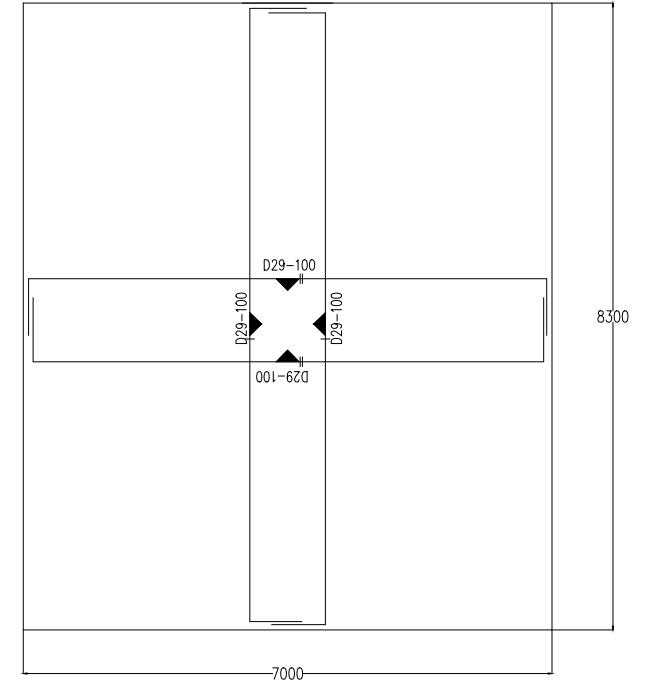
| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|-----------------------|-------|------------|------------|----------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Detail Pondasi Tipe 3 | 1:75 | 28 | 29 | Prof. Tavio ST. MT. Ph.D Prof. Dr. Ir I.G.P.Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |



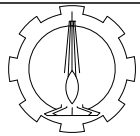
POTONGAN A-A
SKALA 1:75



GROUP TIANG PANCANG
SKALA 1:75



DETAIL PENULANGAN POER
SKALA 1:75



| Nama Tugas | Nama Gambar | Skala | No. Lembar | Jml Lembar | Dosen pembimbing | Nama & Nrp Mahasiswa |
|-------------|-----------------------|-------|------------|------------|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tugas Akhir | Detail Pondasi Tipe 4 | 1:75 | 29 | 29 | Prof. Tavo ST. MT. Ph.D Prof. Dr. Ir I.G.P.Raka, DEA | Daniel Heriyanto Silaen (0311154000019) |

BIODATA PENULIS



Daniel Heriyanto Silaen, lahir di Jakarta, pada tanggal 21 Mei 1997, merupakan anak keempat dari 4 bersaudara pasangan Charles Wilson Silaen dan Linda Taruli Panjaitan. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Santo Markus 2 Jakarta, SMPN 49 Jakarta, dan SMAN 62 Jakarta. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSLK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 03111540000019. Selama menempuh studi, penulis aktif di organisasi kemahasiswaan yaitu Himpunan Mahasiswa Sipil FTSP ITS sebagai kabiro pengembangan dasar Departemen Pengembangan Sumber Daya Mahasiswa. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir “**Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen The Conexio LRT Superblock Menggunakan Sistem Balok Prategang Berdasarkan SNI 2847:2013 dan Eurocode 2 : Design of Concrete Structure**”.

Narahubung

Email : danielsilaen21@gmail.com