TUGAS AKHIR – RC184803

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI 15 SEBAGAI BALLROOM DI WILAYAH GEMPA TINGGI

RACHMI AULIANI
NRP. 03111640000094

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2020

TUGAS AKHIR – RC184803

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI 15 SEBAGAI BALLROOM DI WILAYAH GEMPA TINGGI

RACHMI AULIANI
NRP. 03111640000094

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

FINAL PROJECT – RC184803

STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF GUNAWANGSA GRESIK APARTMENT USING PRESTRESSED CONCRETE SYSTEM ON THE 15th FLOOR AS A BALLROOM IN HIGH SEISMIC HAZARD ZONE

RACHMI AULIANI
NRP. 03111640000094

Academic Supervisor I
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Academic Supervisor II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil, Planning and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2020

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI 15 SEBAGAI BALLROOM DI WILAYAH GEMPA TINGGI

TUGAS AKHIR

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

Oleh:
RACHMI AULIANI
NRP. 03111640000094

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tavio, ST., MT., PhD (Pembimbing 1)

2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka (Pembimbing 2).

KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

SURABAYA

AGUSTUS, 2020

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN GUNAWANGSA GRESIK MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG PADA LANTAI 15 SEBAGAI BALLROOM DI WILAYAH GEMPA TINGGI

Nama Mahasiswa : Rachmi Auliani

NRP : 03111640000094

Departemen : Teknik Sipil FTSPK-ITS

Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Abstrak

Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik merupakan Gedung yang terdiri dari 15 lantai yang terletak di Kabupaten Gresik, Jawa Timur. Gedung ini dibangun menggunakan struktur beton bertulang pada keseluruhan lantai. Pada tugas akhir ini akan dilakukan modifikasi pada lantai ke-15 menjadi ballroom atau ruang serbaguna dengan pembalokan atap menggunakan balok prategang.

Ballroom akan didesain memiliki panjang 23,5 meter dengan lebar 13 meter dan dalam perencanaan ini diusahakan luas pada ruangan ballroom menjadi efektif sehingga memaksimalkan fungsinya sebagai ruang luas dan lapang. Untuk mewujudkan hal tersebut, maka kolom hanya akan terdapat pada tepi bentang saja sehingga dibutuhkan perubahan struktur beton pada balok menjadi struktur prategang

Perencanaan yang diakukan pada Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik menghitung antara lain perencanaan struktur sekunder, struktur utama prategang maupun non prategang, perhitungan pondasi, serta metode pelaksanaan di lapangan.

Dalam perencanaan beton pratekan penulis menggunakan perhitungan khusus mengenai dimensi dan pemberian gaya pratekan, serta kontrol yang disesuaikan dengan beton pratekan dan kehilangan energinya. Untuk perencanaan beton bertulang biasa penulis menggunakan perhitungan dan peraturan yang sesuai dengan syarat beton bertulang biasa. Dalam perencanaan ini harus memenuhi peraturan mengenai bangunan tahan gempa terbaru, antara lain SNI 2847:2013, SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, serta aturan lain yang berkaitan dengan bangunan tahan gempa.

Kata Kunci : Apartemen Gunawangsa Gresik, Beton Bertulang, Beton Prategang

STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF GUNAWANGSA GRESIK APARTMENT USING PRESTRESSED CONCRETE SYSTEM ON THE 15th FLOOR AS A BALLROOM IN HIGH SEISMIC HAZARD ZONE

Student Name : **Rachmi Auliani**

NRP : **03111640000094**

Departemen : **Teknik Sipil FTSPK-ITS**

Academic Supervisor : **Prof. Tavio, ST., MT., PhD.**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Abstract

Gunawangsa Gresik Apartment is a building located in Gresik, East Java that consist 15 stories. This building was built as using reinforced concrete structure. In this final project will be done a modification that change the 15th floor as a ballroom or multifunction hall with using prestressed beam on the rooftop.

Ballroom will be designed with 23,5 meters long and 13 meters wide and in this final project the area of ballroom planned effectively to maximize its function as a spacious room. To create that, the column will be placed on the edges and sides of the room so this will need a modification on its upper beam from reinforced beam to prestressed beam.

On this modification of Gunawangsa Gresik Apartment also estimates secondary structure design, prestressed and non-prestressed main structure, foundation, also the methods of implementations on site by considering the column-resisting moment. In prestressed concrete design, the writer uses special estimation regarding to the dimension and load distribution also the control that corresponding with prestressed concrete and its

loss. For the design of reinforced concrete is using the estimation and rules according to earthquake-resistance building such as SNI 2847:2013, SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, and another rules or code that corresponding

.

Keywords : Gunawangsa Gresik Apartment, Reinforced Concrete, Prestressed Concrete

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT. atas segala rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir dengan judul "**Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 sebagai *Ballroom* di Wilayah Gempa Tinggi**" tepat pada waktunya.

Proposal Tugas Akhir ini disusun penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat kelulusan mata kuliah Teknik Penulisan Ilmiah di Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil Perencaaan dan Kebumian ITS. Selama proses penyusunan Proposal Tugas Akhir ini, penulis mendapat banyak bimbingan, dukungan, dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati penulis menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Allah SWT, atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya
2. Orang Tua yang selalu memberi dukungan, doa, dan kasih sayang yang tak pernah ada putusnya.
3. Bapak Prof. Tavio MT. PhD dan Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka selaku dosen pembimbing saya, atas segala waktunya untuk membimbing saya dan juga kesabarannya mengarahkan saya dalam mengerjakan Tugas Akhir.
4. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya yang tidak mungkin disebutkan satu persatu, atas ketekunan memberikan ilmu-ilmu yang sangat bermanfaat.
5. Adek Rizal dan Carissa yang selalu menghibur saya
6. Thareq yang selalu siaga 24/7 menemani dan selalu siap membantu kapanpun. Tidak tahu bagaimana jadinya jika tanpa bantuannya.
7. Poppy, Vicky, Ganda, Arab, Fianda, Atung dan Fadel tanpa kalian hidupku di masa kuliah tidak berwarna tanpa kalian. *See you on top!*

8. Teman-teman yang dengan tulus hati menyemangati dan menjadi teman diskusi serta selalu menemani dari awal sampai akhir
9. Teman-teman S-1 Teknik Sipil ITS 2016 lainnya, terima kasih atas semangat perjuangan yang telah diberikan,
10. Semua pihak yang telah membantu yang tidak dapat disebutkan satu per satu.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan penulis agar di masa yang akan datang menjadi lebih baik. Penulis berharap Tugas Akhir ini nantinya dapat bermanfaat bagi semua pihak. Dan penulis juga memohon maaf atas segala kekurangan yang ada dalam Tugas Akhir ini.

Surabaya, 23 Mei 2020

Penulis

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR v
DAFTAR ISI vii
DAFTAR GAMBAR xiii
DAFTAR TABEL xvii
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan masalah 3
1.3 Tujuan 4
1.4 Batasan masalah 4
1.5 Manfaat 4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Umum 5
2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen 5
2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) 5
2.4 Sistem Dinding Struktural 6
2.5 Sistem Ganda 8
2.6 Beton Prategang 8
2.6.1 Definisi 8
2.6.2 Kelebihan Beton Prategang 9
2.6.3 Prinsip Dasar Beton Prategang 9
2.6.4 Klasifikasi Sistem Beton Prategang 10
2.6.5 Material Beton Prategang 11
2.6.6 Beton Prategang Parsial 12
2.7 Pondasi Tiang Pancang 13
2.8 Perencanaan *Pile cap* 13

BAB III METODOLOGI 15
3.1 Umum 15
3.2 Bagan Alir 15
3.3 Pengumpulan Data 16
3.4 Pedoman Perencanaan 16
3.5 *Preliminary Design* 17
3.5.1 Balok 17
3.5.2 Pelat 17
3.5.3 Kolom 19
3.6 Perencanaan Struktur Sekunder 20
3.6.1 Balok Anak 20
3.6.2 Pelat Lantai 20
3.6.3 Tangga 20
3.7 Pembebanan 21
3.7.1 Kombinasi Pembebanan 21
3.7.2 Beban Mati 21
3.7.3 Beban Hidup 21
3.7.4 Beban Gempa 23
3.8 Analisa Model Struktur 29
3.9 Perhitungan Struktur Utama Non-Prategang 29
3.9.1 Balok Induk 29
3.9.2 Kolom 31
3.9.3 Hubungan Balok Kolom 31
3.9.4 Dinding Geser (Shear Wall) 32
3.10 Perhitungan Struktur Utama Prategang 32

3.10.1 Pemilihan Jenis Balok Prategang 32
3.10.2 Gaya Prategang Awal dan Tegangan Izin 33
3.10.3 Pemilihan Tendon.....33
3.10.4 Daerah Limit Kabel 33
3.10.5 Kehilangan Prategang.....33
3.10.6 Kontrol Kuat Batas 35
3.10.7 Kontrol Lentur 35
3.10.8 Kontrol Geser 35
3.10.9 Kontrol Lendutan.....36
3.10.10 Pengangkuran 36
3.11 Perencanaan Pondasi 36
3.12 *Output* Gambar 37
BAB IV PEMBAHASAN 39
4.1 Preliminary Desain (Umum) 39
4.1.1 Data Perencanaan 39
4.1.2 Perencanaan Dimensi Balok.....39
4.1.3 Perencanaan Dimensi Pelat 41
4.1.4 Perencanaan Dimensi Kolom 46
4.1.5 Perencanaan Dimensi Dinding Geser 54
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder.....55
4.2.1 Perencanaan Pelat.....55
4.2.2 Perencanaan Tangga.....66
4.2.3 Perencanaan Balok Anak.....81
4.2.4 Perencanaan Balok Lift 87
4.3 Permodelan dan Analisa Struktur.....101

4.4 Struktur Utama Prategang 117
4.4.1 Data Perencanaan 117
4.4.2 Penentuan Tegangan Izin Beton 118
4.4.3 Pembebanan Balok Prategang 119
4.4.4 Analisa Penampang Global 120
4.4.5 Analisa Gaya Prategang.....122
4.4.6 Penentuan Tendon yang Digunakan 127
4.4.7 Kehilangan Gaya Prategang 128
4.4.8 Kontrol gaya prategang setelah kehilangan.....133
4.4.9 Kontrol Lendutan.....137
4.4.11 Perencanaan Tulangan Geser.....143
4.4.13 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan 150
4.4.14 Kontrol Momen Retak.....153
4.4.15 Prestress Partial Ratio.....154
4.4.16 Pengangkuran Ujung 155
4.4.17 Metode Pelaksanaan Pengerjaan Balok Prategang 156
4.5 Struktur Utama Non Prategang (Umum).....158
4.5.1 Perencanaan Balok Induk 158
4.5.2 Perencanaan Kolom.....176
4.5.3 Hubungan Balok Kolom.....184
4.5.4 Perencanaan Dinding Geser.....186
4.6 Perencanaan Pondasi 192
4.6.1 Umum.....192
4.6.2 Data Tanah.....192

4.6.3 Spesifikasi Tiang Pancang.....192
4.6.5 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang.....194
4.6.6 Perencanaan Pile Cap 204
4.6.7 Perencanaan Sloof 208
4.6.8 Penulangan Tusuk Konde.....210
BAB V PENUTUP 213
DAFTAR PUSTAKA.....215
LAMPIRAN 219

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Tampak Depan Apartemen **1**
Gambar 1.2 Tampak Samping Apartemen **2**
Gambar 2.1 Mekanisme yang Terjadi Pada Portal Rangka Terbuka..... **6**
Gambar 2.2 Kategori dinding geser tampak depan..... **7**
Gambar 2.3 Defleksi yang Terjadi pada Struktur **8**
Gambar 2.4 Metode Pelaksanaan Pratarik **10**
Gambar 2.5 Metode Penarikan Kabel Pascatarik..... **11**
Gambar 2.6 *Pile cap* **14**
Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir **16**
Gambar 3.2 Potongan Balok Interior **18**
Gambar 3.3 Potongan Balok Exterior **18**
Gambar 4.1 Kolom yang Ditinjau sebagai Desain Awal **46**
Gambar 4.2 Tampak Atas Pelat Satu Arah yang Direncanakan **56**
Gambar 4.3 Tampak Atas Pelat Dua Arah yang Direncanakan **61**
Gambar 4.4 Ilustrasi Potongan Pelat Rencana 6**1**
Gambar 4.5 Denah Tangga **66**
Gambar 4.6 Potongan Tangga **66**
Gambar 4.7 Permodelan Struktur Tangga **68**
Gambar 4.8 Gaya Dalam Bidang N pada Tangga..... **69**
Gambar 4.9 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga..... **70**
Gambar 4.10 Gaya Dalam Bidang M pada Tangga **71**
Gambar 4.11 Lokasi Balok Penumpu dan Balok Penggantung **87**
Gambar 4.12 Reaksi pada Balok Penggantung akibat Beban Ruang Mesin..... **88**
Gambar 4.13 Reaksi pada Balok Penggantung akibat Beban Mati **88**

Gambar 4.14 Permodelan Beban pada Balok Penggantung **89**
Gambar 4.15 Reaksi pada Balok Penumpu akibat Beban Mati **90**
Gambar 4.16 Beban akibat Balok Penggantung **90**
Gambar 4.17 Permodelan Beban pada Balok Penumpu **91**
Gambar 4.18 Permodelan Struktur pada ETABS **100**
Gambar 4.19 Grafik Respon Spektrum Desain..... **105**
Gambar 4.20 Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Prategang Lantai Atap **119**
Gambar 4.21 Diagram Tegangan saat Transfer pada Daerah Lapangan (Asumsi Kehilangan 20%) **124**
Gambar 4.22 Diagram Tegangan saat Transfer pada Daerah Tumpuan (Asumsi Kehilangan 20%) **124**
Gambar 4.23 Diagram Tegangan saat Beban Layan pada Daerah Lapangan (Asumsi Kehilangan 20%)..... **125**
Gambar 4.24 Diagram Tegangan saat Beban Layan pada Daerah Tumpuan (Asumsi Kehilangan 20%) **126**
Gambar 4.25 Diagram Tegangan saat Beban Layan pada Daerah Lapangan Setelah Kehilangan **133**
Gambar 4.26 Diagram Tegangan saat Beban Layan pada Daerah Tumpuan Setelah Kehilangan..... **133**
Gambar 4.27 Diagram Tegangan Akibat D+L+E pada Daerah Lapangan Setelah Kehilangan **134**
Gambar 4.28 Diagram Tegangan Akibat D+L+E pada Daerah Tumpuan Setelah Kehilangan..... **135**
Gambar 4.29 Diagram Tegangan Akibat D+0,5L+E pada Daerah Lapangan Setelah Kehilangan **136**
Gambar 4.30 Diagram Tegangan Akibat D+0,5L+E pada Daerah Tumpuan Setelah Kehilangan..... **136**
Gambar 4.31 Grafik Ve **146**
Gambar 4.32 Luasan(Acp) dan Keliling (Pcp) **168**
Gambar 4.33 Luasan(Aoh) dan Keliling (Poh) **169**

Gambar 4.34 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart ... **175**
Gambar 4.35 Diagram Interaksi P-M arah X Kolom 70/70 ..... **176**
Gambar 4.36 Diagram Interaksi P-M arah Y Kolom 70/70 ..... **177**
Gambar 4. 37 Output spColumn Rasio Tulangan Kolom 70/70 ..... **178**
Gambar 4.38 Diagram Interaksi P-M arah X Kolom 70/70 dengan fs = 1,25fy **179**
Gambar 4.39 Diagram Interaksi P-M arah Y Kolom 70/70 dengan fs = 1,25fy **179**
Gambar 4.40 Luas Joint Efektif **183**
Gambar 4.41 Output SpColumn Arah X **188**
Gambar 4.42 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang pada Tipe 1 (Kolom) **195**
Gambar 4.43 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang pada Tipe 2 (Kolom dan Shearwall)..... **196**
Gambar 4.44 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang pada Tipe 3 (Shearwall) **196**
Gambar 4.45 Diagram Gaya Lateral Tiang **200**
Gambar 4.46 Pembebanan Pile Cap Kolom..... **204**
Gambar 4.47 Hasil Output SPColumn Penulangan Sloof **207**

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan dari Komponen Gedung **21**

Tabel 3.2 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek **23**

Tabel 3.3 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik **24**

Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa **24**

Tabel 3.5 Faktor R, Cd dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa **25**

Tabel 3.6 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang Dihitung **27**

Tabel 3.7 Nilai Parameter Perioda Pendekatan Ct dan x **28**

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk **39**

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak **39**

Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Pelat **45**

Tabel 4.4 Beban Mati yang Bekerja pada Pelat **47**

Tabel 4.5 Beban Hidup yang Bekerja pada Pelat **47**

Tabel 4.6 Beban Hidup Tereduksi yang Bekerja pada Lantai **48**

Tabel 4.7 Beban yang diterima kolom lantai 11 – lantai 15 ..... **48**

Tabel 4.8 Beban yang diterima kolom lantai 6 – lantai 10 ..... **50**

Tabel 4.9 Beban yang diterima kolom lantai 1 – lantai 5 ..... **51**

Tabel 4.10 Rekapitulasi Dimensi Kolom **53**

Tabel 4.11 Rekapitulasi Penulangan Pelat Satu Arah **60**

Tabel 4.12 Rekapitulasi Penulangan Pelat Dua Arah **65**

Tabel 4.13 Rekapitulasi Penulangan Tangga **80**

Tabel 4.14 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak..... **86**

Tabel 4.15 Rekapitulasi Pembebanan Manual..... **102**

Tabel 4.16 Perhitungan Pembebanan Program Bantu ETABS. **102**

Tabel 4.17 Parameter Respons Spectral dan Percepatan Spectral Desain..... **104**

Tabel 4.18 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra **105**

Tabel 4.19 Koefisien untuk Batas Atas Periode yang Dihitung **107**

Tabel 4.20 Modal Periode dan Frekuensi **107**

Tabel 4.21 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS..... **109**

Tabel 4.22 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS **109**

Tabel 4.23 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS setelah *scale factor* **110**

Tabel 4.24 Batas Simpangan Gedung **111**

Tabel 4.25 Kontrol Simpangan Arah X **112**

Tabel 4.26 Kontrol Simpangan Arah Y **112**

Tabel 4.27 Kontrol Sistem Ganda..... **113**

Tabel 4.28 Jumlah Partisipasi Massa dalam Menghasilkan Respon **113**

Tabel 4.29 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi **114**

Tabel 4.30 Tegangan Beton Izin dalam Satuan MPa..... **121**

Tabel 4.31 Total Kehilangan Gaya Prategang **132**

Tabel 4.32 Perhitungan Momen Probable **143**

Tabel 4.33 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik **159**

Tabel 4.34 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik **166**

Tabel 4.35 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Induk **168**

Tabel 4.36 Rekapitulasi Penulangan Torsi Balok Induk **171**

Tabel 4.37 Perhitungan Momen Ujung (Mpr) **171**

Tabel 4.38 Rekapitulasi Penulangan Geser Balok Induk **174**

Tabel 4.39 Rekapitulasi Penulangan Kolom..... **181**

Tabel 4.40 Rekapitulasi Penulangan Dinding Geser **189**

Tabel 4.41 Output Beban pada Kolom (Tipe 1) **191**

Tabel 4.42 Output Beban pada Kolom dan Shearwall (Tipe 2) **192**

Tabel 4.43 Output Beban pada Shearwall (Tipe 3)..... **192**

Tabel 4.44 Daya Dukung Tanah **194**

Tabel 4.45 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok pada Tipe 1 (Kolom)..... **197**

Tabel 4.46 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok pada Tipe 2 (Kolom dan Shearwall) **197**

Tabel 4.47 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok pada Tipe 3 (Shearwall)..... **197**

Tabel 4.48 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum pada Kolom (Tipe 1) **199**

Tabel 4.49 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum pada Kolom dan Shearwall (Tipe 2) **199**

Tabel 4.50 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum pada Shearwall (Tipe 3) **199**

Tabel 4.51 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada Kolom (Tipe 1) **201**

Tabel 4.52 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada Kolom dan Shearwall (Tipe 2) **201**

Tabel 4.53 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada Shearwall (Tipe 3) **201**

Tabel 4.54 Rekapitulasi Penulangan Pile Cap **206**

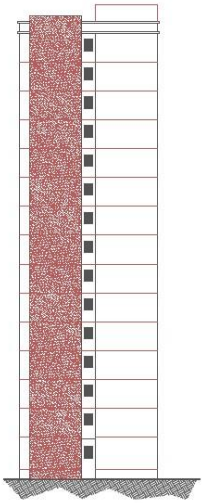
BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kebutuhan masyarakat akan fasilitas umum meningkat seiring dengan pertumbuhan jumlah penduduk. Pada beberapa kota terdapat banyak permintaan akan fasilitas umum terutama ruang serbaguna atau *ballroom* yang dapat dimanfaatkan untuk banyak hal seperti acara pertemuan, pernikahan, ulang tahun, dan acara lainnya yang membutuhkan ruangan luas dengan kapasitas besar. Akan tetapi, banyaknya permintaan oleh masyarakat ini tidak semua terpenuhi karena adanya berbagai keterbatasan dalam pengadaan ruang serbaguna atau *ballroom*.

Gambar 1.1 Tampak Depan Apartemen



Gambar 1.2 Tampak Samping Apartemen

Ketersediaan lahan yang terbatas menjadi alasan terbesar penghambat pembangunan gedung yang akan difungsikan sebagai *ballroom*. Maka dari itu, pembangunan ke arah vertikal menjadi solusi karena untuk pembangunan ke arah horizontal hampir tidak memungkinkan. Akan tetapi, pembangunan ke arah vertikal bukanlah suatu solusi tanpa masalah. Arah pembangunan ke atas dalam bentuk bangunan tinggi umumnya sangat rentan terhadap gempa karena memiliki simpangan yang besar sehingga dalam perencanaannya perlu dipertimbangkan mengenai pengaruh gempa rencana berdasarkan SNI 1726-2012.

Apartemen Gunawangsa Gresik merupakan bangunan gedung yang terletak di Kabupaten Gresik. Terletak di pusat kota dan akses yang mudah dari dalam dan luar kota menjadikan bangunan ini memiliki potensi untuk dibuat ruang serbaguna. Gedung ini terdiri dari 15 lantai dengan ketinggian total 50 meter sehingga dapat dikategorikan sebagai bangunan tinggi (High Rise Building). Oleh karena itu diperlukan pertimbangan beberapa aspek dalam pembangunannya salah satunya adalah pemilihan

material yang digunakan karena berpengaruh terhadap stabilitas dan kekuatan struktur. Pengaruh gempa pada struktur juga perlu diperhatikan karena Kabupaten Gresik termasuk dalam wilayah gempa tinggi.

Pada perencanaan pembangunan ruang serbaguna atau *ballroom* sebagai bagian dari gedung vertikal perlu diperhatikan fungsi ruangan. Sebagai ruangan yang berkapasitas besar sehingga membutuhkan area yang luas, keberadaan kolom pada bangunan tersebut perlu dipertimbangkan. Adanya kolom pada ruangan tersebut akan mengganggu fungsi ruangan sehingga jumlah kolom di dalam ruangan diminimalisir. Ruang serbaguna atau *ballroom* ditempatkan pada lantai paling atas yaitu lantai 15 dengan lantai atap direncanakan akan difungsikan sebagai *rooftop*. Maka dari itu digunakan atap dari pelat beton. Akan Tetapi, akibat pengurangan jumlah kolom pada lantai 15 menyebabkan bentang balok lantai atap akan menjadi panjang dan defleksi yang cukup besar sehingga dibutuhkan dimensi balok yang besar. Oleh karena itu dalam perencanaan balok akan digunakan beton prategang sehingga mengurangi dimensi balok.

Penggunaan balok prategang pada bangunan dimaksudkan agar fungsi ruangan serbaguna atau ballroom menjadi efektif sehingga ruangan menjadi lebih luas tanpa adanya kolom dan dimensi balok yang besar. Hal ini disebabkan karena beton prategang membuat dimensi penampang komponen struktur akan lebih kecil atau langsing karena seluruh luas penampangnya digunakan secara efektif dan lendutan akhir setelah beban rencana bekerja juga lebih kecil daripada beton bertulang.

1.2 Rumusan masalah

1. Bagaimana menentukan preliminary design, struktur primer dan sekunder pada struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik?

3. Bagaimana model dan analisa struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik dengan menggunakan program bantu ETABS?
4. Bagaimana perencanaan balok beton prategang yang sesuai dengan kriteria perancangan struktur?
5. Bagaimana perencanaan pondasi berdasarkan beban dan kondisi tanah lapangan?
6. Bagaimana penggambaran hasil perencanaan dan perhitungan struktur sesuai dengan standar gambar Teknik?

1.3 Tujuan

1. Menentukan preliminary design, struktur sekunder dan struktur primer pada struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik
2. Menghitung pembebanan pada struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik
3. Memodelkan dan menganalisa struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik dengan menggunakan program bantu ETABS
4. Merencanakan dimensi beton prategang
5. Merencanakan pondasi berdasakan beban yang dipikul dan kondisi tanah lapangan
6. Menggambarkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur sesuai dengan ketentuan gambar teknik

1.4 Batasan masalah

1. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS
2. Tidak menghitung retaining wall pada basement
3. Perencanaan tidak melibatkan manajemen konstruksi dan analisis biaya
4. Peninjauan metode pelaksanaan yang berkaitan dengan perhitungan struktur

1.5 Manfaat

1. Mendapatkan alternative desain pada pembangunan Apartemen Gunawangsa Gresik dengan menggunakan sistem balok prategang.
2. Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan saat perencanaan untuk menghindari kegagalan struktur

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pusaka ini akan membahas dasar teori dan beberapa jurnal ilmiah yang berkaitan dengan perencanaan bangunan gedung Apartemen Gunawangsa Gresik. Pada perencanaan modifikasi struktur gedung tersebut diperlukan tinjauan khusus pada perencanaan beton prategang.

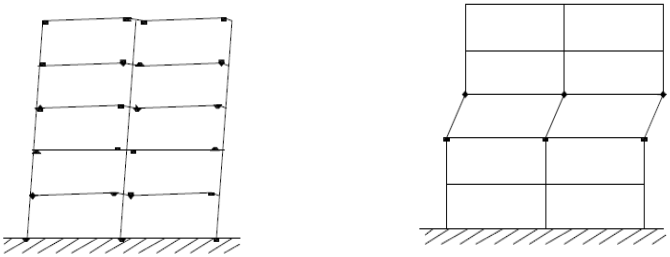
2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen

SRPM (Sistem Rangka Pemikul Momen) adalah struktur bangunan beton bertulang bertingkat, umumnya terdiri dari rangka balok yang memikul lantai dan kolom yang menerus ke atas. Struktur banguan dengan *Moment Resisting Frame* (Sistem Rangka Pemikul Momen) memiliki daktilitas yang baik, tetapi kekakuannya terbatas (Hayu, 2018). Pada sistem ini, balok dan kolom disatukan oleh HBK (Hubungan Balok Kolom). Sistem rangka ini sangat efektif memikul baik beban gravitasi maupun handal menahan beban lateral/gempa. Beban gravitasi dipikul oleh rangka pemikul sedangkan beban lateral oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen lentur. Sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Dasar penentuan beban gempa yang bekerja pada suatu struktur adalah faktor daktilitas. Sendi-sendi plastis yang direncanakan pada bangunan tahan gempa dapat mengontrol besarnya beban gempa yang masuk agar struktur tidak runtuh saat terjadi gempa kuat. Penguraian energi gempa pada struktur rangka melalui sendi plastis pada komponen horizontal (balok) lebih baik daripada komponen vertikal (kolom) karena memberikan kekuatan, kekakuan, dan kestabilan saat menahan gaya-gaya melalui aksi lentur, geser dan aksial. Oleh karena itu, sendi-sendi plastis hanya ada pada ujung-ujung balok dan kaki-kaki kolom.

Daktilitas adalah kemampuan struktur untuk mengalami simpangan pasca elastik dengan skala besar yang terjadi berulang kali dan bolak balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama dan mempertahankan kekuatan dan kekakuan sehingga struktur dapat tetap berdiri meskipun di ambang keruntuhan. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus merupakan suatu tingkat daktilitas struktur gedung, dimana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca elastik pada kondisi ambang keruntuhan paling besar (Naratama, 2014). Sistem ini wajib digunakan untuk wilayah dengan risiko gempa yang tinggi (Kategori desain seismik D, E dan F)



a) Sendi plastis pada balok tidak menyebabkan

b) Sendi plastis pada kolom menyebabkan keruntuhan lokal pada

Gambar 2.1 Mekanisme yang Terjadi Pada Portal Rangka Terbuka (Naratama, 2014)

2.4 Sistem Dinding Struktural

Dinding struktural atau dinding geser adalah dinding beton bertulang dengan kekakuan bidang datar yang sangat lebar, yang ditempatkan pada lokasi tertentu (ruang lift atau tangga) untuk menyediakan tahanan gaya / beban horizontal. Penggunaan dinding geser pada sebuah struktur dapat meningkatkan kekakuan struktur pada arah horizontal untuk menahan beban lateral sehingga

simpangan yang terjadi dapat diminimalisir. Dinding geser umumnya diklasifikasikan berdasarkan geometrinya, yaitu (Pranata dan Yunizar, 2011) :

1. Dinding Langsing (*Flexural Wall*)

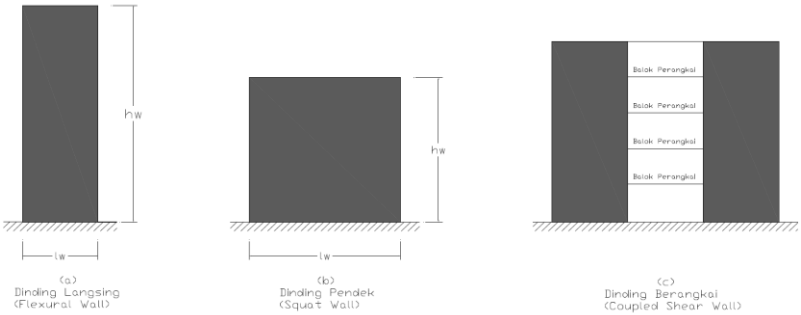
Dinding geser yang memiliki hw/lw ≥ 2, dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur.

2. Dinding pendek (*Squat wall*)

Dinding geser yang memiliki rasio hw/lw ≤ 2, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser.

3. Dinding berangkai (*Coupled Shear Wall*)

Momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding, yang dihubungkan oleh balok balok perangkai, sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing dasar pasangan dinding tersebut.



Gambar 2.2 Kategori dinding geser tampak depan (Pranata dan Yuniar, 2011)

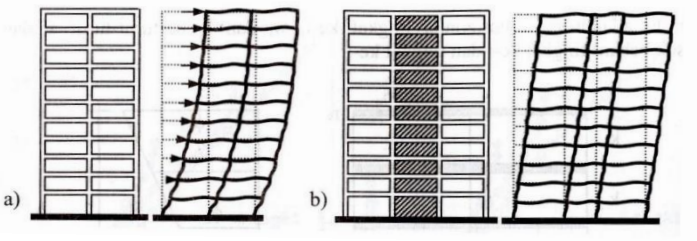
Selain itu Berdasarkan letak dan fungsinya, dinding struktural atau dinding geser (*shear walls*) dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis yaitu (Kusuma, 2017) :

1. *Bearing walls* adalah dinding geser yang mendukung sebagian besar beban gravitasi. Tembok-tembok ini juga menggunakan dinding partisi yang berdekatan.
2. *Frame walls* adalah dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari frame beton bertulang. Tembok-tembok ini dibangun diantara baris kolom bagian dalam.

3. *Core walls* adalah dinding geser yang terletak di dalam wilayah inti pusat dalam gedung, yang biasanyadi isi tangga atau poros lift.

2.5 Sistem Ganda

Sistem ini merupakan gabungan dari Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan sistem dinding struktural. Beban gravitasi dipikul oleh sistem rangka momen sedangkan beban lateral dipikul oleh dinding struktural. Pada sistem ganda, sistem rangka momen harus mampu menahan minimum 25% beban lateral total yang bekerja, sedangkan 75% sisanya ditahan oleh dinding struktural (Hanif, 2014).



a) Defleksi b) Defleksi Portal dengan Dinding Geser

Gambar 2.3 Defleksi yang Terjadi pada Struktur (Hanif, 2014)

2.6 Beton Prategang

2.6.1 Definisi

Beton prategang didefinisikan sebagai beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi tertentu dalam mengimbangi tegangan akibat beban eksternal. Pada dasarnya, beton adalah bahan dengan kuat tekan yang tinggi namun memiliki kuat tarik yang rendah. Oleh karena itu beton dikombinasikan dengan baja yang memiliki kuat tarik tinggi agar didapatkan bahan yang kuat terhadap tarik dan tekan. Pada beton prategang, terjadi kombinasi aktif dari beton dan baja dengan cara menarik baja dengan besar gaya tertentu yang kemudian dilepaskan sehingga dihasilkan beton dengan kondisi tertekan.

Perbedaan mendasar pada beton bertulang dan beton prategang adalah bahan yang digunakan pada beton prategang memiliki kekuatan yang lebih tinggi. Selain itu pada prosesnya, gaya prategang akan menghasilkan tegangan dan regangan yang dapat mereduksi atau menghilangkan retak-retak pada beton sehingga seluruh penampang menjadi efektif, sedangkan pada beton bertulang hanya penampang di atas garis netral yang efektif (Kojongian, 2018).

2.6.2 Kelebihan Beton Prategang

Struktur beton memiliki beberapa kelebihan antara lain (Rasyid, 2013):

1. Terhindar retak terbuka di daerah tarik, jadi lebih tahan terhadap keadaan korosif.
2. Karena terbentuknya lawan lendut sebelum beban rencana bekerja, maka lendutan akhirnya akan lebih kecil dibandingkan pada beton bertulang.
3. Penampang struktur lebih langsing, sebab seluruh luas penampang dipakai secara efektif.
4. Jumlah berat baja prategang jauh lebih kecil dibandingkan jumlah berat besi beton biasa.
5. Ketahanan gesek balok dan ketahanan puntirnya bertambah. Maka struktur dengan bentang yang panjang dengan dimensi yang kecil dapat terwujud.

2.6.3 Prinsip Dasar Beton Prategang

1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan dasar yang elastis

Dengan konsep ini, beton diperlakukan sebagai bahan elastis. Menurut Eugene Freyssinet yang memvisualisasikan beton prategang, beton diberi tekanan (desakan) terlebih dahulu agar dapat ditransformasikan dari bahan getas menjadi bahan elastis dan tidak terdapat tegangan tarik pada beton

2. Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Pada konsep ini, baja dan beton dipertimbangkan sebagai kombinasi pada beton prategang. Kedua bahan bekerjasama

melawan momen eksternal yang mana baja menahan gaya tarik sedangkan beton menahan gaya tekan.

3. Sistem prategang untuk mencapai perimbangan beton

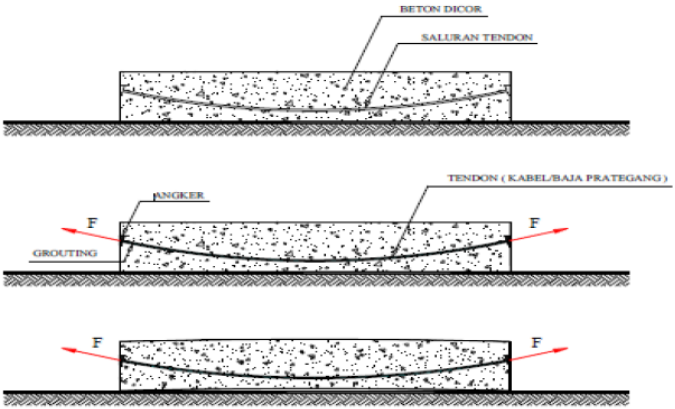
Dalam konsep ini, beton prategang digunakan untuk menyeimbangkan gaya-gaya pada sebuah batang. Pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan seperti pelat, balok, dan gelagar tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi. (Astawa, 2011)

2.6.4 Klasifikasi Sistem Beton Prategang

Beton prategang diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu :

1. *Pre-Tensioned Prestressed Concrete* (Pratarik)

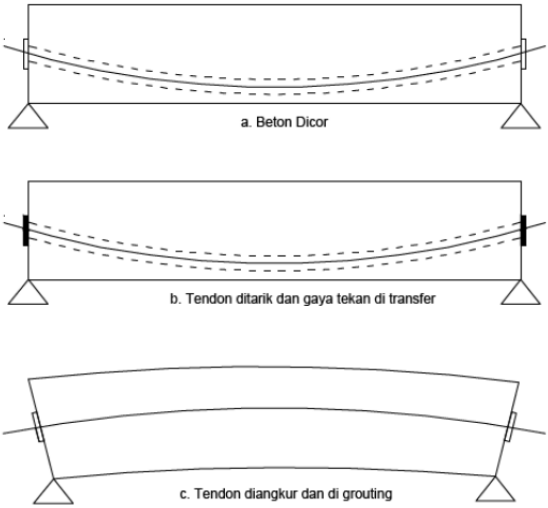
Pada sistem pratarik, tendon-tendon ditarik sebelum beton dicor. Sistem ini diterapkan pada beton pracetak atau di laboratorium karena pada proses penarikan, tendon harus diangkurkan sementara pada abutment atau slab beton bertulang vertikal dengan bulkheads angkur vertikal atau dinding pada ujung-ujungnya. Beton mengalami dua sistem pembebanan yaitu gaya internal prategang dan beban eksternal. (Simajuntak, 2018)



Gambar 2.4 Metode Pelaksanaan Pratarik (Simajuntak, 2018)

2. *Post-Tensioned Prestressed Concrete* (Pasca tarik)

Beton pasca tarik dapat didefinisikan sebagai beton dengan tekanan eksternal yang dilawan oleh tekanan internal ke tingkat tertentu sesuai rencana yang dicapai dengan cara menekankan Pada sistem ini, tendon-tendo ditarik setelah beton dicor dan mengeras mencapai sebagian besar dari kuat betonnya. Sistem ini dapat diterapkan pada beton pracetak maupun cor ditempat. (Simajuntak, 2018)



Gambar 2.5 Metode Penarikan Kabel Pascatarik (Budiadi, 2008)

2.6.5 Material Beton Prategang

1. Beton

Beton adalah material yang kuat terhadap tekan, akan tetapi rentan terhadap tarik. Kuat tarik beton bervariasi dari 8 sampai 14 persen dari kuat tekannya. Rendahnya kapasitas tarik beton menimbulkan terjadinya retak lentur pada taraf pembebanan yang masih rendah.

Beton yang digunakan dalam beton prategang adalah yang memiliki mutu tinggi dengan nilai f'c min K-300, modulus elastis yang tinggi dan mengalami rangkak ultimit yang lebih kecil, sehingga dapat meminimalisir kehilangan prategang pada baja.

Kuat tekan yang tinggi ini dibutuhkan untuk menahan tegangan tekan pada serat tertekan, pengangkuran tendon, serta mencegah terjadinya keretakan. Selain itu, penggunaan beton berkekuatan tinggi dapat memperkecil dimensi penampang melintang unsur-unsur struktural beton prategang. Dengan berkurangnya berat mati material, maka pembuatan bentang yang lebih panjang dapat dilakukan dengan tinjauan secara teknis maupun ekonomis (Kojongian, 2018).

2. Baja Prategang

Baja yang digunakan pada beton prategang merupakan baja dengan mutu sangat tinggi hingga 1862 MPa atau lebih. Pemilihan mutu tinggi tersebut dapat mengimbangi kehilangan prategang dan mempunyai taraf tegangan sisa yang dapat menahan gaya prategang yang dibutuhkan. Baja prategang dapat berupa kawat-kawat tunggal, *jacking* yang terdiri dari atas beberapa kawat yang dibentuk menjadi elemen tunggal dan batang-batang bermutu tinggi (Kojongian, 2018).

2.6.6 Beton Prategang Parsial

Beton prategang parsial adalah balok beton dengan kombinasi strand prategang dan tulangan biasa. Struktur yang menggunakan beton prategang parsial merupakan struktur yang jarang mengalami beban berlebih. Desain ini menghemat jumlah kabel prategang yang digunakan, namun digunakan sejumlah baja tulangan agar kekuatan batas pada beton prategang parsial dan prategang penuh tetap sama.

Pada beton prategang parsial terdapat sifat lentur yang 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 daktil, 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).

2.7 Pondasi Tiang Pancang

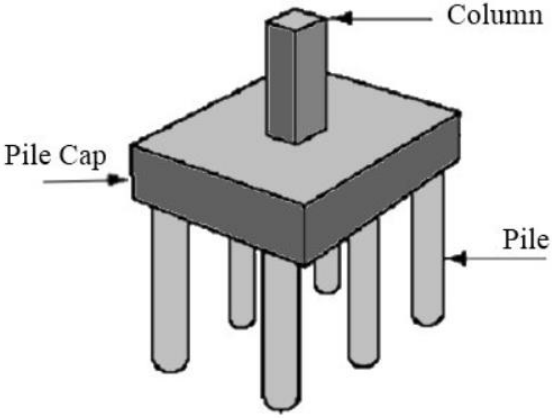
Pondasi merupakan bagian terbawah dari suatu bangunan (struktur bawah) yang menerima dan meneruskan beban-beban yang diterima dari struktur atas menuju tanah. Pemilihan jenis pondasi harus didasarkan pada antara lain keadaan lapisan tanah, beban struktur atas, keadaan tanah sekitar pondasi serta biaya pembuatan pondasi. Berdasarkan faktor-faktor tersebut, perlu dipertimbangkan mengenai pilihan tiang pancang yang akan digunakan.

Pondasi tiang pancang merupakan salah satu jenis dari pondasi dalam yang paling banyak digunakan. Tipe tiang pancang yang umum digunakan adalah tiang pancang pracetak yang terbuat dari beton. Keuntungan penggunaan tiang pancang ini antara lain (Annizaar, 2015):

1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengarui oleh air tanah.
3. Tiang pancang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam.
4. Pemancangan tiang dapat menambah kepadatana tanah granuler.

2.8 Perencanaan *Pile cap*

Pile cap merupakan suatu elemen struktur yang menyatukan satu atau beberapa pondasi tiang terhadap elemen struktur di atasnya seperti kolom. Fungsi dari *pile cap* adalah untuk meneruskan beban dari kolom yang kemudian disebarkan pada tiang pancang. Dalam perencanaannya, *pile cap* memiliki beragam model bentuk yang bergantung dari jumlah tiang pancang yang dikelompokkan dalam satu *pile cap* (Saputro, 2013).



Gambar 2.6 *Pile cap* (Metwally, 2016)

BAB III

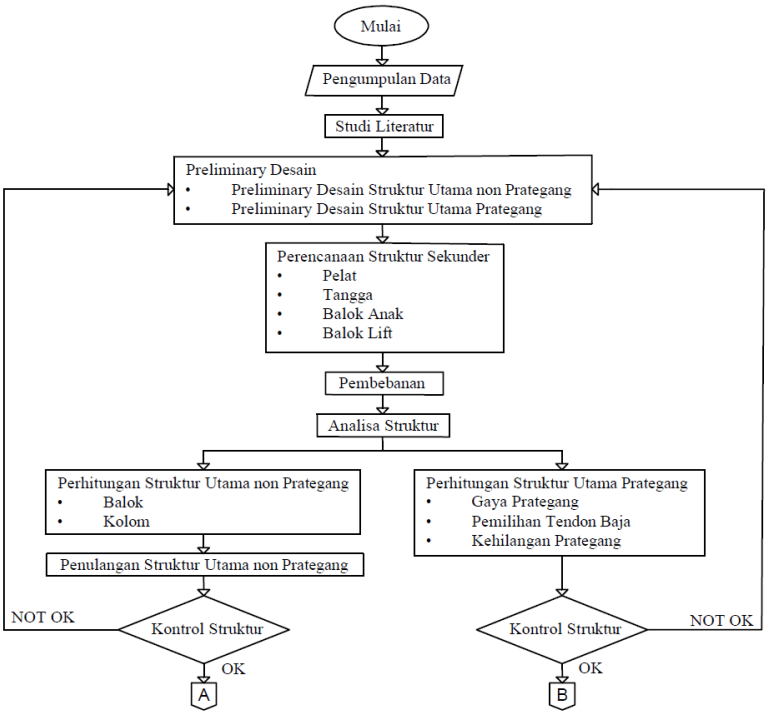
METODOLOGI

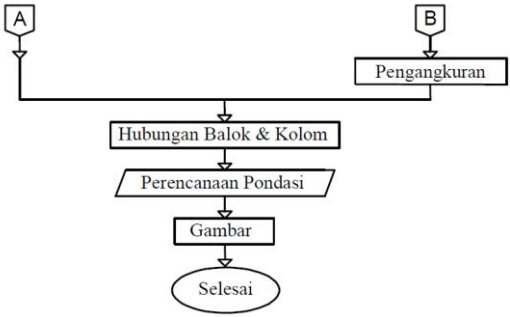
3.1 Umum

Pada bab metodologi ini akan dibahas mengenai langkah-langkah pelaksanaan pada perencanaan modifikasi struktur gedung Apartemen Gunawangsa Gresik. Urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan referensi dan pedoman pelaksanaan hingga hasil akhir dari Analisa struktur

3.2 Bagan Alir

Lingkup pekerjaan yang akan dilaksanakan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini akan diterangkan sesuai bagan alir pada gambar di bawah ini





Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam perencanaan modifikasi ini adalah:

Tipe bangunan : Gedung Apartemen
Lokasi : Gresik, Jawa Timur
Jumlah Lantai : 15 Lantai
Ketinggian Lantai
Lantai 1 : 3,4 m
Lantai 2-14 : 2,8 m
Lantai 15 : 5 m

Luas Bangunan : 40.000 m^2
Tinggi Total Bangunan : 45,7 m
Mutu Beton (f'c) : 40 Mpa
Mutu Baja (fy) : 420 Mpa
Data Tanah : (Terlampir)

3.4 Pedoman Perencanaan

Perencanaan modifikasi struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik menggunakan beberapa buku dan peraturan perencanaan yang terbaru, yaitu :

1. SNI 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
2. SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

3. SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain
4. Perancangan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1983
5. PBI 1971
6. Beton Prategang (T.Y.Lin,2000)
7. Beton Prategang (Edward G. Nawy,2001)

3.5 *Preliminary Design*

3.5.1 Balok

Dalam menentukan dimensi awal balok dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2.1 sebagai berikut:

a. Menentukan data desain meliputi :
b. Merencanakan lebar balok (b) adalah 2/3 h.
c. Bila fy sama dengan 420 Mpa gunakan pers. 3.1, bila fy selain 420 Mpa gunakan pers. 3.2

$$h_{min} = \frac{L}{16} \quad (3.1)$$

$$h_{min} = \frac{L}{16}(0{,}4 + (\frac{fy}{700})) \quad (3.2)$$

Keterangan:

h_{min} = Tinggi minimum balok (mm)
L = Panjang balok (mm)
Fy = Tegangan leleh baja (Mpa)

3.5.2 Pelat

Dalam penentuan dimensi awal pelat dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3 sebagai berikut:

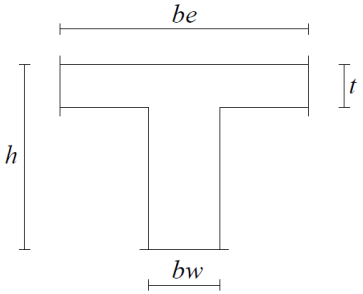
1. Menentukan tipe pelat satu arah atau dua arah

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} < 2 \text{ (Plat 2 arah)} \quad (3.3)$$

Keterangan :
Ln = Panjang pelat bersih
Sn = Lebar pelat bersih

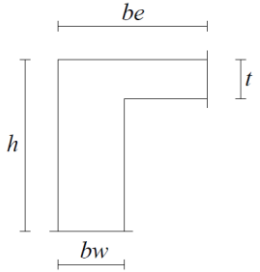
2. Menentukan lebar sayap efektif dari balok T (be)

a. Balok Interior
Lebar efektif (be) diambil nilai yang terkecil dari:
$be < ¼\ Lb$ (3.4)
$be < bw + 8t$ (3.5)
$be < bw + ½\ s$ (3.6)



Gambar 3.2 Potongan Balok Interior

b. Balok Eksterior
Lebar efektif (be) diambil nilai yang terkecil dari:
$be < {}^{1}/_{12}\ Lb$ (3.7)
$be < bw + 6t$ (3.8)
$be < bw + ½\ s$ (3.9)



Gambar 3.3 Potongan Balok Exterior

3. Menghitung αm yang didapatkan dari pers.3.10

$$\alpha m = \frac{\Sigma \alpha n}{n} \quad (3.10)$$

Keterangan :
αm = Nilai rata-rata α yang menjepit pelat tersebut.

α = Rasio kekakuan balok terhadap pelat yang ditentukan dengan pers. 3.11

$$\alpha = \frac{Ecb.Ib}{Ecp.Ip} \quad (3.11)$$

Keterangan :
Ecb = Ecp = Elastisitas beton.
Ip = Momen inersia pelat (mm^4)
Ib = Momen inersia balok (mm^4)

a. Bila $\alpha m \leq 0.2$, maka tebal pelat adalah 125 mm, namun bila $0.2 \leq \alpha m \leq 2$, tebal pelat ditentukan dengan pers. 3.12

$$h = \frac{\ln(0{,}8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha m - 0{,}2)} \leq 125mm \quad (3.12)$$

Keterangan :
ln = Bentang bersih arah memanjang panel pelat (mm).
h = Tebal pelat (mm).
β = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek pelat.
fy = Tegangan leleh baja (Mpa).

b. Bila $\alpha m \geq 2$, maka tebal pelat ditentukan dengan pers. 3.13

$$h = \frac{\ln(0{,}8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \leq 90mm \quad (3.13)$$

Keterangan :
ln = Bentang bersih arah memanjang panel pelat (mm).
h = Tebal pelat (mm).
β = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek pelat.
Fy = Tegangan leleh baja (Mpa).

3.5.3 Kolom

Perencanaan kolom menggunakan peraturan SNI 2847:2013 pasal 7.8 dan 8.10. Untuk komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat, maka □ = 0,7, tapi □ □tersebut hanya memperhitungkan akibat gaya aksial saja. Jadi, agar kolom juga mampu memikul gaya momen diambil □ = 0,65.

$$A = \frac{3w}{\emptyset f'c} \quad (3.16)$$

Keterangan :
W = Beban aksial yang diterimakolom
fc’ = Kuat tekan beton karakteristik
A = Luas penampang kolom

3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

3.6.1 Balok Anak

Dalam penentuan penulangan balok anak dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah sebagai berikut:

a. Menentukan pembebanan yang diteima oleh balok anak.
b. Menganalisis struktur secara manual sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain. Perhitungan momen sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 8.3.3

   Momen Lapangan = $\frac{wu \cdot l^2}{14}$ (3.17)

   Momen Tumpuan = $\frac{wu \cdot l^2}{24}$ (3.18)

c. Menghitung rasio tulangan sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.2.1
d. Menghitung kapasitas momen nominal (Mn) dan kapasitas geser
e. Melakukan kontrol lendutan dan kontrol terhadap retak

3.6.2 Pelat Lantai

Dalam penentuan penulangan pelat lantai dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah sebagai berikut:

1. Menentukan pembebanan yang diteima oleh balok anak
2. Merencanakan penulangan pelat sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 13.6.1.6 untuk panel dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya, persamaan berikut harus dipenuhi untuk balok dalam dua arah tegak lurus.

3.6.3 Tangga

Dalam penentuan penulangan tangga dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah sebagai berikut:

1. Menentukan pembebanan yang diterima oleh tangga.

2. Menganalisis struktur secara manual sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
3. Merencanakan tulangan pelat tangga.

3.7 Pembebanan

3.7.1 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diambil berdasarkan SNI 2847:2013 yaitu :

- $U = 1.4D$
- $U = 1.2D+1.6L+0.5(Lr\ atau\ R)$
- $U = 1.2D+1.6(Lr\ atau\ R)+(L\ atau\ 0.5W)$
- $U = 1.2D+W+L+0.5(Lr\ atau\ R)$
- $U = 1.2D+E+L$
- $U = 0.9D+W$
- $U = 0.9D+E$

3.7.2 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat struktur sendiri, dinding, pelat, serta berat finishing arsitektur berdasarkan SNI 1727:2013

Tabel 3.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan dari Komponen Gedung

Bahan Bangunan	Berat Sendiri	Satuan
Beton	24	kN/m^3
Spesi	0.21	kN/m^2
Tegel	0.24	kN/m^2
Dinding	2.5	kN/m^2
Plafond	0.11	kN/m^2
Penggantung	0.07	kN/m^2
Plumbing	0.1	kN/m^2
Sanitasi	0.2	kN/m^2
Aspal	0.14	kN/m^2

Sumber : PPIUG 1983

3.7.3 Beban Hidup

Beban hidup terdiri dari akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah. Khusus pada

atap, beban hidup termasuk beban air hujan. Beban hidup untuk perkantoran mengikuti peraturan SNI 1727:2013

1. Beban Hidup Reduksi Pelat Lantai
   Mengacu pada SNI 1727-2013 Pasal 4.7 semua beban hidup merata pada lantai dapat direduksi dengan menggunakan Pers. 3.xx kecuali untuk beban hidup merata pada atap.

   $$L = L_o\left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right) \quad (3.19)$$

   Keterangan :
   L = Beban hidup rencana tereduksi per m2 dari luasan yang didukung oleh komponen struktur.
   Lo = Beban hidup rencana tanpa reduksi dari luasan yang didukung oleh komponen struktur (SNI 1727-2013 Tabel 4-1)
   KLL = Faktor elemen beban hidup (SNI 1727-2013 Tabel 4-2)
   AT = Luas *tributary* (m^2)
   L tidak boleh kurang dari $0{,}5L_0$ untuk komponen struktur yang mendukung satu lantai dan L tidak boleh kurang dari $0{,}4L_0$ untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih.
2. Beban Hidup Reduksi Pelat Atap
   $Lr = L0\ R1\ R2$,dengan $0.58 \leq Lr \leq 0.96$ (3.20)
   Keterangan :
   Lr = Beban hidup atap tereduksi per m^2 dari proyeksi horizontal dalam (kN/m2).
   Faktor reduksi $R1$ dan $R2$ ditentukan sebagai berikut
   $R1 = 1$ Untuk $AT \leq 18.58\ m^2$ (3.21)
   $= 1.2 - 0.011AT$ Untuk $18.58\ m^2 < AT < 55.74\ m^2$
   $= 0.6$ Untuk AT $< 55.74\ m^2$
   Keterangan :
   AT = Luas *tributary* dalam m^2 yang didukung oleh setiap komponen struktur
   $R2$ = 1 Untuk $F \leq 4$ (3.22)
   $= 1.2-0.05F$ Untuk $4 < F < 12$
   $= 0.6$ Untuk $F \geq 12$

Dimana, untuk atap pelana, F = Jumlah peninggian dalam inch per foot (dalam SI : $F = 0.12 \times kemiringan$ ($sloope$), dengan kemiringan dinyatakan dalam persentase).

3.7.4 Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai dengan SNI 1726:2012, dimana wilayah gempa terbagi sesuai percepatan respon spektrumnya. Menentukan beban gempa dapat ditinjau dari beberapa faktor yaitu, untuk bangunan gedung yang memiliki tinggi lebih dari 40 meter atau 10 lantai maka termasuk kategori gedung tidak beraturan dimana analisis beban gempa harus dilakukan berdasarkan respon dinamik terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana, yang dapat dilakukan dengan metoda analisis respon spektrum sebagaimana yang ditentukan pada SNI 1726-2012.

Dalam penentuan beban gempa dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah sebagai berikut:

1. Menentukan data desain meliputi denah struktur, potongan memanjang struktur, potongan melintang struktur dan data tanah struktur
2. Menentukan kategori desain seismik (KDS) melalui parameter percepatan spektral desain yang didapat dari hasil respon spektrum mengacu pada SNI 1726:2012.

Tabel 3.2 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

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

Sumber : SNI 1726:2012

Tabel 3.3 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	

Sumber : SNI 1726:2012

3. Menentukan faktor keutamaan dan kategori risiko bangunan gedung.
   Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2 Gedung yang dimodifikasi (Apartemen) sesuai dengan tabel 1 kategori resiko bangunan, maka termasuk pada kategori resiko bangunan II. Sehingga faktor keutamaan gempa didapat Ie = 1,0

Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1.00
III	1.25
IV	1.50

Sumber : SNI 1726:2012

4. Memilih faktor koefisien modifikasi respons (R), Faktor pembesaran defleksi (Cd) dan Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2)

Tabel 3.5 Faktor R, Cd dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0{}^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d{}^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^{c}				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D^d	E^d	F^e
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10^{h,i}	TI^h	TI^i
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI^h	TI^h	TI^i
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3^o	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : SNI 1726:2012

5. Menghitung gaya lateral ekivalen

a. Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut: (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1)

V= Cs.W (3.23)

Keterangan :

Cs = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

b. Berat Seismik Efektif

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

i. Daerah yang digunakan untuk penyimpanan : minimum sebesar 25 % beban hidup lantai (beban lantai di garasi publik dan struktur parkiran terbuka, serta beban, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 persen dari berat seismik efektif pada suatu lantai tidak perlu disertakan);

ii. Jika ketentuan untuk partisi diisyaratkan dalam desain beban lantai, diambil yang terbesar di antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0.46 kN/m2;

iii. Berat operasional total dari peralatan yang permanen;

iv. Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya

c. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik, Cs harus ditentukan sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.24)$$

Keterangan :

SDS = parameter percepatan spekturm respons desain dalam rentang perioda pendek

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

Ie = faktor keutamaan gempa yang ditentukan kategori risiko

Nilai Cs yang dihitung ≤ dari :

$$Cs = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.25)$$

dan Cs ≥ dari :

$$Cs = 0{,}044.S_{DS}.I_e > 0{,}01 \quad (3.26)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka Cs harus tidak kurang dari :

$$Cs = \frac{0.5\ S_1}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.27)$$

Keterangan :

SD1 = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1,0 detik

T = perioda fundamental struktur (detik)

S1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum

d. Penentuan Perioda

Penentuan Perioda didasarkan pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.2

T = Ta x Cu (3.28)

$$T_a = C_T\, h_n^x (3.84) \quad (3.29)$$

Keterangan :

Ta = periode fundamental pendekatan

hn = ketinggian struktur (m)

Tabel 3.6 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_U
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Sumber : SNI 1726:2012

Tabel 3.7 Nilai Parameter Perioda Pendekatan Ct dan x

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0.0724[a]	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466[a]	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731[a]	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731[a]	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488[a]	0.75

Sumber : SNI 1726:2012

Pendekatan yang digunakan untuk struktur dengan dinding geser berdasarkan SNI 1726:2012 adalah:

$$T_a = \frac{0.0062 h_n}{\sqrt{C_w}} \quad (3.30)$$

$$C_w = \frac{100}{A_b} \sum_{i=1}^{x} \left(\frac{h_n}{h_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+0.83\left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]} \quad (3.31)$$

Keterangan :

hn = ketinggian struktur
Ab = Luas Struktur
Ai = Luas dinding geser
Di = panjang dinding geser
Hi = tinggi dinding geser
x = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

e. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

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

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.32)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} \quad (3.33)$$

Keterangan :

Cvx = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilo newton (kN)

wi dan wx = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x (kN)

hi dan hx = 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

3.8 Analisa Model Struktur

Analisa struktur utama menggunakan software ETABS untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama. menggunakan pembebanan gempa dinamik. Sehingga menggunakan analisa respons dinamik dan memenuhi ketentuan SNI 1726:2012. Selanjutnya *output* dari program bantu ETABS akan digunakan untuk melakukan perencanaan dan kontrol komponen-komponen struktur.

3.9 Perhitungan Struktur Utama Non-Prategang

3.9.1 Balok Induk

1. Perencanaan tulangan lentur

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.

2. Perhitungan tulangan geser

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi SNI 2847:2013, Pasal 9.3

$\Phi Vn \geq Vu,$ (3.34)

dimana :

Vn = kuat geser nominal penampang
V u = kuat geser terfaktor pada penampang
Φ = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

Berdasarkan SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 kuat geser nominal dari penampang terdiri dari kuat geser beton (Vc) dan tulangan (Vs).

$Vn = Vc + Vs$ (3.35)

Dengan Vc berdasarkan SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1

$$Vc = 0{,}17\alpha\sqrt{f'c}\,b_w d \quad (3.36)$$

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada SNI 2847:2002, Pasal 11.1):

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.37)$$

Dimana :

Vu = Geser terfaktor pada penampang yang ditinjau
Vn = Kuat geser nominal
Vc = Kuat geser beton
Vs = Kuat geser nominal tulangan geser

3. Kontrol torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila:

$$T_u \leq \frac{\varphi\sqrt{f'c}}{12}\left(\frac{A_{cp}{}^2}{P_{cp}{}^2}\right) \quad (3.38)$$

Perencanaan penampang terhadap torsi berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5 :

$$T_u \leq \phi T_n \quad (3.39)$$

Tulangan sengkang untuk puntir berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6:

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_y}{s}\cot\theta \qquad (3.40)$$

Dimana :

T_u = Momen torsi terfaktor

T_n = Kuat momen tosi

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

3.9.2 Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.1, syarat dimensi kolom harus dipenuhi bila :

1. Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari *Agxf'c*/10

   $$\text{Pu} > \frac{Agxf'c}{10} \qquad (3.41)$$

   Ukuran penampang terkecil harus lebih besar dari 300 mm. Rasio *b*/*h* harus lebih besar dari 0,4.
2. Penulangan lentur menggunakan program bantu Sp Column
3. Kontrol *Strong Column Weak Beam*

   Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi persyaratan :

   $$\Sigma Mnc \geq 1{,}2\Sigma Mnb \qquad (3.42)$$
4. Perhitungan tulangan geser

   Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.1, gaya geser rencana (Ve) harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka joint.
5. Panjang lewatan

   Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3, panjang lewatan tulangan dari kolom ditentukan sebagai berikut :

   $$ld = \left[\left(\frac{fy}{1{,}1\lambda\sqrt{f'c}}\right)x\left(\frac{\psi t\,\psi e\,\psi s}{\frac{Cb+Ktr}{db}}\right)\right] \qquad (3.43)$$

3.9.3 Hubungan Balok Kolom

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

3.9.4 Dinding Geser (Shear Wall)

Dalam merencanakan dinding geser dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah sebagai berikut:

1. Kuat aksial rencana
2. Dihitung berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_{nw} = 0{,}55\phi f'c.Ag\left[1-\left(\frac{k.I_c}{32h}\right)^2\right] \qquad (3.44)$$

3. Pemeriksaan tebal dinding Tebal dinding dianggap cukup bila memenuhi (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.)

$$\varphi x V_n = \varphi\frac{5}{6}x\sqrt{f'c}.h.d \geq V_u \qquad (3.45)$$

Dimana: d = 0,8 Iw

4. Kuat geser beton

Dihitung menurut SNI 2847:2013, pasal 11.9.6.

5. Keperluan penulangan geser

Penulangan geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 13.9.8.

6. Penulangan geser horisontal

Dihitung berdasarkan pada SNI 2847:2013, pasal 11.9.9.

7. Penulangan geser vertikal

Dihitung berdasarkan SNI 2847:2002, pasal 11.9.9.4.

3.10 Perhitungan Struktur Utama Prategang

3.10.1 Pemilihan Jenis Balok Prategang

Pada perencanaan ini akan digunakan jenis beton prategang yang meliputi:

1. Beton Prategang pasca tarik *(post tension)* sehingga memudahkan pelaksanaan di lapangan.

2. Pengecoran di tempat (*cast in place*) sehingga balok mudah dibentuk dan tidak mengalami kesulitan dalam penentuan sambungan.

3.10.2 Gaya Prategang Awal dan Tegangan Izin

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, yang kemudian gaya tersebut akan disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai pemilihan penampang.

Tegangan beton tidak boleh melampau nilai-nilai dalam SNI 2847:2013 pasal 18.4 dan tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai dalam SNI 2847:2013 pasal 18.

3.10.3 Pemilihan Tendon

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Ketentuan mengenai Tendon mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 7.6.7 dan disesuaikan dengan tegangan izin yang berlaku pada SNI 2847:2013 pasal 18.5

3.10.4 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel sangat mempengaruhi dalam peletakan tendon prategang yang akan digunakan. Perhitungan limit kabel menggunakan perumusan umum:

$$a(atas) = \frac{M\,max}{Fe} \tag{3.46}$$

$$a(bawah) = \frac{M\,min}{Fo} \tag{3.47}$$

Fe = gaya saat beban bekerja

Fo = gaya saat *jacking*

3.10.5 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon pada saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu :

1. Kehilangan Langsung

a. **Akibat pengangkuran**

$$x = \sqrt{\frac{Ep.g}{\sigma o(\mu\frac{\alpha}{l} + K)}} \tag{3.48}$$

Ep = Modulus elastisitas baja

K = Koefisien Wobble
α = Sudut Kelengkungan kabel
g = Koefisien
m = koefisien friksi
l = Panjang kabel

b. **Akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)**

$$Es = n * f_{cir} \quad (3.49)$$

$$n = Ep/Ec \quad (3.50)$$

f_{cir}= Tegangan beton didaerah cgs

c. **Akibat gesekan**

$$Ps = Px(1 + \mu\alpha + K\lambda x) \quad (3.51)$$

K= Koefisien Wobble
λx= Panjang kabel
μ= Koefisien friksi
α= Sudut kelengkungan kabel

d. **Akibat kekangan kolom**

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (3.52)$$

MB dan MA = Momen muka kolom pada titik A dan B akibat gaya P yang bekerja

h = tinggi kolom

2. Kehilangan tergantung Waktu

a. Akibat rangkak

$$CR = K_{Cr} * (Es/Ec)[f_{cir} - f_{cds}] \quad (3.53)$$

KCr= 1,69 untuk pasca Tarik
$fcds$= tegangan beton didaerah cgs akibat beban tetap
$fcir$= tegangan beton didaerah cgs oleh Fo

b. Akibat susut

$$SH = (8{,}2/10^{a})\ K_{SH} * Es[1 - 0{,}06(v/s)][100 - RH] \quad (3.54)$$

0,06 untuk satuan inci
(v/s)= rasio volum dibagi luas permukaan

RH= kelembaban relatif

KSH= sesuai tabel berikut

Hari	1	3	5	7	10	20	30	60
KSH	0,92	0,83	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

c. Akibat relaksasi baja

$$RE = [K_{re}\text{-}J(SH+CR+ES)]*C \quad (3.55)$$

Kre = Koefisien Relaksasi baja, terdapat pada Tabel 3.4

J = Koefisien Relaksasi, terdapat pada Tabel 3.4

SH = Kehilangan prategang akibat susut

CR = Kehilangan prategang akibat rangkak

ES = Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

C = Koefisien batang stress relieved

Kre dan J tergantung jenis baja

3.10.6 Kontrol Kuat Batas

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut (SNI 2847:2013 ps 18.13)

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

Mcr = momen retak yang terjadi pada balok prategang

Mu = momen ultimate balok prategang

Mn = Kapasitas penampang

3.10.7 Kontrol Lentur

Kuat lentur komponen struktur prategang dapat dihitung menggunakan asumsi yang layaknya pada komponen struktur non prategang. Tendon prategang tidak mempunyai titik leleh yang pasti seperti halnya tulangan lunak. Ketika panampang prategang mencapai kuat lenturnya (didefinisikan dengan regangan beton tekan maksimum sebesar 0,003), tegangan di baja prategang pada kekuatan nominal fps akan sangat bervariasi, tergantung pada jumlah prategangnya.

3.10.8 Kontrol Geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 2847:2013 pasal 11.3.1 yang mana dapat digunakan dua perumusan, dimana perumusan yang digunakan ialah secara umum dan rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

3.10.9 Kontrol Lendutan

Kontrol lendutan struktur harus dihitung agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. (SNI 2847:2013 Pasal 9.5). lendutan yang terjadi harus lebih kecil daripada lendutan izin.

3.10.10 Pengangkuran

Pada balok prategang 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 prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.2.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.1.

3.11 Perencanaan Pondasi

Setelah total keseluruhan beban struktur atas diketahui melalui perhitungan pembebanan maka beban tersebut diteruskan ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah perencanaan struktur bawah dijelaskan sebagai berikut :

a. Menghitung beban total struktur atas
b. Mencari daya dukung tanah
c. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (tiang pancang)
d. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi
e. Merencanakan *pile cap*

3.12 *Output* Gambar

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non prategang, struktur utama prategang, dan pondasi 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

PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Desain (Umum)

Preliminary desain merupakan tahapan dalam menentukan dimensi awal dari bagian-bagian struktur bangunan antara lain balok induk, pelat, kolom, dinding geser, dan balok prategang. Preliminary desain disesuaikan berdasarkan SNI 2847:2013.

4.1.1 Data Perencanaan

Data perencanaan gedung apartemen Gunawangsa Gresik yang akan dimodifikasi adalah :

Nama gedung	: Gunawangsa Gresik
Tipe Bangunan	: Apartemen
Lokasi	: Gresik
Jumlah lantai	: 15 lantai
Tinggi bangunan	: 44,6 m
Struktur bangunan	: Beton bertulang
Sistem struktur	: Sistem Ganda
Mutu beton (f'c)	: 40 MPa
Mutu tulangan (fy)	: 420 MPa

4.1.2Perencanaan Dimensi Balok

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).

4.1.2.1 Dimensi balok induk

Balok induk (L = 560 cm)

- Tinggi balok minimum (hmin)

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times l$$
$$= \frac{1}{16} \times 560$$
$$= 35\ cm \approx 40\ cm$$

- Lebar balok minimum (bmin)

$$b_{min} = \frac{2}{3} \times h_{min} = \frac{2}{3} \times 35 = 23{,}33\ cm \approx 30\ cm$$

Sehingga, dimensi balok induk L=560 cm adalah 30/40 cm

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Tipe Balok Induk	L (cm)	h min (cm)	b min (cm)	Dimensi pakai	
				h (cm)	b (cm)
BI1	560	35	23,33	40	30
BI2	450	28,125	18,75	40	30
BI3	440	27,5	18,33	40	30
BI4	280	17,5	11,67	40	30

4.1.2.2 Dimensi Balok Anak

Balok Anak (L= 440 cm)

- Tinggi balok minimum (hmin)

$$h_{min} = \frac{1}{21} \times l$$
$$= \frac{1}{21} \times 440$$
$$= 20{,}95\ cm \approx 30\ cm$$

- Lebar balok minimum (bmin)

$$b_{min} = \frac{2}{3} \times h_{min} = \frac{2}{3} \times 20{,}95 = 13{,}97\ cm$$

Sehingga, dimensi balok anak L=440 cm adalah 20/30 cm

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Tipe Balok Anak	L (cm)	h min (cm)	b min (cm)	Dimensi pakai	
				h (cm)	b (cm)
BA1	440	20,95	13,97	30	20
BA2	450	21,43	14,29	30	20
BA3	440	20,95	13,97	30	20
BA4	147	7,00	4,67	30	20

4.1.2.3 Dimensi Balok Prategang

Panjang balok prategang (L) = 13,2 m

- Tinggi balok minimum (hmin)

$$h_{min} = \frac{1}{20} \times L$$
$$= \frac{1}{20} \times 13200$$
$$= 660\ mm = 66\ cm \approx 70\ cm$$

- Lebar balok minimum (bmin)

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

  $= \frac{2}{3} \times 70$

  $= 466{,}67\ mm = 46{,}67\ cm \approx 50\ cm$

Sehingga, dimensi balok prategang adalah 50/70 cm

4.1.3 Perencanaan Dimensi Pelat

Pada perencanaan ini digunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

1. Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.
2. 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.

4.1.3.1 Pelat Satu Arah

Panjang pelat = 440 cm

Lebar pelat = 220 cm

$L_n = 440 - \left(\frac{25}{2} + \frac{25}{2}\right) = 415\ cm$

$S_n = 220 - \left(\frac{25}{2} + \frac{20}{2}\right) = 197{,}5\ cm$

$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{415}{197{,}5} = 2{,}1 > 2\ (pelat\ satu\ arah)$

- Tebal minimum pelat satu arah :

  $h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{440}{20} = 11\ cm$

  Digunakan tebal 12 cm

4.1.3.2 Pelat Dua Arah

Panjang pelat = 440 cm

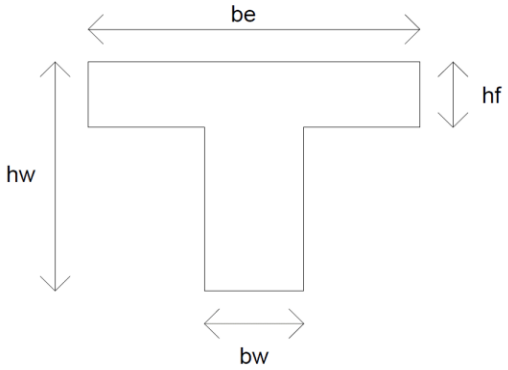
Lebar pelat = 280 cm

$L_n = 440 - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2}\right) = 410\ cm$

$S_n = 280 - \left(\frac{25}{2} + \frac{20}{2}\right) = 257{,}5\ cm$

$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{410}{257{,}5} = 1{,}5 < 2\ (pelat\ dua\ arah)$

a. Balok tepi kiri B2 (25/35) L=440 cm interior



Dimana : hf = 12 cm

hw = 35 cm

bw = 25 cm

$be \leq bw + 2(8hf) = 25 + 2(8x12) = 217\ cm$

$be \leq bw + 2\left({}^{1}/_{2}\ Sn\right) = 25 + 2\left({}^{1}/_{2}\ x257{,}5\right) = 282{,}5\ cm$

$be \leq \frac{L}{4} = \frac{440}{4} = 110\ cm$

Diambil nilai be terkecil sehingga be = 110 cm

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

$$K = \frac{1+\left(\frac{110}{25}-1\right)\left(\frac{12}{35}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{35}\right)+4\left(\frac{12}{35}\right)^2+\left(\frac{110}{25}-1\right)\left(\frac{12}{35}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{110}{25}-1\right)\left(\frac{12}{35}\right)}$$

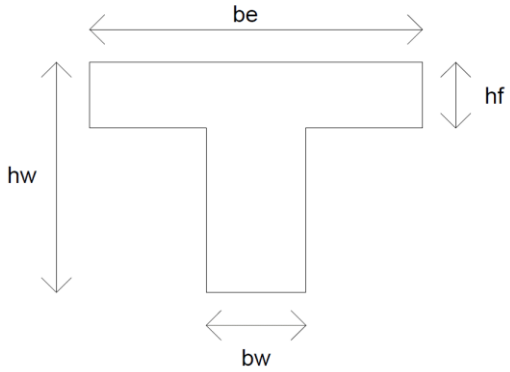
K=1,83

$I_{balok} = \frac{1}{12}\ K\ b\ h^3 = \frac{1}{12}\ x1{,}83x25x35^3 = 163.850\ cm^4$

$I_{plat} = \frac{1}{12} L\ {h_f}^3 = \frac{1}{12} x440x12^3 = 63.360\ cm^4$

$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{plat}} = \frac{163.850}{63.360} = 2{,}59$

b. Balok tepi atas B1 (30/40) L=280 cm interior



Dimana : hf = 12 cm
hw = 40 cm
bw = 30 cm

$be \leq bw + 2(8hf) = 30 + 2(8x12) = 222\ cm$

$be \leq bw + 2\left({}^{1}/_{2}\ Ln\right) = 30 + 2\left({}^{1}/_{2}\ x410\right) = 440\ cm$

$be \leq \frac{L}{4} = \frac{280}{4} = 70\ cm$

Diambil nilai be terkecil sehingga be = 70 cm

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

$$K = \frac{1+\left(\frac{70}{30}-1\right)\left(\frac{12}{40}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{40}\right)+4\left(\frac{12}{40}\right)^2+\left(\frac{70}{30}-1\right)\left(\frac{12}{40}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{70}{30}-1\right)\left(\frac{12}{40}\right)}$$

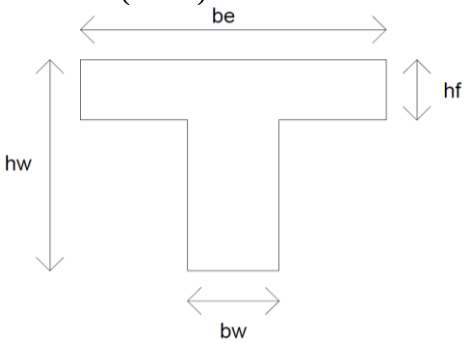
K=1,46

$I_{balok} = \frac{1}{12}\ K\ b\ h^3 = \frac{1}{12}x1{,}46x30x40^3 = 232.960\ cm^4$

$I_{plat} = \frac{1}{12}L\ {h_f}^3 = \frac{1}{12}x280x12^3 = 40.320\ cm^4$

$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{plat}} = \frac{232.960}{40.320} = 5{,}78$

c. Balok tepi kanan BA (20/30) L=440 cm interior



Dimana : hf = 12 cm
hw = 30 cm
bw = 20 cm

$be \leq bw + 2(8hf) = 20 + 2(8x12) = 212\ cm$

$be \leq bw + 2\left({}^{1}/_{2}\ Sn\right) = 20 + 2\left({}^{1}/_{2}\ x255\right) = 275\ cm$

$be \leq \frac{L}{4} = \frac{440}{4} = 110\ cm$

Diambil nilai be terkecil sehingga be = 110 cm

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

$$K = \frac{1+\left(\frac{110}{20}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{30}\right)+4\left(\frac{12}{30}\right)^2+\left(\frac{110}{20}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{110}{20}-1\right)\left(\frac{12}{30}\right)}$$

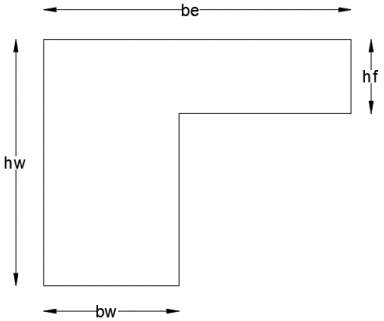
K=1,98

$I_{balok} = \frac{1}{12}\ K\ b\ h^3 = \frac{1}{12}x1{,}98x20x30^3 = 89.202{,}9\ cm^4$

$I_{plat} = \frac{1}{12} L\ {h_f}^3 = \frac{1}{12}x440x12^3 = 63.360\ cm^4$

$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{plat}} = \frac{89.202{,}9}{63.360} = 1{,}41$

d. Balok tepi bawah B1 (30/40) L=280cm eksterior



Dimana : hf = 12 cm
hw = 40 cm
bw = 30 cm

$be \leq bw + 6hf = 30 + (6x12) = 97\ cm$

$be \leq bw + \left({}^{1}/_{2}\ Ln\right) = 30 + \left({}^{1}/_{2}\ x410\right) = 230\ cm$

$be \leq bw + \frac{L}{12} = 30 + \frac{280}{12} = 48{,}33\ cm$

Diambil nilai be terkecil sehingga be = 48,33 cm

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

$$K = \frac{1+\left(\frac{48{,}3}{30}-1\right)\left(\frac{12}{40}\right)\left[4-6\left(\frac{12}{40}\right)+4\left(\frac{12}{40}\right)^2+\left(\frac{48{,}3}{30}-1\right)\left(\frac{12}{40}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{48{,}3}{30}-1\right)\left(\frac{12}{40}\right)}$$

K=1,35

$I_{balok} = \frac{1}{12}\ K\ b\ h^3 = \frac{1}{12}x1{,}35x30x40^3 = 120.736\ cm^4$

$I_{plat} = \frac{1}{12} L\ {h_f}^3 = \frac{1}{12}x280x12^3 = 40.320\ cm^4$

$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{plat}} = \frac{120.736}{40.320} = 2{,}99$

e. Tebal pelat minimum

$\alpha_m = \frac{2{,}58+5{,}78+1{,}41+2{,}99}{4} = 3{,}19$

Karena α_m>2 maka tebal minimum pelat :

$h_{min} = \frac{L_n\left(0.8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+9\beta} \geq 9\ cm$

$$h_{min} = \frac{410\left(0.8+\frac{500}{1400}\right)}{36+9x1,59} \geq 9\ cm$$

$$h_{min} = 9{,}4\ cm > 9\ cm \text{ (OK)}$$

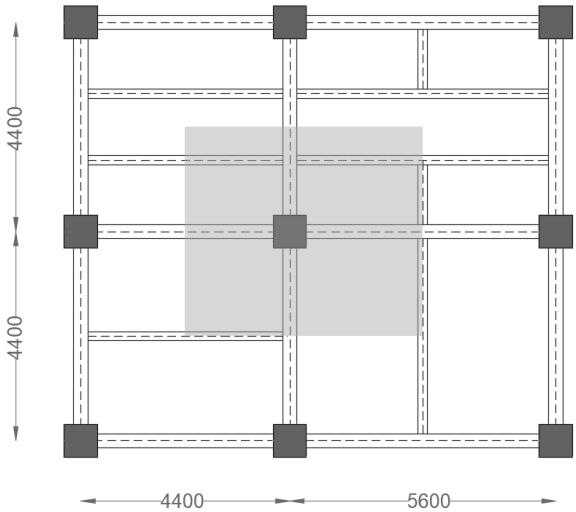
Digunakan tebal pelat 12 cm

Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Pelat

Tipe	Lebar (cm)	Panjang (cm)	Sn (cm)	Ln (cm)	β	Jenis	h_{min} (cm)	h_{pakai} (cm)
A	220	440	195	410	2,10	1 arah	7,86	12
B	220	450	195	420	2,15	1 arah	7,86	12
C	280	440	255	410	1,61	2 arah	9,0	12
D	150	440	125	410	3,28	1 arah	6,25	12
E	150	450	130	420	3,23	1 arah	6,25	12
F	150	280	125	255	2,04	1 arah	6,25	12
G	140	560	115	260	2,26	1 arah	5,83	12
H	140	440	120	410	3,42	1 arah	5,83	12
I	140	450	120	420	3,50	1 arah	5,83	12
J	225	1320	185	1290	6,97	1 arah	9,38	12
K	280	1320	230	1290	5,61	1 arah	11,67	12
L	220	1320	180	1290	7,17	1 arah	9,17	12

4.1.4 Perencanaan Dimensi 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.



Gambar 4.1 Kolom yang Ditinjau sebagai Desain Awal

4.1.4.1 Data Perencanaan

Tebal pelat atap	: 12 cm	
Tebal pelat lantai	: 12 cm	
Tinggi lantai 1	: 3,2 m	
Tinggi lantai 2-15	: 2,8 m	
Dimensi pelat	: 5 m x 4,4 m	
Dimensi balok	: Balok induk	= 30/40
	Balok anak	= 20/30
Mutu beton (fc')	: 40 MPa	
Dimensi awal kolom	: Lantai 1-5	: 40/40
	Lantai 6-10	: 50/50
	Lantai 11-15	: 60/60

4.1.4.2 Pembebanan

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

A. Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983 didapatkan beban mati sebagai berikut :

Tabel 4.4 Beban Mati yang Bekerja pada Pelat

No	Komponen	Berat	Satuan
1	beton bertulang	2400	kg/m3
2	finishing lantai (spesi)	21	kg/m2
3	tegel	24	kg/m2
4	plafond	24	kg/m2
5	penggantung plafond	7	kg/m2
6	aspal	14	kg/m2
7	ducting	20	kg/m2
8	plumbing	10	kg/m2

B. Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983 didapatkan beban hidup sebagai berikut :

Tabel 4.5 Beban Hidup yang Bekerja pada Pelat

Lantai	Fungsi	Beban (kN/m2)	Beban (kg/m2)
atap	datar	4.79	479
15	ruang pertemuan	4.79	479
2 sd 14	rumah tinggal	1.92	192

Berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.7.2 komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LL}A_T \geq 37{,}16\ m^2$ diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi.

K_{LL} = 4 (SNI 1727:2013 Tabel 4.2)

A_T = 5 m x 4,4 m = 22 m^2

$K_{LL}A_T$ = 88 m^2 > 37,16 m^2 (beban hidup dapat direduksi)

a. Beban hidup pada atap

Faktor reduksi beban atap :

Untuk 18,58 $m^2 < A_T = 22\ m^2 < 55{,}74\ m^2$:

$R_1 = 1{,}2 - 0{,}011A_T = 0{,}958$

Untuk F<4 :

$R_2 = 1$

Beban hidup atap tereduksi :

$L_r=L_0R_1R_2$=0,96 x 0,958 x 1 = 0,9197 kN/m^2

Dengan nilai Lr memenuhi :

0,58 ≤Lr ≤0,96 (memenuhi) maka digunakan Lr = 91,97 kg/m^2

b. Beban hidup pada lantai 15 (ruang serbaguna)

Menurut SNI 1727:2013 pasal 4.7.5 beban hidup pada ruang pertemuan tidak boleh direduksi

c. Beban hidup pada lantai 2-14

$$L = L_0\left(0{,}25 + \frac{4{,}57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right) \geq 0{,}4L_0$$

$$L = 192\left(0{,}25 + \frac{4{,}57}{\sqrt{88}}\right) \geq 0{,}4x192$$

$$L = 141{,}54\ {}^{kg}/_{m^2} \geq 76{,}8\ {}^{kg}/_{m^2}$$

Tabel 4.6 Beban Hidup Tereduksi yang Bekerja pada Lantai

Lantai	Fungsi	Beban SNI		Beban Tereduksi (kg/m2)
		(kN/m2)	(kg/m2)	
atap	datar	4.79	479	458.88
15	ruang pertemuan	4.79	479	479
2 sd 14	rumah tinggal	1.92	192	141.54

4.1.4.3 Perhitungan Dimensi Kolom

a. Kolom Lantai 11-15

Pembebanan tiap lantainya disajikan dalam tabel berikut:

Tabel 4.7 Beban yang diterima kolom lantai 11 – lantai 15

Pelat Atap							
Beban mati	**berat sendiri**		**L (m)**	**b (m)**	**t (m)**	**x (lantai)**	**berat (kg)**
pelat lantai	2400	kg/m3	5,5	4,4	0,12	1	6969,6
balok B1	2400	kg/m3	2,8	0,3	0,4	1	806,4
balok B2	2400	kg/m3	2,2	0,3	0,4	1	633,6
balok anak	2400	kg/m3	1,1	0,2	0,3	1	158,4
spesi	21	kg/m2	5,5	4,4		1	508,2
aspal	14	kg/m2	5,5	4,4		1	338,8
plafon	24	kg/m2	5,5	4,4		1	580,8
penggantung plafon	7	kg/m2	5,5	4,4		1	169,4
ducting	20	kg/m2	5,5	4,4		1	484
plumbing	10	kg/m2	5,5	4,4		1	242
						DL =	10891,2
Beban hidup	**berat sendiri**		**L (m)**	**b (m)**	**t (m)**	**x (lantai)**	**berat (kg)**
hujan	20	kg/m2	5,5	4,4		1	484
lantai atap	458	kg/m2	2,8	0,3		1	384,4872
						LL =	868,4872
Pelat Lantai 15							
Beban mati	**berat sendiri**		**L (m)**	**b (m)**	**t (m)**	**x (lantai)**	**berat (kg)**
pelat lantai	2400	kg/m3	5,5	4,4	0,12	1	6969,6
balok B1	2400	kg/m3	2,8	0,3	0,4	1	806,4
balok B2	2400	kg/m3	2,2	0,3	0,4	1	633,6
balok anak	2400	kg/m3	7,2	0,2	0,3	1	1036,8
dinding batu bata	250	kg/m2	20,42	5		1	25525
finishing lantai (spesi)	21	kg/m2	5,5	4,4		1	508,2
tegel	24	kg/m2	5,5	4,4		1	580,8
plafon	24	kg/m2	5,5	4,4		1	580,8
penggantung plafon	7	kg/m2	5,5	4,4		1	169,4
ducting	20	kg/m2	5,5	4,4		1	484
plumbing	10	kg/m2	5,5	4,4		1	242
						DL =	37536,6
Beban hidup	**berat sendiri**		**L (m)**	**b (m)**	**t (m)**	**x (lantai)**	**berat (kg)**
lantai	479	kg/m2	5,5	4,4		1	11591,8
						LL =	11591,8

Pelat Lantai 12-14							
Beban mati	**berat sendiri**		**L (m)**	**b (m)**	**t (m)**	**x (lantai)**	**berat (kg)**
pelat lantai	2400	kg/m3	5,5	4,4	0,12	3	20908,8
balok B1	2400	kg/m3	2,8	0,3	0,4	3	2419,2
balok B2	2400	kg/m3	2,2	0,3	0,4	3	1900,8
balok anak	2400	kg/m3	7,2	0,2	0,3	3	3110,4
dinding batu bata	250	kg/m2	20,42	2,8		3	42882
finishing lantai (spesi)	21	kg/m2	5,5	4,4		3	1524,6
tegel	24	kg/m2	5,5	4,4		3	1742,4
plafon	24	kg/m2	5,5	4,4		3	1742,4
penggantung plafon	7	kg/m2	5,5	4,4		3	508,2
ducting	20	kg/m2	5,5	4,4		3	1452
plumbing	10	kg/m2	5,5	4,4		3	726
						DL =	78916,8
Beban hidup	**berat sendiri**		**L (m)**	**b (m)**	**t (m)**	**x (lantai)**	**berat (kg)**
lantai	141	kg/m2	5,5	4,4		4	13655,69
						LL =	13655,69

DL_{total} = DL_{atap}+$DL_{lantai15}$+$DL_{lantai12-14}$
= 127344,60 kg

LL_{total} = LL_{atap}+$LL_{lantai15}$+$LL_{lantai12-14}$
= 26115,98 kg

Sehingga berat total (W)

W = 1,2 DL_{total} + 1,6 LL_{total}
= 1,2 (127344,60) + 1,6 (26115,98)
= 194599,09 kg

Mutu beton f`c sebesar 40 Mpa = 400 kg/cm2 sehingga nilai luas minimal (A_{min}) kolom

$$A_{min} = 3\frac{W}{fc'} = 3\frac{194599,09}{400} = 1459\ cm^2$$

Dimensi : h = b sehingga A = b x h = b^2

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{1459} = 38,2\ cm$$

Digunakan kolom dengan dimensi 50 x 50

b. Kolom Lantai 6-10

Pembebanan tiap lantainya disajikan dalam tabel berikut:

Tabel 4.8 Beban yang diterima kolom lantai 6 – lantai 10

Pelat Lantai 7-11							
Beban mati	**berat sendiri**		**L (m)**	**b (m)**	**t (m)**	**x (lantai)**	**berat (kg)**
pelat lantai	2400	kg/m3	5,5	4,4	0,12	5	34848
balok B1	2400	kg/m3	2,8	0,3	0,4	5	4032
balok B2	2400	kg/m3	2,2	0,3	0,4	5	3168
balok anak	2400	kg/m3	7,2	0,2	0,3	5	5184
dinding batu bata	250	kg/m2	20,42	2,8		5	71470
finishing lantai (spesi)	21	kg/m2	5,5	4,4		5	2541
tegel	24	kg/m2	5,5	4,4		5	2904
plafon	24	kg/m2	5,5	4,4		5	2904
penggantung plafon	7	kg/m2	5,5	4,4		5	847
ducting	20	kg/m2	5,5	4,4		5	2420
plumbing	10	kg/m2	5,5	4,4		5	1210
						DL =	131528
Beban hidup	**berat sendiri**		**L (m)**	**b (m)**	**t (m)**	**x (lantai)**	**berat (kg)**
lantai	141	kg/m2	5,5	4,4		5	17069,62
						LL =	17069,62

DL_{total} = $DL_{lantai7\text{-}atap}$
= 258872,60 kg

LL_{total} = $LL_{lantai7\text{-}atap}$
= 43185,6 kg

Sehingga berat total (W)

W = 1,2 DL_{total} + 1,6 LL_{total}
= 1,2 (258872,60) + 1,6 (43185,6)
= 379744,08 kg

Mutu beton f'c sebesar 40 Mpa = 400 kg/cm2 sehingga nilai luas minimal (A_{min}) kolom

$$A_{min} = 3\frac{W}{fc'} = 3\frac{379744{,}08}{400} = 2848{,}08\ cm^2$$

Dimensi : h = b sehingga A = b x h = b^2

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{2848{,}08} = 53{,}37\ cm$$

Digunakan kolom dengan dimensi 60 x 60

c. Kolom Lantai 1-5

Pembebanan tiap lantainya disajikan dalam tabel berikut:

Tabel 4.9 Beban yang diterima kolom lantai 1 – lantai 5

Pelat Lantai 2-6							
Beban mati	**berat sendiri**		**L (m)**	**b (m)**	**t (m)**	**x (lantai)**	**berat (kg)**
pelat lantai	2400	kg/m3	5,5	4,4	0,12	5	34848
balok B1	2400	kg/m3	2,8	0,3	0,4	5	4032
balok B2	2400	kg/m3	2,2	0,3	0,4	5	3168
balok anak	2400	kg/m3	7,2	0,2	0,3	5	5184
dinding batu bata	250	kg/m2	20,42	2,8		5	71470
finishing lantai (spesi)	21	kg/m2	5,5	4,4		5	2541
tegel	24	kg/m2	5,5	4,4		5	2904
plafon	24	kg/m2	5,5	4,4		5	2904
penggantung plafon	7	kg/m2	5,5	4,4		5	847
ducting	20	kg/m2	5,5	4,4		5	2420
plumbing	10	kg/m2	5,5	4,4		5	1210
						DL =	131528
Beban hidup	**berat sendiri**		**L (m)**	**b (m)**	**t (m)**	**x (lantai)**	**berat (kg)**
lantai	141	kg/m2	5,5	4,4		4	13655,69
						LL =	13655,69

DL_{total} = $DL_{lantai2\text{-}atap}$
= 390400,6 kg

LL_{total} = $LL_{lantai2\text{-}atap}$
= 56841,3 kg

Sehingga berat total (W)

W = 1,2 DL_{total} + 1,6 LL_{total}
= 1,2 (390400,6) + 1,6 (56841,3)
= 559426,79 kg

Mutu beton f'c sebesar 40 Mpa = 400 kg/cm2 sehingga nilai luas minimal (A_{min}) kolom

$$A_{min} = 3\frac{W}{fc'} = 3\frac{559426{,}79}{400} = 4195{,}70\ cm^2$$

Dimensi : h = b sehingga A = b x h = b2

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{4195{,}70} = 64{,}77\ cm$$

Digunakan kolom dengan dimensi 70 x 70

Tabel 4.10 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Lantai	Dimensi	
	b (cm)	h (cm)
lantai 1-5	70	70
lantai 6-10	60	60
lantai 11-15	50	50

4.1.5 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 100 mm. Direncanakan:

Tebal dinding geser : 30 cm
Panjang bentang : 560 cm
Tinggi : 500 cm

30 cm ≥ H / 25 = 500 / 25 = 20 cm (OK)
30 cm ≥ L / 25 = 560 / 25 = 22,4 cm (OK)

Jadi, tebal shearwall sebesar 30 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1)

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

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 perubahan 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.

4.2.1 Perencanaan Pelat

4.2.1.1 Data perencanaan

Mutu beton (fc') : 35 MPa
Mutu baja (fy) : 420 Mpa
Tebal pelat atap : 12 cm
Tebal pelat lantai : 12 cm

4.2.1.2 Pembebanan pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi tiga yaitu pembebanan pada pelat atap, pembebanan pada pelat ballroom dan pembebanan pada pelat lantai hunian. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada tiap jenis pelat berbeda. Oleh karena itu pada perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

a. Pelat atap

- Beban mati

Berat sendiri	= 0.12 x 2400 = 288 kg/m2	
Spesi	= 42 kg/m2	
Aspal	= 14 kg/m2	
Penggantung	= 7 kg/m2	
Plafon	= 24 kg/m2	
Ducting & plumbing	= 30 kg/m2	+
q_D	= 405 kg/m2	

- Beban hidup

hujan	= 20 kg/m2	
atap untuk taman	= 479 kg/m2	+
q_L	= 499, kg/m2	

- Kombinasi beban

  q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L
  = 1,2 (405) + 1,6 (499)
  = 1284,4 kg/m2

b. Pelat lantai 15 (ballroom)

- Beban mati

  Berat sendiri = 0.12 x 2400 = 288 kg/m2
  Spesi = 42 kg/m2
  Tegel = 24 kg/m2
  Penggantung = 7 kg/m2
  Plafon = 24 kg/m2
  Ducting & plumbing = 30 kg/m2 +
  q_D = 415 kg/m2

- Beban hidup

  ruang pertemuan = 479 kg/m2 +
  q_L = 479 kg/m2

- Kombinasi beban

  q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L
  = 1,2 (415) + 1,6 (479)
  = 1264,4 kg/m2

c. Pelat lantai 2-14 (hunian)

- Beban mati

  Berat sendiri = 0.12 x 2400 = 288 kg/m2
  Spesi = 42 kg/m2
  Tegel = 24 kg/m2
  Penggantung = 7 kg/m2
  Plafon = 24 kg/m2
  Ducting & plumbing = 30 kg/m2 +
  q_D = 415 kg/m2

- Beban hidup

  rumah tinggal = 141,07 kg/m2 +
  q_L = 141,07 kg/m2

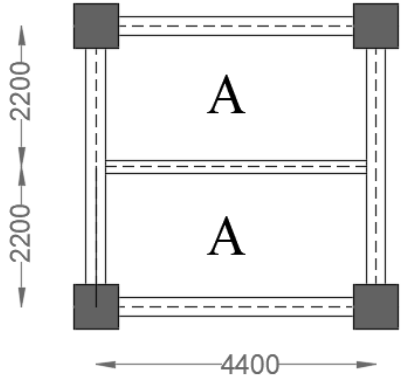
- Kombinasi beban

  q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L
  = 1,2 (415) + 1,6 (141,07)

= 723,71 kg/m2

4.2.1.3 Perhitungan penulangan pelat

a. Pelat lantai tipe A 220x440 cm (satu arah)



Gambar 4.2 Tampak Atas Pelat Satu Arah yang Direncanakan

- Data perencanaan

  Dimensi pelat : 220 x 440 cm
  Tebal pelat : 120 mm
  Tebal selimut beton (d') : 40 mm
  Diameter tulangan rencana : D10
  Diameter tulangan susut : D8

  dx = tebal pelat (h) – selimut beton – (1/2 x diameter tulangan rencana bawah)
  = 120 – 40 – ½ (10) = 75 mm

  dy = tebal pelat (h) – selimut beton – (1/2 x diameter tulangan rencana atas)
  = 120 – 40 – 10 – ½ (8) = 66 mm

  M (-) $= \frac{1}{11}$ qu L^2
  $= \frac{1}{11}$ (698,51) $(2,2)^2$
  = 539,07 kg m

  M (+) $= \frac{1}{16}$ qu L^2
  $= \frac{1}{16}$ (698,51) $(2,2)^2$

= 370,61 kg m

- Tulangan negatif

ρb $= \frac{0,85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0,85\ x\ 0.8\ x\ 35}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

= 0.0333

ρ_{max} = 0.75 ρb = 0.75 x 0.0333 = 0.0249

ρ_{max} = 0.025 (menentukan)

ρ_{min} $= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

$= \frac{0.25x\sqrt{35}}{420}$

= 0.0035 (menentukan)

ρ_{min} $= \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420}$ = 0.003333

m $= \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 35}$ = 14,117

Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{53907000}{0.9\ x\ 1000\ x\ 75^2}$ = 0,607 N/mm2

ρ $= \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{14,117}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\ x\ 14,117\ x\ 1,065}{420}}\right)$

= 0,0015

Maka dipakai $\rho_{pakai} = \rho_{min}$ = 0,00352 (karena $\rho < \rho_{min}$)

As perlu = ρ . b . d

= 0.0035 x 1000 x 75

= 264,11 mm2

Jumlah tulangan $= \frac{As\ perlu}{\frac{1}{4}x\ \pi\ x\ \emptyset^2}$

$= \frac{264,11}{\frac{1}{4}x\ \pi\ x\ 10^2}$ = 3,59 ≈ 4 (per meter)

Jarak tulangan (s) = $\frac{1000}{n} = \frac{1000}{4}$ = 250 mm

As pasang = n x As

= 4 x 78.57

= 314,16 mm^2 > As perlu = 232,417 mm^2

Digunakan tulangan negatif D10-250

- Tulangan positif

ρb $= \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85\ x\ 0.8\ x\ 35}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

= 0.0333

ρ_{max} = 0.75 ρb = 0.75 x 0.0364 = 0.0249

ρ_{max} = 0.025 (menentukan)

ρ_{min} $= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

$= \frac{0.25x\sqrt{35}}{420}$

= 0.00352 (menentukan)

ρ_{min} $= \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420}$ = 0.003333

m $= \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 35}$ = 14,117

Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{37061000}{0.75\ x\ 1000\ x\ 75^2}$ = 0,417 N/mm2

ρ $= \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{12.353}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\ x\ 12.353\ x\ 0{,}417}{420}}\right)$

= 0,001

Maka dipakai $\rho_{pakai} = \rho_{min}$ = 0,00352 (karena $\rho < \rho_{min}$)

As perlu = ρ . b . d

= 0.00352 x 1000 x 75

= 264,110 mm^2

Jumlah tulangan $= \frac{As\ perlu}{\frac{1}{4}x\ \pi\ x\ \emptyset^2}$

$= \frac{264{,}110}{\frac{1}{4}x\ \pi\ x\ 10^2}$ = 3,36 ≈ 4 (per meter)

Jarak tulangan (s) = $\frac{1000}{n} = \frac{1000}{4}$ = 250 mm

As pasang = n x As

= 4 x 78,54

= 314,16 mm^2 > As perlu = 264,110 mm^2

Digunakan tulangan positif D10-250

- Tulangan susut

  Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1 luasan tulangan susut pada slab yang menggunakan tulangan ulir dengan mutu 420 MPa maka digunakan rasio tulangan ρ = 0,0018

  As perlu = ρ . b . d
  = 0.0018 x 1000 x 66
  = 118,8 mm^2

  Jumlah tulangan = $\frac{As\ perlu}{\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ \emptyset^2}$
  = $\frac{118,8}{\frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 8^2}$ = 2,36 ≈ 3(per meter)
  = 2,36 ≈ 3 buah

  Jarak tulangan (s) = $\frac{1000}{n} = \frac{1000}{3}$ = 333,3 mm

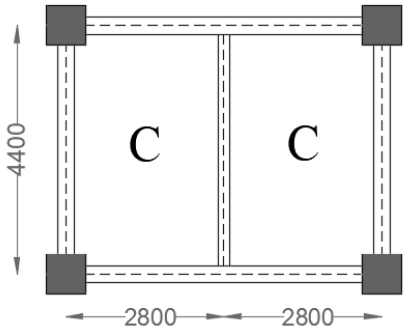
  As pasang = n x As
  = 3 x 50,27
  = 150,8 mm^2 > As perlu = 118,8 mm^2

  Digunakan tulangan susut D8-300

Tabel 4.11 Rekapitulasi Penulangan Pelat Satu Arah

TIPE	Tebal Pelat (mm)	PENULANGAN PELAT SATU ARAH		
		NEGATIF	POSITIF	SUSUT
ATAP				
A	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
J	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
K	120	D 10 - 200	D 10 - 250	D 8 - 300
L	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
BALLROOM				
A	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
B	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
D	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
E	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
F	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
G	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
H	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
I	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
HUNIAN				
A	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
B	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
D	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
E	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
F	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
G	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
H	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300
I	120	D 10 - 250	D 10 - 250	D 8 - 300

b. Pelat lantai tipe C 280x440 cm (dua arah)



Gambar 4.3 Tampak Atas Pelat Dua Arah yang Direncanakan

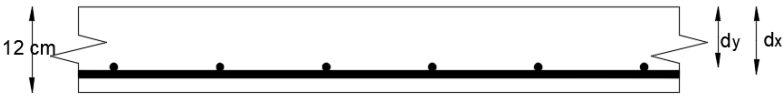
- Data perencanaan

  Dimensi pelat : 280 x 440 cm
  Tebal pelat : 120 mm
  Tebal selimut beton (d') : 40 mm
  Diameter tulangan rencana : D10

  $\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(Fc\prime - 28)}{7}$

  $= 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(35-28)}{7}$

  $= 0{,}8$



Gambar 4.4 Ilustrasi Potongan Pelat Rencana

dx = tebal pelat (h) – selimut beton – (1/2 x diameter tulangan rencana bawah)
= 120 – 40 – ½ (10) = 75 mm

dy = tebal pelat (h) – selimut beton – (1/2 x diameter tulangan rencana atas)
= 120 – 40 – 10 – ½ (10) = 65 mm

Lx = Sn = $280 - (\frac{30}{2} + \frac{20}{2}) = 255$ mm

Ly = Ln = 440 - $(\frac{30}{2} + \frac{30}{2})$ = 410 mm

β = Ly/Lx = 410 / 255 = 1.61 < 2 (pelat 2 arah)

qu = 698,51 kg/m2

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: (Ly/Lx = 1.6)

Mlx = 0.001 . qu . Lx^2 . X

Mtx = -0.001 . qu . Lx^2 . X

Mly = 0.001 . qu . Lx^2 . X

Mty = -0.001 . qu . Lx^2 . X

Dimana : Mlx = Momen lapangan arah x
Mly = Momen lapangan arah y
Mtx = Momen tumpuan arah x
Mty = Momen tumpuan arah y
X = Nilai konstanta dari perbandingan Ly/Lx

Dari PBI 1971 tabel 13.3.1 didapatkan nilai X masing-masing momen untuk β = 1,6 (terjepit penuh) sebagai berikut :

Mlx : X = 37

Mly : X = 16

Mtx : X = 79

Mty : X = 57

- Penulangan tumpuan dan lapangan arah X

Mlx = (-) Mtx
= 0.001 . qu . Lx^2 . X
= 0.001 (698,51) $(2,55)^2$ (79)
= 358,8 kg.m

$\rho b = \frac{0,85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
$= \frac{0,85\ x\ 0.764\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$
= 0.0364

ρ_{max} = 0.75 ρb = 0.75 x 0.0364 = 0.0273

ρ_{max} = 0.025 (menentukan)

$\rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

$= \frac{0.25x\sqrt{35}}{420}$

= 0,00352 (menentukan)

ρ_{min} $= \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420}$ = 0,003333

m $= \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 35}$ = 14,117

Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3588000}{0.75\ x\ 1000\ x\ 75^2}$= 0,85 N/mm2

ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{12.353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12.353\ x\ 0,85}{420}}\right)$

= 0,00205

Maka dipakai $\rho_{pakai} = \rho_{min}$ = 0,00352 ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)

As perlu = ρ . b . d

= 0.00352 x 1000 x 75

= 264,11 mm2

Smax = 450 mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

Jumlah tulangan $= \frac{As\ perlu}{\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ \emptyset^2}$

$= \frac{264,11}{\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 10^2}$ = 3,36 ≈ 4 (per meter)

Jarak tulangan (s) = 1000/n = 1000/4 = 250 mm

As pasang = n x As = 4 x 78.57= 314,28 mm2>As perlu

Digunakan tulangan lentur D10-250

- Penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

Mly = (-) Mty

= 0.001 . qu . Lx^2 . X

= 0.001 (698,51) $(2,55)^2$ (57)

= 258,9 kg.m

ρb $= \frac{0,85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0,85\ x\ 0.8\ x\ 35}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

= 0.0333

ρ_{max} = 0.75 ρb = 0.75 x 0.0333 = 0.0249

ρ_{max} = 0.025 (menentukan)

ρ_{min} $= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

$= \frac{0.25x\sqrt{35}}{420}$

= 0.00352 (menentukan)

ρ_{min} $= \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420}$ = 0.003333

m $= \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 35}$ = 14,117

Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2589000}{0.75\ x\ 1000\ x\ 75^2}$= 0,6137 N/mm2

ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{14,117}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 14,117\ x\ 0,6137}{420}}\right)$

= 0,0015

Maka dipakai $\rho_{pakai} = \rho_{min}$ = 0,003764 ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)

As perlu = ρ . b . d

= 0.00352 x 1000 x 75

= 228,896 mm2

Smax = 450 mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

Jumlah tulangan $= \frac{As\ perlu}{\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ \emptyset^2}$

$= \frac{228,896}{\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 10^2}$ = 2,913 ≈ 3 (per meter)

Jarak tulangan (s) = 1000/n = 1000/3 = 333,33 ≈ 300 mm

As pasang = n x As = 3 x 78.57= 235,71 mm2 > As perlu

Digunakan tulangan lentur D10-250

Tabel 4.12 Rekapitulasi Penulangan Pelat Dua Arah

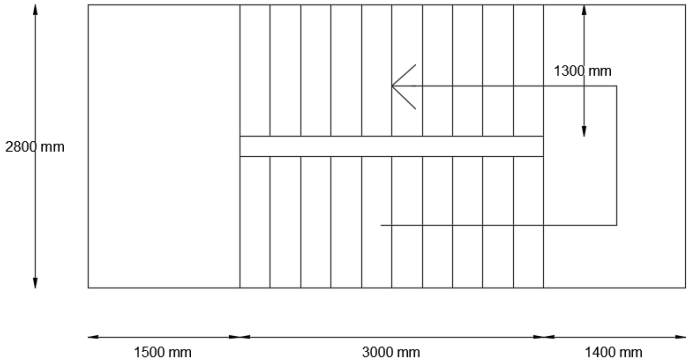
TIPE	Tebal Pelat (mm)	PENULANGAN PELAT DUA ARAH	
		ARAH X	ARAH Y
ATAP			
C	120	D 10 - 250	D 10 - 250
BALLROOM			
C	120	D 10 - 250	D 10 - 250
HUNIAN			
C	120	D 10 - 250	D 10 - 250

4.2.2 Perencanaan Tangga

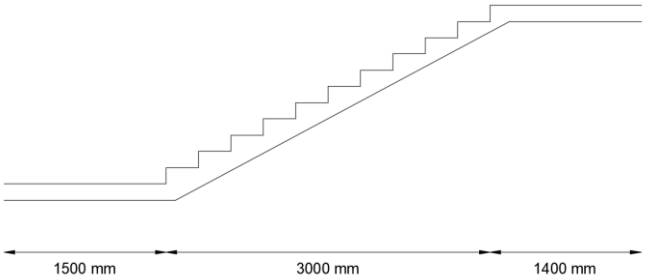
4.2.1.1 Data-data perecanaan tangga

Tinggi antar lantai = 320 cm
Elevasi bordes = 160 cm
Lebar tangga = 130 cm
Panjang tangga = 300 cm
Panjang bordes = 280 cm
Lebar bordes = 140 cm
Tebal bordes = 17 cm
Tebal pelat tangga (tp) = 15 cm
Lebar injakan tangga (i) = 30 cm
Tinggi injakan tangga (t) = 15 cm
Jumlah Tanjakan = 11 buah
Jumlah Injakan = 11-1 = 1 buah
Kemiringan Tangga $= arc \tan \alpha \frac{160}{390} = 28{,}07\,°$
Decking tulangan = 20 mm
Mutu beton (f`c) = 35 MPa
Mutu baja (fy) = 420 MPa

Denah dan potongan tangga yang akan ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.5 dan Gambar 4.6



Gambar 4.5 Denah Tangga



Gambar 4.6 Potongan Tangga

4.2.1.2 Perencanaan pelat anak tangga

Persyaratan perhitungan tangga adalah sebagai berikut:

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

$60 \leq (2(15)+30) \leq 65$

$60 \leq 60 \leq 65$ (OK)

b. $25^o \leq \alpha \leq 40^o$

$25^o \leq 28{,}07 \leq 40^o$ (OK)

d. Tebal pelat anak tangga rata-rata

$\frac{i}{2} x \sin \alpha = \frac{30}{2} x \sin 28{,}07 = 7{,}06\ cm$

e. Tebal pelat rata-rata (Tr)

$Tr = tp + tr_{anak\ tangga} = 17 + 7{,}06 = 24{,}06\ cm \approx 25\ cm$

4.2.1.3 Pembebanan tangga dan bordes

a. Pembebanan tangga

- **Beban mati**

  Berat sendiri pelat tangga : $\frac{0{,}23\ x\ 2400\ x\ 1{,}30}{\cos 28{,}07}$ = 884,0 kg/m

  Berat tegel : 24 x 1,3 = 31,2 kg/m

  Berat spesi : 21 x 1,3 = 27,3 kg/m

  Berat sandaran : 50 kg/m

  qDL = 992,5 kg/m

- **Beban hidup**

  qLL = 479 x 1,3 = 622,7 kg/m

- **Beban total**

  q1 = 1,2 qDL + 1,6 qLL

  q1 = 1,2 (992,5) + 1,6 (622,7)

  q1 = 2187,32 kg/m

b. Pembebanan bordes

- **Beban mati**

  Berat sendiri pelat bordes : 0,17 x 2400 x 1,4= 504 kg/m

  Berat tegel : 24 x 1,4 = 33,6 kg/m

  Berat spesi : 21 x 1,4 = 29,4 kg/m

  qDL = 617 kg/m

- **Beban hidup**

  qLL = 479 x 1,4 = 670,6 kg/m

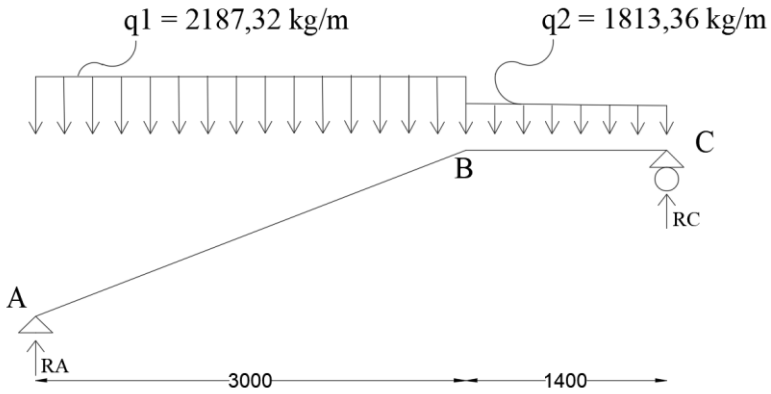
- **Beban total**

  q2 = 1,2 qDL + 1,6 qLL

  q2 = 1,2 (617) + 1,6 (670,6)

  q2 = 1813,36 kg/m

4.2.1.4 Perhitungan gaya pada tangga



Gambar 4.7 Permodelan Struktur Tangga

a. Reaksi perletakan

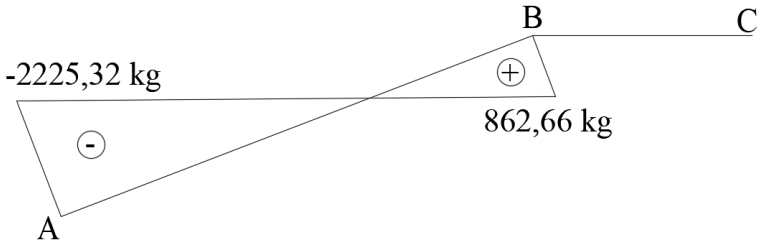
- ∑Ma = 0
  Rc(4,4)–q2 x 1,4 (0,5 x 1,4 + 3)– q1 x 3 (0,5 x 3) = 0
  $Rc = \frac{1834\ x\ 1{,}4\left(\frac{1{,}4}{2}+3\right)+2187{,}32\ x\ 3\ x\ \frac{3}{2}}{4{,}4}$ = 4371,85 kg
- ∑Mc = 0
  Rc(4,4)–q1 x 3 (0,5 x 3 + 1,4)– q2 x 1,4 (0,5 x 1,4) = 0
  $Ra = \frac{2187{,}32\ x\ 3\left(\frac{3}{2}+1{,}4\right)+1834\ x\ 1{,}4\ x\ \frac{1{,}4}{2}}{4{,}4}$ = 4728,81 kg
- Kontrol :
  ∑V = 0
  Ra + Rc = q1 (3) + q2 (1,4)
  4728,81 + 4371,85 = 2187,32 (3) + 1843 (1,4)
  9100,66 kg = 9100,66 kg

b. Gaya dalam

- **Gaya Normal**
  - Pada bordes (0<X<1,4)
    N = 0 kg
  - Pada tangga (0<X<3)
    (Xa = 0 m)
    Na = - Ra . sin α

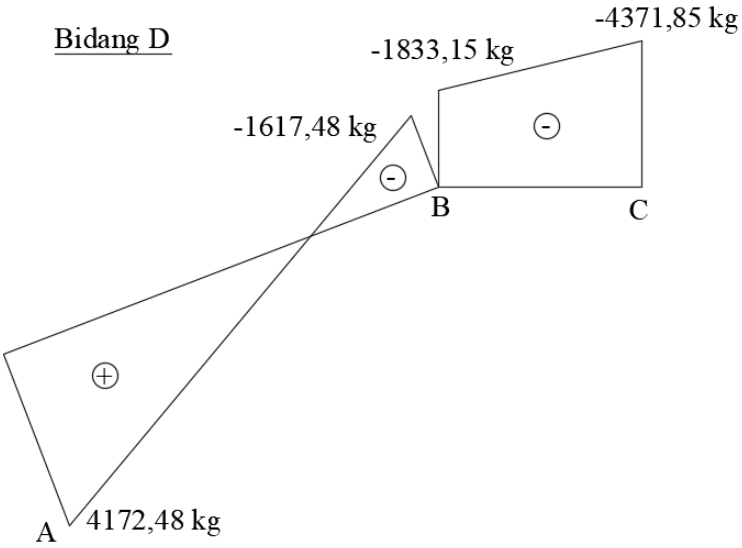
Na = -(4728,81) sin (28,07)
Na = -2225,32 kg
(Xb = 3 m)
Nb = Na + q1 X sin α
Nb = -2225,32 + 2187,32 (3) (sin (28,07))
Nb = 862,66 kg

Bidang N



Gambar 4.8 Gaya Dalam Bidang N pada Tangga

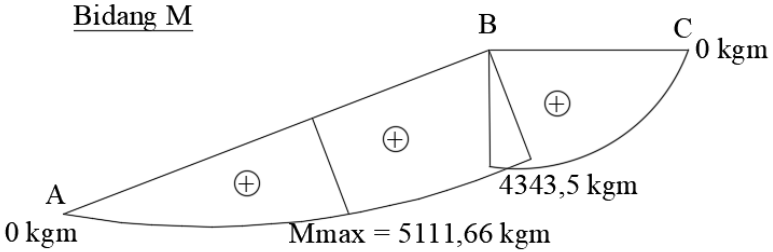
- **Gaya Lintang**
  - Pada bordes (0<X<1,4)
    (X = 0)
    Dc = -Rc + q2 . X
    Dc = -4371,85 kg
    (X = 1,4)
    Db = -Rc + q2 . X
    Db = -1833,15 kg
  - Pada tangga (0<X<3)
    (X = 0)
    Da = Ra.cos α – q1.X.cos α
    Da = 4172,48 kg
    (X = 3)
    Db = Ra.cos α – q1.X.cos α
    Db = -1617,48 kg



Gambar 4.9 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga

- **Gaya Momen**
  - Pada bordes (0<X<1,4)
    (X = 0)
    Mc = Rc . X- 1/2 . q2 . X^2
    Mc = 0 kgm
    (X = 1,4)
    Mb = Rc . X- 1/2 . q2 . X^2
    Mb = 4343,50 kgm
  - Pada tangga (0<X<3)
    (X = 0)
    Ma = Ra . X- 1/2 . q1 . X^2
    Ma = 0 kgm
    (X = 3)
    Mb = Ra . X- 1/2 . q1 . X^2
    Mb = 4343,50 kgm
    Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat:
    Mmax = Ra. X – ½. q1. X^2

Dx = 0
Ra.cos α – q1.X.cos α = 0
Xmax = Ra/q1
Xmax = 2,16 m
Mmax = Ra. X – ½. q1. X^2
Mmax = 5111,66 kg m



Gambar 4.10 Gaya Dalam Bidang M pada Tangga

4.2.1.5 Perhitungan tulangan tangga

a. Pelat Tangga

- Data Perencanaan

Mutu beton (f`c) = 35 MPa
Mutu baja (fy) = 420 MPa
Tebal pelat tangga (tp) = 170 mm
Tulangan rencana (D) = D 16

dx = tp – cover – (D/2)
= 170 – 20 – (16/2)
= 142 mm

$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(Fc\prime - 28)}{7}$
$= 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(35-28)}{7}$
= 0,8

ρmin = 0,0018 (SNI 2847:2013 pasal. 7.12.2.1)

$\rho b = \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
$= \frac{0{,}85\ x\ 0.764 x\ 35}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

= 0,0333

ρmax = 0,75 x ρb

= 0,75 x 0,033

= 0,025

$m = \frac{fy}{0.85\ x\ fc'}$

$= \frac{420}{0.85\ x\ 35}$

= 14,118

- Penulangan lentur

Mu = 5111,659823kg m = 51116598,23 N mm

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{51116598,23}{0.75x1000\ x\ 142^2} = 3,38$

$\rho = \frac{1}{m}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ 3,38}{fy}})$

$= \frac{1}{14,118}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 14,118\ x\ 3,38}{420}}$

= 0,00857

Maka dipakai ρ = 0,00857 ($\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$)

As Perlu = ρ x b x d

= 0,00857 x 1000 x 142

= 1216,32 mm^2

As (D16) $= \frac{1}{4} x\ \pi\ x\ D^2$

$= \frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 16^2$

= 201,12 mm^2

n Tulangan= $\frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D16)}}$

$= \frac{1216,32\ mm2}{201,12\ mm2}$

= 6,053 ≈ 7 buah

S = 1000/7 = 142,857 mm ≈ 125 mm

As pasang = $\frac{1000\ mm}{125\ mm}$ (201,12) = 1607,68 mm^2

As pasang > As perlu (OK)

Digunakan tulangan lentur D16-125 mm

- Penulangan bagi

As Tulangan Bagi = 20 % x As pasang
= 20% x 1607,68
= 321,54 mm2

As (D 10) $= \frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 10^2$
= 78,57 mm^2

n tulangan $= \frac{\text{As Tulangan Bagi}}{\text{As (D10)}}$
$= \frac{321,54}{78.57}$
= 4,1 ≈ 5 buah

S tulangan= 1000/5 = 200 mm

Digunakan tulangan bagi D10 – 200 mm

- Penulangan geser

Vu $\leq$ 0.5 . ϕ . Vc

Vc = 0,17 $x\ \sqrt{fc'}\ x\ bw\ x\ d$

Vc = 0,17 $x\ \sqrt{35}\ x$ 1300 x 142 = 185658 N

0.5 ϕ . Vc = 0,5 x 0,6 x 185658 N
= 55697,5 N

Vu = 41724,82 N

0.5 ϕ . Vc > Vu

55697,5N > 41724,82 N (tidak membutuhkan perkuatan geser)

- Penulangan susut

ρ min = 0.0018

As perlu = ρ x bw x d
= 0,0018 x 1000 x 142
= 255,6 mm2

As (D10) $= \frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ D^2$
$= \frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 10^2 2$
= 78,57 mm2

n Tulangan $= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D 10)}}$
$= \frac{255,6\ mm2}{78.57\ mm2}$
= 3,26 ≈ 4 buah

S = 1000/4

= 250 mm

Digunakan tulangan susut D10 – 250 mm

b. Pelat Bordes

- Data Perencanaan

  Mutu beton (f`c) = 35 MPa
  Mutu baja (fy) = 420 MPa
  Tebal pelat bordes (tp) = 150 mm
  Tulangan rencana (D) = D16

  dx = tp – cover – (D/2)
  = 150 – 20 – (16/2)
  = 122 mm

  $\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(Fc\prime - 28)}{7}$
  $= 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(35-28)}{7}$
  = 0,8

  ρmin = 0,0018 (SNI 2847:2013 pasal. 7.12.2.1)

  $\rho b = \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$
  $= \frac{0{,}85\ x\ 0.764 x\ 35}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$
  = 0,0333

  ρmax = 0,75 x ρb
  = 0,75 x 0,0333
  = 0,025

  $m = \frac{fy}{0.85\ x\ fc\prime}$
  $= \frac{420}{0.85\ x\ 35}$
  = 14,118

- Penulangan lentur

  Mu = 4343,5 kg m = 43434987,3 N mm

  $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{43434987{,}3}{0.75x1000\ x\ 122^2} = 3{,}9$

  $\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

  $= \frac{1}{14{,}118}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 14{,}118\ x\ 3{,}9}{420}}\right)$

= 0,0099

Maka dipakai ρ = 0,0099 ($\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$)

As Perlu = ρ x b x d

= 0,0099 x 1000 x 122

= 1216,32 mm^2

As (D16) = $\frac{1}{4} x \pi x D^2$

= $\frac{1}{4} x \pi x 16^2$

= 201,12 mm^2

n Tulangan = $\frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D16)}}$

= $\frac{1216,32 \text{ mm2}}{201,12 \text{ mm2}}$

= 6,052 ≈ 7 buah

S = 1000/7 = 142,857 mm ≈ 150 mm

As pasang = $\frac{1000 \text{ mm}}{125 \text{ mm}}$ (201,12) = 1607,68 mm^2

As pasang > As perlu (OK)

Digunakan tulangan lentur D16 – 150 mm

- Penulangan bagi

  As Tulangan Bagi = 20 % x As pasang

  = 20% x 1607,68

  = 267,95 mm2

  As (D 10) = $\frac{1}{4} x \pi x 10^2$

  = 78,57 mm2

  n tulangan = $\frac{\text{As Tulangan Bagi}}{\text{As (D10)}}$

  = $\frac{267,95}{78.57}$

  = 3,41023 ≈ 4 buah

  S tulangan= 1000/4 = 250 mm

  Digunakan tulangan bagi D10 – 200 mm

- Penulangan geser

  Vu ≤ 0.5 . ϕ . Vc

  Vc = 0,17 $x \sqrt{fc'} x bw x d$

  Vc = 0,17 $x \sqrt{35} x$ 2800 x 122 = 343559 N

0.5 ϕ . Vc = 0,5 x 0,6 x 343559 N
= 103068 N
Vu = 43718,5 N
0.5 ϕ . Vc > Vu
103068 N > 43718,5 N (tidak membutuhkan perkuatan geser)

- Penulangan susut
ρ min = 0.0018
As perlu = ρ x bw x d
= 0,0018 x 1000 x 122
= 219,6 mm2
As (D 10)= $\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ D^2$
= $\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 10^2 2$
= 78,57 mm2
n Tulangan = $\frac{\text{As perlu}}{\text{As (D 10)}}$
= $\frac{219{,}6\ \text{mm2}}{78.57\ \text{mm2}}$
= 2,8 ≈ 3 buah
S = 1000/3 = 333,33 ≈ 300 mm
Digunakan tulangan susut D10 – 300 mm

4.2.1.6 Perhitungan balok bordes

a. Perencanaan dimensi balok bordes

$h = \frac{1}{16}\ x\ L = \frac{1}{16}\ x\ 280 = 18{,}75\ cm \approx 30\ cm$

$b = \frac{2}{3}\ x\ h = \frac{2}{3} x\ 30 = 20\ cm$

Digunakan balok bordes dengan dimensi 20/30 cm

b. Pembebanan balok bordes

- **Beban mati**
Pelat Bordes = 2400 x 1,4 x 0,15 = 504,0 kg/m
Berat Balok = 0,2 x 0,3 x 2400 = 144 kg/m
q_{DL} = 648 kg/m
- **Beban hidup**
q_{LL} = 479 x 1,4 = 670.6 kg/m
- **Beban total**
qu = 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL}

qu = 1,2 (648) + 1,6 (670.6)
qu = 1850,56 kg/m

c. Data perencanaan penulangan

Mutu beton (f`c) = 35 MPa
Mutu baja (fy) = 420 MPa
Tulangan rencana (D) = D16
dx = h – cover – (D/2)
= 300 – 40 – (16/2)
= 252 mm
Mu = 4460,74 kg m = 44607400 N mm

$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(Fc\prime - 28)}{7}$

$= 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(35-28)}{7}$

$= 0{,}8$

ρmin = 0,0018 (SNI 2847:2013 pasal. 7.12.2.1)

$\rho b = \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85\ x\ 0.8x\ 35}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

$= 0{,}0333$

ρmax = 0,75 x ρb
= 0,75 x 0,0333
= 0,025

$m = \frac{fy}{0.85\ x\ fc\prime}$

$= \frac{420}{0.85\ x\ 35}$

= 14,118

d. Penulangan lentur balok bordes

- **Tumpuan**

$Mu = \frac{1}{16} x\ q\ x\ L^2 = \frac{1}{16} x\ 1850{,}56\ x\ 2{,}8^2$ = 906,77 kgm

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{906{,}77\ \text{x}\ 10000}{0.75x200\ x\ 252^2}$ = 0,9519

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{14{,}118}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 14{,}118\ x\ 0{,}95}{420}}\right)$

= 0,0023

Maka dipakai ρ = 0,0023 ($\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$)

As Perlu = ρ x b x d

= 0,0023 x 200 x 252

= 116,12 mm^2

As (D16) = $\frac{1}{4} x \pi x D^2$

= $\frac{1}{4} x \pi x 16^2$

= 201,1 mm2

n Tulangan = $\frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D16)}}$

= $\frac{116,12}{201,1}$

= 0,577 ≈ 2 buah

Digunakan tulangan lentur pada tumpuan 2D16

- **Lapangan**

Mu = $\frac{1}{11} x\ q\ x\ L^2 = \frac{1}{11} x$ 1850,56 x 2,8^2 = 1318,94 kgm

Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{1318,94 \text{ x } 10000}{0.75x200\ x\ 253,5^2}$ = 1,38

ρ = $\frac{1}{m}$ $(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}})$

= $\frac{1}{14,118}$ $(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 14,118\ x\ 1,38}{420}})$

= 0,003377 (dipakai)

As Perlu = ρ x b x d

= 0,003377 x 200 x 252

= 170,21 mm2

As (D16) = $\frac{1}{4} x \pi x D^2$

= $\frac{1}{4} x \pi x 16^2$

= 201,1 mm2

n Tulangan = $\frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D13)}}$

= $\frac{170,21}{201,1}$

= 1,28 ≈2 buah

Digunakan tulangan lentur pada lapangan 2D16

e. Penulangan geser

Vc $= 0{,}17\ x\ \sqrt{fc'}\ x\ bw\ x\ d$

$= 0{,}17x\sqrt{35}\ x\ 200\ x\ 252 = 50688{,}97\ N$

0.5 ϕ . Vc = 0.5 x 0.6 x 50688,97 N

= 15206,69 N

Vu $= \frac{\text{qu l}}{2}$

$= \frac{1850{,}56\ kg\ x\ 2{,}8\ m}{2}$

= 2590,784 kg m = 25907,84 N

0.5 ϕ . Vc < Vu < Vc (diperlukan tulangan minimum)

Vs min $= \frac{Vu}{\emptyset}$

$= \frac{25907{,}84}{0{,}9}$

= 28786,49 N

As (D10) $= \frac{1}{4} x\ \pi\ x\ D^2$

$= \frac{1}{4} x\ \pi\ x\ 10^2$

= 78,54 mm2

$s_{maks} = \frac{d}{2}$

$= \frac{252}{2}$

= 126 mm

Digunakan s = 125 mm

Vs $= \frac{Av\ x\ fy\ x\ dx}{s}$

$= \frac{78{,}54\ x\ 420\ x\ 252}{125}$

= 66501,23 N

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.1

ϕ Vn > Vu

ϕ (Vc+Vs) > Vu

0,75 (50688,97 N + 66501,23 N) > 25907,84 N

87892,7 N > 25907,84 N (OK)

Digunakan tulangan geser D10-125 mm

4.2.1.7 Rekapitulasi perhitungan tangga

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan

Tabel 4.13 Rekapitulasi Penulangan Tangga

TIPE TANGGA	KOMPONEN STRUKTUR		PENULANGAN		
			LENTUR	BAGI	SUSUT
h = 2,8 m	pelat tangga		D 16 - 125	D 10 - 250	D 10 - 250
	pelat bordes		D 16 - 125	D 10 - 250	D 10 - 300
	balok bordes	tumpuan	2 D 16	GESER	
		lapangan	2 D 16	D 10 - 125	
h = 3,2 m	pelat tangga		D 16 - 125	D 10 - 200	D 10 - 250
	pelat bordes		D 16 - 150	D 10 - 250	D 10 - 300
	balok bordes	tumpuan	2 D 16	GESER	
		lapangan	2 D 16	D 10 - 125	
h = 5 m	pelat tangga		D 16 - 125	D 10 - 200	D 10 - 250
	pelat bordes		D 16 - 125	D 10 - 250	D 10 - 300
	balok bordes	tumpuan	2 D 16	GESER	
		lapangan	2 D 16	D 10 - 125	

4.2.3 Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik ini dimensi balok anak yang digunakan adalah 25/35 untuk bentang 440 cm dan 450 cm.

4.2.3.1 Data perencanaan

L = 4400 mm
f'c = 35 Mpa
fy = 420 Mpa
Dlentur = 13 mm
As tulangan = 132,73 mm^2
Dsengkang = 10 mm
As tulangan = 78,54 mm^2
b = 200 mm
h = 300 mm
Decking = 40 mm
d = h – (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)
= 293,5 mm

4.2.3.2 Pembebanan

- Pembebanan pelat
  - Beban mati
    q_D = 394 kg/m^2

- Beban hidup
  q_L = 141,1 kg/m^2

- Pembebanan balok anak
  - Beban mati
    Berat sendiri balok = 2400 x 0,2 x 0,3 = 144 kg/m
    Beban mati pelat :
    $q_{eq} = 2\ (^1/_2\ q_{Dplat} L_x \left\{1 - \frac{1}{3}\left(\frac{{L_x}^2}{{L_y}^2}\right)\right\})$
    q_{eq} = 2 ½ (394) (2,55)$\left\{1 - \frac{1}{3}\left(\frac{2{,}55^2}{4{,}1^2}\right)\right\}$
    q_{eq} = 875,15 kg/m
    beban mati total (q_D) = 144 + 875,15
    = 1019,15 kg/m
  - Beban hidup
    Beban hidup pelat
    $q_{eq} = 2\ (^1/_2\ q_{Lplat} L_x \left\{1 - \frac{1}{3}\left(\frac{{L_x}^2}{{L_y}^2}\right)\right\})$
    q_{eq} = 2 ½ (141,1) (2,55)$\left\{1 - \frac{1}{3}\left(\frac{1{,}55^2}{4{,}1^2}\right)\right\}$
    q_{eq} = 313,3 kg/m
  - Beban berfaktor
    q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L
    = 1,2 (1019,15) + 1,6 (313,3)
    q_u = 1724,3 kg/m
  - Gaya dalam yang terjadi
    M(-) = $\frac{1}{10}$ q L^2
    = $\frac{1}{10}$ (1724,3) (4,1)^2
    = 3338.32 kg m = 33.38 kN m
    M(+) = $\frac{1}{14}$ q L^2
    = $\frac{1}{14}$ (1724,3) (4,1)^2
    = 2384.51 kg m = 23.85 kN m

4.2.3.3 Penulangan tumpuan

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

$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(fc\prime - 28)}{7}$

$= 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(35-28)}{7}$

$= 0{,}8$

$\rho_b = \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85\ x\ 0.8x\ 35}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

$= 0{,}0333$

$\rho_{max} = 0{,}75\ \rho_b = 0{,}75 \text{ x } 0{,}0364 = 0{,}0249$

$\rho_{max} = 0{,}025$ (menentukan)

$\rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

$= \frac{0.25x\sqrt{35}}{420} = 0{,}00352$ (menentukan)

$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{420} = 0{,}003333$

$m = \frac{fy}{0.85\ fc\prime} = \frac{420}{0.85\ x\ 35} = 14{,}117$

$Rn = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{33383209{,}12}{0{,}9\ x\ 250\ x\ 293{,}5^2} = 1{,}55\ N/mm^2$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{14{,}117}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 14{,}117\ x\ 1{,}55}{420}}\right)$

$= 0{,}0038$

Karena $\rho_{min} = 0{,}00333 < \rho = 0{,}0038 < \rho_{max} = 0{,}025$

maka digunakan nilai $\rho = 0{,}0038$

a. Tulangan negatif

Luas tulangan yang diperlukan:

As $= \rho\ b\ d$

$= (0{,}0038)\ (300)\ (293{,}5)$

$= 2781{,}263\ mm^2$

Jumlah tulangan:

$n = \frac{As\ perlu}{As\ tulangan} = \frac{2781{,}263}{132{,}79} = 2{,}096 \approx 3$ buah

sehingga digunakan tulangan 3D13

kontrol jarak tulangan:

s $= \frac{b-n\,\phi L-2d'-2\,\phi s}{n-1}$

$= \frac{250-10(13)-2(40)-2(10)}{3-1}$

s = 55,5 mm > 25 mm (OK)

b. Tulangan positif

Luas tulangan yang diperlukan:

As = ½ ρ b d

= ½ (0,0038) (250) (293,5)

= 258,388 mm^2

Jumlah tulangan:

n = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan} = \frac{258,388}{132,79}$ = 1,05 ≈ 2 buah

sehingga digunakan tulangan 2D13

4.2.3.4 Penulangan lapangan

Rn = $\frac{Mu}{bd^2} = \frac{23845149,37}{0,9\ x\ 300\ x\ 293,5^2}$ = 1,107 N/mm^2

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{14,117}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 14,117\ x\ 1,107}{420}}\right)$

=0,004

Karena ρ_{min} = 0,003333 < ρ = 0,004 < ρ_{max} = 0,025

maka digunakan nilai ρ = 0,004

a. Tulangan positif

Luas tulangan yang diperlukan:

As = ρ b d

= (0,004) (250) (293,5)

= 258,388 mm^2

Jumlah tulangan:

n = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan} = \frac{258,388}{132,79}$ = 1,946 ≈ 2 buah

sehingga digunakan tulangan 2D13

kontrol jarak tulangan:

s $= \frac{b-n\,\phi L-2d'-2\,\phi s}{n-1}$

$= \frac{250-10(13)-2(40)-2(10)}{2-1}$

s = 124 mm > 25 mm (OK)

b. Tulangan negatif

As = ½ ρ b d

= ½ (0,004) (250) (293,5)

= 258,39 mm^2

Jumlah tulangan:

n = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan} = \frac{129,19}{132,79}$ = 0,97 ≈ 2 buah

sehingga digunakan tulangan 2D13

4.2.3.5 Penulangan geser

Vu = ½ q_u L

= ½ (1724,3) (4,4)

= 3793,46 kg = 37934,6 N

Vc = $^1/_6 \sqrt{fc}$ bw. d

= $^1/_6 \sqrt{35}$ (250) (293,5)

= 72348,7 N

Vsmin = $^1/_3 \sqrt{fc}$ bw. d

= $^1/_3 \sqrt{35}$ (250) (293,5)

= 144697 N

Kriteria kebutuhan tulangan geser:

- **Vu ≤ 0,5.Ø.Vc : Tidak perlu penguatan geser**
  37934,6 N > 0,5 (0,75) (72348,7)
  37934,6 N > 27130,7625 N (NOT OK)
- **0.5.Ø.Vc ≤ Vu ≤ ØVc : Perlu tulangan geser minimum**
  27130,7625 N < 37934,6 N < 54261,53 N (OK)
- **ØVc ≤ Vu ≤ Ø (Vc + Vsmin) : Perlu tulangan geser S_{min} = d/2**
  54261,53 N > 37934,6 N < 162784,28 N (NOT OK)
- **Ø (Vc + Vsmin) ≤ Vu ≤ Ø (Vc + 1/3 √fc x bw. d)**
  162784,28 N > 37934,6 N < 77001,5 N (NOT OK)

Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser minimum

s_{max} = $\frac{d}{2}$

$=\frac{293,5}{2}$

= 146,75 mm

Digunakan nilai s = 125 mm

Av_{min} = 0,062 $\sqrt{fc'}\frac{b_w\, s}{fyt}$

= 0,062 $\sqrt{35}\frac{(250)\,(125)}{420}$

= 27,29 mm^2

Av_{min} = 0,35 $\frac{b_w\, s}{fyt}$

= 0,35 $\frac{(250)\,(125)}{420}$

= 26,04 mm^2

Av_{min} pakai = 27,29 mm^2

Digunakan tulangan geser D10-125 dengan Av = 78,5 mm^2 > Av_{min} pakai = 27,29 mm^2 (OK)

4.2.3.6 Rekapitulasi penulangan balok anak

Tabel 4.14 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

Tipe Balok	tumpuan						lapangan						sengkang					
	negatif			positif			negatif			positif								
Balok anak atap																		
BA 3 a	4	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 3 b	4	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
Balok anak ballroom																		
BA 1 a	4	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 2 a	4	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 2 b	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 3 a	4	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 3 b	4	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 3 c	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 3 d	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 4	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
Balok anak hunian																		
BA 1 a	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 2 a	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 2 b	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 3 a	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 3 b	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 3 c	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 3 d	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	
BA 4	3	D	13	2	D	13	2	D	13	3	D	13	2	D	10	-	125	

4.2.4 Perencanaan Balok Lift

Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur lift):

- Tipe lift : Passenger Elevators
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 15 Orang / 1000 kg
- Lebar pintu (opening width) : 900 mm
- Dimensi ruang luncur (hoistway inside) 2 Car : 4200 x 2100 mm2
- Dimensi sangkar (Car size)
  Internal : 1660 x 1655 mm2

Eksternal : 1600 x 1500 mm2
- Dimensi ruang mesin (2 Car) : 4400 x 3850 mm2
- Beban reaksi pit :
R1 = 5450 kg
R2 = 4300 kg

4.2.4.1 Perencanaan Awal Dimensi Balok Lift

a. Balok penggantung

Panjang balok penggantung = 140 cm

h $= \frac{L}{16} = \frac{140}{16} = 8{,}75$ cm ≈ 30 cm

b $= \frac{2}{3}$ h $= \frac{2}{3}(30) = 20$ cm

digunakan balok lift dengan dimensi 20/30

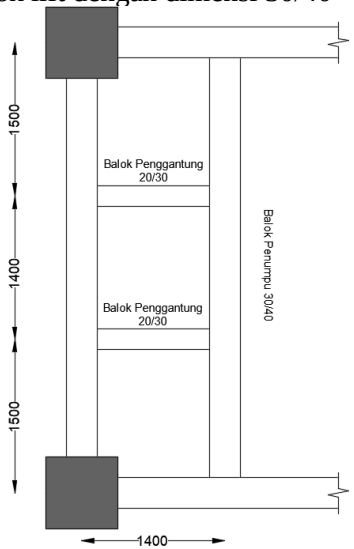
b. Balok penumpu

Panjang balok penggantung = 440 cm

h $= \frac{L}{16} = \frac{440}{16} = 27{,}5$ cm ≈ 40 cm

b $= \frac{2}{3}$ h $= \frac{2}{3}(40) = 26{,}7$ cm ≈ 30 cm

digunakan balok lift dengan dimensi 30/40



Gambar 4.11 Lokasi Balok Penumpu dan Balok Penggantung

4.2.4.2 Pembebanan Balok Lift

a. Balok penggantung

- **Beban ruang mesin**

Gambar 4.12 Reaksi pada Balok Penggantung akibat Beban Ruang Mesin

Mesin lift direncanakan untuk ditumpu oleh dua balok sehingga:

R1 = 5450/2 = 2725 kg

R2 = 4300/2 = 2150 kg

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.6.3, berat mesin harus meningkat untuk memungkinkan impak, untuk mesin ringan, poros atau bermotor mesin sebesar 20%

R1 = (100%+20%) x 2725 = 3270 kg

R2 = (100%+20%) x 2150 = 2580 kg

Sehingga beban terpusat ruang mesin adalah:

P = 3270 + 2580 = 5850 kg

- **Beban mati**

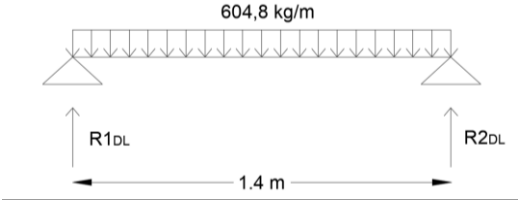
Berat sendiri balok = 2400 x 0,2 x 0,3 = 144 kg/m

Beban pelat = 2400 x 0,12 x 1 = 288 kg/m

Total beban mati = 144 + 288 = 432 kg/m

q_{DL} = 1,4 (432) = 604,8 kg/m

- **Reaksi beban mati**



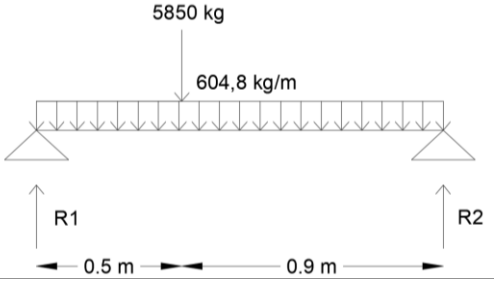
Gambar 4.13 Reaksi pada Balok Penggantung akibat Beban Mati

Beban terpusat P = 604,8 kg/m x 1,4 m = 846,72 kg

$R1_{DL} = \frac{0,7}{1,4}(846,72) = 423,36$ kg

$R2_{DL} = \frac{0,7}{1,4}(846,72) = 423,36$ kg

- **Reaksi beban total**



Gambar 4.14 Permodelan Beban pada Balok Penggantung

R1 = R1 + $R1_{DL}$
= 3270 + 423,36
= 3693,36 kg

R2 = R2 + $R2_{DL}$
= 2580 + 423,36
= 3003,36 kg

- **Gaya dalam**

Vu $= \frac{1}{2} q_{DL} L + P \frac{b}{L}$
$= \frac{1}{2}(604,8)(1,4) + (5850)\frac{0,9}{1,4}$
= 4184,07 kg

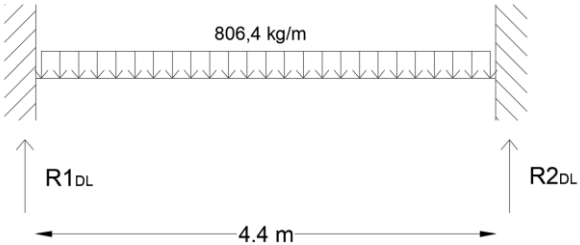
Mu $= \frac{1}{8} q_{DL} L^2 + P \frac{a\,b}{L}$
$= \frac{1}{8}(604,8)(1,4)^2 + (5850)\frac{(0,5)(0,9)}{1,4}$
= 2028,53 kg m

b. Balok penumpu

- **Beban mati**

Berat sendiri balok = 2400 x 0,3 x 0,4 = 288 kg/m
Beban pelat = 2400 x 0,12 x 1 = 288 kg/m
Total beban mati = 288 + 288 = 576 kg/m
q_{DL} = 1,4 (576) = 806,4 kg/m

- **Reaksi beban mati**



Gambar 4.15 Reaksi pada Balok Penumpu akibat Beban Mati

Beban terpusat P = 806,4 kg/m x 4,4 m = 3548,16 kg

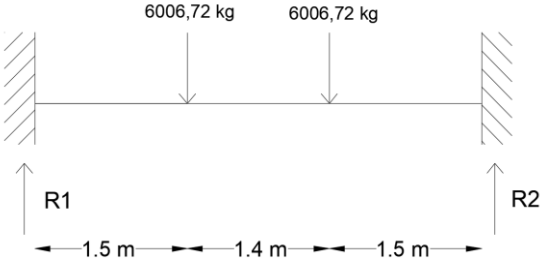
$R1_{DL} = \frac{2,2}{4,4}(3548,16) = 1774,08$ kg

$R2_{DL} = \frac{2,2}{4,4}(3548,16) = 1774,08$ kg

- **Beban balok penggantung**

Mesin lift direncanakan untuk ditumpu oleh dua balok sehingga:

P = 2 R2 = 2 (3003,36) = 6006,72 kg



Gambar 4.16 Beban akibat Balok Penggantung

- **Reaksi akibat beban balok penggantung**

ΣM2 = 0

0 = R1 (4,4) – 6006,72 (1,5) - 6006,72 (2,9)

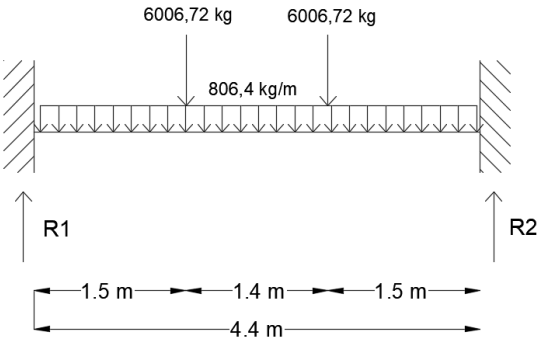
R1 = 6006,72 kg

ΣM1 = 0

0 = R2 (4,4) – 6006,72 (1,5) - 6006,72 (2,9)

R2 = 6006,72 kg

- **Reaksi beban total**



Gambar 4.17 Permodelan Beban pada Balok Penumpu

R1 = $R1 + R1_{DL}$
= 1774,08 + 6006,72
= 7780,80 kg

R2 = $R2 + R2_{DL}$
= 1774,08 + 6006,72
= 7780,80 kg

- **Gaya dalam**

Dari hasil Analisa menggunakan program bantu ETABS didapatkan output:

Vtumpuan = 7274,65 kg
V_{2h} = 6813,59 kg
Mtumpuan = 6868,28 kg m
Mlapangan = 3520,84 kg m

4.2.4.3 Penulangan Lentur

a. Balok penggantung

- **Data perencanaan**

Panjang = 1,4 m
Dimensi balok = 20/30 cm
Selimut beton = 40 mm
Mutu beton (f'c) = 35 MPa
Mutu baja (fy) = 420 MPa
D tulangan utama = 16 mm
D tulangan geser = 10 mm
d = 300 – 40 – 10 – (16/2)

= 242 mm

$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(fc\prime - 28)}{7}$

$= 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(35-28)}{7}$

$= 0{,}8$

$\rho_b = \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85\ x\ 0{,}8x\ 35}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

$= 0{,}0333$

$\rho_{max} = 0{,}75\ \rho_b = 0{,}75 \text{ x } 0{,}0333 = 0{,}025$

$\rho_{max} = 0{,}025$ (menentukan)

$\rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

$= \frac{0.25x\sqrt{35}}{420} = 0{,}003521$ (menentukan)

$m = \frac{fy}{0.85\ fc\prime} = \frac{420}{0.85\ x\ 35} = 14{,}118$

- **Perencanaan penulangan**

$Rn = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{20285331{,}43}{0{,}9\ x\ 200\ x\ 242^2} = 1{,}92\ N/mm^2$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{14{,}118}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 14{,}118\ x1{,}92}{420}}\right)$

$= 0{,}00474$

Karena $\rho_{min} = 0{,}003521 < \rho = 0{,}00474 < \rho_{max} = 0{,}025$

maka digunakan nilai $\rho = 0{,}00474$

Luas tulangan yang diperlukan:

$As = \rho\ b\ d$

$= (0{,}00474)\ (200)\ (242)$

$= 228{,}41\ mm^2$

Jumlah tulangan:

$n = \frac{As\ perlu}{As\ tulangan} = \frac{228{,}41}{201{,}06} = 1{,}14 \approx 2$ buah

sehingga digunakan tulangan 2D16

- **Kontrol momen kapasitas**

As pasang = 2 ¼ π 16^2
= 402,12 mm^2

a = $\frac{As\ fy}{0{,}85\ f'c\ b}$
= $\frac{(402{,}12)\ (420)}{0{,}85\ (35)\ (200)}$
= 28,39

ϕMn= 0,9 As fy (d - $\frac{a}{2}$)
= 0,9 (402,12) (420) (242 - $\frac{28{,}39}{2}$)
= 34627365,9 N mm
= 3462,74 kg m > Mu = 2028,53 kg m (OK)

- **Kontrol spasi tulangan**

s = $\frac{bw-2d'-2\phi sengkang-n\phi lentur}{n-1}$

s = $\frac{bw-2(40)-2(10)-(2)(16)}{2-1}$

s = 68 mm > 25 mm (OK)

- **Kontrol kekuatan desain**

c = $\frac{a}{\beta_1}$ = $\frac{28{,}39}{0{,}8}$ = 35,48152

ε_t = 0,003 ($\frac{d-c}{c}$)
= 0,003 ($\frac{242-35{,}48152}{35{,}48152}$)
= 0,017461357 > 0,005 (terkendali tarik)

b. Balok penumpu

1. Tumpuan

- **Data perencanaan**

Panjang = 4,4 m
Dimensi balok = 30/40 cm
Selimut beton = 40 mm
Mutu beton (f'c) = 35 MPa
Mutu baja (fy) = 420 MPa
D tulangan utama = 16 mm
D tulangan geser = 10 mm
d = 400 – 40 – 10 – (16/2)
= 342 mm

$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(fc\prime - 28)}{7}$

$= 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(35-28)}{7}$

$= 0{,}8$

$\rho_b = \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85\ x\ 0.764x\ 35}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

$= 0{,}0333$

$\rho_{max} = 0{,}75\ \rho_b = 0{,}75 \text{ x } 0{,}0333 = 0{,}0273$

$\rho_{max} = 0{,}025$ (menentukan)

$\rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

$= \frac{0.25x\sqrt{33}}{420} = 0{,}003521476$ (menentukan)

$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{420} = 0{,}003333$

$m = \frac{fy}{0.85\ fc\prime} = \frac{420}{0.85\ x\ 35} = 14{,}118$

- **Perencanaan penulangan**

$Rn = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{68682800}{0{,}9\ x300\ x\ 342^2} = 2{,}17\ N/mm^2$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{14{,}118}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 14{,}118\ x\ 2{,}17}{420}}\right)$

$= 0{,}00538$

Karena $\rho_{min} = 0{,}003521 < \rho = 0{,}00538 < \rho_{max} = 0{,}025$

maka digunakan nilai $\rho = 0{,}00538$

Luas tulangan yang diperlukan:

$As = \rho\ b\ d$

$= (0{,}00538)\ (300)\ (342)$

$= 552{,}27\ mm^2$

Jumlah tulangan:

$n = \frac{As\ perlu}{As\ tulangan} = \frac{552{,}7}{201{,}06} = 2{,}747 \approx 3$ buah

sehingga digunakan tulangan 3D16

- **Kontrol momen kapasitas**

  As pasang $= 3 \text{ ¼ } \pi \ 16^2$

  $= 603{,}19 \text{ mm}^2$

  a $= \frac{\text{As fy}}{0{,}85 \text{ f'c b}}$

  $= \frac{(603{,}19)\ (420)}{0{,}85\ (35)\ (300)}$

  $= 28{,}39$

  ϕMn $= 0{,}9 \text{ As fy } (d - \frac{a}{2})$

  $= 0{,}9\ (603{,}19)\ (420)\ (342 - \frac{28{,}39}{2})$

  $= 7474{,}15 \text{ N mm}$

  $= 74741471{,}8 \text{ kg m} > \text{Mu} = 6868{,}28 \text{ kg m (OK)}$

- **Kontrol spasi tulangan**

  s $= \frac{\text{bw} - 2\text{d}' - 2\phi sengkang - n\phi lentur}{\text{n} - 1}$

  s $= \frac{400 - 2(40) - 2(10) - (3)(16)}{3 - 1}$

  s $= 126 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$

- **Kontrol kekuatan desain**

  c $= \frac{a}{\beta_1} = \frac{28{,}39}{0{,}8} = 35{,}5$

  ε_t $= 0{,}003\ (\frac{d - c}{c})$

  $= 0{,}003\ (\frac{342 - 35{,}5}{35{,}5})$

  $= 0{,}0259 > 0{,}005$ (terkendali tarik)

2. Lapangan

Rn $= \frac{Mu}{bd^2} = \frac{35208400}{0{,}9\ x300\ x\ 342^2} = 1{,}11 \text{ N/mm}^2$

ρ $= \frac{1}{m}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}})$

$= \frac{1}{14{,}118}\ (1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 14{,}118\ x 1{,}11}{420}})$

$= 0{,}00352$

Karena $\rho_{min} = 0{,}003521 < \rho = 0{,}00352 < \rho_{max} = 0{,}025$ maka digunakan nilai $\rho = 0{,}00352$

Luas tulangan yang diperlukan:

As = ρ b d

= (0,00352) (300) (342)

= 361,3 mm^2

Jumlah tulangan:

n = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan} = \frac{361,3}{201,06}$ = 1,79 ≈ 2 buah

sehingga digunakan tulangan 2D16

- **Kontrol momen kapasitas**

As pasang = 2 ¼ π 16^2

= 402,12 mm^2

a = $\frac{\text{As fy}}{0,85\ f'c\ b}$

= $\frac{(402,12)\ (420)}{0,85\ (35)\ (300)}$

= 18,92

ϕMn = 0,9 As fy (d - $\frac{a}{2}$)

= 0,9 (402,12) (420) (342 - $\frac{18,92}{2}$)

= 50546753,3 N mm

= 50546753,3 kg m > Mu = 3520,84 kg m (OK)

- **Kontrol spasi tulangan**

s = $\frac{bw-2d'-2\phi sengkang-n\phi lentur}{n-1}$

s = $\frac{300-2(35)-2(10)-(2)(16)}{2-1}$

s = 278 mm > 25 mm (OK)

- **Kontrol kekuatan desain**

c = $\frac{a}{\beta_1} = \frac{18,92}{0,8}$ = 23,7

ε_t = 0,003 ($\frac{d-c}{c}$)

= 0,003 ($\frac{342-23,7}{23,7}$)

= 0,04 > 0,005 (terkendali tarik)

4.2.4.4 Penulangan Geser

a. Balok penggantung

Vu = 4184,07 kg

Vc = $\frac{1}{6}\lambda\sqrt{fc}$ bw d

= $\frac{1}{6}$ (1) $\sqrt{35}$ (200) (242)

= 47723 N = 4772,3 kg

Vs_{min}= $\frac{1}{3}\lambda\sqrt{fc}$ bw d

= $\frac{1}{3}$ (1) $\sqrt{35}$ (200) (242)

= 95446,1 N = 9544,61 kg

Kriteria kebutuhan tulangan geser:

- **Vu ≤ 0,5.Ø.Vc : Tidak perlu penguatan geser**
  4184,07 kg > 2386,2 kg (NOT OK)
- **0.5.Ø.Vc ≤ Vu ≤ ØVc : Perlu tulangan geser minimum**
  2386,2 kg < 4184,07 kg > 3579,2 kg (NOT OK)
- **ØVc ≤ Vu ≤ Ø (Vc + Vsmin) : Perlu tulangan geser S = d/2**
  3579,2 kg < 4184,07 kg < 10737,7 kg (OK)
- **Ø (Vc + Vsmin) ≤ Vu ≤ Ø (Vc + 1/3 √fc x bw. d)**
  10737,7 kg > 4184,07 kg < 143169,1 kg (NOT OK)

Karena ØVc ≤ Vu ≤ Ø (Vc + Vsmin) maka diperlukan tulangan geser sebagai berikut

s = $\frac{d}{2}$

= $\frac{242}{2}$

= 121 mm

Digunakan tulangan transversal D10-100

b. Balok penumpu

1. Daerah sendi plastis

Vu = 7274,65 kg

Vc = $\frac{1}{6}\lambda\sqrt{fc}$ bw d

= $\frac{1}{6}$ (1) $\sqrt{35}$ (300) (342)

= 400613,3 N = 40061,33 kg

Vs_{min} $= \frac{1}{3} \lambda \sqrt{fc}$ bw d

$= \frac{1}{3}$ (1) $\sqrt{35}$ (300) (342)

= 400613,3 N = 40061,33 kg

Kriteria kebutuhan tulangan geser:

- **Vu ≤ 0,5.Ø.Vc : Tidak perlu penguatan geser**
  7274,65 kg > 5159,4 kg (NOT OK)
- **0.5.Ø.Vc ≤ Vu ≤ ØVc : Perlu tulangan geser minimum**
  5159,4 kg < 7274,65 kg < 7739,1 kg (OK)
- **ØVc ≤ Vu ≤ Ø (Vc + Vsmin) : Perlu tulangan geser S = d/2**
  7739,1 kg > 7274,65 kg < 37785,1 kg (NOT OK)
- **Ø (Vc + Vsmin) ≤ Vu ≤ Ø (Vc + 1/3 √fc x bw. d)**
  37785,1 kg > 7274,65 kg < 303494,9 kg (NOT OK)

Karena 0.5.Ø.Vc ≤ Vu ≤ ØVc maka diperlukan tulangan geser sebagai berikut

$s = \frac{d}{2}$

$= \frac{342}{2}$

= 171 mm

Digunakan tulangan transversal D10-100

2. Daerah diluar sendi plastis

Vu = 6813,59 kg

Vc $= \frac{1}{6} \lambda \sqrt{fc}$ bw d

$= \frac{1}{6}$ (1) $\sqrt{35}$ (300) (342)

= 103188,3 N = 10318,83 kg

Vs_{min} $= \frac{1}{3} \lambda \sqrt{fc}$ bw d

$= \frac{1}{3}$ (1) $\sqrt{35}$ (300) (342)

= 400613,3 N = 40061,33 kg

Kriteria kebutuhan tulangan geser:

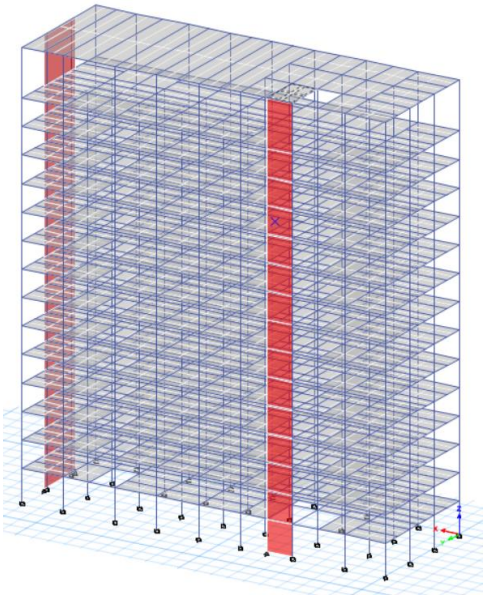
- **Vu ≤ 0,5.Ø.Vc : Tidak perlu penguatan geser**
  6813,59 kg > 5159,413 kg (NOT OK)
- **0.5.Ø.Vc ≤ Vu ≤ ØVc : Perlu tulangan geser minimum**

5515,6 kg < 6813,59 kg < 7739,12 kg (OK)

- **ØVc ≤ Vu ≤ Ø (Vc + Vsmin) : Perlu tulangan geser S = d/2**
  7739,12 kg > 6813,59 kg < 37785,114 kg (NOT OK)
- **Ø (Vc + Vsmin) ≤ Vu ≤ Ø (Vc + 2/3 √fc x bw. d)**
  37785,11 kg > 6813,59 kg > 0 kg (NOT OK)
  Karena 0.5.Ø.Vc ≤ Vu ≤ ØVc maka diperlukan tulangan geser sebagai berikut
  s = $\frac{d}{2}$
  = $\frac{342}{2}$
  = 171 mm
  Digunakan tulangan transversal D10-150

4.3 Permodelan dan Analisa Struktur

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebaan 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.



Gambar 4.18 Permodelan Struktur pada ETABS

4.3.1 Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik yang digunakan adalah sebagai berikut:

a. Input beban sendiri

Mutu beton (f'c)	: 40 Mpa
Mutu baja (fy)	: 420 Mpa
Ketinggian lantai	:
- Lt. 1	: 3,2 m

- Lt. 2 - 14 : 2,8 m (tiap lantai)
- Lt. 15 : 5 m
Dimensi Balok : 30/40; 25/35
Dimensi Kolom : 50/50; 60/60; 70/70
Balok Pratekan : 50/70
Tebal Pelat : 12 cm
Faktor keutamaan : 1,25 (apartemen dan gedung pertemuan)

b. Input beban hidup
Lantai Atap : 4,79 kN/m2
Lantai Ballroom : 358.6 kg/m2
Lantai Hunian : 58 kg/m2

c. Input beban mati tambahan
Penggantung : 7 kg/m2
Plafond : 24 kg/m2
Aspal : 14 kg/m2
Spesi : 21 x 2 = 42 kg/m2
Tegel : 24 kg/m2
Ducting & Plumbing : 30 kg/m2

(berat sendiri dikalkulasikan oleh ETABS)

Sehingga didapatkan rekap pembebanan gravitasi secara manual seperti pada Tabel 4.15:

Tabel 4.15 Rekapitulasi Pembebanan Manual

Lantai	DL (kg)	LL (kg)	DL+LL (kg)
atap	350.667,84	251.396,20	602.064,04
15	346.539,17	233.451,83	579.991,00
14	442.471,05	91.210,24	533.681,29
13	442.471,05	91.210,24	533.681,29
12	442.471,05	91.210,24	533.681,29
11	469.082,25	91.210,24	560.292,49
10	469.082,25	91.210,24	560.292,49
9	469.082,25	91.210,24	560.292,49
8	469.082,25	91.210,24	560.292,49
7	469.082,25	91.210,24	560.292,49
6	500.531,85	91.210,24	591.742,09
5	500.531,85	91.210,24	591.742,09
4	500.531,85	91.210,24	591.742,09
3	500.531,85	91.210,24	591.742,09
2	518.898,65	91.210,24	610.108,89
1	77.414,40	-	77.414,40
total DL+LL			**8.639.053,05**

Berdasarkan rekapitulasi perhitungan pembebanan secara manual didapatkan total beban gravitasi sebesar 8.639.053,05 kg

Pembebanan yang diinput pada ETABS haruslah mendekati perhitungan manual sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan pembebanan gravitasi yang didapat dari ETABS (Tabel 4.16)

Tabel 4.16 Perhitungan Pembebanan Program Bantu ETABS

Load Case	FZ (kN)
Dead	53070,769
Live	16698,2341
Superdead	17729,828

Dari perhitungan beban melalui Analisa program bantu ETABS didapatkan:

DL = Dead + Superdead
= 53070,769 + 17729,828
= 70800,60 kN

LL = Live
= 16698,2341 kN
Total DL+LL = 70800,60 + 16698,2341
= 87498,8311 kN
= 8749883,11 kg

Melalui perbandingan hasil perhitungan manual pembebanan gravitasi dengan hasil perhitungan program bantu ETABS didapatkan rasio selisih sebagai berikut

Rasio $= \frac{\text{Wmanual}}{\text{Wetabs}} - 1$
$= \frac{8749883,11}{8.639.053,05} - 1$
= 0,0128 = 1,283 %

Berdasarkan rasio di atas dapat disimpulkan bahwa perhitungan ETABS telah sesuai dan dapat digunakan untuk perhitungan lanjutan.

4.3.2 Pembebanan Gempa

4.3.3.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen yaitu I dengan faktor keutamaan gempa (Ie) = 1

4.3.3.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Apartemen Gunawangsa Gresik didapatkan berdasarkan nilai $Nch_{(tes\ NSPT)}$ = 14,1 (Nch<15), termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak).

4.3.3.3 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 Gresik dengan kelas situs SE (Tanah Lunak) seperti pada tabel berikut.

Tabel 4.17 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

Tanah Lunak (E)	
Variabel	**Nilai**
Ss	0.657
S_1	0.243
Fa	1.39
Fv	3.03
S_{MS}	0.911
S_{DS}	0.607
S_{M1}	0.736
S_{D1}	0.491

4.3.3.4 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismic dibagi berdasarkan tabel pada SNI 1726:2012 Tabel 6. Untuk SDS sebesar 0,607 dan SD1 sebesar 0,491 dan kategori resiko III kategori desain seismic tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SPRMK).

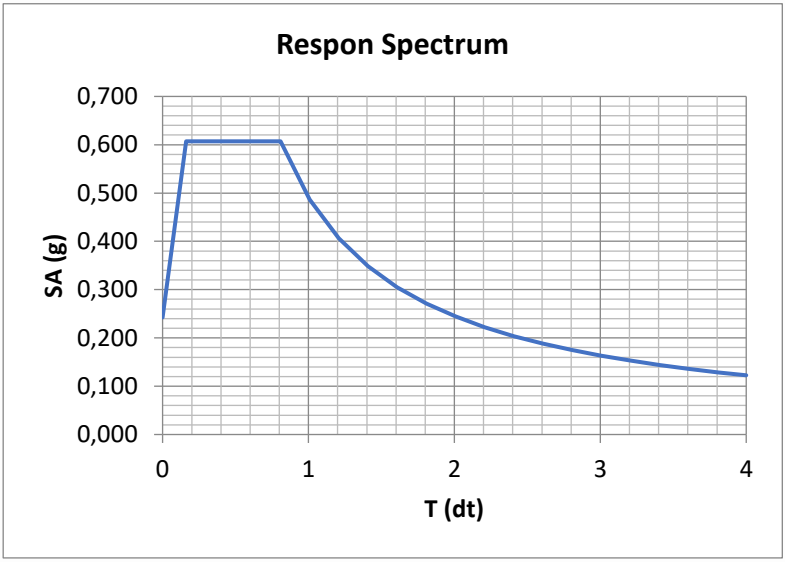
4.3.3.5 Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain

Untuk periode fundamental dan Respon Spektrum Desain didapat data dari web puskim.pu.go.id seperti pada tabel berikut.

Tabel 4.18 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra

T	Sa
0	0.243
0.162	0.607
0.808	0.607
1.008	0.487
1.208	0.406
1.408	0.348
1.608	0.305
1.808	0.271
2.008	0.244
2.208	0.222

T	Sa
2.408	0.204
2.608	0.188
2.808	0.175
3.008	0.163
3.208	0.153
3.408	0.144
3.608	0.136
3.808	0.129
4.000	0.123



Gambar 4.19 Grafik Respon Spektrum Desain

4.3.3.6 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2, penentuan perioda fundamental struktur, T, diizinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, Ta, yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1, dimana Ta dalam satuan detik untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diizinkan untuk ditentukan dari persamaan

$$T_a = \frac{0{,}0062\ h_n}{\sqrt{C_w}}$$

Dimana hn adalah ketinggian struktur dalam meter dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan Cw dihitung dari persamaan sebagai berikut

$$C_w = \frac{100}{A_B}\sum_{i=1}^{x}\left(\frac{h_n}{h_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+0{,}83\left(\frac{h_n}{D_i}\right)^2\right]}$$

Dimana :

A_B : Luas dasar struktur, m2

A_i : Luas badan dinding geser "i", m2

D_i : panjang dinding geser "i", m

h_i : tinggi dinding geser "i", m

x : jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

$$C_{wx} = \frac{100}{516{,}12}\left(\left(\frac{44{,}6}{44{,}6}\right)^2 \frac{13{,}38}{\left[1+0{,}83\left(\frac{44{,}6}{2{,}8}\right)^2\right]} + \left(\frac{44{,}6}{44{,}6}\right)^2 \frac{13{,}38}{\left[1+0{,}83\left(\frac{44{,}6}{0{,}3}\right)^2\right]}\right)$$

$$= 0{,}0124$$

$$C_{wy} = \frac{100}{516{,}12}\left(\left(\frac{44{,}6}{44{,}6}\right)^2 \frac{13{,}38}{\left[1+0{,}83\left(\frac{44{,}6}{5{,}4}\right)^2\right]} + \left(\frac{44{,}6}{44{,}6}\right)^2 \frac{13{,}38}{\left[1+0{,}83\left(\frac{44{,}6}{0{,}3}\right)^2\right]}\right)$$

$$= 0{,}04513$$

$$T_{ax} = \frac{0{,}0062\ (44{,}6)}{\sqrt{0{,}0124}}$$

$$= 2{,}404 \text{ dt}$$

$$T_{ay} = \frac{0{,}0062\ (44{,}6)}{\sqrt{0{,}04513}}$$

$$= 1{,}313 \text{ dt}$$

Perioda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (Cu)

Tabel 4.19 Koefisien untuk Batas Atas Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Dengan parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik S_{D1} = 0,491 didapatkan nilai Cu = 1,4

Sehingga :

Cu T_{ax} = 1,4 (2,404)
= 3,365 dt

Cu T_{ay} = 1,4 (1,313)
= 1,988 dt

Nilai T didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik

Tabel 4.20 Modal Periode dan Frekuensi

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigen Value
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad²/sec²
Modal	1	1,848	0,595	3,741	13,992
Modal	2	1,693	0,671	4,215	17,770
Modal	3	1,184	0,819	5,148	26,500
Modal	4	0,627	1,744	10,959	120,104
Modal	5	0,567	2,025	12,725	161,929
Modal	6	0,369	2,811	17,665	312,039
Modal	7	0,322	2,969	18,655	347,992
Modal	8	0,32	3,745	23,533	553,818
Modal	9	0,257	4,286	26,930	725,212
Modal	10	0,208	6,012	37,775	1426,943
Modal	11	0,186	6,068	38,129	1453,800
Modal	12	0,142	6,222	39,094	1528,373

T terbesar yang didapat dari analisa ETABS = 1,848 dt
T = 1,848 dt < Cu T_{ax} = 3,365 dt **(OK)**
T = 1,848 dt < Cu T_{ay} = 1,988 dt **(OK)**

4.3.3 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)

Koefisien respons seismik, Cs, 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 Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2012 Tabel 9)

$$Cs = \frac{SDS}{(\frac{R}{Ie})}$$

dimana:
S_{DS} = 0,607
Ie = 1
R = 7

$$Cs = \frac{0,607}{(\frac{7}{1})} = 0,087$$

Nilai Cs tidak lebih dari:

$$Cs = \frac{SD1}{T\,(\frac{R}{Ie})}$$

dimana:
S_{D1} = 0,491
Ie = 1
R = 7
T = 1,804

$$Cs = \frac{0,491}{1,804\,(\frac{7}{1})} = 0,038$$

Dan nilai Cs tidak kurang dari:
$Cs = 0,044 . S_{DS} . Ie \geq 0,01$
$Cs = 0,044\ (0,607)\ (1) \geq 0,01$
$Cs = 0,027 > 0,01$
Sehingga digunakan nilai **Cs = 0,038**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk gedung Apartemen Gunawangsa Gresik sebesar 0,5 (SNI

1726:2012), sehingga didapatkan berat seismik efektif bangunan (W) sebagai berikut:

Tabel 4.21 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS

Load Case/ Combo	FZ (kg)
D+0.5L	7914971,41

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$V = Cs.W$$

Dimana:

Cs = 0,038

W = 7914971,41 kg = 79149,71 kN

V = Cs x W

= 0,038 x 79149,71 = 3001,37 kN

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0.85\frac{V}{Vt}$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut (Tabel 4.22):

Tabel 4.22 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS

Beban	FX (kN)	FY (kN)
gempa X	2502,98	866,06
gempa Y	972,38	2023,15

V = 3001,37 kN

Vxt = 2502,98 kN

Vyt = 2023,15 kN

Arah x :

Vxt > 0,85.V

2502,98 kN > 0,85 x (3001,37 kN)

2502,98 kN < 2551,17 kN (NOT OK)

Arah y :

Vyt > 0,85.V

2023,15 kN > 0,85 x (3001,37 kN)

2023,15 kN < 2551,17 kN (NOT OK)

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala 0,85V/Vt

Arah x :

$$\frac{0.85\,V}{Vxt} = \frac{2551,17}{2502,98} = 1,1$$

Arah y :

$$\frac{0.85\,V}{Vyt} = \frac{2551,17}{2023,15} = 1,3$$

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 4.23.

Tabel 4.23 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS setelah *scale factor*

Beban	FX (kN)	FY (kN)
gempa X	2752,85	1032,89
gempa Y	1144,48	2619,12

V = 3001,37 kN

Vxt = 2193,63 kN

Vyt = 2619,12 kN

Arah x :

Vxt > 0,85.V

2752,85 kN > 0,85 x (3001,37 kN)

2752,85 kN > 2551,17 kN (OK)

Arah y :

Vyt > 0,85.V

2619,12 kN > 0,85 x (3001,37 kN)

2619,12 kN > 2551,17 kN (OK)

Diketahui 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 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 4.24 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.	$0{,}025h_{sx}$ [c]	$0{,}020\,h_{sx}$	$0{,}015\,h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata[a]	$0{,}010\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$	$0{,}010\,h_{sx}$
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.

- Lantai 2
  δ_{ijin} = 0.015 x hsx
  = 0.015 x 3200
  = 48 mm
- Lantai 3-15
  δ_{ijin} = 0.015 x hsx
  = 0.015 x 2800
  = 42 mm
- Lantai atap
  δ_{ijin} = 0.015 x hsx
  = 0.015 x 5000
  = 75 mm

Setelah didapatkan drift ijin masing-masing lantai, dilanjutkan mencari δi dengan cara perhitungan sebagai berikut:

δi = Drift x Cd / Ie ; dengan Cd = 5.5 (SNI 1726:2012, tabel 9)

Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan drift dan δi sesuai dengan SNI 1726:2012 seperti pada Tabel 4.25 dan Tabel 4.26.

Tabel 4.25 Kontrol Simpangan Arah X

Lantai	Drift (mm)	δi (mm)	Δijin (mm)	Kontrol
Atap	3,921	21,57	75	OK
15	2,193	12,06	42	OK
14	2,418	13,30	42	OK
13	2,707	14,89	42	OK
12	3,017	16,59	42	OK
11	3,154	17,35	42	OK
10	3,379	18,58	42	OK
9	3,594	19,77	42	OK
8	3,779	20,78	42	OK
7	3,921	21,57	42	OK
6	3,854	21,20	42	OK
5	3,779	20,78	42	OK
4	3,492	19,21	42	OK
3	2,843	15,64	42	OK
2	1,616	8,89	48	OK

Tabel 4.26 Kontrol Simpangan Arah Y

Lantai	Drift (mm)	δi (mm)	Δijin (mm)	Kontrol
Atap	6,18	33,99	75	OK
15	3,736	20,55	42	OK
14	4,405	24,23	42	OK
13	5,095	28,02	42	OK
12	5,718	31,45	42	OK
11	5,779	31,78	42	OK
10	6,16	33,88	42	OK
9	6,538	35,96	42	OK
8	6,889	37,89	42	OK
7	7,18	39,49	42	OK
6	7,058	38,82	42	OK
5	7,01	38,56	42	OK
4	6,625	36,44	42	OK
3	5,543	30,49	42	OK
2	3,115	17,13	48	OK

Maka dapat disimpulkan bahwa berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X maupun Y memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 1726:2012.

4.3.5 Kontrol Sistem Ganda

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 4.27**)

Tabel 4.27 Kontrol Sistem Ganda

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	kN	%	kN	%
SW	2053,47	73%	2233,86	70%
SRPM	745,18	27%	963,83	30%
Total	**2798,65**	**100%**	**3197,70**	**100%**

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.*

4.3.6 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 4.28**)

Tabel 4.28 Jumlah Partisipasi Massa dalam Menghasilkan Respon

Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99,97	93,73
Modal	Acceleration	UY	99,98	93,59

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

4.3.7 Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksetrisitas 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.

$e_x = e_{0x} + (0.05\ Bx)$

$e_y = e_{0y} + (0.05\ By)$

dimana:

e0x dan e0y : eksentrisitas bawaan gedung
0.05 Bx dan 0.05 By : eksentrisitas tak terduga
Bx : panjang gedung arah x
By : panjang gedung arah y

Berdasarakan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas pada Tabel 4.29

Tabel 4.29 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi

Lantai	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)	0.05 Bx	0.05 By	kontrol	
									x	y
atap	20,44	6,64	24,27	7,36	3,83	0,72	1,955	0,66	OK	OK
15	19,40	6,25	24,75	7,37	5,34	1,12	1,955	0,66	OK	OK
14	20,01	6,26	25,28	7,43	5,27	1,17	1,955	0,66	OK	OK
13	20,01	6,26	25,80	7,48	5,78	1,22	1,955	0,66	OK	OK
12	20,01	6,26	26,30	7,52	6,29	1,26	1,955	0,66	OK	OK
11	19,99	6,26	26,77	7,55	6,78	1,29	1,955	0,66	OK	OK
10	19,96	6,26	27,31	7,60	7,35	1,34	1,955	0,66	OK	OK
9	19,96	6,26	27,93	7,67	7,97	1,41	1,955	0,66	OK	OK
8	19,96	6,26	28,60	7,75	8,64	1,49	1,955	0,66	OK	OK
7	19,96	6,26	29,32	7,85	9,36	1,59	1,955	0,66	OK	OK
6	19,93	6,27	30,03	7,95	10,09	1,68	1,955	0,66	OK	OK
5	19,90	6,27	30,76	8,08	10,86	1,81	1,955	0,66	OK	OK
4	19,90	6,27	31,53	8,25	11,63	1,98	1,955	0,66	OK	OK
3	19,90	6,27	32,04	8,42	12,14	2,15	1,955	0,66	OK	OK
2	19,93	6,26	31,31	8,32	11,38	2,06	1,955	0,66	OK	OK

Xcm : Koordinat Pusat Massa arah X
Ycm : Koordinat Pusat Massa arah Y
Xcr : Koordinat Pusat Kekakuan arah X
Ycr : Koordinat Pusat Kekakuan arah Y

ex : Eksentrisitas aktual arah X
ey : Eksentrisitas aktual arah Y

Dari hasil perhitungan dan kontrol eksentrisitas aktual akibat eksentrisitas tak terduga berdasarkan SNI 1726:2012 diatas, didapatkan bahwa seluruh eksentrisitas telah memenuhi syarat e_{xy} > 0.05 Bxy. Sehingga tidak diperlukan adanya pergeseran pusat massa baru.

4.4 Struktur Utama Prategang

Beton prategang merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dengan beton mutu tinggi. Penggunaan prategang juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan oleh balok prategang dibandingkan dengan beton bertulang biasa karena mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi dan pada akhirnya juga dapat memperkecil struktur rangkanya.

berdasarkan SNI 2847:2013 pasal. 21.5.2.5, tendon prategang diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Perencanaan beton prategang pada Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik ini direncanakan dengan metode pasca tarik (post tension) dan penulangan sendi pada kepala kolom. Metode pasca tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon prategang diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya prategang diberikan.

Pada perencanaan beton prategang digunakan pada lantai atap, karena pada lantai 15 akan difungsikan sebagai ballroom, sehingga dibutuhkan ruang yang bebas hambatan kolom di tengahnya. Jumlah balok prategang yang didesain adalah 9 buah dengan bentang 13,2 meter. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok prategang, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan prategang, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (servisibility), dan penggambaran output

4.4.1 Data Perencanaan

Berikut ini adalah data perencanaan beton prategang pada lantai atap:

Panjang bentang total	: 13,2 m
Dimensi balok prategang	: 50/70 cm
F’c beton prategang	: 40 Mpa
F’c beton pelat lantai	: 40 Mpa
Tebal pelat lantai	: 12 cm
Jarak antar balok prategang (s)	: 2,8 m

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai fci dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI):

f'_{ci} : 0,88 x 40 = 35,2 Mpa

Dalam mencari lebar efektif (bw), maka didasarkan pada perumusan yang terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efekif sayap balok T tidak boleh melebihi:

- Seperempat bentang balok
  b_{eff} = ¼ L = ¼ (13,2) = 3,3 m
- Delapan kali tebal pelat
  b_{eff} = b + 8 tf = 0,5 + 8 (0,12) = 1,46 m
- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan
  b_{eff} = ½ (L-b) = ½ (2,8 – 0,5) = 1,15 m

Dari hasil beff di atas diambil nilai terkecil yaitu 0,875 m.

4.4.2 Penentuan Tegangan Izin Beton

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 18.5.1 tegangan tarik pada baja prategang tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

a. Tegangan izin akibat gaya pengangkuran tendon 0,94 fpy, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari 0,8 fpu dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon prategang atau perangkat angkur
b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan 0,70 fpu

Akan tetapi, berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.

Untuk tegangan izin pada beton mengacu SNI 2847 pasal 18.4 tidak boleh melampui nilai-nilai sebagai berikut:

a. Segera setelah peralihan gaya prategang(sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
   - Tegangan tekan
     σ_{tk} = 0,6 fci
     = 0,6 (35,2)
     = 21,12 MPa

- Tegangan tarik terluar direncanakan untuk tidak dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :

  $\sigma_{tr} = 0{,}5 \sqrt{f_{ci}}$

  $= 0{,}5 \sqrt{35{,}2}$

  $= 2{,}97$ MPa
- Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana :

  $\sigma_{tk} = 0{,}7$ fci

  $= 0{,}7\ (35{,}2)$

  $= 24{,}64$ MPa
- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana :

  $\sigma_{tr} = 0{,}5 \sqrt{f'_c}$

  $= 0{,}5 \sqrt{35{,}2}$

  $= 2{,}97$ MPa

b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan
- Tegangan tekan :

  $\sigma_{tk} = 0{,}45$ f'c

  $= 0{,}45\ (40)$

  $= 18$ MPa
- Tegangan tarik :

  Kelas T $= 0{,}62 \sqrt{f'_c} < \sigma_{tk} \leq \sqrt{f'_c}$

  $= 0{,}62 \sqrt{40} < \sigma_{tk} \leq \sqrt{40}$

  $= 3{,}92$ MPa $< \sigma_{tk} \leq 6{,}32$ MPa

4.4.3 Pembebanan Balok Prategang

Dalam perhitungan pembebanan terdiri dari 2 tahapan, yaitu:

1. Tahap awal

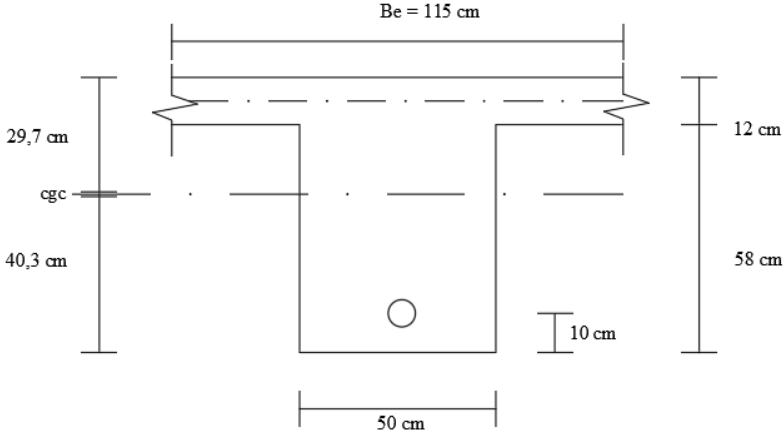
   Merupakan tahap dimana struktur diberi gaya prategang saat struktur kantilever terdiri dari balok prategang dan balok melintang. Tahap ini terdiri dari :

   a. Sebelum diberi gaya prategang
   b. Pada saat diberi gaya prategang
   c. Pada saat peralihan gaya prategang
2. Tahap akhir

a. Beban mati
   Berat sendiri balok $= \gamma_{beton} \times b_{balok} \times h_{balok}$
   $= 2400 \times 0,5 \times 0,7$
   $= 840$ kg/m
   Berat pelat lantai $= \gamma_{beton} \times b_{eff} \times t_{plat}$
   $= 2400 \times 0,875 \times 0,12$
   $= 252$ kg/m
b. Beban hidup
   Beban atap (reduksi) $= 479$ kg/m^2
   Beban hujan $= 20$ kg/m^2
   Beban hidup total = (qatap + qhujan) beff
   $= (479 + 20)\ 0,875$
   $= 436,625$ kg/m
c. Beban mati tambahan
   Beban tambahan atap = 207,5 kg/m

4.4.4 Analisa Penampang Global

Dikarenakan terdapat pelat lantai maka penampang balok prategang digunakan penampang balok T sehingga dapat dihitung menggunakan perumusan berikut (SNI 2847:2013 pasal 8.5.1):



Gambar 4.20 Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Prategang Lantai Atap

Dari gambar di atas dapat dilihat tebal pelat (tf) adalah 12 cm dengan jarak garis berat terhadap cgc adalah dt dan jarak garis netral balok terhadap yp sebesar dp sedangkan yt adalah garis netral penampang balok prategang secara keseluruhan dari serat atas pelat. Untuk mendapatkan besarnya yt perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Dari perhitungan manual, didapat nilai-nilai sebagai berikut:

A_{pelat} = $\frac{be\ x\ tf}{n} = \frac{1{,}15\ x\ 0{,}12}{1}$ = 0,138 m^2 = 138000 mm^2

A_{balok} = b x (h-tf) = 0,5 (0,7-0,12) = 0,29 m^2 = 290000 mm^2

A_{total} = A_{pelat} + A_{balok}

= 0,138 + 0,29

= 0,428 m^2 = 428000 mm^2

Y_b = $\frac{Apelat\ x\ Yb\ pelat + Abalok\ x\ Yb\ balok}{Apelat + Abalok}$

= $\frac{0{,}138\ x\ 0{,}64 + 0{,}29\ x\ 0{,}29}{0{,}428}$

= 0,403 m = 402,85 mm

Y_t = htotal-Y_b

= 0,7 – 0,403

= 0,297 m = 297,15 mm

I_{pelat} = $\frac{1}{12} b_{pelat} \left(h_{pelat}\right)^3 + A_{pelat} d^2$

= $\frac{1}{12}$ 1,15 $(0{,}12)^3$ + $0{,}105(0{,}257)^2$

= 0,007927 m^4 = 7926706319 mm^4

I_{balok} = $\frac{1}{12} b_{balok} (h_{balok})^3 + A_{balok} d^2$

= $\frac{1}{12} 0{,}5(0{,}58)^3 + 0{,}29(0{,}093)^2$

= 0,011823 m^4 = 11822882777 mm^4

I_{total} = I_{pelat} + I_{balok}

= 0,007927 + 0,011823

= 0,01975 m^4 = 19749589097 mm^4

W_b = $\frac{I_{total}}{y_b}$

= $\frac{0{,}01975}{0{,}403}$

= 0,04902 m^3 = 49024615,09 mm^3

$W_t = \frac{I_{total}}{y_t}$

$= \frac{0{,}011823}{0{,}297}$

$= 0{,}06646\ m^3 = 66463470{,}15\ mm^3$

$K_b = \frac{W_b}{A_{total}}$

$= \frac{0{,}04902}{0{,}428}$

$= 0{,}11454\ m = 114{,}54\ mm$

$K_t = \frac{W_t}{A_{total}}$

$= \frac{0{,}06646}{0{,}428}$

$= 0{,}15529\ m = 155{,}29\ mm$

4.4.5 Analisa Gaya Prategang

4.4.5.1 Gaya prategang awal

Pada perhitungan tegangan pada beton yang diizinkan didapatkan:

Tabel 4.30 Tegangan Beton Izin dalam Satuan MPa

Tegangan (MPa)	Kondisi		
	Transfer		Beban Layan
	Tengah Bentang	Tumpuan	
Tarik ijin	2,97	2,97	6,325
Tekan ijin	-21,12	-24,64	-18

Nilai eksentrisitas direncanakan:

- Daerah lapangan : e = Y_b – d’ = 0.403 – 0.1 = 0,303 m = 302,85 mm
- Daerah tumpuan : e = -112,15 mm

Penentuan besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

a. Kondisi saat transfer gaya prategang

Permodelan ETABS dengan kombinasi D didapatkan output sebagai berikut :

Momen tumpuan kiri = -196,46 kN m

Momen lapangan = 327,03 kN m

Momen tumpuan kanan = -198,68 kN m

a. Daerah lapangan

- Serat atas:

$\sigma_t \geq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$2{,}97 \geq -\frac{Fo}{428000} + \frac{Fo\ x\ 302{,}85}{66463470{,}15} - \frac{327032700}{66463470{,}15}$

$F_0 < 3552{,}37$ kN

- Serat bawah:

$\sigma_b \leq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\ x\ 283{,}04}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$-21{,}12 \leq -\frac{Fo}{428000} - \frac{Fo\ x\ 302{,}85}{49024615{,}09} + \frac{327032700}{46206961{,}9}$

$F_0 < 1697{,}12$ kN

b. Daerah tumpuan

- Serat atas:

$\sigma_t \leq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$-24{,}64 \leq -\frac{Fo}{428000} + \frac{Fo\ x\ (-112{,}15)}{66463470{,}15} - \frac{(-198679200)}{66463470{,}15}$

$F_0 < 6866{,}41$ kN

- Serat bawah:

$\sigma_b \geq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$2{,}97 \geq -\frac{Fo}{428000} - \frac{Fo\ x\ (-112{,}15)}{49024615{,}09} + \frac{(-198679200\ )}{46206961{,}9}$

$F_0 > -143740{,}76$ kN

b. Kondisi saat beban layan

Permodelan ETABS dengan kombinasi D+L didapatkan output sebagai berikut :

Momen tumpuan kiri = -315,60 kN m

Momen lapangan = 522,63 kN m

Momen tumpuan kanan = -318,28kN m

a. Daerah lapangan

- Serat atas:

$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$-18 \leq -\frac{F}{428000} + \frac{F\ x\ 302{,}85}{66463470{,}15} - \frac{522633100}{66463470{,}15}$

$F > -4565{,}60$ kN

$F_0 > -5707$ kN

- Serat bawah:

$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$6{,}325 \geq -\frac{F}{428000} - \frac{F\,x\,302{,}85}{49024615{,}09} + \frac{522633100}{49024615{,}09}$

$F > 509{,}29$ kN

$F_0 > 636{,}61$ kN

b. Daerah tumpuan

- Serat atas:

$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$6{,}325 \geq -\frac{F}{428000} + \frac{F\,x\,(-112{,}15)}{66463470{,}15} - \frac{(-318283300)}{66463470{,}15}$

$F > -381{,}65$ kN

$F_0 > -477{,}07$ kN

- Serat bawah:

$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$-18 \leq -\frac{F}{428000} - \frac{F\,x\,(-112{,}15)}{49024615{,}09} + \frac{(-318283300)}{49024615{,}09}$

$F < 235659{,}60$ kN

$F_0 < 294574{,}50$ kN

4.4.5.2 Kontrol gaya prategang

Kontrol dilakukan dengan memasukkan satu persatu Fo dan F pada semua kondisi, maka Fo yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan adalah **Fo = 1500 kN** dengan Fe = 1200 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

a. Kondisi saat transfer gaya prategang

a. Daerah lapangan

- Serat atas:

$\sigma_t \geq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$2{,}97 \geq -\frac{1500000}{428000} + \frac{1500000\,x\,302{,}85}{66463470{,}15} - \frac{327032700}{66463470{,}15}$

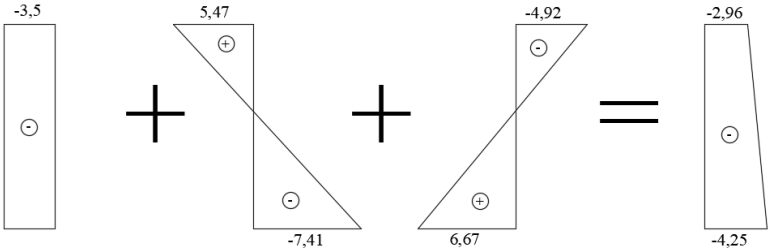
$2{,}97$ MPa $\geq -2{,}96$ MPa (OK)

- Serat bawah:

$\sigma_b \leq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\,x\,0{,}284}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$$-21{,}12 \leq -\frac{1500000}{428000} - \frac{1500000\ x\ 302{,}85}{49024615{,}09} + \frac{327032700}{49024615{,}09}$$

$$-21{,}12\ \text{MPa} \leq -4{,}25\ \text{MPa (OK)}$$



Gambar 4.21 Diagram Tegangan saat Transfer pada Daerah Lapangan (Asumsi Kehilangan 20%)

b. Daerah tumpuan

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$$

$$-26{,}64 \leq -\frac{1500000}{428000} + \frac{1500000\ x\ (-112{,}15)}{66463470{,}15} - \frac{(-198679200)}{66463470{,}15}$$

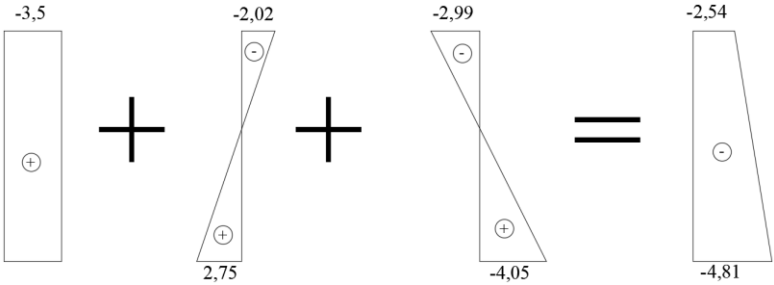
$$-26{,}64\ \text{MPa} \leq -2{,}54\ \text{MPa (OK)}$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$2{,}97 \geq -\frac{1500000}{428000} - \frac{1500000\ x(-112{,}15)}{49024615{,}09} + \frac{(-198679200)}{49024615{,}09}$$

$$2{,}97\ \text{MPa} \geq -4{,}81\ \text{MPa (OK)}$$



Gambar 4.22 Diagram Tegangan saat Transfer pada Daerah Tumpuan (Asumsi Kehilangan 20%)

b. Kondisi saat beban layan

a. Daerah lapangan

- Serat atas:

$\sigma_t \quad \leq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$-18 \quad \leq -\frac{1200000}{428000} + \frac{1200000\,x\,302{,}85}{66463470{,}15} - \frac{522633100}{66463470{,}15}$

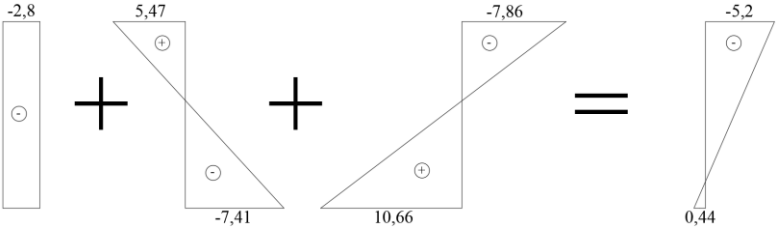
-18 MPa $\leq$ -5,20 MPa (OK)

- Serat bawah:

$\sigma_b \quad \geq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$6{,}325 \quad \geq -\frac{1200000}{428000} - \frac{1200000\,x\,302{,}85}{49024615{,}09} + \frac{522633100}{49024615{,}09}$

6,325 MPa $\geq$ 0,44 MPa (OK)



Gambar 4.23 Diagram Tegangan saat Beban Layan pada Daerah Lapangan (Asumsi Kehilangan 20%)

b. Daerah tumpuan

- Serat atas:

$\sigma_t \quad \geq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$6{,}325 \quad \geq -\frac{1200000}{428000} + \frac{1200000\,x\,(-112{,}15)}{66463470{,}15} - \frac{(-318283300)}{66463470{,}15}$

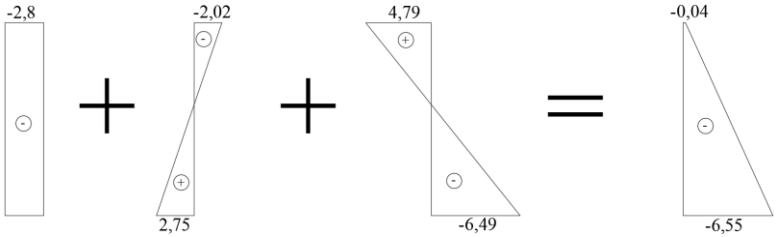
6,325 MPa $\geq$ -0,04 MPa (OK)

- Serat bawah:

$\sigma_b \quad \leq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$-18 \quad \leq -\frac{1200000}{428000} - \frac{1200000\,x\,(-112{,}15)}{49024615{,}09} + \frac{(-318283300)}{49024615{,}09}$

-18 MPa $\leq$ -6,55 MPa (OK)



Gambar 4.24 Diagram Tegangan saat Beban Layan pada Daerah Tumpuan (Asumsi Kehilangan 20%)

4.4.6 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dalam perencanaan ini digunakan tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit : 5-12
Jumlah strand : 9
Minimum breaking load : 1660 kN
Diameter strand : 12,7 mm
Jumlah tendon : 1
Fpu : 1860 (strand stress-relieved).

Fpmax = 0,75 Fpu = 0,75 (1860) = 1395 MPa

Luas tendon yang diperlukan

$A_{perlu} = \frac{Fo}{Fpmax}$

$= \frac{1500000\ N}{1395\ MPa}$

$= 1075{,}27\ mm^2$

Luas tendon yang digunakan

$A_{pakai} = n(\frac{1}{4}\pi d^2)$

$= 1x9x(\frac{1}{4}\pi 12{,}7^2)$

$= 1140{,}09\ mm^2$

Karena A_{pakai} = 1140,09 mm^2 > A_{perlu} = 1075,27 mm^2 maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi sehingga nilai tegangan pakai menjadi:

$f_{pakai} = \frac{Fo}{Apakai}$

$= \frac{1500000}{1140,09}$

= 1315,68 MPa

4.4.7 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari:

a. Kehilangan akibat slip angkur

Kehilangan akibat pengangkuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke angkur.

Dalam perhitungan kehilangan gaya prategang akibat pengangkuran dapat digunakan rumusan sebagai berikut:

$F_{pA} = \Delta f_{pA} A_{ps}$

$\Delta f_{pA} = 2 f_{st} \left(\frac{\mu\alpha}{L} + k \right) x$

$x = \sqrt{\frac{Es\ x\ g}{fpakai\ x\ (\mu\frac{\alpha}{L}+K)}}$

dimana :

F_{pA} = kehilangan pratekan akibat slip angkur

A_{ps} = luas penampang tendon

Δf_{pA} = besarnya gaya kehilangan pratekan akibat angkur

L = panjang balok prategang

f_{st} = besar tegangan ijin baja tendon

α = sudut kelengkungan tendon

μ = koefisien kelengkungan 0,15 (strand 7 kawat)

K = koefisien woble 0,0000016/mm (strand 7 kawat)

x = koefisien slip angkur berdasarkan bentuk profil tendon

α $= \frac{8f}{L} = \frac{8(0{,}283-(-0{,}132))}{13{,}2} = 0{,}252$

x $= \sqrt{\frac{200000\ x\ 2}{1393{,}08\ \ x\ (0{,}15\frac{0{,}252}{13200}+0{,}0000016)}}$

$= 5222{,}86$ mm

$\Delta f_{pA} = 2f_{st}\left(\frac{\mu\alpha}{L}+k\right)x$

$= 2(1315{,}68)\left(\frac{0{,}15(0{,}252)}{13200}+0{,}0000016\right)5222{,}86$

= 61,27 MPa

Jadi persentase kehilangan pratekan akibat slip angkur adalah :

$\Delta f_{pA} = \frac{61{,}27}{1315{,}68} = 4{,}66\%$

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect)

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:

$$Fpf = F \times (e^{-\mu\alpha - KL})$$

Dimana :

μ = 0,15 (wire strand tendon)

K = 0,016 (wire strand tendon)

α = sudut kelengkungan tendon (8f/L) = 0,305

L = 13,2 m

e = 2,7183 (bilangan natural)

Sehingga

Fpf = 1500 x $(e^{-0{,}15(0{,}252)-0{,}016(13{,}2)})$

= 1414,28 kN

ΔFpf = Fo - Fpf

= 1500 - 1414,28

= 85,72 kN

$\Delta fpf = \frac{85723,86}{1140,09}$ = 75,19 MPa

Jadi persentase kehilangan pratekan akibat gesekan adalah :

$\Delta f_{pf} = \frac{75,19}{1315,68}$ = 5,71 %

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 kekauan 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 komulatif 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 pengekang spiral. Perubahan penampang yang signifikan pada dasar kolom, memperkecil kemampuan kolom untuk menahan momen yang terjadi akibat jacking.

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut:

$$\Delta P = \frac{Mb - Ma}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut

M_A = -196,46 kN m

M_B = 327,03 kN m

$\Delta P = \frac{327,03-(-196,46)}{13,2}$ = 39,66 kN = 39658,62 N

$\Delta fp = \frac{39658,62}{1140,09}$ = 34,79 MPa

Jadi persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom adalah :

$\Delta f_p = \frac{34,79}{1315,68}$ = 2,64%

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

Kehilangan yang tergantung oleh waktu merupakan hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

a. Kehilangan akibat rangkak

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkak:

$CR = Kcr.(E_s/E_c).[fc_{ir}-fc_{ds}]$

dimana:

Kcr = 2 untuk metode pra-tarik

= 1,6 untuk metode pasca-tarik

fcids= tegangan beton didaerah c.g.s akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

fcir = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

dengan

fcir $= \frac{Fo}{A} + \frac{Fo\ x\ e\ x\ e}{I} - \frac{M\ x\ e}{I}$

= 10,47 MPa

fcds $= \frac{M\ x\ e}{I}$

= 7,02 MPa

Es/Ec = 200000/29725.41= 6,73

CR = Kcr.(E_s/E_c).[fc_{ir}-fc_{ds}]

= 1,6 (6,73) (10,47 - 7,02)

= 37,14 MPa

Persentase kehilangan prategang akibat rangkak:

Δfch= $\frac{CH}{fpi} = \frac{37,14}{1315,68}$ = 2,82%

b. Kehilangan akibat susut

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut:

SH = $8,2\times10^{-6}.Ksh.Es.(1 - 0,0236V/S)\times(100 - RH)$

Digunakan koef 0.0236, karena perbandingan v/s dalam cm

RH = 75% (untuk kota Gresik)

Ksh = 0,77 (7 hari)

V/S $= \frac{luas\ penampang\ beton}{keliling\ penampang\ beton}$

$= \frac{4280}{370}$

= 11,57 cm

SH = $8,2\times10^{-6}.(0,77)(200000)(1-0,0236(11,57))\times(100-75)$

SH = 9,66 Mpa

Persentase kehilangan prategang akibat susut:

Δfsh= $\frac{SH}{fpi} = \frac{9,66}{1315,68}$ = 0,73 %

c. Kehilangan akibat relaksasi baja

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja yaitu:

$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)]C$

Dimana:

Kre = 20000 psi = 138 Mpa

J = 0,15

$\frac{fpi}{fpu}$ = $\frac{1315,68}{1860}$ = 0,70 sehingga C = 1,0

Maka

RE = (138 – 0,15 x (9,66+37,14)) 1

= 130,98 MPa

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja:

Δfre = $\frac{RE}{fpi}$ = $\frac{130,98}{1315,68}$ = 9,96%

Tabel 4.31 Total Kehilangan Gaya Prategang

KEHILANGAN	AKIBAT	PERSENTASE KEHILANGAN
LANGSUNG	Slip Angkur	4,66%
	Perpendekan Elastis	0%
	Gesekan	5,71%
	Kekangan Kolom	2,64%
TIDAK LANGSUNG	Rangkak	2,82%
	Susut	0,73%
	Relaksasi Baja	9,96%
TOTAL KEHILANGAN PRATEGANG		**26,53%**

4.4.8 Kontrol gaya prategang setelah kehilangan

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

Fe = (100% - 26,53%)1500 = 1102,08 kN

4.4.8.1 Kontrol akibat beban layan

Permodelan ETABS dengan kombinasi D+L didapatkan output sebagai berikut :

Momen tumpuan kiri = -315,60 kN m

Momen lapangan = 522,63 kN m

Momen tumpuan kanan = -318,28kN m

a. Daerah lapangan

- Serat atas:

$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$-18 \leq -\frac{1102081,67}{428000} + \frac{1102081,67\,x\,302,85}{66463470,15} - \frac{522633100}{66463470,15}$

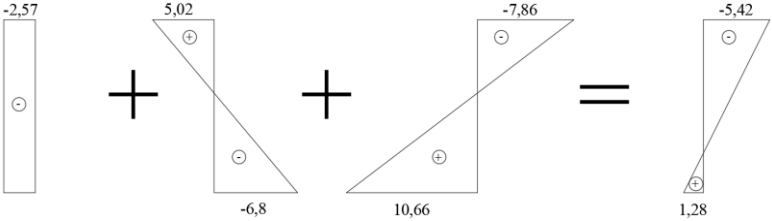
-18 MPa $\leq$ -5,42 MPa (OK)

- Serat bawah:

$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$6{,}325 \geq -\frac{1102081{,}671}{428000} - \frac{1102081{,}671x\,302{,}85}{49024615{,}09} + \frac{522633100}{49024615{,}09}$

6,325 MPa $\geq$ 1,28 MPa (OK)



Gambar 4.25 Diagram Tegangan saat Beban Layan pada Daerah Lapangan Setelah Kehilangan

b. Daerah tumpuan

- Serat atas:

$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$6{,}325 \geq -\frac{1102081{,}671}{428000} + \frac{1102081{,}671\,x\,(-112{,}15)}{66463470{,}15} - \frac{(-318283300)}{66463470{,}15}$

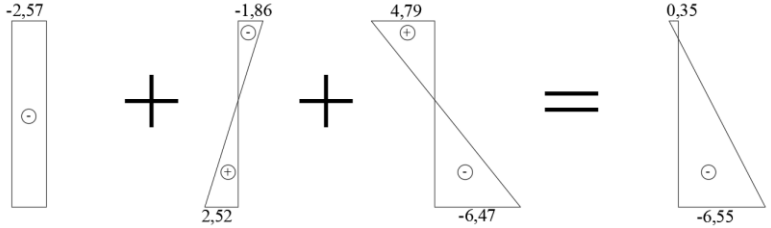
6,325 MPa $\geq$ 0,35MPa (OK)

- Serat bawah:

$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$-18 \leq -\frac{1102081{,}671}{428000} - \frac{1102081{,}671\,x\,(-112{,}15)}{49024615{,}09} + \frac{(-318283300)}{49024615{,}09}$

-18 MPa $\leq$ -6,55 MPa (OK)



Gambar 4.26 Diagram Tegangan saat Beban Layan pada Daerah Tumpuan Setelah Kehilangan

4.4.8.2 Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5

Prategang rata-rata, fpc, 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:

$\frac{Fc}{10} = \frac{40}{10}$ = 4 Mpa dan 3,5 Mpa, maka diambil nilai 3,5 Mpa

Fpc = $\frac{Fe}{A} = \frac{1102081,67}{395000}$ = 2,57 MPa < 3,5 MPa (OK)

4.4.8.3 Kontrol gaya prategang akibat gempa

a. Kombinasi beban 1D+1L+ E

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+ E

Momen tumpuan = -335,2008 kNm

Momen lapangan = 523,5735 kNm

a. Daerah lapangan

- Serat atas:

$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F\,x\,e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$-18 \leq -\frac{1102081,67}{428000} + \frac{1102081,67\,x\,302,85}{66463470,15} - \frac{523573500}{66463470,15}$

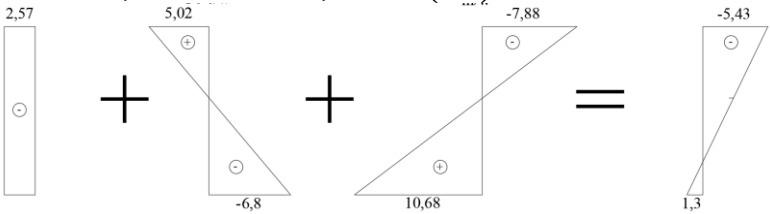
-18 MPa ≤ -5,43 MPa (OK)

- Serat bawah:

$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F\,x\,e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$6,325 \geq -\frac{1102081,671}{428000} - \frac{1102081,671x\,302,85}{49024615,09} + \frac{523573500}{49024615,09}$

6,325 MPa ≥ 1,30 MPa (OK)



Gambar 4.27 Diagram Tegangan Akibat D+L+E pada Daerah Lapangan Setelah Kehilangan

b. Daerah tumpuan

- Serat atas:

$\sigma_t \geq -\frac{Fe}{A} + \frac{F\ x\ e}{Wt} - \frac{Mtump}{Wt}$

$6{,}325 \geq -\frac{1102081{,}67}{428000} + \frac{1102081{,}67\ x\ (-112{,}15)}{66463470{,}15} - \frac{(-335200800)}{66463470{,}15}$

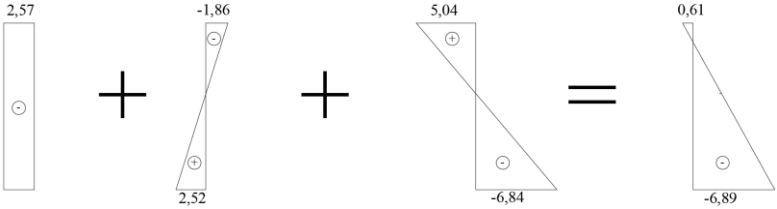
6,325 MPa $\geq$ 0,61 MPa (OK)

- Serat bawah:

$\sigma_b \leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe\ x\ e}{Wb} + \frac{Mtump}{Wb}$

$-18 \leq -\frac{1102081{,}67}{428000} - \frac{1102081{,}67\ x\ (-112{,}15)}{49024615{,}09} + \frac{(-3352008000)}{49024615{,}09}$

-18 MPa $\leq$ -6,89 MPa (OK)



Gambar 4.28 Diagram Tegangan Akibat D+L+E pada Daerah Tumpuan Setelah Kehilangan

b. Kombinasi beban 1D+0,5L+ E

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+0,5L+ E

Momen tumpuan = -273,1152 kNm

Momen lapangan = 425,7733 kNm

- Daerah lapangan
  - Serat atas:

$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F\ x\ e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$

$-18 \leq -\frac{1102081{,}67}{428000} + \frac{1102081{,}67\ x\ 302{,}85}{66463470{,}15} - \frac{425773300}{66463470{,}15}$

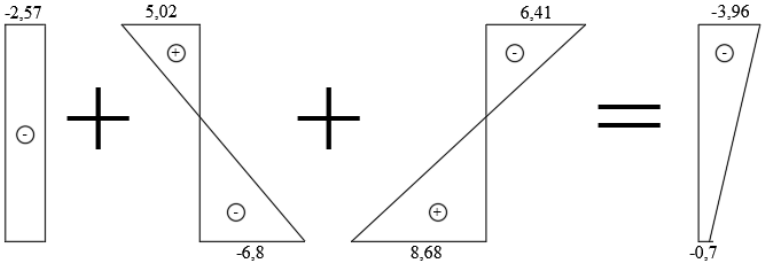
-18 MPa $\leq$ -3,96 MPa (OK)

  - Serat bawah:

$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F\ x\ e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$

$6{,}325 \geq -\frac{1102081{,}671}{428000} - \frac{1102081{,}671x\ 302{,}85}{49024615{,}09} + \frac{425773300}{49024615{,}09}$

6,325 MPa $\geq$ -0,7 MPa (OK)



Gambar 4.29 Diagram Tegangan Akibat D+0,5L+E pada Daerah Lapangan Setelah Kehilangan

- Daerah tumpuan
  - Serat atas:

$\sigma_t \geq -\frac{Fe}{A} + \frac{F\ x\ e}{Wt} - \frac{Mtump}{Wt}$

$6{,}325 \geq -\frac{1102081{,}67}{428000} + \frac{1102081{,}67\ x\ (-112{,}15)}{66463470{,}15} - \frac{(-273115200)}{66463470{,}15}$

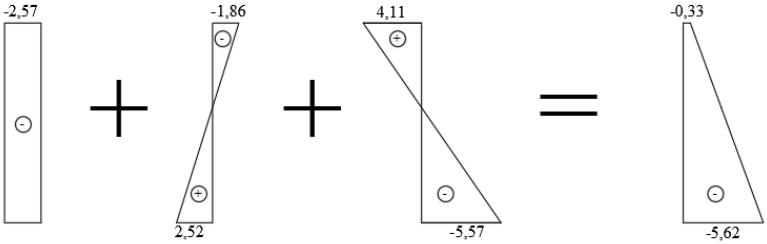
6,325 MPa ≥ -0,33 MPa (OK)

  - Serat bawah:

$\sigma_b \leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe\ x\ e}{Wb} + \frac{Mtump}{Wb}$

$-18 \leq -\frac{1102081{,}67}{428000} - \frac{1102081{,}67\ x\ (-112{,}15)}{49024615{,}09} + \frac{(-273115200)}{49024615{,}09}$

-18 MPa ≤ -5,62 MPa (OK)



Gambar 4.30 Diagram Tegangan Akibat D+0,5L+E pada Daerah Tumpuan Setelah Kehilangan

4.4.9 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk

memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 tabel 9.5.b.

$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{13200}{480}$ = 27,5 mm

4.4.9.1 Lendutan saat jacking

a. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chamber).

$p' = \frac{8\,Fo\,f}{L^2}$

$= \frac{8\,(1500000)\,(415)}{(13200)^2}$

= 28,58 N/mm

$\Delta p' = \frac{5\,p\prime\,l^4}{384 E_c I}$

= 19,25 mm (ke atas)

M(-)= Fo x eo

= (1500000)(-112,15)

= -168224299,1 N mm

$\Delta M(-) = \frac{M\,L^2}{8 E_c I}$

= -6,24 mm (ke bawah)

Total lendutan akibat tendon sebesar:

19,25 + (-6,24) = 13,01 mm (ke atas)

b. Lendutan akibat beban sendiri

$\Delta g = \frac{5\,g\,l^4}{384\,E_c\,I}$

= -6,92 mm (ke bawah)

Total lendutan:

Δ = 13,01 + (-6,92) = 6,09 mm < f_{ijin} = 27,5 mm (OK)

4.4.9.2 Lendutan setelah Fo menjadi Fe

a. Lendutan akibat tekanan tendon

$\Delta = \frac{Fe}{Fo}$ x $\Delta p' + \frac{Fe}{Fo}$ x Δg

$= \frac{1102{,}0}{1500}$ x 19,25 + $\frac{1102{,}0}{1500}$ x -6,92

= 9,06 mm (keatas)

b. Lendutan akibat beban sendiri

Δ = -19,73 mm (kebawah)

Δ total = 9,06 + (-19,73) = -10,67 mm (kebawah)
Δ total (pengaruh rangkak) = -(-10,67) mm x 1,8
= 19,21 mm < f_{ijin}= 27,5 mm (OK)

4.4.10 Perencanaan 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.

Data perencanaan:

Mutu beton	: 40 Mpa
Mutu baja	: 420 Mpa
Dimensi balok	: 50/70 cm
Panjang balok	: 13,2 m
Diameter tulangan longitudinal (D)	: 22 mm
Diameter tulangan sengkang (D)	: 13 mm

Selimut beton : 40 mm
d = 700 – 40 – 13 – 22/2 = 636 mm

4.4.10.1 Penulangan Tumpuan

- **Momen nominal tendon prategang**

Aps = 1140,09 mm2
d = 515 mm
β_1 = 0,85 – 0,05 $\frac{(40-28)}{7}$
= 0,764
ϒp = 0,55
fpu = 1860 MPa
fps = fpu (1- $\frac{\text{ϒp}}{\beta 1}$ ($\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}(\omega - \omega')$))

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka ($\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}(\omega - \omega')$) dapat diambil tidak kurang dari 0,17 sehingga diambil nilai ($\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}(\omega - \omega')$) = 0,17

fps = 1860 (1-($\frac{0.55}{0.764}$)0,17)
= 1632,45 Mpa
fc' = 40 MPa

T = Aps x fps
= 1140,09 x 1632,45
= 1861147,7 N

a = $\frac{Aps.fps}{0{,}85.fc.b}$
= 109,48 mm

Mn = T (d – a/2)
= 1861147,7 (515-109,48/2)
= 856,61 kN m

ØMn = 0,9 (856,61)
= 770,95 kN m

25% ØMn = 0,25 (770,95)
= 192,74 kN m

Mu akibat gempa maks = 429,78 kN.m

Sehingga momen yang harus ditanggung tulangan lunak Mu - 25%.ØMn = 429,78 – 192,74 = 237,04 kN.m. Jadi momen yang digunakan untuk perhitungan tulangan lunak adalah 237,04 kN.m

- **Penulangan lentur**

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

ρmin = 1,4 / fy = 1,4 / 420 = 0,0033

ρmin = $\frac{\sqrt{Fc}}{4\ x\ fy} = \frac{\sqrt{40}}{4\ x\ 420}$ = 0,00376

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β1, digunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 pasal 12.2.7.3)

$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05\ \frac{(Fc'-28)}{7}$

$= 0{,}85 - 0{,}05\ \frac{(40-28)}{7}$

= 0,764

$\rho b = \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85\ x\ 0.764\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

= 0.0364

m $= \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 40} = 12{,}353$

Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{237043884{,}5}{0.9\ x\ 500\ x\ 636^2} = 1{,}17$ N/mm2

ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{12.353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12.353\ x\ 1{,}17}{420}}\right)$

= 0,00284

Maka digunakan ρ_{pakai} = 0,00376 ($\rho < \rho_{min}$)

- Menentukan jumlah tulangan tumpuan atas:
  As perlu = ρ . b . d
  = 0,00376 x 500 x 636 = 1197,15 mm^2
  As D22 = 380,13 mm^2
  n $= \frac{As\ perlu}{As\ D25}$ = 3,15 ≈ 4 buah
- Menentukan jumlah tulangan tumpuan bawah:
  As perlu = ½ ρ . b . d
  = ½ x 0,00376 x 500 x 636 = 598,57 mm2
  As D22 = 380,13 mm2
  n $= \frac{As\ perlu}{As\ D25}$ = 1,57 ≈ 2 buah

Digunakan tulangan tumpuan sebagai berikut:
Tulangan atas : 4D22
Tulangan bawah : 2D22

4.4.10.2 Penulangan Lapangan

- **Momen nominal tendon prategang**

Aps = 1140,09 mm2
d = 600 mm
β_1 $= 0{,}85 - 0{,}05\ \frac{(40-28)}{7}$
= 0,764
ϒp = 0,55
fpu = 1860 MPa
fps $= fpu\ (1 - \frac{\Upsilon p}{\beta 1}\ (\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}\ (\omega - \omega')))$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka ($\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}$ ($\omega - \omega$')) dapat diambil tidak kurang dari 0,17 sehingga diambil nilai ($\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}$ ($\omega - \omega$')) = 0,17

fps = 1860 (1-($\frac{0.55}{0.764}$)0,17)
= 1632,45 Mpa
fc' = 40 MPa
T = Aps x fps
= 1140,09 x 1632,45
= 1861147,7 N
a = $\frac{Aps.fps}{0{,}85.fc.b}$
= 109,48 mm
Mn = T (d – a/2)
= 1861147,7 (600-109,48/2)
= 1014,81 kN m
ØMn = 0,9 (1014,81)
= 913,33 kN m
25% ØMn = 0,25 (913,33)
= 228,33 kN m

Mu akibat gempa maks = 705,4 kN.m

Sehingga momen yang harus ditanggung tulangan lunak Mu - 25%.ØMn = 705,4 – 228,33 = 477,07 kN.m. Jadi momen yang digunakan untuk perhitungan tulangan lunak adalah 477,07 kN.m

- **Penulangan lentur**

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

ρmin = 1,4 / fy = 1,4 / 420 = 0,0033

ρmin = $\frac{\sqrt{Fc}}{4\ x\ fy}$ = $\frac{\sqrt{40}}{4\ x\ 420}$ = 0,00376

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β1, digunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 pasal 12.2.7.3)

$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(Fc'-28)}{7}$

$= 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(40-28)}{7}$

$= 0{,}764$

$\rho b = \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85\ x\ 0.764\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

$= 0.0364$

$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 40} = 12{,}353$

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{477067634{,}7}{0.9\ x\ 500\ x\ 636^2} = 2{,}36$ N/mm2

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{12.353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12.353\ x\ 2{,}36}{420}}\right)$

$= 0{,}00583$

Maka digunakan $\rho_{pakai} = 0{,}00583$ ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)

- Menentukan jumlah tulangan lapangan bawah:
  As perlu = ρ . b . d
  = 0,00583 x 500 x 636 = 1852,63 mm^2
  As D22 = 380,13 mm^2
  n = $\frac{As\ perlu}{As\ D25}$ = 4,87 ≈ 5 buah
- Menentukan jumlah tulangan lapangan atas:
  As perlu = ½ ρ . b . d
  = ½ x 0,00583 x 500 x 636 = 926,32 mm2
  As D22 = 380,13 mm2
  n = $\frac{As\ perlu}{As\ D25}$ = 2,44 ≈ 3 buah

Digunakan tulangan lapangan sebagai berikut:
Tulangan atas : 3D22
Tulangan bawah : 5D22

4.4.11 Perencanaan Tulangan Geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.3, gaya geser rencana Ve harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum Mpr, harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen stuktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta Ve harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Nilai momen probable didapatkan dari rumusan sebagai berikut:

$$Mpr = As\ (1{,}25\ fy)\ (d - \frac{a}{2})$$

Dari rumusan diatas didapatkan nilai momen probable seperti pada tabel berikut:

Tabel 4.32 Perhitungan Momen Probable

Posisi		**Jumlah Tulangan (n)**	**D**	**As (mm2)**	**d (mm)**	**a (mm)**	**MPr (kN m)**
gempa kanan	+	4	22	1520,53	636	37,57	492,71
	-	2	22	760,27	636	18,78	250,10
gempa kiri	+	4	22	1520,53	636	37,57	492,71
	-	2	22	760,27	636	18,78	250,10

Perhitungan beban terbagi rata pada balok prategang:

- Beban mati
  Berat balok = 24 x 0,5 x 0,7 = 6,96 kN/m
  Berat pelat = 24 x 2,25 x 0,12 = 6,48 kN/m
  Beban mati tambahan = 2,075 kN/m
  Berat mati total q_D = 15,515 kN/m
- Beban hidup
  Beban hidup q_L = 4,99 x 2,25 = 11,23 kN/m
- Kombinasi beban maksimum
  Wu = 1,2 q_D + 1,6 q_L
  = 1,2 (15,515) + 1,6 (11,23)
  = 36,58 kN/m

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap gempa:

$$Ve = \frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} - \frac{Wu\ L_n}{2}$$

$$= \frac{492,71+250}{12,7} - \frac{(42,9)\ (12,7)}{2}$$

$$= -213,76 \text{ kN}$$

$$Ve = \frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} + \frac{Wu\ L_n}{2}$$

$$= \frac{492,71+250}{12,7} + \frac{(42,9)\ (12,7)}{2}$$

$$= 330,74 \text{ kN}$$

Karena Ve = 330,74 kN > Vu = 275,9524 kN (OK) maka digunakan Ve = 330,74 kN

4.4.11.1 Tulangan geser di daerah sendi plastis

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap Vc = 0, apabila:

a. Gaya geser akibat gempa (Mpr) > 0,5 x total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi (1,2D + 1L)
   $\frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n}$ = 58,49 kN < 0,5 Ve = 165,37 kN (NOT OK)
b. Gaya aksial tekan < 0,2 x Ag x f'c = 0,2 x (500 x 700) x 40 = 2800 KN, karena gaya aksial pada balok sangat kecil maka syarat ke-2 memenuhi

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa pada syarat nomor a tidak terpenuhi maka dapat dikatakan Vc ≠ 0 tapi pada kondisi ini balok prategang di desain menggunakan tegangan tarik kelas T (Transisi) dimana beton diperbolehkan tidak terjadi retak maupun terjadi retak dengan demikian maka diambil Vc = 0

$$Ve \leq \emptyset\ Vs$$

Dimana:

$\emptyset$ = 0,75

Ve = 330,74 kN

Sehingga:

$Vs = \frac{Ve}{\emptyset} = \frac{330,74}{0,75} = 440,99$ kN

Kontrol kuat geser Vs tidak boleh diambil lebih besar dari Vs max maupun lebih kecil dari Vs min

$Vs_{min} = \frac{1}{3}$ bw d

$= \frac{1}{3}$ (500) (636)

= 106 kN

$Vs_{max} = \frac{2}{3}\sqrt{f'c}$ bw d

$= \frac{2}{3}\sqrt{40}$ (500) (636)

= 1340,81 kN

Karena Vs_{min} = 106,25 kN < Vs = 387,6 kN < Vs_{max} = 1344 kN sehingga digunakan Vs = 387,6 kN

Direncanakan sengkang 2 kaki D13

Av = 2 x ¼ x π x 13^2 = 265,46 mm^2

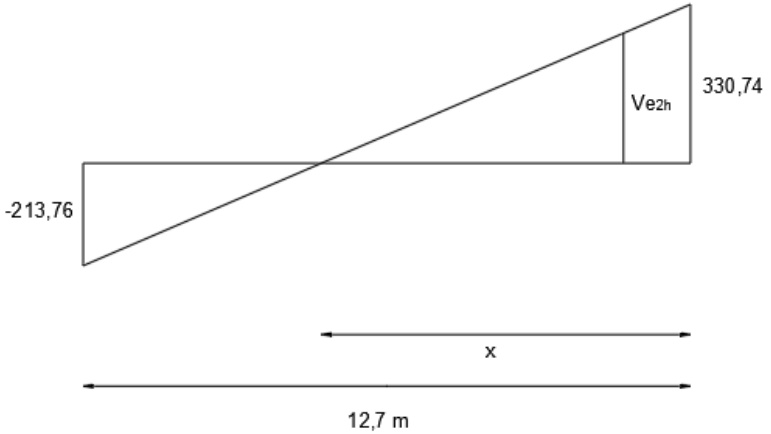
$S = \frac{Av\ fy\ d}{Vs} = \frac{(265,46)(420)(636)}{440985,7}$ = 150,8 mm

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.5.3.2:

a. d/4 = 159 mm
b. 6Dtul = 132 mm
c. 150 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak Sengkang yang paling kecil, yaitu = 150 mm. Sengkang dipasang sepanjang 2h = 2 x 700 = 1400 mm dari muka kolom Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

4.4.11.2 Tulangan geser di luar daerah sendi plastis



Gambar 4.31 Grafik Ve

Dengan cara interpolasi pada grafik Ve (Gambar 4.31), didapatkan besarnya Ve diluar sendi plastis (2.h = 1400 mm = 1,4 m)

Ve = 270,72 kN

Sehingga didapatkan nilai Vs:

Vs = $\frac{Ve}{\emptyset} = \frac{270,72}{\emptyset}$ = 360,95 kN

Karena Vs_{min} = 106 kN < Vs = 360,95 kN < Vs_{max} = 1340,81 kN sehingga digunakan Vs = 360,95 kN

Direncanakan sengkang 2 kaki D13

Av = 2 x ¼ x π x 13^2 = 265,46 mm^2

S = $\frac{Av\ fy\ d}{Vs} = \frac{(265,46)(420)(636)}{360954}$ = 196,45 mm

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.5.3.2:

a. d/2 = 318 mm
b. 350 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak Sengkang yang paling kecil, yaitu = 150 mm.

4.4.12 Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor Tu memenuhi syarat sebagai berikut:

$$Tu < \emptyset.\ 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\ (\frac{Acp^2}{Pcp})\sqrt{1+\frac{fpc}{0{,}33\lambda\sqrt{fc}}}$$

dimana:

Acp = Luas penampang keseluruhan
Pcp = Keliling penampang kesluruhan
λ = 1 (beton) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1
$\emptyset$ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)
Fcp = 2,57 Mpa

kontrol kebutuhan torsi:

Acp = b x h = 500 x 700 = 350000 mm^2
Pcp = 2 (b+h) = 2 x (500 + 700) = 2400 mm
Tu = 33,7942 kNm = 33794200 Nmm

$$Tu < \emptyset.\ 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\ (\frac{Acp^2}{Pcp})\sqrt{1+\frac{fpc}{0{,}33\lambda\sqrt{fc}}}$$

$$33794200\ N < (0{,}75)(0{,}083)(1)(\sqrt{40})(\frac{350000^2}{2400})(\sqrt{1+\frac{2{,}57}{0{,}33(1)\sqrt{40}}})$$

33794200 Nmm > 30033861,93 Nmm (NOT OK)

Persyaratan diatas tidak terpenuhi, sehingga balok prategang **memerlukan** tulangan torsi.

4.4.12.1 Penulangan Torsi Sengkang

bh = b – 2 d’ – 2(½ $d_{sengkang}$)
= 500 – 2(40) – 2 (½ (13))
= 407 mm
hh = h – 2 d’ – 2(½ $d_{sengkang}$)
= 700 – 2(40) – 2 (½ (13))
= 607 mm
Aoh = 407 mm x 607 mm
= 247049 mm^2
Poh = 2(407 + 607)
= 2028 mm

- Luas Sengkang torsi permeter:

Berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6.) maka luas sengkang torsi permeter dapat dihitung seperti berikut:

$$\frac{Avt}{s} = \frac{Tn}{2\ Aoh\ fy \cot 45^o}$$

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{45058933{,}33}{2\ (247049)\ (420) \cot 45^o}$$

Avt = 351,7 mm^2

- Kontrol luas sengkang geser dan torsi

  Tulangan sengkang sebelum torsi pada tumpuan yaitu 2D13-150

  Luas sengkang permeter (Avs):

  $$Avs = \frac{n\ 0{,}25\ \pi\ d^2\ S}{s}$$

  $$= \frac{2\ (0{,}25)\ \pi\ 13^2\ (1000)}{150}$$

  = 1769,8 mm^2

  Luas sengkang geser dan torsi:

  Avs + Avt = 1769,8 + 351,7 = 2121,5 mm^2

  Jarak sengkang total

  $$s = \frac{n\ 0{,}25\ \pi\ d^2\ S}{Avs+Avt}$$

  $$= \frac{2\ (0{,}25)\ \pi\ 13^2\ (1000)}{2121{,}5}$$

  = 125 mm

  Dengan syarat:

  Maka digunakan tulangan sengkang setelah ditambah torsi Sebanyak 2D13-100

4.4.12.2 Penulangan Torsi Lentur

Berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7.) penulangan lentur akibat torsi dapat dihitung sebagai berikut:

Avt = 351,7 mm^2

S = 1000 mm

fy geser = 420 MPa

fy lentur = 420 MPa

$$At = \frac{Avt}{s} Poh \frac{fy_{geser}}{fy_{lentur}} \cot^2 45^o$$

$$= \frac{351{,}7}{1000}(2028)\frac{420}{420}\cot^2 45^o$$

= 271,9 mm^2

Dari At yang didapatkan didistribusikan sebanyak 25% ke setiap sisi, maka didapatkan At untuk samping kiri kan kanan sebesar:

n $= \frac{At}{0{,}25\,\pi\ d^2}$

$= \frac{0{,}5}{0{,}25\,\pi\ 22^2}$

$= 0{,}4 \approx 2$ buah

Jadi tulangan lentur yang digunakan sebanyak 2 buah, 1 buah diletakkan di sisi kiri, dan 1 buah disisi kanan.

4.4.13 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan

Kontrol momen nominal dilakukan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja prategang 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:

$$C = T$$

4.4.13.1 Momen nominal oleh tendon prategang

a. Tumpuan

Aps = 1140,09 mm2

d = 515 mm

$\beta_1 = 0{,}85 - 0{,}05\,\frac{(40-28)}{7}$

$= 0{,}764$

$\Upsilon p = 0{,}55$

fpu = 1860 MPa

$fps = fpu\left(1 - \frac{\Upsilon p}{\beta 1}\left(\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}(\omega - \omega')\right)\right)$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka ($\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}$ ($\omega - \omega$')) dapat diambil tidak kurang dari 0,17 sehingga diambil nilai ($\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}$ ($\omega - \omega$')) = 0,17

fps = 1860 (1-($\frac{0.55}{0.764}$)0,17)
= 1632,45 Mpa
fc' = 40 MPa
T = Aps x fps
= 1140,09 x 1632,45
= 1861147,7 N
a = $\frac{Aps.fps}{0{,}85.fc.b}$
= 109,48 mm
Mn = T (d – a/2)
= 1861147,7 (515-109,48/2)
= 856,61 kN m

b. Lapangan

Aps = 1140,09 mm2
d = 600 mm
β_1 = 0,85 – 0,05 $\frac{(40-28)}{7}$
= 0,764
ϒp = 0,55
fpu = 1860 MPa
fps = fpu (1- $\frac{\text{ϒp}}{\beta 1}$ ($\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}$ ($\omega - \omega$')))

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka ($\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}$ ($\omega - \omega$')) dapat diambil tidak kurang dari 0,17 sehingga diambil nilai ($\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp}$ ($\omega - \omega$')) = 0,17

fps = 1860 (1-($\frac{0.55}{0.764}$)0,17)
= 1632,45 Mpa
fc' = 40 MPa
T = Aps x fps
= 1140,09 x 1632,45

= 1861147,7 N

a = $\frac{Aps.fps}{0{,}85.fc.b}$

= 109,48 mm

Mn = T (d – a/2)

= 1861147,7 (600-109,48/2)

= 1014,81 kN m

4.4.13.2 Momen nominal oleh tulangan lunak

a. Tumpuan

Digunakan tulangan lentur 5D22

As = 1520,53 mm^2

fy = 420 MPa

fc' = 40 MPa

d = 636 mm

T = As x fy

= 1520,53 x 420

= 638623 N

a = $\frac{As.fy}{0{,}85.fc.b}$

= 37,57 mm

Mn = T (d - a/2)

= 638623 (636 - 37,57/2)

= 394168926,3 N mm = 394,17 kN m

b. Lapangan

Digunakan tulangan lentur 5D22

As = 1900,66 mm^2

fy = 420 MPa

fc' = 40 MPa

d = 636 mm

T = As x fy

= 1900,66 x 420

= 798278,7 N

a = $\frac{As.fy}{0{,}85.fc.b}$

= 46,96 mm

Mn = T (d - a/2)

= 798278,7 (636 - 46,96/2)
= 488962635 N mm = 488,96 kN m

4.4.13.3 Momen nominal total

a. Daerah tumpuan

Mn total = Mn_{tendon} + $ØMn_{lunak}$
= 856,61 + 394,17
= 1250,78 kN m

ØMn > Mu
0,9 (1250,78) > 429,8
1125,70 kN m > 429,8 kN m (OK)

b. Daerah lapangan

Mn total = Mn_{tendon} + $ØMn_{lunak}$
= 1014,81 + 488,96
= 1503,77 kN m

ØMn > Mu
0,9 (1503,77) > 705,4
1353,40 kN m > 705,4 kN m (OK)

4.4.14 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar 0,62 $\sqrt{f`c}$ sehingga didapatkan ϕ Mn >1.2Mcr, dengan nilai ϕ = 0.8

a. Tumpuan

F = 1102,08 kN
Kb = 114,54 mm
e = 112,15 mm
Wt = 66463470,15 mm^3
fr = $0{,}62\sqrt{fc}$
= $0{,}62\sqrt{40}$
= 3,92 MPa
M_1 = F(e+Kb)
= 1102,08 (112,15 + 114,54)
= 249834228,8 N mm

M_2 = fr x Wt
= 3,92 x 66463470,15
= 260618174,1 N mm
Mcr = $M_1 + M_2$
= 249834228,8 + 260618174,1
= 510452402,9 N mm = 510,45 kN m
Syarat :
ϕ Mn > 1,2 Mcr
1125,70 kN m > 1,2 (510,45)
1125,70 kN m > 612,54 kN m (OK)

b. Lapangan

F = 1102,08 kN
Kt = 155,29 mm
e = 302,85 mm
Wb = 49024615,09mm^3
fr = $0,62\sqrt{fc}$
= $0,62\sqrt{40}$
= 3,92 MPa
M_1 = F(e+Kt)
= 1102,08 (302,85 + 155,29)
= 504906538,4 N mm
M_2 = fr x Wb
= 3,92 x 49024615,09
= 192236511,9 N mm
Mcr = $M_1 + M_2$
= 504906538,4 + 192236511,9
= 697143050,3 N mm = 697,14 kN m
Syarat :
ϕ Mn > 1,2 Mcr
1353,40 kN m > 1,2 (697,14)
1353,40 kN m > 836,57 kN m (OK)

4.4.15 Prestress Partial Ratio

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.

$$\text{PPR} = \frac{momen\ batas\ (prategang)}{momen\ batas\ total\ (prategang\ dan\ tulangan)}$$

$$= \frac{1014{,}81}{1014{,}81+488{,}96} \text{ x } 100\%$$

$$= 67\ \%$$

4.4.16 Pengangkuran Ujung

Pada balok prategang pasca tarik, dapat terjadi kegagalan yang 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 pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran 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.

$$Pu = 1{,}2 \text{ x } P$$

$$T_{pencar} = 0{,}25 \text{ x } Pu\ (1 - a/h)$$

$$d_{pencar} = 0{,}5\ (h - 2e)$$

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

Sehingga:

P = 1500 KN = 1500000 N

a = 215 mm (angkur strand 5-31, VSL tabel)

e = 112,15 mm

h = 700 mm

Pu = 1,2 x P = 1,2 x 1500000 = 1800000 N

T_{pencar} = 0,25 x 1800000 (1 - $\frac{215}{700}$) = 436500 N

d_{pencar} = 0,5 (700 – 2 x 112,15) = 237,85 mm

A_{vp} = $\frac{T\ pencar}{fy}$ = $\frac{436500}{420}$ = 1039,29 mm^2

Digunakan tulangan 2D13 (Av = 265,5 mm2), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak:

n = $\frac{1039,29}{265,5}$ = 3,91 ≈ 4 buah

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

S = $\frac{d\ pencar}{n}$ = $\frac{237,85}{4}$ = 79,28 ≈ 75 mm

4.4.17 Metode Pelaksanaan Pengerjaan Balok Prategang

Dalam perancanaan ini, balok prategang yang digunakan monolit dengan kolom. Sehingga dalam pelaksanaannya dilakukan metode sebagai berikut:

- Pekerjaan balok prategang dimulai setelah struktur kolom dibawahnya berdiri. Dimulai dengan proses penulangan balok prategang.
- Setelah tulangan terpasang, dilanjutkan dengan pemasangan strand tendon prategang serta angkur mati sesuai dengan perencanaan. Angkur hidup dipasang pada muka joint.
- Dilanjutkan dengan pemasangan beton decking serta bekisting pada balok prategang.
- Setelah bekisting terpasang, dilaksanakan pengecoran pada balok sekaligus pelat di sekitarnya serta curing selama 7 hari.
- Saat beton berumur 14 hari terhitung dari setelah dilakukan pengecoran, maka balok diberikan gaya prategang dengan melalui angkur hidup.

- Setelah pemberian gaya prategang, celah tendon dilakukan grouting
- Grouting pada kolom dilakukan 24 jam terhitung setelah jacking atau pemberian prategang sehingga terjadi perubahan perilaku dimana sebelumnya kolom berperilaku sebagai sendi diubah menjadi jepit (monolit).

4.5 Struktur Utama Non Prategang (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 Gunawangsa Gresik sebagian besar konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa,

4.5.1 Perencanaan Balok Induk

4.5.1.1 Data perencanaan

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B4 pada lantai Ballroom.

L	= 5600 mm			
Mu tumpuan (-)	= -124,5347 KN.m			
Mu tumpuan (+)	= 23,7854 KN.m			
Mu lapangan	= 150,9922 KN.m			
Tu	= 22,7854 KN.m			
Vu	= 123,2796 KN			
Vu (1.2D+L)	= 103,194 KN			
f'c	= 40 Mpa			
fy	= 420 Mpa			
Tul. lentur (D)	= 16 mm	As	=	201,0619 mm^2
Tul. sengkang (D)	= 10 mm	As	=	78,5398 mm^2
B	= 300 mm			
H	= 400 mm			
Decking	= 40 mm			
d'	= decking + Øsengkang + ½ Ølentur			
	= 58, mm			
d	= h – (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)			
	= 342 mm			

4.5.1.2 Perhitungan penulangan lentur balok induk

a. Daerah tumpuan

- Tulangan negatif

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana Ø = 0.9

Mu = -124,5347 kN m

Mn = $\frac{Mu}{Ø} = \frac{124534700}{0,9}$ = 138371888,9 N.mm

β_1 = 0.85 - 0.05 $\frac{(F'c-28)}{7}$

= 0.85 - 0.05 $\frac{(40-28)}{7}$

= 0.764

ρ_b = $\frac{0,85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

= $\frac{0,85\ x\ 0.764\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

= 0.0364

ρ_{max} = 0.75 ρ_b = 0.75 x 0.0364 = 0.0273

ρ_{max} = 0.025 (menentukan)

ρ_{min} = $\frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

= $\frac{0.25x\sqrt{40}}{420}$ = 0.003765 (menentukan)

ρ_{min} = $\frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420}$ = 0.003333

m = $\frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 40}$ = 12,353

Ambil harga X ≤ 0,75 Xb

Xb = $\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ x d = 201,18 mm

X ≤ 0,75 . 201,18 = 150,88 mm; Direncanakan X = 150 mm

Asc = $\frac{0,85\ .\ \beta_1\ .\ fc\ .\ b\ .\ X}{fy}$

= $\frac{(0,85)(0,764)(40)(300)(150)}{420}$

= 2784,18 mm^2

Mnc = Asc x fy x (d - $\frac{\beta_1\ .\ X}{2}$)

= 3328909920,9 mm^2

Mn – Mnc = -194519032 N mm < 0 (tulangan tunggal)

Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{138371888,9}{0.9\ x\ 300\ x\ 342^2}$ = 4,38 N/mm^2

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, x \, m \, x \, Rn}{fy}})$

$= \frac{1}{12,353}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, x \, 12,353 \, x \, 4,38}{420}})$

$= 0,01121$

Maka dipakai $\rho = 0,01121$ ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)

Tulangan tumpuan atas

As perlu $= \rho \, . \, b \, . \, d$

$= 0,01121 \text{ x } 300 \text{ x } 342 = 1149,97 \text{ mm}^2$

n (jumlah) $= \frac{As \, perlu}{As \, tulangan}$

$= \frac{1149,97}{201,06} = 5,72 \approx 6$ buah

Dipakai 6 D16 (As. pasang = 1206,37 mm^2)

Tulangan tumpuan bawah

As min $= ½ \text{ x As}$

$= ½ \text{ x } 1149,9699$

$= 574,98 \text{ mm}^2$

n (jumlah) $= \frac{As \, perlu}{As \, tulangan}$

$= \frac{574,98}{201,06} = 2,86 \approx 3$ buah

Dipakai 3 D16 (As. pasang = 603,19 mm^2)

Kontrol jarak tulangan

Jarak tulangan (s) $= \frac{b - n.ØL - 2d' - 2Øs}{n-1}$

$= 20,80 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$ **(tulangan susun)**

Tabel 4.33 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik

Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik						
Baris	**Jumlah**	**Ø (mm)**	**A (mm2)**	**Spasi Baris (mm)**	**Jarak y (mm)**	**A x y (mm3)**
1	4	16	804,2477193	-	58	46646,37
2	2	16	402,1238597	16	90	36191,15
Jumlah	6		1206,371579		148	82837,52

letak titik berat tulangan (dari bawah)

Y $= \frac{82837,52}{1206,37}$

$= 68,7 \text{ mm}$

tinggi efektif aktual

d aktual = 400 - 68,7

= 331,3 mm

Kontrol kekuatan

a $= \frac{As.fy}{0{,}85.fc.b}$ = 49.67 mm

Mn_{act} = As.fy (d – $\frac{a}{2}$)

= (1206,37) (420) (342 – $\frac{49{,}67}{2}$)

= 160698868 Nmm > Mn = 138371888,9 Nmm (OK)

- **Tulangan positif**

Mu = 23,7854 KN.m

Mn $= \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{23785400}{0{,}9}$ = 26428222,22 N.mm

β_1 = 0.85 - 0.05 $\frac{(F'c-28)}{7}$

= 0.85 - 0.05 $\frac{(40-28)}{7}$

= 0.764

$\rho_b = \frac{0{,}85\ x\ \beta_1 x\ fc}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0{,}85\ x\ 0.764\ x\ 40}{420}\left(\frac{600}{600+420}\right)$

= 0.0364

ρ_{max} = 0.75 ρ_b = 0.75 x 0.0364 = 0.0273

ρ_{max} = 0.025 (menentukan)

$\rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$

$= \frac{0.25x\sqrt{40}}{420}$ = 0.003765 (menentukan)

$\rho_{min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420}$ = 0.003333

m $= \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\ x\ 40}$ = 12,353

Ambil harga X ≤ 0,75 Xb

Xb $= \left(\frac{600}{600+fy}\right)$ x d = 201,18 mm

X ≤ 0,75 . 201,18 = 150,88 mm; Direncanakan X = 150 mm

Asc $= \frac{0{,}85\ .\ \beta_1\ .\ fc\ .\ b\ .\ X}{fy}$

$= \frac{(0{,}85)(0{,}764)(40)(300)(150)}{420}$

$= 2784{,}18\ mm^2$

Mnc = Asc x fy x (d - $\frac{\beta_1\ .\ X}{2}$)

$= 2784{,}18 \times 420 \times (342 - \frac{0{,}764\ .\ 150}{2})$

$= 332890920{,}9\ mm^2$

Mn – Mnc = -306462698,7 N mm < 0 (tulangan tunggal)

Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{26428222{,}22}{0.9\ x\ 300\ x\ 342^2} = 0{,}84\ N/mm^2$

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{12{,}353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12{,}353\ x\ 0{,}84}{420}}\right)$

$= 0{,}0020$

Maka dipakai $\rho = 0{,}0038$ ($\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$)

Tulangan tumpuan bawah

As perlu $= \rho\ .\ b\ .\ d$

$= 0{,}0087 \times 300 \times 342 = 386{,}25\ mm^2$

n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$= \frac{386{,}25}{201{,}06} = 1{,}92 \approx 2$ buah

Dipakai 2D16 (As. pasang = 402,12 mm^2)

Tulangan tumpuan atas

As min $= ½ \times As$

$= ½ \times 386{,}2496$

$= 193{,}125\ mm^2$

n (jumlah) $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$= \frac{193{,}125}{201{,}06} = 0{,}96 \approx 2$ buah

Dipakai 2D16 (As. pasang = 402,12 mm^2)

Kontrol jarak tulangan

Jarak tulangan (s) $= \frac{b - n.ØL - 2d' - 2Øs}{n-1}$

= 168 mm > 25 mm **(OK)**

Kontrol kekuatan

a = $\frac{As.fy}{0,85.fc.b}$ = 16,56 mm

Mn_{act} = As.fy (d – $\frac{a}{2}$)

= (402,12) (420) (342 – $\frac{16,56}{2}$)

= 56362810,67 Nmm > Mn =26428222,22 Nmm (OK)

Rekapitulasi penulangan lentur tumpuan

a. Akibat momen negatif
   Tulangan atas : 6D16 (As pasang = 1206,37 mm2)
   Tulangan bawah : 3D16 (As pasang = 603,19 mm2)
b. Akibat momen positif
   Tulangan atas : 2D16 (As pasang = 402,12 mm2)
   Tulangan bawah : 2D16 (As pasang = 402,12 mm2)

Jadi tulangan yang digunakan yaitu yang memiliki nilai terbesar dari dua arah pembebanan gempa, yaitu:

Tulangan atas : 6D16 (As pasang = 1206,3716 mm2)
Tulangan bawah : 3D16 (As pasang = 603,18579 mm2)

- **Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Negatif**

  Mu = -124,5347 kN m

  Mn = $\frac{Mu}{Ø}$ = $\frac{124534700}{0,9}$ = 138371888,9 N.mm

  Selimut beton = 40 mm

  Jarak ke as tulangan tarik (d') = 68,67 mm

  Jarak ke as tulangan tekan (d) = 58 mm

  Tinggi efektif d aktual = 342 mm

  Tulangan tarik 6D16, As_1 = 1206,3716 mm^2

  Tulangan tarik 3D16, As_2 = 603,18579 mm^2

  $(0,85.f'c.b.\beta_1)X_2 + (As_2.600-As_1.fy)X – As_2.d.600 = 0$

  $(0,85.40.300.0,764)X_2 + (603,19 . 600-1206,37 . 420)X – 603,19. 420 .600 = 0$

  $X_{1,2} = \frac{-b\pm\sqrt{b^2-4ac}}{2a}$

  Didapatkan nilai X = 43,43 mm

  Nilai fc' tulangan terpasang didapatkan sebagai berikut:

fs' = $(1 - \frac{d_2}{x})$ 600

= $(1 - \frac{58}{43{,}43})$ 600

= 81177126,47 MPa < 420 MPa (Tulangan tidak leleh)

Mnact = 0,85 f'c b β_1 X $(d - \frac{\beta_1 x}{x})$ + As2 fs' $(d-d_2)$

= 81177126,47 N mm

Cek kondisi penampang

C = 43,43 mm

0,375 d_{aktual} = 0,375(128,25) = 128,25 mm

C < 0,375d_{aktual} (penampang tension controlled, asumsi benar)

- **Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Positif**

Mu = 23,7854 KN.m

Mn = $\frac{Mu}{\emptyset} = \frac{-23785400}{0{,}9}$ = -26428222,22 N.mm

Selimut beton = 40 mm

Jarak ke as tulangan tarik (d') = 58 mm

Jarak ke as tulangan tekan (d) = 58 mm

Tinggi efektif d aktual = 342 mm

Tulangan tarik 3D16, As_1 = 603,18579 mm^2

Tulangan tarik 6D16, As_2 = 1206,3716 mm^2

$(0{,}85.f'c.b.\beta_1)X_2 + (As_2.600-As_1.fy)X - As_2.d.600 = 0$

0,85 . 40 . 300 . 0,764 . X_2 – (1206,3716 . 600 . - 603,18579 . 420)X – 1206,3716 . 58 . 600 =0

$X_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2-4ac}}{2a}$

Didapatkan nilai X = 109,522043 mm

Nilai fc' tulangan terpasang didapatkan sebagai berikut:

fs' = $(1 - \frac{d_2}{x})$ 600

= $(1 - \frac{58}{109{,}522043})$ 600

= 282,2557445 MPa < 420 MPa (Tulangan tidak leleh)

Mnact = 0,85 f'c b β_1 X $(d - \frac{\beta_1 x}{x})$ + As2 fs' $(d-d_2)$

= 0,85 . 40 . 300 . 0,764 . 109,522 . (342 - 0,764) + 1206,3716 . 282,2557445 (342-58)

= 388377706,8 N mm

Cek kondisi penampang
C = 109,522043 mm
0,375 d_{aktual} = 0,375(342) = 128,25 mm
C < 0,375d_{aktual} (penampang tension controlled, asumsi benar)

- **Kontrol Batas Penulangan**

  Jumlah As tulangan yang dpakai tidak boleh kurang dari $\frac{1,4\ bw\ d}{fy}$ dan $\frac{0,25\sqrt{f_c'}}{fy}$bw d ,serta rasio tulangan tidak boleh melebihi 0,25 (SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1)

  - $\frac{1,4\ bw\ d}{fy}$ = 342 mm^2
  - $\frac{0,25\sqrt{f_c'}}{fy}$ bw d = 386,25 mm^2

- **Kontrol Jarak Tulangan**

  Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, jarak tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan Tarik tidak boleh melebihi: 380($\frac{280}{fs}$)-2,5Cc dan 300 ($\frac{280}{fs}$), nilai fs diambil sebesar $\frac{2}{3}$fy (SNI 2847:2013 pasal 10.6.4)

  Cc = tebal selimut + ϕ Sengkang
  = 40 + 10
  = 50 mm

  fs = $\frac{2}{3}$ fy = $\frac{2}{3}$ (420) = 280 MPa

  S = 380 ($\frac{280}{fs}$) - 2,5Cc
  = 380 ($\frac{280}{280}$) - 2,5(50)
  = 255 mm > 58 mm

  S = 300 ($\frac{280}{fs}$)
  = 300 ($\frac{280}{280}$)
  = 380 mm > 58 mm

b. Daerah lapangan

Mu = 150,9922 KN.m > ¼ $Mu_{tumpuan}$= 31,133675 KN.m (OK)

Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$ = 167769111,1 N.mm

Ambil harga X ≤ 0,75 Xb

Xb = $\left(\frac{600}{600+fy}\right)$ x d = 201,1764 mm

X ≤ 0,75 . 201,1764 = 150,8823529 mm; Direncanakan X = 150 mm

Asc = $\frac{0{,}85\ .\ \beta_1\ .\ fc\ .\ b\ .\ X}{fy}$

= 2784,183673 mm^2

Mnc = Asc x fy x (d - $\frac{\beta_1\ .\ X}{2}$)

= 2784,183673 x 420 x (342 - $\frac{0{,}764\ .\ 150}{2}$)

= 332890920,9 mm^2

Mn – Mnc < 0 (tulangan tunggal)

Rn = $\frac{Mn}{bd^2}$ = $\frac{167769111{,}1}{0.9\ x\ 300\ x\ 342^2}$ = 5,312464333 N/mm^2

ρ_{perlu} = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2\ x\ m\ x\ Rn}{fy}}$)

= $\frac{1}{12{,}353}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2\ x\ 12{,}353\ x\ 5{,}312}{420}}$)

= 0,01383011

Maka dipakai ρ = 0,01383011 (ρ_{min} < ρ_{pakai} < ρ_{max})

Tulangan lapangan bawah

As perlu = ρ . b . d

= 0,01383011 x 300 x 342 = 1418,969302 mm^2

n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

= $\frac{1418{,}969302}{201{,}06}$ = 8 buah

Dipakai 8D16 (As. pasang = 1608,49544 mm^2)

Tulangan lapangan atas

As min = ½ x As

= ½ x 1418,9693

= 709,484651 mm^2

n (jumlah) = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$

$$= \frac{709{,}484651}{201{,}06} = 4 \text{ buah}$$

Dipakai 4D16 (As. pasang = 804,2477 mm^2)

Kontrol jarak tulangan

Jarak tulangan (s) $= \frac{b - n.\emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1}$

= 10,28 mm < 25 mm **(Tulangan susun)**

Tabel 4.34 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik

Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik						
Baris	Jumlah	Ø (mm)	A (mm2)	Spasi Baris (mm)	Jarak y (mm)	A x y (mm3)
1	5	16	1005,309649	-	58	58307,96
2	3	16	603,1857895	16	90	54286,72
Jumlah	8		1608,495439		148	112594,7

letak titik berat tulangan (dari bawah)

$$Y = \frac{112594{,}6807}{1608{,}495439} = 70 \text{ mm}$$

tinggi efektif aktual

d aktual = 400 – 70 = 330 mm

Kontrol kekuatan

$a = \frac{As.fy}{0{,}85.fc.b} = 66.232$ mm

Mn_{act} = As.fy $(d - \frac{a}{2})$

$= (1608{,}495439)\ (420)\ (342 - \frac{66{,}232}{2})$

= 208672116,4 Nmm > Mn=167769111,1 Nmm (OK)

- **Kontrol balok T**

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk kontruksi balok T, sesuai dengan persyaratan sebagai berikut:

Lebar efektif (be): 1225

As = 1608,495 mm2

$a = \frac{As.fy}{0{,}85.fc.be} = 16{,}22012207$ mm

$x = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{16{,}22}{0{,}764} = 21{,}22258962$ mm ≤ 120 mm

x ≤ t , termasuk balok T palsu sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.

$a' = \frac{As.fy}{0{,}85.fc.b} = 66{,}232165$ mm

Mn_{act} = As.fy $(d - \frac{a}{2})$

$= (1608{,}695)\ (420)\ (342 - \frac{16{,}22}{2})$

$= 208672116{,}4$ Nmm > Mn = 167769111,1 Nmm (OK)

Cek kondisi penampang

C $= \frac{\alpha}{\beta} = \frac{66{,}232165}{0{,}764} =$ 88,65890763 mm

0,375 d_{aktual} = 123,75 mm

C < 0,375d_{aktual} (penampang tension controlled, asumsi benar)

- **Kontrol rasio tulangan**
  - Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1, control rasio tulangan dapat dihitung dengan persamaan berikut:
    As yang digunakan tidak boleh kurang dari :

$As_{min} = \frac{0{,}25\sqrt{f_c'}}{fy}$ bw d

$= \frac{0{,}25\sqrt{f_c'}}{fy}\ (300)\ (342)$

$= 386{,}25\ mm^2$

Dan tidak lebih kecil dari:

$As_{min} = \frac{1{,}4\ bw\ d}{fy}$

$= \frac{1{,}4\ 300\ 342}{420}$

$= 342\ mm^2$

Tabel 4.35 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Induk

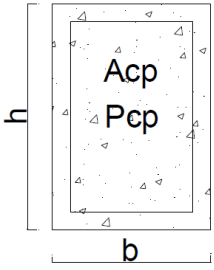
TIPE BALOK	BENTANG (m)	TUMPUAN						LAPANGAN					
		ATAS			BAWAH			ATAS			BAWAH		
ATAP													
B1	4,4	5	D	16	3	D	16	4	D	16	7	D	16
B2	4,5	6	D	16	4	D	16	3	D	16	3	D	16
B3	5,6	7	D	16	4	D	16	5	D	16	9	D	16
B4	2,8	5	D	16	3	D	16	3	D	16	3	D	16
B5	3,9	6	D	16	4	D	16	3	D	16	3	D	16
BALLROOM													
B1	4,4	7	D	16	4	D	16	3	D	16	4	D	16
B2	4,5	5	D	16	3	D	16	3	D	16	3	D	16
B3	5,6	6	D	16	4	D	16	3	D	16	3	D	16
B4	2,8	6	D	16	4	D	16	3	D	16	3	D	16
B5	3,9	6	D	16	4	D	16	3	D	16	3	D	16
HUNIAN APARTEMEN													
B1	4,4	8	D	16	7	D	16	3	D	16	3	D	16
B2	4,5	6	D	16	4	D	16	3	D	16	3	D	16
B3	5,6	7	D	16	4	D	16	4	D	16	4	D	16
B4	2,8	5	D	16	3	D	16	3	D	16	3	D	16
B5	3,9	6	D	16	4	D	16	3	D	16	3	D	16

4.5.1.3 Perencanaan tulangan torsi balok induk

Tu = 22,3814 kN m

Vu = 123,2796 kN

a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang



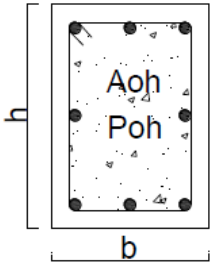
Gambar 4.32 Luasan(Acp) dan Keliling (Pcp)

Acp = Luas bruto penampang beton

= b x h

= 300 x 400 = 120000 mm^2

Pcp = keliling luar penampang beton
= 2 x (b + h)
= 2 x (300 + 400) = 1400 mm



Gambar 4.33 Luasan(Aoh) dan Keliling (Poh)

bh = (b – 2.cover – Øgeser)
= 210 mm
hh = (h – 2.cover – Øgeser)
= 310 mm
Aoh = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang
= bh x hh = 65100 mm^2
Poh = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang
= 2 x (bh + hh) = 1040 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 Tu kurang dari perumusan berikut:

$$Tu < \emptyset . 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)$$

Dimana:
Acp = Luas penampang total
Pcp = 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:

$$Tu < \emptyset . 0{,}083\lambda\sqrt{fc}\left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)$$

Tu < ∅. 0,083.1.$\sqrt{40}$ ($\frac{120000^2}{1400}$)

22381400 Nmm > 4049522.421Nmm **(butuh tulangan torsi)**

a. Cek penampang balok

$$\sqrt{(\frac{Vu}{bw\ x\ d})^2 + (\frac{Tu\ x\ Poh}{1{,}7\ x\ Aoh^2})^2} \leq \emptyset\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0{,}66\ \sqrt{fc})$$

Dimana:

Vc = 0,17.$\sqrt{fc}$.bw.d = 110312,8939 N

Sehingga:

- $\sqrt{(\frac{Vu}{bw\ x\ d})^2 + (\frac{Tu\ x\ Poh}{1{,}7\ x\ Aoh^2})^2}$ = 0,108217
- $\emptyset\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0{,}66\ \sqrt{fc})$ = 3,937

  0,108217 < 3,937 **(OK)**

b. 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 Aoh dan nilai Θ = 45°

Ao = 0,85 x Aoh = 0,85 x 65100 mm^2 = 55335 mm^2

∅Tn ≥ Tu

$\frac{Tu}{\emptyset} = \frac{2.Ao.At.fyt}{S}$.cot Θ

$\frac{At}{S} = \frac{Tu}{\emptyset.2.Ao.fyt.cot\ \Theta}$ = 1,00564 . 10^{-8} mm^2/mm

c. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

A_1 = $\frac{At}{s}$. Poh . ($\frac{fyt}{fy}$) . cot^2 Θ

= 1,00564 . 10^{-8} . 1040 . ($\frac{420}{420}$) . cot^{2}45

= 3,986 . 10^{-6} mm^2 (menentukan)

A_{1min} = $\frac{0{,}42\ .\ \sqrt{fc}\ .\ Acp}{fy}$ – ($\frac{At}{s}$) . poh . ($\frac{fyt}{fy}$)

= 758,9466 – 1,00564 . 10^{-8}. 1040 . ($\frac{420}{420}$)

= 758,9466 mm^2

A1 untuk kiri dan kanan =0,5 x 758,9466

= 379,473314 mm^2

minimum tulangan 2 digunakan 2D16

As pasang = 402,1239 mm2 > 379,4733 mm2

Berikut merupakan hasil rekapitulasi penulangan longitudinal penahan torsi (Tabel 4.36):

Tabel 4.36 Rekapitulasi Penulangan Torsi Balok Induk

TIPE BALOK	BENTANG (m)	LOKASI								TOTAL		
		ATAS		BAWAH		KIRI		KANAN				
ATAP												
B1	4,4	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B2	4,5	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B3	5,6	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B4	2,8	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B5	3,9	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
BALLROOM												
B1	4,4	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B2	4,5	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B3	5,6	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B4	2,8	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B5	3,9	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
HUNIAN APARTEMEN												
B1	4,4	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B2	4,5	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B3	5,6	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B4	2,8	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16
B5	3,9	D	16	D	16	D	16	D	16	4	D	16

4.5.1.4 Penulangan geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2:

S < ¼.d = 85.5 mm (menentukan)

S < 6.Ø = 96 mm

S < 150 mm

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

a. Daerah tumpuan

- Momen ujung Mpr

  Ln = 4900 MM

Tabel 4.37 Perhitungan Momen Ujung (Mpr)

		As (mm2)	As' (mm2)	d (mm)	a (mm)	fs' (Mpa)	d' (mm)	Mpr (Nmm)
Gempa ke kiri	Mpr -	1206,372	603,18579	342	62,0926548	-201,29534	58	201031821,1
	Mpr +	603,1858	1206,3716	342	31,0463274	282,255745	58	85306763,54
Gempa ke kanan	Mpr -	1206,372	603,18579	342	62,0926548	-201,29534	58	201031821,1
	Mpr +	603,1858	1206,3716	342	31,0463274	282,255745	58	85306763,54

- Gaya gesert total pada muka tumpuan (<2h)
  - Akibat gempa ke kiri
    V_{ekn} = $\frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}$ – V_G = -44757,55415 N
    V_{ekn} = $\frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}$ + V_G = 161630,4458 N
  - Akibat gempa ke kanan
    V_{ekn} = $\frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}$ – V_G = -44757,55415 N
    V_{ekn} = $\frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}$ + V_G = 161630,4458 N (menentukan)
- Perhitungan penulangan

Kuat geser beton (Vc=0) seperti yang dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 apabila:

- Gaya geser akibat gempa > 0,5 x gaya geser total
  Gaya geser total – V_G > 80815,223
  123279,6 N > 80815,223 N **(OK)**
- Gaya geser aksial tekan < Ag x $\frac{fc}{20}$

  Karena gaya aksial kecil sekali, maka persyaratan ini dianggap memenuhi.

Dikarenakan syarat dipenuhi, maka Vc bisa dianggap 0.

Vc = 0 N

Ø = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3

Vs = $\frac{Ve}{\emptyset}$ – Vc
= 2155057,2611 N

$\frac{Av}{s}$ = $\frac{Vs}{fy\ x\ d\ aktual}$
= 1,5 mm^2/mm

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

$\frac{Av}{s} + \frac{At}{s}$ = 1,5 + 1,00564 x 10^{-8} = 1,500329 mm^2/mm

Dipakai sengkang 2D10,

Av = 157.08 mm^2

S = 104,6967 mm ≈80 mm

Dipakai 2D10 – 80 mm

Dipasang 4 D13-150 mm sepanjang 2.h = 2(400) = 800 mm dari muka kolom , dimana tulangan geser pertama diletakkan 5 cm dari muka kolom.

b. Daerah lapangan

L = 5600 mm

2h = 800 mm

Ve = 132146,45

Vc = $\frac{1}{6}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. D

= 108149,896 N

Vsmin = $\frac{1}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. D

= 216299,792 N

- Vu ≤ 0.5.∅.Vc (Tidak perlu penguatan geser)
  132146,4458 N ≥ 40446,211 N **(Tidak OK)**
- 0.5.∅.Vc ≤ Vu ≤ ∅Vc (Perlu tulangan geser minimum)
  40556,21099 N ≤ 132146,45 N ≥ 81112,42198 N **(Tidak OK)**
- ∅Vc ≤ Vu ≤ ∅ (Vc + Vs min) (Perlu tulangan geser; S = d/2)
  81112,42198 N ≤ 132146,45 ≤ 243337,2659.N **(OK)**
- ∅ (Vc + Vs) ≤ Vu ≤ ∅ ($\frac{2}{3}$ x $\sqrt{fc}$ x bw. d) (Perlu tulangan geser; S = d/4)
  243337,2659 N ≥ 132146,45 N ≤ 324449,6879 N **(Tidak OK)**

Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser, maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:

Vs = $\frac{\text{Vu2h}}{\emptyset}$ – Vc= $\frac{132146,45}{0,75}$ – 108149,896 = 68045,365 N

Direncanakan sengkang 1 kaki D10

$\frac{Av}{s}$ = $\frac{Vs}{fy\ x\ d\ aktual}$

= $\frac{68045,365}{420\ x\ 342}$ = 0,473721562 mm^2/mm

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

$\frac{Av}{s} + \frac{At}{s}$ = 0,473721562 + 1,00564 . 10^{-8}

= 0,4737mm^2/mm

Dipasang sengkang 1D10

Av = 157,08 mm^2

S = $\frac{78,5398}{0,4737}$ = 165,7932 mm ≈ 150 mm

Berikut merupakan rekapitulasi kebutuhan tulangan transversal penahan geser (Tabel 4.38):

Tabel 4.38 Rekapitulasi Penulangan Geser Balok Induk

TIPE BALOK	BENTANG (m)	2h (mm)	TUMPUAN (<2h)					LAPANGAN (>2h)				
ATAP												
B1	4,4	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B2	4,5	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B3	5,6	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B4	2,8	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B5	3,9	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150
BALLROOM												
B1	4,4	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B2	4,5	800	1	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B3	5,6	800	1	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B4	2,8	800	1	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B5	3,9	800	1	D	10	-	80	1	D	10	-	150
HUNIAN APARTEMEN												
B1	4,4	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B2	4,5	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B3	5,6	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B4	2,8	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150
B5	3,9	800	2	D	10	-	80	1	D	10	-	150

4.5.1.5 Panjang penyaluran tulangan

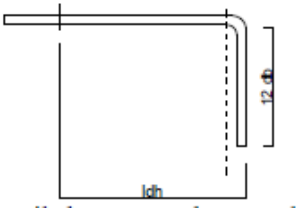
Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran ldh untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

Ldh > 8.db = 128 mm

Ldh > 150 mm

Ldh > $\frac{0,24.fy.db}{\sqrt{fc}}$ = 255 mm

Maka digunakan Ldh = 300 mm masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait 12.db = 192 mm ≈ 200 mm



Gambar 4.34 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart

4.5.2 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Perencanaan kolom dibedakan menjadi 3 tipe kolom dengan data sebagai berikut:

Data perencanaan:

Dimensi kolom : Lt. 1-5 = 70/70 cm
Lt. 6-10 = 60/60 cm
Lt. 11-15 = 50/50 cm

Tebal decking (d') = 40 mm
Mutu beton (fc') = 40 MPa
Mutu baja (fy) = 420 MPa

Dalam contoh perhitungan perencanaan kolom yang digunakan adalah kolom 70/70 cm. Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 70/70 cm, yaitu:

Pu_{max} = 4565,8664 kN
Vu_{max} = 139,2624 kN
Tu_{max} = 27,1489 kN
Mx = 254,5667 kN m
My = 490,0105 kN m

4.5.2.1 Kontrol dimensi kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f`_c}{10}$, maka komponen

struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi-kondisi sebagai berikut:

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
  700 mm > 300 mm (OK)
- Rasio dimensi besar dari 0.4
  Rasio b/h = 700/700 = 1> 0.4

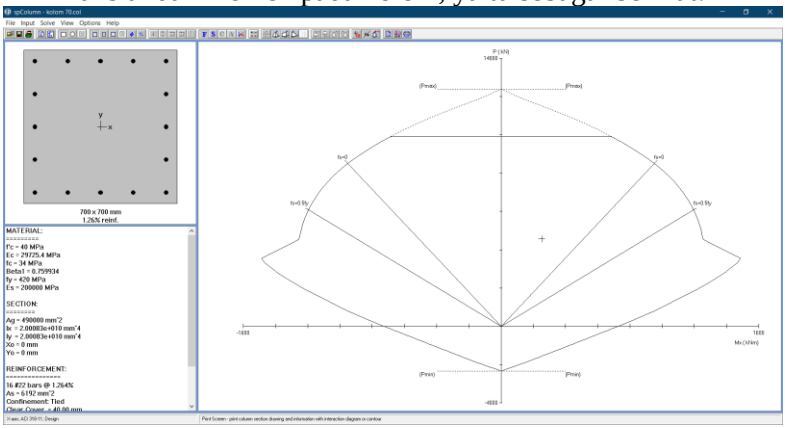
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 4565866 kN

4565866 kN $\geq$ 700 mm x 700 mm x 40 MPa x $\frac{1}{10}$

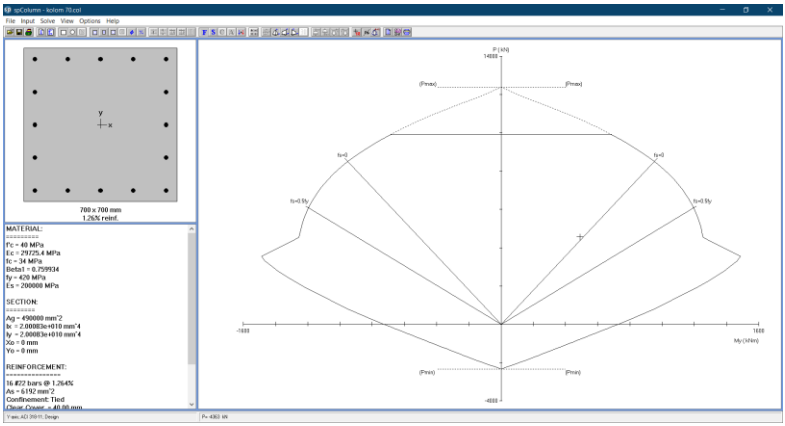
4565866 kN $\geq$ 1960000 kN **(OK)**

4.5.2.2 Penulangan longitudinal kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4.35 Diagram Interaksi P-M arah X Kolom 70/70



Gambar 4.36 Diagram Interaksi P-M arah Y Kolom 70/70

Dari hasil spColumn diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah 16D22

ØMnx = 1254,1 kN m > Mux = 254,57 kN m (OK)

ØMny = 1254,1 kN m > Muy = 490,01 kN m (OK)

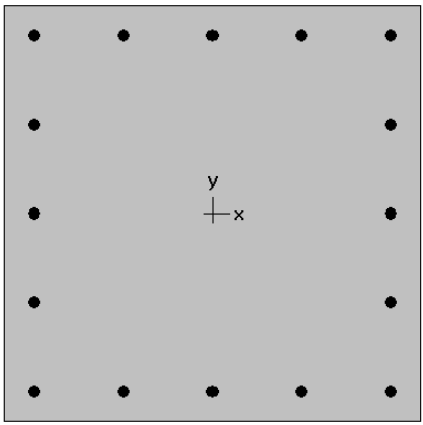
4.5.2.3 Kontrol rasio tulangan longitudinal

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, Ast, tidak boleh kurang dari 0.01 Ag atau lebih dari 0.06 Ag.

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh tulangan longitudinal: 16D22, dengan rasio tulangan = 1,26% = 0,0126

$\rho min < \rho < \rho max$

0,01 < 0,0126 < 0,06 (OK)



Gambar 4.37 Output spColumn Rasio Tulangan Kolom 70/70

4.5.2.4 Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\emptyset Pn = 0.8\,\emptyset\,(0.85\,f'c(Ag - Ast) + fy\,(Ast))$$

dimana:

Pu = 4565,8664 kN

Φ = 0,65

Ag = 490000 mm^2

Ast = 16 ¼ π $(22)^2$ = 6082,1234 mm^2

Sehingga:

ØPn = 9884 kN > Pu = 4565,8664 kN **(OK)**

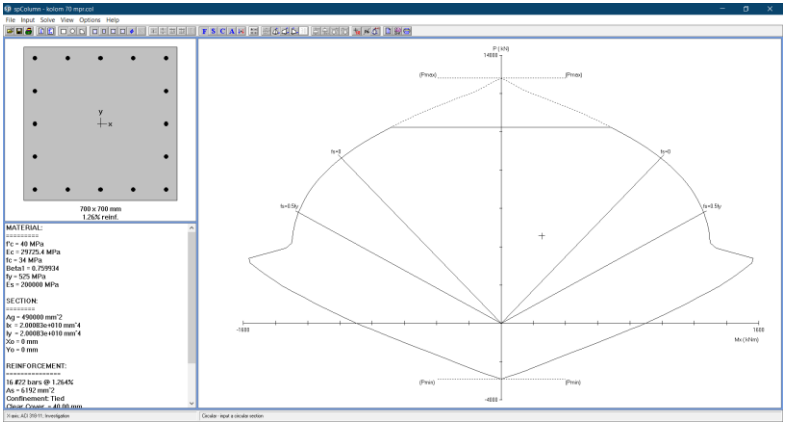
4.5.2.5 Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana, Ve, untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

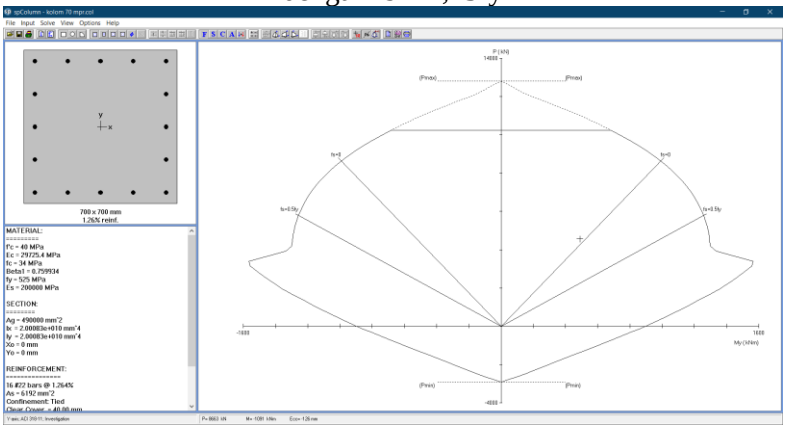
fs = 1,25 x fy

= 1,25 x 420

= 525 Mpa



Gambar 4.38 Diagram Interaksi P-M arah X Kolom 70/70 dengan fs = 1,25fy



Gambar 4.39 Diagram Interaksi P-M arah Y Kolom 70/70 dengan fs = 1,25fy

ln = 2800 mm

Mpr = 1560 KN.m

$$Ve = \frac{2\ x\ Mpr}{Ln}$$

$$= \frac{2\ x\ 1560}{2800}$$

Ve = 1114,2857 kN > Vu = 139,2624 kN **(OK)**

4.5.2.6 Perhitungan tulangan geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan transversal (Ash) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

l_{o1} = dimensi kolom
= 700 mm

l_{o2} = $\frac{1}{6}$ lu
= 533,3 mm

l_{o3} = 450 mm

$l_{o\ pakai}$ = 700 mm

a. Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Dalam penentuan jarak tulangan maksimum dihitung seperti berikut:

¼ b_{kolom} = ¼ × 700 = 175 mm

6 d_b = 6 × 22 = 132 mm

100 mm ≤ S ≤ 150 mm

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 100 mm.

Ash_{min} sesuai SNI 2847: 2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

b_c = 700 – 2 x 40 – 2 x $\frac{16}{2}$ = 604 mm

A_{ch} = $(b_c)^2$ = 364.816 mm^2

A_{sh1} = $0{,}3 \frac{s\, b_c\, f'c}{fyt}\left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right]$
= $0{,}3 \frac{100 \times 604 \times 40}{420}\left[\frac{700}{364816} - 1\right]$
= 592,17 mm^2 (menentukan)

A_{sh2} = $0{,}09 \frac{s\, b_c\, f'c}{fyt}$
= $0{,}09 \frac{100 \times 604 \times 40}{420}$ = 517,74 mm^2

$A_{sh\ tul}$ = $0{,}25\pi(16)^2$
= 201,06 mm^2

n = $\frac{Ash\ min}{Ash\ tul} = \frac{592{,}17}{201{,}06}$ = 2,94 ≈ 4 buah

Digunakan 4D16-100 mm

b. Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- 6 x db = 6 x 22 = 132 mm
- 125 mm

Digunakan s = 125 mm

Digunakan 4D16-125 mm

4.5.2.7 Kontrol kebutuhan torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari:

Nu = 4565,866 kN

Tu = 27,1489 kN.m

Ag = 490000 mm^2

Acp = 364816 mm^2

Pcp = 2800 mm

Tn $= 0{,}083\,\lambda\sqrt{f'c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{Nu}{0.33A_g\sqrt{fc'}}}$

$= (0{,}083)(1)\sqrt{40}\left(\frac{(364816)^2}{2800}\right)\sqrt{1+\frac{4565866}{0.33(490000)\sqrt{40}}}$

Tn = 58,33 kN m > Tu = 27,1489 kN m

Maka tulangan torsi **diabaikan.**

4.5.2.8 Kontrol persyaratan strong column weak beam

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa:

$$\sum Mnc \geq 1{,}2 \times \sum Mnb$$

Di mana ΣM_{nc} adalah momen kapasitas kolom dan ΣM_{nb} merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut

sudah memenuhi persyaratan strong column weak beam. Dari SpColumn didapatkan nilai $ØM_{nc}$ = 1475 kNm
Mnb (+) = 388,378 kN m
Mnb (-) = 388,378 kN.m
∑ Mnc ≥ 1,2 x ∑ Mnb
Mnc ≥ 1,2 x (Mnb (+) + Mnb (-))
1475 ≥ 1,2 x (388,378 + 388,378)
1475 kN m ≥ 932,106 kN m **(OK)**

4.5.2.9 Sambungan lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada 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 l_d ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 dengan menggunakan nilai Kr = 0 untuk penyederhanaan desain.

$$ld = \left(\frac{fy}{1{,}1 \; x \; \lambda \; x \; \sqrt{fc}} \frac{\Psi t \; \Psi e \; \Psi s}{(Cb+Ktr)/db}\right) db$$

dimana:
Ψt = 1 (situasi lainnya)
Ψe = 1 (tulangan tanpa pelapis)
Ψs = 1 (tulangan ≥ D22)
λ = 1 (beton biasa)
d = 22 mm
nilai cb merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:
c1 = 40 + 16 + 22/2 = 67 mm
c2 = 119,5 mm
c pakai = 67 mm
ld = 436,111 mm
1.3 ld = 145,37 mm
Digunakan sambungan lewatan sepanjang 500 mm.

Tabel 4.39 Rekapitulasi Penulangan Kolom

TIPE KOLOM	TULANGAN LONGITUDINAL			TULANGAN TRANSVERSAL										TULANGAN TORSI	PANJANG SAMBUNGAN LEWATAN (mm)
				SENDI PLASTIS					NON SENDI PLASTIS						
kolom 50/50	12	D	22	4	D	16	-	100	4	D	16	-	125	-	500
kolom 60/60	12	D	22	4	D	16	-	100	4	D	16	-	125	-	500
kolom 70/70	16	D	22	4	D	16	-	100	4	D	16	-	125	-	500

4.5.3 Hubungan Balok Kolom

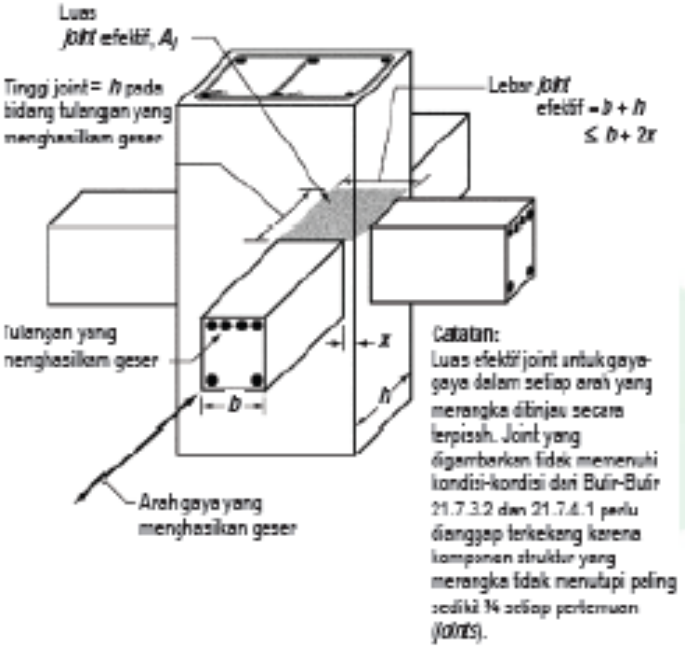
4.5.3.1 Syarat panjang joint

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 = 700 mm
h = 700 mm
db balok = 22 mm
20 x db = 20 x 22 = 440 mm ≤ 700 mm (OK)

4.5.3.2 Penulangan joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, Aj merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



Gambar 4.40 Luas Joint Efektif

b = 700 mm
h = 700 mm

x = ((700-300))/2 = 200 mm
Tinggi joint = 400 mm
Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari: (Gambar 8.xx)
b + h = 300 + 400 = 700 mm
b + 2x = 300 + 2.(200) = 700 mm
Aj = tinggi joint x lebar efektif joint
= 400 mm x 700 mm
= 280000 mm2
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 $\frac{Ash}{S}$ = 4,021239 mm
Digunakan
Ash = 804,2477 mm2
S = $\frac{804,2477}{4,021239}$ = 200 mm
digunakan S=150 mm

4.5.3.3 Gaya geser pada joint

- Balok yang memasuki joint memiliki:
  Mprb1 = 388,3777 KN.m
  Mprb2 = 388,3777KN.m
  Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.
  Me = 0,5 (Mprb1 + Mprb2)
  = 0,5 (388,3777 + 388,3777)
  = 388,3777 KN.m
- Gaya geser yang terjadi pada kolom atas
  Vc = (Me+Me)/l
  = (2 x 388,3777)/2,8
  = 277,4126 KN
- 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.
  a. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri

As balok kiri = 1407,434 mm2
T_1 = As x 1,25.fy
= 738902,6 KN

b. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kanan
As balok kanan = 1407,434 mm2
T_2 = As x 1,25.fy
= 738902,6 KN

- Menghitung gaya geser
Vj = (T1 + T2) – Vc
= (738902,6 KN + 738902,6 KN) – 277,4126
= 1477528 KN
- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

Vn = 1,7 x $\sqrt{fc}$ x Aj
= 1,7 x $\sqrt{fc}$ x 280000
= 3010488 KN
ØVn= 0,75 x 3010488 KN
= 3010488 KN > Vj = 1477528 KN (OK)

4.5.4 Perencanaan Dinding Geser

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser Arah X dan dinding Geser Arah Y. Pada perencanaan dinding geser, akan dicontohkan perhitungan dinding geser arah X

4.5.4.1 Data perencanaan

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

Tebal dinding	: 30 cm
Tebal decking	: 40 mm
D Longitudinal	: 25 mm
D Transversal	: 16 mm
Mutu tulangan (fy)	: 420 MPa
Mutu beton (f'c)	: 40 Mpa

Tinggi lantai : 500 cm (maximum)
Lebar dinding : 280 cm (x) dan 540 cm (y)
Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :
Gaya aksial : 5278,14 KN (x) ; 3462,24 KN (y)
Momen : 68,771 KN.m (x) ; 79,99 KN (y)
Gaya geser : -1055,628 KN (x) ; -3462,24 KN (y)

4.5.4.2 Kontrol dimensi dinding geser

a. Kontrol ketebalan minimum

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

1. 30 cm ≥ H/25 = 500/25 = 20 cm (OK)
2. 30 cm ≥ L/25 = 540 /25 = 21,6 cm (OK)

Jadi, ketebalan shear wall 30 cm sudah memenuhi persyaratan.

b. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2 kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur, maka:

Φ Pnv = 0,55 x Φ x f'c x Ag $(1-\left(\frac{k\ lc}{32\ h}\right)^2)$

Nilai k diambil sebesar 0,8 untuk dinding yang ditahan pada bagian puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya, sehingga didapatkan:

Φ Pnv = 0,55 x 0,75 x 40 x 1620000 $(1-\left(\frac{0{,}8\ 5000}{32\ 300}\right)^2)$
= 22089375 N
= 22089,38 kN > Pumax = 3462,24 kN (OK)

c. Kontrol dimensi penampang

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, dimana nilai Vn tidak boleh diambil melebihi 0,66 Acv $\sqrt{f'c}$

$V_n < 0{,}66 A_{cv}\sqrt{f'c}$

$\frac{3462{,}24}{0{,}75} < 0{,}66\ (300x5400)\sqrt{40}$

4616,32 kN < 6762,21 kN (OK)

4.5.4.3 Penulangan geser shearwall

a. Penentuan lapis tulangan

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17\ x\ A_{cv}\ x\ \sqrt{f'c}$
  $Vu < 0.17\ x\ 300\ x\ 5400\ x\ \sqrt{40}$
  3462,24 kN > 1741,78 (2 lapis tulangan)
- 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.
  300 mm > 250 mm (2 lapis tulangan)

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

b. Kuat geser beton

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.9.6, untuk menentukan kuat geser beton (Vc) diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut:

d = 0,8 l_w = 0,8 (5400) = 4320 mm

Vc1 $= 0{,}27\ \lambda\ \sqrt{f'c}\ \text{h d} + \frac{Pu\ d}{4\ lw}$

$= 0{,}27\ (1)\ \sqrt{40}\ (300)\ (4320) + \frac{(3462243)(4320)}{4(5400)}$

$= 2905537$ N

Vc2 $= \left(0{,}05\lambda\sqrt{f'c} + \frac{lw(0{,}1\lambda\sqrt{f'c}+0{,}2\frac{Pu}{lw\ h})}{\frac{Mu}{Vu}-\frac{lw}{2}}\right)\text{h d}$

$= \left(0{,}05(1)\sqrt{40} + \frac{lw(0{,}1(1)\sqrt{40}+0{,}2\frac{3462243}{(5400)(300)})}{\frac{79990000}{3462243}-\frac{5400}{2}}\right)(300)(4320)$

$= -2361121{,}97$ N (tidak berlaku)

Sehingga digunakan Vc = 2905537 N = 2905,54 kN

c. Penulangan transversal

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi:

$s \leq \frac{Lw}{5} = \frac{5400}{5} = \ldots$ mm

$s \leq 3h = 3(300) = 900$ mm
$s \leq 450$ mm
digunakan s = 150 mm

$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$
$= \frac{3462,24}{0,75} - 2905,54$
$= 1710,79$ kN

Digunakan tulangan transversal 2D16-150 ($Avt = 402,12$ mm^2)

$Vs = \frac{Avt\ fy\ d}{s}$
$= \frac{(402,12)(420)(4320)}{150}$
$= 4864090,21$ N $= 4864,09$ kN

Kontrol rasio tulangan minimum

$\rho_t = \frac{Avt}{t\ x\ s}$
$= \frac{402,12}{300\ x\ 150}$
$= 0,0089 > 0,0025$ (OK)

d. Penulangan longitudinal

$\rho_n = 0,0025 + 0,5\ (2,5 + \frac{hw}{lw})\ (\rho_t - 0,0025)$
$= 0,0025 + 0,5\ (2,5 + \frac{5000}{5400})\ (0,0089 - 0,0025)$
$= 0,0135$

Digunakan s = 200 mm

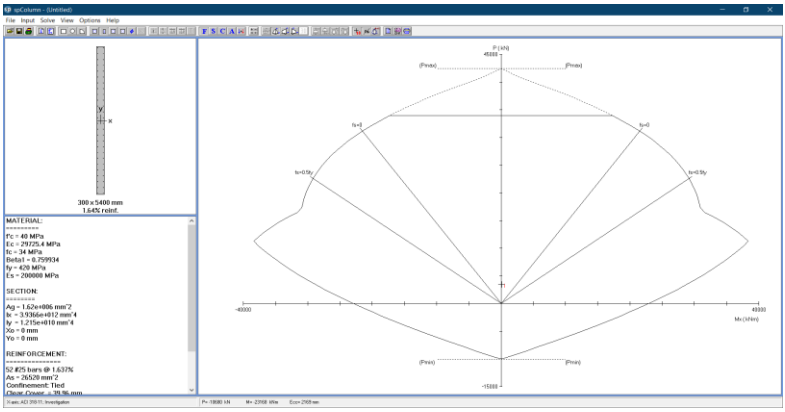
$Av = \rho_n\ h\ s$
$= (0,0135)(300)(200)$
$= 811,49$ mm^2

Digunakan tulangan longitudinal 2D25-200 (981,75 mm^2)

4.5.4.4 Kontrol penulangan

a. Kontrol penulangan menggunakan 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. Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut:



Gambar 4.38 Output SpColumn Arah X

Didapatkan bahwa ØMn = 1277,57 kN m > Mu = 79,99 kN m

b. 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

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2\ f'c$$

$$\frac{68{,}771\ x\ 10^6}{\frac{1}{6} x\ 300\ x\ 5400^2} + \frac{5278{,}14\ x\ 10^3}{300\ x\ 5400} > 0.2\ x\ 40$$

$2{,}19\ MPa < 8\ MPa$ **(Tidak Membutuhkan Komponen Batas)**

Nilai δu merupakan nilai displacement pada lantai tertinggi didapatkan dari output ETABS sebesar 45,29 mm

$$c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0{,}007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{45{,}29}{44600} = 0{,}00102 < 0{,}007$$

$\frac{\delta u}{hw}$ pakai = 0,007

$$C > \frac{lw}{600\ (\frac{\delta u}{hw})} = \frac{5400}{600\ (0{,}007)} = 1285{,}71\ mm$$

Dari output SpColumn didapatkan nilai C sebesar 247 mm

$247\ mm < 1285{,}71\ mm$ **(Tidak Membutuhkan Komponen Batas)**

4.5.4.5 Rekapitulasi perencanaan dinding geser

Dengan menggunakan perhitungan yang sama seperti perhitungan diatas, daidapatkan hasil perencanaan dinding geser sebagai berikut:

Tabel 4.40 Rekapitulasi Penulangan Dinding Geser

TIPE	L (m)	LAPIS TULANGAN	PENULANGAN										KOMPONEN BATAS
			LONGITUDINAL					TRANSVERSAL					
SW1	2,8	2 Lapis Tulangan	2	D	25	-	200	2	D	16	-	150	-
SW2	5,4	2 Lapis Tulangan	2	D	25	-	200	2	D	16	-	150	-

4.6 Perencanaan Pondasi

4.6.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah pada bangunan yang berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pada sub-bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).

4.6.2 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. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Apartemen Gunawangsa Gresik adalah data tanah Proyek SUTT SKTT PLTU Gresik ke PT. WILMAR hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

4.6.3 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang precast jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan:

Bentuk Penampang	= bulat
Mutu beton (fc')	= 52 MPa
Diameter tiang	= 600 mm
Tebal tiang	= 100 mm
Klasifikasi	= C
Concrete cross section	= 1570 cm2
Berat	= 393 kg/m
Panjang	= 6-20 m
Bending moment crack	= 29 t.m
Bending momen ultimate	= 58 t.m
Allowable axial load	= 229,5 ton

4.6.4 Pembebanan 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 yang digunakan untuk menghitung tiang pancang adalah sebagai berikut:

Dari kombinasi beban di atas dilakukan kontrol dari tiap kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan yaitu:

- Kolom (Tipe 1)
- Kolom dan Shearwall (Tipe 2)
- Shearwall (Tipe 3)

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan Pijin 1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

Tabel 4.41 Output Beban pada Kolom (Tipe 1)

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	kN	kN	kN	kN m	kN m
D+L	9,9758	8,7553	3547,206	16,2938	18,6649
D+0,7Ey	90,7886	31,9214	2789,168	110,2502	313,2019
D+0,7Ex	35,6531	52,5131	2784,825	178,0445	132,6399
D+0,75L+0,525 Ey	68,51	25,7318	3365,202	84,318	227,9775
D+0,75L+0,525 Ex	29,2426	42,4754	3361,944	136,4418	100,1016
D+0,75L	9,3347	8,3043	3353,943	15,4578	17,6407
D	7,5201	6,9516	2774,157	12,9499	14,568
0,6D+0,7Ey	90,2542	30,17	1743,059	108,6453	342,4573
0,6D+0,7Ex	35,1187	50,773	1675,162	176,0977	131,8953

Tabel 4.42 Output Beban pada Kolom dan Shearwall (Tipe 2)

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	kN	kN	kN	kN m	kN m
D+L	8,217	2,1118	2911,089	5,1004	23,0029
D+0,7Ey	60,3248	24,9363	4016,064	83,9233	233,9302
D+0,7Ex	28,0605	49,4242	5686,863	174,4253	97,7398
D+0,75L+0,525 Ey	49,0512	19,5886	4043,35	66,7221	180,6463
D+0,75L+0,525 Ex	24,8527	37,849	5153,494	132,2234	78,5041
D+0,75L	9,7368	1,9701	3078,348	4,7675	21,631
D	7,906	1,5449	2720,192	3,7677	17,5145
0,6D+0,7Ey	57,162	24,4634	3093,443	84,0576	229,7865
0,6D+0,7Ex	17,0244	48,8102	4764,241	173,292	93,5962

Tabel 4.43 Output Beban pada Shearwall (Tipe 3)

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	kN	kN	kN	kN m	kN m
D+L	2,312	0,1	968,413	1,424	7,119
D+0,7Ey	3,209	2,453	2444,148	1,923	9,616
D+0,7Ex	3,943	1,054	1471,173	2,307	11,533
D+0,75L+0,525 Ey	4,992	1,844	2153,335	1,923	9,616
D+0,75L+0,525 Ex	3,814	0,795	1404,024	2,307	11,533
D+0,75L	2,172	0,095	929,352	1,338	6,689
D	1,754	0,08	812,171	1,08	5,398
0,6D+0,7Ey	5,359	2,425	2119,28	1,428	7,14
0,6D+0,7Ex	3,242	0,942	1164,33	1,939	9,697

4.6.5 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

4.6.5.1 Analisa daya dukung tiang pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang (Q_L) 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:

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Selain ditinjau 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 kondisi, 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 Bazaraa 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 + ½(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
   $N_2 = \frac{N_1}{(1+0{,}04\ P_0)}$ untuk $P_0 < 75$ kN/m^2
   $N_2 = \frac{N_1}{(3{,}25+0{,}01\ P_0)}$ untuk $P_0 > 75$ kN/m^2

a. Daya dukung tiang pancang tunggal

Perhitungan daya dukung tanah pada pondasi (Q_L) ini dilakukan berdasarkan hasil uji SPT (Standard Penetration Test) dengan kedalaman 16 m menggunakan rumus:

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

dengan:

$$Qp = qp \times Ap = (Np \times K) \times Ap$$

$$Qs = qs \times As = \left(\frac{N_S}{3} + 1\right) \times As$$

dimana:

qp = tegangan di ujung tiang
qs = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m2
Np = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi (terlampir)

Ns = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

K = Koefisien karakteristik tanah
- 12 t/m^2, untuk tanah lempung
- 20 t/m^2, untuk tanah lanau berlempung
- 25 t/m^2, untuk tanah lanau berpasir
- 40 t/m^2, untuk tanah pasir
- 40 t/m^2, untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

Ap = Luas penampang dasar tiang

As = Luas selimut tiang

Tabel 4.44 Daya Dukung Tanah

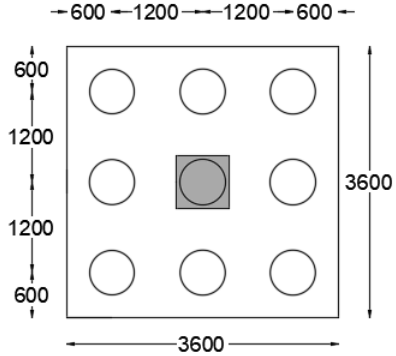
DEPTH (meter)	N-Value	Ysat (kN/m3)	Qp	Qs	P ult (kN)	Pijin (kN)
0						
0,5						
1						
1,5						
2	2	15,69	59,32	24,72	84,03	28,01
2,5	2,75	15,83	78,04	57,23	135,27	45,09
3	3,5	15,97	95,63	97,08	192,71	64,24
3,5	4,25	16,11	112,10	143,79	255,89	85,30
4	5	16,25	125,31	196,00	321,32	107,11
4,5	7	16,63	136,12	252,72	388,84	129,61
5	9	16,81	136,97	309,79	446,76	148,92
5,5	11	16,81	137,68	367,15	504,83	168,28
6	13	16,81	137,65	424,51	562,16	187,39
6,5	13,75	16,81	137,09	481,63	618,72	206,24
7	14,5	17,11	143,71	541,51	685,22	228,41
7,5	15,25	17,11	154,41	605,85	760,26	253,42
8	16	17,11	159,39	672,26	831,65	277,22
8,5	15,75	17,11	163,76	740,49	904,25	301,42
9	15,5	17,11	167,52	810,29	977,81	325,94
9,5	15,25	17,11	164,62	878,89	1043,51	347,84
10	15	17,11	159,50	945,35	1104,85	368,28
10,5	15,5	17,11	152,43	1008,86	1161,28	387,09
11	16	17,11	143,60	1068,69	1212,29	404,10
11,5	16,5	17,11	134,69	1124,81	1259,51	419,84
12	17	17,11	125,94	1177,29	1303,22	434,41
12,5	17	17,11	123,85	1228,89	1352,74	450,91
13	17	17,41	121,92	1279,69	1401,61	467,20
13,5	17	17,41	120,72	1329,99	1450,71	483,57
14	17	17,41	120,51	1380,21	1500,72	500,24
14,5	17,5	17,41	121,24	1430,72	1551,97	517,32
15	18	17,41	117,75	1479,79	1597,54	532,51
15,5	18,5	17,41	119,85	1529,72	1649,57	549,86
16	19	17,41	122,22	1580,65	1702,86	567,62

Dari perhitungan daya dukung tanah diatas didapatkan kedalaman tiang pancang yang diambil sebagai berikut:
Kedalaman yang diambil : 16 m
Beban ijin aksial 1 tiang : 1702,86 kN
Beban ijin aksial dengan SF=3 : 567,62 kN

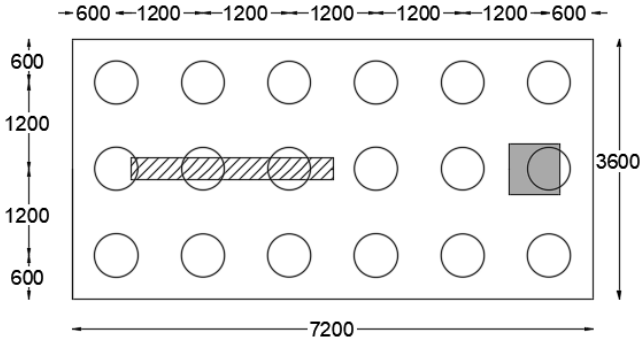
b. Daya dukung tiang pancang kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 600 mm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan berikut:

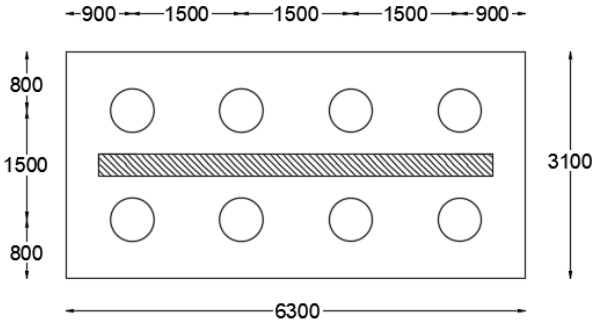
- Jarak antar tiang pancang (S)
  $2\ D \leq S \leq 2{,}5\ D$
  $2\ (600) \leq S \leq 2{,}5\ (600)$
  $1200 \leq S \leq 1500$
  Digunakan jarak antar tiang pancang S = 1200 mm
- Jarak tepi tiang pancang (S_1)
  $1\ D \leq S_1 \leq 1{,}5\ D$
  $1\ (600) \leq S_1 \leq 1{,}5\ (600)$
  $600 \leq S_1 \leq 900$
  Digunakan jarak tepi tiang pancang S_1 = 600 mm



Gambar 4.39 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang pada Tipe 1 (Kolom)



Gambar 4.40 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang pada Tipe 2 (Kolom dan Shearwall)



Gambar 4.41 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang pada Tipe 3 (Shearwall)

- Daya dukung tiang pancang kelompok
  Q_L (group) = Q_L (1 tiang) x n x η

  $$\eta = 1 - \frac{\arctan(\frac{d}{s})}{90}\left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

  Dimana:
  m = Jumlah baris tiang dalam grup
  n = Jumlah kolom tiang dalam grup
  d = Diameter sebuah tiang pondasi
  s = Jarak as ke as tiang dalam grup

  $$\eta = 1 - \frac{\arctan(\frac{600}{1200})}{90}\left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{4}\right) = 1{,}07$$

Q_L (group) = 392,65 x 12 x 1,06 = 5486,63 kN

- Beban aksial maksimum pada tiang pancang kelompok

  P = Reaksi kolom + beban pile cap

  = 3100,21 kN

  Q_L (group) = 5486,63 kN > P = 3858,25 kN (OK)

Tabel 4.45 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok pada Tipe 1 (Kolom)

Kombinasi	P ijin tanah (kN)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	Ql (kN)	P (kN)	Ql (group) > P
D+L	567,62	9	3	3	1200	1,07	5486,63	3858,25	OK
D+0,7Ey	567,62	9	3	3	1200	1,07	5486,63	3100,21	OK
D+0,7Ex	567,62	9	3	3	1200	1,07	5486,63	3095,86	OK
D+0,75L+0,525 Ey	567,62	9	3	3	1200	1,07	5486,63	3676,24	OK
D+0,75L+0,525 Ex	567,62	9	3	3	1200	1,07	5486,63	3672,98	OK
D+0,75L	567,62	9	3	3	1200	1,07	5486,63	3664,98	OK
D	567,62	9	3	3	1200	1,07	5486,63	3085,20	OK
0,6D+0,7Ey	567,62	9	3	3	1200	1,07	5486,63	2054,10	OK
0,6D+0,7Ex	567,62	9	3	3	1200	1,07	5486,63	1986,20	OK

Tabel 4.46 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok pada Tipe 2 (Kolom dan Shearwall)

Kombinasi	P ijin tanah (kN)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	Ql (kN)	P (kN)	Ql (group) > P ijin
D+L	567,62	18	6	3	1200	1,06	10825,96	3533,17	OK
D+0,7Ey	567,62	18	6	3	1200	1,06	10825,96	4638,14	OK
D+0,7Ex	567,62	18	6	3	1200	1,06	10825,96	6308,94	OK
D+0,75L+0,525 Ey	567,62	18	6	3	1200	1,06	10825,96	4665,43	OK
D+0,75L+0,525 Ex	567,62	18	6	3	1200	1,06	10825,96	5775,57	OK
D+0,75L	567,62	18	6	3	1200	1,06	10825,96	3700,43	OK
D	567,62	18	6	3	1200	1,06	10825,96	3342,27	OK
0,6D+0,7Ey	567,62	18	6	3	1200	1,06	10825,96	3715,52	OK
0,6D+0,7Ex	567,62	18	6	3	1200	1,06	10825,96	5386,32	OK

Tabel 4.47 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok pada Tipe 3 (Shearwall)

Kombinasi	P ijin tanah (kN)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	Ql (kN)	P (kN)	Ql (group) > P ijin
D+L	567,62	8	4	2	1500	1,07	4855,20	1400,41	OK
D+0,7Ey	567,62	8	4	2	1500	1,07	4855,20	2876,15	OK
D+0,7Ex	567,62	8	4	2	1500	1,07	4855,20	1903,17	OK
D+0,75L+0,525 Ey	567,62	8	4	2	1500	1,07	4855,20	2585,34	OK
D+0,75L+0,525 Ex	567,62	8	4	2	1500	1,07	4855,20	1836,02	OK
D+0,75L	567,62	8	4	2	1500	1,07	4855,20	1361,35	OK
D	567,62	8	4	2	1500	1,07	4855,20	1244,17	OK
0,6D+0,7Ey	567,62	8	4	2	1500	1,07	4855,20	2551,28	OK
0,6D+0,7Ex	567,62	8	4	2	1500	1,07	4855,20	1596,33	OK

4.6.5.2 Kontrol Kekuatan tiang

a. Kontrol beban maksimum 1 tiang (Pmax)

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 :

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y X_{max}}{\sum X^2} + \frac{M_x Y_{max}}{\sum Y^2} \leq P_{ijin}(1\ tiang)$$

Kontrol dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang dengan penentuan coba-coba sebelumnya dan sesuai dengan besar pile cap. Sebagai contoh perhitungan adalah pondasi kolom dengan gaya akibat kombinasi pembebanan D+L sebesar:

P = 3547,206 kN
n = 12
Mx = Mx + (Hy t_{poer}) = 25,05 kN m
My = My + (Hx t_{poer}) = 28,64 kN m
Xmax = 1,2 m
Ymax = 1,2 m

$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y X_{max}}{\sum X^2} + \frac{M_x Y_{max}}{\sum Y^2}$ = 306,94 kN

P_{max} = 416,50 kN < P_{ijin} = 567,62 kN (OK)

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol beban maksimum 1 tiang pancang sesuai kombinasi yang terjadi,

Tabel 4.48 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum pada Kolom (Tipe 1)

Kombinasi	P/n (kN)	MY Xmax / ΣX^2	Mx Ymax / ΣY^2	P max (kN)	Pijin tanah (kN)	Pmax < Pijin
D+L	394,13	11,93	10,44	416,50	567,62	OK
D+0,7Ey	309,91	168,33	59,24	537,48	567,62	OK
D+0,7Ex	309,42	70,12	96,07	475,61	567,62	OK
D+0,75L+0,525 Ey	373,91	123,54	45,85	543,30	567,62	OK
D+0,75L+0,525 Ex	373,55	53,89	74,55	501,99	567,62	OK
D+0,75L	372,66	11,24	9,90	393,80	567,62	OK
D	308,24	9,20	8,29	325,74	567,62	OK
0,6D+0,7Ey	193,67	180,30	57,84	431,81	567,62	OK
0,6D+0,7Ex	186,13	69,59	94,53	350,25	567,62	OK

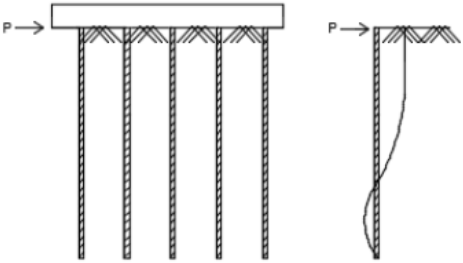
Tabel 4.49 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum pada Kolom dan Shearwall (Tipe 2)

Kombinasi	P/n (kN)	MY Xmax / ΣX^2	Mx Ymax / ΣY^2	P max (kN)	Pijin tanah (kN)	Pmax < Pijin
D+L	161,73	8,67	6,01	176,41	567,62	OK
D+0,7Ey	223,11	81,74	90,72	395,57	567,62	OK
D+0,7Ex	315,94	34,94	186,54	537,42	567,62	OK
D+0,75L+0,525 Ey	224,63	63,80	71,93	360,36	567,62	OK
D+0,75L+0,525 Ex	286,31	28,71	141,73	456,74	567,62	OK
D+0,75L	171,02	8,71	5,61	185,35	567,62	OK
D	151,12	7,06	4,43	162,61	567,62	OK
0,6D+0,7Ey	171,86	79,71	90,43	342,00	567,62	OK
0,6D+0,7Ex	264,68	30,73	185,09	480,49	567,62	OK

Tabel 4.50 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum pada Shearwall (Tipe 3)

Kombinasi	P/n (kN)	MY Xmax /	Mx Ymax /	P max (kN)	Pijin tanah	Pmax < Pijin
D+L	121,05	2,62	1,27	124,94	567,62	OK
D+0,7Ey	305,52	3,56	3,65	312,73	567,62	OK
D+0,7Ex	183,90	4,30	2,80	191,00	567,62	OK
D+0,75L+0,525 Ey	269,17	4,06	3,14	276,36	567,62	OK
D+0,75L+0,525 Ex	175,50	4,26	2,59	182,35	567,62	OK
D+0,75L	116,17	2,46	1,19	119,82	567,62	OK
D	101,52	1,99	0,97	104,47	567,62	OK
0,6D+0,7Ey	264,91	3,47	3,21	271,59	567,62	OK
0,6D+0,7Ex	145,54	3,59	2,40	151,54	567,62	OK

b. Kontrol kekuatan tiang terhadap gaya lateral



Gambar 4.42 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 :

$$\delta = Fd\left(\frac{PT^2}{EI}\right) \leq 2{,}5\ cm$$

dimana:

δ = defleksi yang terjadi
Fd = koefisien defleksi
P = Gaya lateral 1 tiang
T = Relative stiffnes Factor
Jumlah tiang = 9
H_{max} = 9,98 kN
Cu = 0,65

Dari grafik Immediate Settlement of Isolate Footing maka didapatkan f = 10 t/ft3 = 0,32 kg/cm3
E = 338921,82 kg/cm^2
I = 306919,64 cm^4
T = 196,84 cm
Fd = 0,9
Fm = 0,9
Kontrol Momen:
M = Fm (P T) ≤ $M_{banding\ crack}$
M = 0,9 (9,98) (1,97)
= 17,08 kN m ≤ $M_{banding\ crack}$ = 290 kN m (OK)

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol gaya lateral berdasarkan kombinasi yang terjadi,

Tabel 4.51 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada Kolom (Tipe 1)

Kombinasi	Jumlah tiang	H max (kN)	H max 1 tiang(kN)	δ (cm)	δ < 2,5 cm	Mmax (kN.m)	Mcrack (kN.m)	Mmax < Mcrack
D+L	9	9,98	1,11	0,72	OK	17,08	290	OK
D+0,7Ey	9	90,79	10,09	6,58	OK	155,48	290	OK
D+0,7Ex	9	52,51	5,83	3,81	OK	89,93	290	OK
D+0,75L+0,525 Ey	9	68,51	7,61	4,97	OK	117,32	290	OK
D+0,75L+0,525 Ex	9	42,48	4,72	3,08	OK	72,74	290	OK
D+0,75L	9	9,33	1,04	0,68	OK	15,99	290	OK
D	9	7,52	0,84	0,55	OK	12,88	290	OK
0,6D+0,7Ey	9	90,25	10,03	6,54	OK	154,56	290	OK
0,6D+0,7Ex	9	50,77	5,64	3,68	OK	86,95	290	OK

Tabel 4.52 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada Kolom dan Shearwall (Tipe 2)

Kombinasi	Jumlah tiang	H max (kN)	H max 1 tiang(kN)	δ (cm)	δ < 2,5 cm	Mmax (kN.m)	Mcrack (kN.m)	Mmax < Mcrack
D+L	18	8,22	0,46	0,30	OK	14,07	290	OK
D+0,7Ey	18	60,32	3,35	2,19	OK	103,31	290	OK
D+0,7Ex	18	49,42	2,75	1,79	OK	84,64	290	OK
D+0,75L+0,525 Ey	18	49,05	2,73	1,78	OK	84,00	290	OK
D+0,75L+0,525 Ex	18	37,85	2,10	1,37	OK	64,82	290	OK
D+0,75L	18	9,74	0,54	0,35	OK	16,67	290	OK
D	18	7,91	0,44	0,29	OK	13,54	290	OK
0,6D+0,7Ey	18	57,16	3,18	2,07	OK	97,89	290	OK
0,6D+0,7Ex	18	48,81	2,71	1,77	OK	83,59	290	OK

Tabel 4.53 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral pada Shearwall (Tipe 3)

Kombinasi	Jumlah tiang	H max (kN)	H max 1 tiang(kN)	δ (cm)	δ < 2,5 cm	Mmax (kN.m)	Mcrack (kN.m)	Mmax < Mcrack
D+L	8	2,31	0,29	0,19	OK	3,96	290	OK
D+0,7Ey	8	3,21	0,40	0,26	OK	5,50	290	OK
D+0,7Ex	8	3,94	0,49	0,32	OK	6,75	290	OK
D+0,75L+0,525 Ey	8	4,99	0,62	0,41	OK	8,55	290	OK
D+0,75L+0,525 Ex	8	3,81	0,48	0,31	OK	6,53	290	OK
D+0,75L	8	2,17	0,27	0,18	OK	3,72	290	OK
D	8	1,75	0,22	0,14	OK	3,00	290	OK
0,6D+0,7Ey	8	5,36	0,67	0,44	OK	9,18	290	OK
0,6D+0,7Ex	8	3,24	0,41	0,26	OK	5,55	290	OK

4.6.6 Perencanaan Pile Cap

4.6.6.1 Data perencanaan

Pu = 5394,261 ton
P_{max} (1 tiang) = 385,468 ton
Jumlah tiang pancang tiap group = 9
Dimensi kolom = 700 × 700 mm^2
Dimensi pile cap = 3600 × 3600 x 1000 mm
Mutu beton (f'c) = 40 MPa
Mutu baja (fy) = 420 MPa
Diameter tulangan = 25 mm
Selimut beton = 60 mm
Tinggi efektif (d) :

dx = 700 – 60 – ½ × 25 = 927,5 mm
dy = 700 – 60 – 25 – ½ × 25 = 902,5 mm

4.6.6.2 Kontrol geser pons pada pile cap

1. Akibat Kolom

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 Vc harus yang terkecil diantara :

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0{,}083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0{,}333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Dimana:

βc = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi
bo = keliling dari penampang kritis pada pile cap
= 2 (bk + d) + 2(hk + d)
= 6510 mm
αs = 20 untuk kolom sudut,
= 30 untuk kolom tepi
= 40 untuk kolom interior

bk = lebar penampang kolom
hk = tinggi penampang kolom
d = tebal efektif pile cap

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$
$$V_{c1} = 19475789{,}8\ N$$

$$V_{c2} = 0{,}083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$
$$V_{c2} = 24402429{,}61\ N$$

$$V_{c3} = 0{,}333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$
$$V_{c3} = 126019816{,}4\ N$$

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 12673530,59 N = 12601,98 kN

ϕVc = 0,75 x 12601,98
= 9451,49 kN
ϕVc = 9451,49 kN > Pu - Ppile
ϕVc = 9451,49 kN > 3547,21 – (543,30x1)
= 9451,49 kN > 3003,90 kN (OK)

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

2. Akibat Tiang Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek
= 3600/3600 = 1
bo = (0,25 x π x (600 + 925,5))
= 1199,7 mm

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$
$$= 3589096{,}954\ N$$
$$V_{c2} = 0{,}083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$
$$= 4497003{,}032\ N$$

$V_{c3} = 0{,}333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$

$= 2322356{,}853\ N$

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 2322356,853 N = 2322,36 kN

ϕVc = 0,75 x 2322,36

= 1741,77 kN

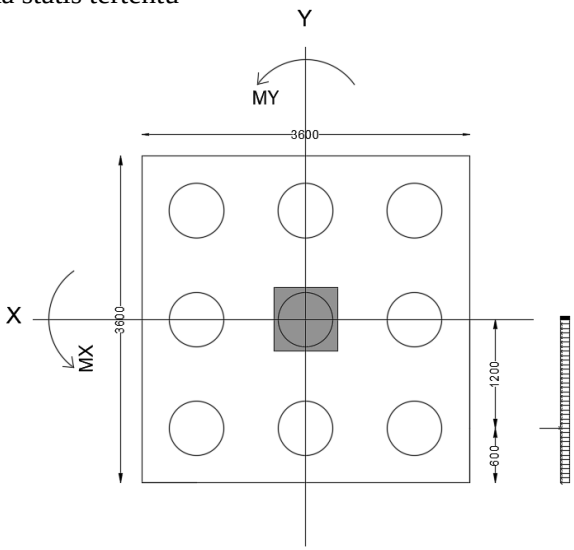
ϕVc = 1741,77 kN > Pmax

= 1741,77 kN > 543,30 ton (OK)

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang

4.6.6.3 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 pada pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu



Gambar 4.43 Pembebanan Pile Cap Kolom

Pmax = 295,60 kN
P = 543,30 kN
q = 3,6 x 2,4 x 1 = 86,4 kN/m
Momen yang bekerja :
Mu = Pmax (a1+a2) – ½ qux. L^2
= (543,30 x (1,2+0,6)) – (½ x 86,4 x $(1,8)^2$)
= 511,99 kN m
= 511994210 N.mm
Mencari ρ min

$\rho_{min} = \frac{0,25\ x\ \sqrt{fc`}}{fy} = \frac{0,25\ x\ \sqrt{40}}{420} = 0,003765$

tidak lebih kecil dari

$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033333$

digunakan ρmin = 0,003765
Menentukan Harga m

$m = \frac{fy}{0,85.f`c} = \frac{420}{0,85\ .40} = 12,353$

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2226563800}{8000 \times 925,5^2} = 0,17$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m.Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{12,353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,17}{420}}\right) = 0,00039$

$\rho < \rho_{min} \rightarrow \rho = \rho_{min} = 0,003765$
Tulangan tarik yang dibutuhkan :
As = ρ x b x dx
= 0,003765 x 3600 x 927,5 = 12570,05 mm2
Digunakan Tulangan D29 (As = 660,52 mm2)

Jumlah tulangan Perlu = $\frac{12570,05}{660,52} = 19,03 \approx 20\ buah$

Jarak tulangan terpasang = $\frac{3600}{20} = 180\ mm \approx 150\ mm$

Digunakan tulangan tarik D29–150 mm
Tulangan tekan yang dibutuhkan :
As = ½ x ρ x b x dx

= ½ x 0,003765 x 3600 x 927,5 = 6285,03 mm2

Digunakan Tulangan D22 (As = 380,13 mm2)

Jumlah tulangan perlu = $\frac{6285,03}{380,13} = 16,5 \approx 17\ buah$

Jarak tulangan terpasang = $\frac{3600}{17} = 211\ mm \approx 150\ mm$

Digunakan tulangan tekan D22–150 mm

Pada perhitungan penulangan tipe 2 dan 3 dilakukan dengan cara yang sama, sehingga didapatkan hasil sebagai berikut:

Tabel 4.54 Rekapitulasi Penulangan Pile Cap

TIPE	ARAH X		ARAH Y	
	ATAS	BAWAH	ATAS	BAWAH
1	D 22 - 150	D 29 - 150	D 29 - 150	D 22 - 150
2	D 22 - 150	D 29 - 150	D 29 - 150	D 22 - 150
3	D 22 - 150	D 29 - 150	D 29 - 150	D 22 - 150

4.6.7 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 sendiri sloof, , beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi Sloof = 300 x 500 mm
Mutu beton (f'c) = 40 MPa
Mutu baja (fy) = 420 MPa
Selimut beton = 40 mm
Tulangan utama = D19
Tulangan Sengkang = D10
Panjang sloof = 2 m

a. Penulangan lentur

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 = 24 kN/m^3 x 3 m x 5 m
= 360 kN/m

Mu $= \frac{1}{8} qu.L^2$

$= \frac{1}{8} (360) (2)^2$

= 180 kN m

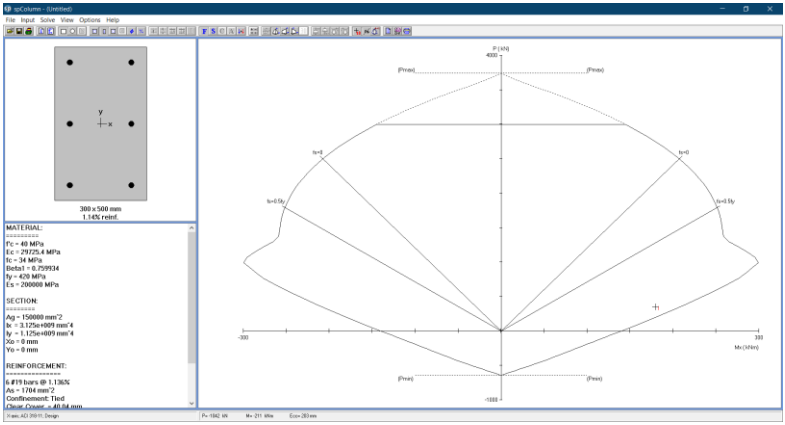
Perhitungan dilanjutkan menggunakan program spColumn dengan memasukkan beban sebagai berikut:

P = 10% Pu

= 10% (3547,21)

= 354,7 kN

Mu = 180 kN m



Gambar 4.44 Hasil Output SPColumn Penulangan Sloof

Dari output hasil analisa menggunakan spColumn didapatkan:

Tulangan lentur : 6D19

b. Penulangan geser

Vu = ½ q_u L

= ½ (360) (2)

= 360 kN = 360000 N

Vc = $^1/_6 \sqrt{fc}$ bw. d

= $^1/_6 \sqrt{40}$ (300) (442)

= 139772,67 N

Vsmin = $^1/_3 \sqrt{fc}$ bw. d

= $^1/_3 \sqrt{40}$ (300) (442)

= 279545,35 N

Kriteria kebutuhan tulangan geser:

- **Vu ≤ 0,5.Ø.Vc : Tidak perlu penguatan geser**
  360000 N < 0,5 (0,75) (139772,67)
  360000 N > 52414,75 (NOT OK)
- **0.5.Ø.Vc ≤ Vu ≤ ØVc : Perlu tulangan geser minimum**
  52414,75 N < 360000 N > 104829,50 N (NOT OK)
- **ØVc ≤ Vu ≤ Ø (Vc + Vsmin) : Perlu tulangan geser S = d/2**
  104829,50 N < 360000 N > 314488,51 N (NOT OK)
- **Ø (Vc + Vsmin) ≤ Vu ≤ Ø (Vc + 1/3 √fc x bw. d) : : Perlu tulangan geser S = d/4**
  314488,51 N < 360000 N < 419318,02 N **(OK)**

Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser

$s_{max} = \frac{d}{4}$

$= \frac{442}{4}$

= 121,75 mm

Digunakan nilai s = 100 mm

$Av_{min} = 0{,}062 \sqrt{fc'} \frac{b_w\, s}{fyt}$

$= 0{,}062 \sqrt{40} \frac{(300)\ (100)}{420}$

= 28,01 mm^2

$Av_{min} = 0{,}35 \frac{b_w\, s}{fyt}$

$= 0{,}35 \frac{(300)\ (100)}{420}$

= 25 mm^2

Av_{min} pakai = 28,01 mm^2

Digunakan tulangan geser D10-100 dengan Av = 78,5 mm^2 > Av_{min} pakai = 28,01 mm^2 (OK)

4.6.8 Penulangan Tusuk Konde

Dalam perhitungan tulangan tusuk konde diambil rasio tulangan minimum sebesar 2% dari *inner* diameter tiang pancang.

Inner diameter = 600 – 2 x 100 = 400 mm

Tulangan rencana = D25 (As = 490,87 mm^2)

Luas tulangan yang diperlukan:

As = ρ ¼ π d^2
= (0,02) (¼) (π) $(400)^2$
= 2513,27 mm^2

Jumlah tulangan:

n = $\frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$ = $\frac{2513,27}{490,87}$ = 5,12 ≈ 6 buah

digunakan tulangan 6D25

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

PENUTUP

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik menggunakan sistem balok prategang pada lantai atap lantai ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut:

   Struktur Sekunder:

   - Balok anak : 20/30 cm
   - Balok penumpu lift : 20/35 cm
   - Tebal pelat:
     - Hunian : 120 mm
     - Ballrooom : 120 mm
     - Atap : 120 mm
   - Dinding geser:
     - Arah x : 300 mm
     - Arah y : 300 mm

   Struktur Utama:

   - Balok induk : 30/40 cm
   - Balok prategang: : 50/70 cm
   - Kolom:
     - Lt. 1-5 : 70/70 cm
     - Lt. 6-10 : 60/60 cm
     - Lt. 11-15 : 50/50 cm Pondasi:
   - Pile cap:
     - Tipe 1 : 3,6 x 3,6 x 1 m
     - Tipe 2 : 7,2 x 3,6 x 1 m
     - Tipe 3 : 6,3 x 3,1 x 1 m
   - Tiang pancang: (*Prestressed Concrete Spun Piles* PT. Wijaya Karya Beton)
     - Tipe 1 : 9 buah
     - Tipe 2 : 18 buah

- Tipe 3 : 8 buah

2. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS
3. Pada perencanaan ini digunakan sistem balok prategang karena adanya kebutuhan akan ruangan yang luas dan tanpa kolom pada tengah bentangnya.
4. Penggunaan balok prategang lebih efisien karena penampang prategang dapat lebih kecil atau ramping dari penampang beton bertulang biasa, sehingga berat sendiri balok akan berkurang yang akan mempengaruhi beban gempa yang terjadi sehingga lebih kecil.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung. SNI 1726:2012.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. SNI 1727:2013.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung. SNI 2847:2013.

Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 2000. Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1. Jakarta : Penerbit Erlangga.

Nawy, Edward G. 2001. Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga. Jakarta: Erlangga

Bowles, J.E. 1996. Foundation Analysis And Design (5^{th} edition)

Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1983 Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG).

Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1971 Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI)

Budiadi, Andri. 2008. Desain Praktis Beton Prategang. Andi Offset : Yogyakarta.

Rizkia, Selvia R., Suyadi dan Husni, Hasti R. 2017. “Analisis Perbandingan Kehilangan Prategang akibat Metode Stressing Satu Arah dan Dua Arah pada Jembatan Beton Prategang”. JRSDD, Edisi September 2017, Vol. 5, No. 3:1 – 12

Hayu, A. Gati, Nurtanto, Dwi dan Kurniawan, Reza. 2018. "Analisis Perilaku Struktur Hotel Dafam Lotus Menggunakkan Moment Resisting Frame Dan Eccentrically Braced Frame". Prosiding Konfrensi Nasional Teknik Sipil 12 . Batam.

Naratama, Sutarja, I Nyoman dan Dana, I Wayan. 2014. "Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Bertingkat Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (Studi Kasus : Gedung Laboratorium Bersama Universitas Udayana)". Jurnal Ilmiah Teknik Sipil Vol. 18, No. 1 : 9-18.

Simajuntak, Nadia J. S., Wahyuni, Endah dan Iranata, Data. 2018. "Modifikasi Perencanaan Apartemen Puncak CBD Wiyung dengan Menggunakan Sistem Ganda dan Balok Pratekan pada Lantai Atap". Jurnal Teknik Its Vol. 7, No. 2:87-92.

Honarto, R. Januar, Handono, B. Dwi, Pandaleke, Ronny. 2019. "Perencanaan Bangunan Beton Bertulang Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Di Kota Manado". Jurnal Sipil Statik Vol.7 No.2 : 201-207.

Astawa, M. D., Kartini, Wahyu. 2011. "Dimensi Ulang Beton Pratekan Dengan Menggunakan Metode Beban Imbang (Balance) Pada Hotel L. J. Meritus Surabaya". Jurnal Teknik Sipil KERN Vol. 1 No. 2:23-34.

Yolanda, Devy dan Saelan, Priyanto. 2018. "Studi Analisis Batasan Persentase Prategang Parsial pada Struktur Balok Prategang". Jurusan Teknik Sipil Itenas Vol. 4, No. 3:48-59.

Kojongian, A. Mark, Dapas, Servie O. dan Wallah, Steenie E. 2018 "Desain Struktur Balok Beton Prategang Untuk

Bangunan Industri". Jurnal Sipil Statik Vol.6 No.11: 959-972.

Darmawa, M. Sigit. 2008. "Perhitungan Kehilangan Pratekan Total dengan Memakai Teori Kemungkinan". Jurnal APLIKASI Volume 5, Nomor 1 : 1-8.

Pranata, Yosafat A. dan Yunizar. 2011. "Pemodelan Dinding Geser Bidang Sebagai Elemen Kolom Ekivalen Pada Gedung Beton Bertulang Bertingkat Rendah". Jurnal Teknik Sipil Vol.7 : 85-96.

Kusuma, Yoga N., Purwanto dan Mahendra, Wahyu. 2017. "Studi Bentuk Dan Layout Dinding Geser (*Shear Wall)* Terhadap Perilaku Struktur Gedung Bertingkat". Kurva S Jurnal Mahasiswa Vol. 1 No. 1 : 706-720.

Hanif, Basit Al dan Buwono, Haryo Koco. 2014. "Analisis Pengaruh Shear Wall Terhadap Simpangan Struktur Gedung Akibat Gempa Dinamis". Jurnal Konstruksia Vol. 5 No. 2:79-101.

Rasyid, Helmi A., Raka, I. G. P. Dan Irawan, Djoko. 2013. "Modifikasi Perencanaan Silo Semen PT.Semen Gresik Dengan Menggunakan Beton Pratekan". Jurnal Teknik Pomits Vol. 1, No. 1:1-6.

Artiningsih, Titik Penta. 2008. "Perilaku Siklik Balok Prategang Parsial Pratarik Akibat Perbedaan Rasio Tulangan". Jurnal Teknik Sipil ISSN: 1411-660X Vol. 8 No. 3: 237-249.

Annizaar, Rizqi, Suroso dan Harimurti. 2015. "Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Dan Tiang Bor Pada Pekerjaan Pembuatan Abutment Jembatan Labuhan Madura". Jurnal Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil Vol 1, No 2:1-11.

Widojoko, Lilies. 2015. “Analisa Dan Desain Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Bentuk Tiang”. Jurnal Teknik Sipil UBL ISSN: 2087-2860 Vol. 6 No. 2: 818-842.

Saputro, D. D. dan Buwono, H. K. 2013. “Studi Pengaruh Jarak Tiang Pancang Pada Kelompok Tiang Terhadap Perubahan Dimensi *Pile cap*”. Jurnal Konstruksia Vol. 5 No. 1: 85-93.

Metwally, Mohamed I. 2016. "Design of Reinforced Concrete Structures". Thesis for: Master of Science in Structural Engineering.

LAMPIRAN

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

KLIEN	=	PT. REKADAYA ELEKTRIKA	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING	Remarks:	
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN SUTTSKTT 150 KV PLTU GRESIK KE PT WILMAR	MULAI	=	20 April 2018	UD	= Undisturb Sample
		DAN KELENGKAPANGARDU INDUK	SELESAI	=	21 April 2018	CS	= Core Sample
TITIK BOR	=	BH-3 (TOWER III PT. MARINA)	MASTER BOR	=	HARNO CS	SPT	= SPT Test
MUKA AIR TANAH	=	-1.00 METER					
LOKASI PROYEK	=	GRESIK, JAWA TIMUR					

Scale in m	Elevation (LWL) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS Depth in m	UD / CS Sample Code	SPT TEST Depth in m	SPT TEST Sample Code	Standard Penetration Test N-Value	Blows per each 15 cm			N - Value
														15 cm	15 cm	15 cm	0 10 20 30 40 50
0.00	0.00				START OF BORING												
1.00	-1.00	-1.00			LEMPUNG KERIKIL PASIR	ABU-ABU COKLAT											
2.00	-2.00	-2.00				COKLAT	SOFT	SPT = 4			-2.00 -2.50	SPT 1	4	1	2	2	4
3.00	-3.00	-3.00					MEDİUM	SPT = 11									
4.00	-4.00	-4.00									-4.00 -4.50	SPT 2	11	3	5	6	11
5.00	-5.00	-5.00				ABU-ABU											
6.00	-6.00	-6.00					MEDİUM	SPT 10 s/d 14	-6.00 -6.50	UD 01	-6.00 -6.50	SPT 3	10	3	4	6	10
7.00	-7.00	-7.00															
8.00	-8.00	-8.00									-8.00 -8.50	SPT 4	14	4	6	8	14
9.00	-9.00	-9.00															
10.00	-10.00	-10.00									-10.00 -10.50	SPT 5	18	5	8	10	18
11.00	-11.00	-11.00															
12.00	-12.00	-12.00					STİFF	SPT 18 s/d 24	-12.00 -12.50	UD 02	-12.00 -12.50	SPT 6	24	7	11	13	24
13.00	-13.00	-13.00															
14.00	-14.00	-14.00									-14.00 -14.50	SPT 7	24	7	10	14	24
15.00	-15.00	-15.00															
16.00	-16.00	-16.00			LEMPUNG						-16.00 -16.50	SPT 8	26	7	11	15	26
17.00	-17.00	-17.00															
18.00	-18.00	-18.00				ABU-ABU	STİFF TO HARD	SPT 26 s/d 33	-18.00 -18.50	UD 03	-18.00 -18.50	SPT 9	33	10	15	18	33
19.00	-19.00	-19.00															
20.00	-20.00	-20.00									-20.00 -20.50	SPT 10	27	9	11	16	27
21.00	-21.00	-21.00															
22.00	-22.00	-22.00									-22.00 -22.50	SPT 11	33	10	14	19	33
23.00	-23.00	-23.00															
24.00	-24.00	-24.00							-24.00 -24.50	UD 04	-24.00 -24.50	SPT 12	34	10	15	19	34
25.00	-25.00	-25.00															
26.00	-26.00	-26.00					HARD	SPT 33 s/d 44			-26.00 -26.50	SPT 13	35	11	16	19	35
27.00	-27.00	-27.00															
28.00	-28.00	-28.00									-28.00 -28.50	SPT 14	44	12	17	27	44
29.00	-29.00	-29.00															
30.00	-30.00	-30.00							-30.00 -30.50	UD 05	-30.00 -30.50	SPT 15	37	16	16	21	37
					END OF BORING												

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIEN : **PT. REKADAYA ELEKTRIKA** — **TITIK BOR** : **BH-1 (TOWER I PLTU)**
PROYEK : **PEMBANGUNAN SUTT-SKTT 150 KV PLTU GRESIK KE PT WILMAR DAN KELENGKAPAN GARDU INDUK** — **MASTER BOR** : **HARNO, ST CS**
LOKASI : **GRESIK, JAWA TIMUR**

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γt	γd	γsat	Pp	Cc	Cv
-6.50	2.612	1.324	100.00	50.69	56.97	1.694	1.124	1.694	*	*	*
-12.50	2.637	1.319	100.00	50.02	56.88	1.706	1.137	1.706	*	*	*
-18.50	2.618	1.256	100.00	47.98	55.67	1.717	1.160	1.717	*	*	*
-24.50	2.682	1.198	100.00	44.67	54.50	1.765	1.220	1.765	*	*	*
-30.50	2.679	1.181	100.00	44.08	54.15	1.770	1.228	1.770	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	c	φ	C_u	φ_u	C_d	φ_d	Su	Cu	
-6.50	0.00	9.34	90.66	62.19	30.17	32.02	*	*	0.42	0	*	*	*	*	*
-12.50	0.00	8.77	91.23	60.34	32.15	28.19	*	*	0.94	0	*	*	*	*	*
-18.50	0.00	10.29	89.71	62.78	29.80	32.98	*	*	0.89	0	*	*	*	*	*
-24.50	0.00	9.60	90.40	63.41	30.25	33.16	*	*	1.19	0	*	*	*	*	*
-30.50	0.00	7.58	92.42	64.29	31.42	32.87	*	*	1.32	0	*	*	*	*	*

REMARK

G = Gravel (%)
S = Sand (%)
S + Cl = Silt + Clay (%)

e = Void ratio
Gs = Specific Gravity
n = Porosity (%)
Sr = Degree of saturation (%)
W_c = Water content (%)
γ_t = Moisture density (gr/cc)
γ_{sat} = Saturated density (gr/cc)
γ_d = Dry density (gr/cc)

LL = Liquid Limit (%)
PL = Plastic Limit (%)
IP = Plastic Index (%)

Cc = Commpression Index
Cv = Coefficient of Consolidation (cm^2/det)
Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm^2)
* = Not test

k = Coeficient of permeability (cm/sec)

C = Cohession of direct shear (kg/cm^2)
C_d = Drained cohesion triaxial test(kg/cm^2)
C_u = Undrained cohesion (kg/cm^2)
Su = Strength of vane test (kg/cm^2)
φ = Angle of internal friction direct shear test (degree)
φd = Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
φu = Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)

Moving solutions with safety, reliability and efficiency

PASSENGER ELEVATORS

HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD.

HEAD OFFICE & FACTORY
San 136-1, Am-ri, Bubal-eup, Icheon-si, Gyeonggi-do 467-734, Korea
Tel : 82-2-3670-0661/0665 Fax : 82-2-3672-9763~4
www.hyundaielevator.co.kr

SEOUL OFFICE(INT'L SALES DIV.)
9F East Bldg., Hyundai Group Bldg.,7-7 Yeonji-dong Jongno-gu, Seoul 110-754, Korea
Tel : 82-2-3670-0661/0665 Fax : 82-2-3672-9763~4

INTERNATIONAL SALES & SERVICE NETWORK

ALGERIA
Tel : 213-21-203707
Fax : 213-21-216444

ARGENTINA
Tel : 5411-4701-7878

ARMENIA
Tel : 971-1-440-49-27
Fax : 971-1-440-49-26

AZERBAIJAN
Tel : 994-12-4921705
Fax : 994-12-497-78-77

BAHRAIN
Tel : 973-17-707-468
Fax : 973-17-702-643

BANGLADESH
Tel : 880-1711-533047
Fax : 880-2-8814392

BOLIVIA
Tel : 591-3-3-335243

BRAZIL
Tel : 55-81-2271-6272
Tel : 55-11-6981-4381

CHILE
Tel : 562-283-53394

CHINA
Tel : 86-21-6485-8600
Fax : 86-21-6485-8511

COLOMBIA
Tel : 57-4-444-9297

CUBA
Tel : 537-699-3460
Fax : 537-699-3412

DOMINICAN REPUBLIC
Tel : 809-566-8476

ECUADOR
Tel : 593-2-254-2831
Fax : 593-2-255-1761

EGYPT
Tel : 20-2-25050974
Fax : 0020-2-25078503

ETHIOPIA
Tel : 251-011-651313
Fax : 251-118-550051

GUATEMALA
Tel : 502-2386-0000
Fax : 502-2386-1044

INDIA
Tel : 91-20-3250-2190
Fax : 91-20-7717-1568

INDONESIA
Tel : 62-21-631-9444
Fax : 62-21-632-5288

IRAN
Tel : 98-21-8899-8727~36
Fax : 98-21-8855-1741

IRAQ
Tel : 964-770-588-0555

ISRAEL
Tel : 972-2-993-0000
Fax : 972-3-963-8050

ITALY
Tel : 39-0464-485-333
Fax : 39-0464-485-334

JAPAN
Tel : 81-3-3435-5117
Fax : 81-3-3435-5198

JORDAN
Tel : 962-79-5526-713
Fax : 962-6-5699-114

KAZAKHSTAN
Tel : 7-727-244-0555
Fax : 7-727-267-9456

KUWAIT
Tel : 965-2245-7925
Fax : 965-2247-3510

LIBYA
Tel : 218-91-736-0745
Fax : 201-00-354-1237

MEXICO
Tel : 52-55-56835246
Fax : 52-55-5683-2982

MONGOLIA
Tel : 976-11-7015-3333
Fax : 976-11-7015-3333

MYANMAR
Tel : 951-521000~03
Fax : 951-521000~03

NIGERIA
Tel : 234-803-3522222
Fax : 0700-4444-000

OMAN
Tel : 968-9288-1334
Fax : 968-2449-9207

PAKISTAN
Tel : 92-21-3432-0601
Fax : 92-21-3432-0617

PANAMA
Tel : 507-230-3166
Fax : 507-230-3167

PERU
Tel : 51-1-472-9388
Fax : 51-1-472-9389

PHILIPPINES
Tel : 632-716-1905
Fax : 632-714-8896

POLAND
Tel : 48-81-821-85-51
Fax : 48-81-821-85-52

QATAR
Tel : 974-4436-6687
Fax : 974-4436-6689

RUSSIA
Tel : 7-495-514-00-17
Fax : 7-495-758-00-18

SAUDI ARABIA
Tel : 966-2-652-3000
Fax : 966-2-652-3030

SPAIN
Tel : 34-933-778-200
Fax : 34-933-778-401

SOUTH AFRICA
Tel : 27-11-458-0770

SUDAN
Tel : 249-183-230-389
Fax : 249-183-230-364

SYRIA
Tel : 963-11-5119199
Fax : 963-11-469-8886

THAILAND
Tel : 66-2749-8000
Fax : 66-2749-8483

TUNIS
Tel : 216-70-853-231
Fax : 216-71-754-361

TURKEY
Tel : 90-216-489-9000
Fax : 90-216-489-9191

TURKMENISTAN
Tel : 993-12-95-0333
Fax : 993-12-95-0330

U.A.E.
Abu Dhabi
Tel : 971-2-671-17-79
Fax : 971-2-443-8822
Dubai
Tel : 971-4-294-4475
Fax : 971-4-294-4476

USA
Tel : 1-562-404-1909
Fax : 1-562-404-1902

VENEZUELA
Tel : 58-212-232-8263
Fax : 58-212-232-7178

VIETNAM
Tel : 84-4-3572-4588
Fax : 84-4-3572-4699

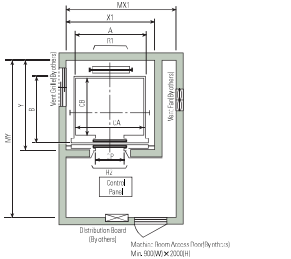
Tel : 84-8-3843-1945
Fax : 84-8-3930-1486

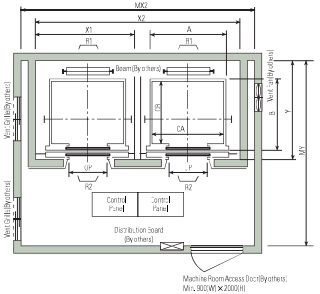
PASSENGER ELEVATORS - We reserve the right to change designs and specifications for the product development without prior notice.
Copyright © HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD. All rights reserved. Printed in Korea.

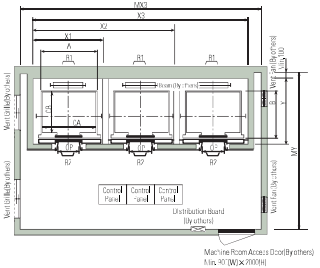
CATALOG CODE : E-PE-EC-08/2013/20/Rev1

HYUNDAI ELEVATOR

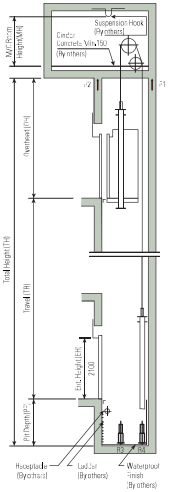
Plan of Hoistway & Machine Room







Section of Hoistway


Suspension Hook (By others)
Cwt.
Counterbalance Min.150 (By others)
MH (Machine Room Height)
Overhead (OH)
Total Height (TH)
Travel (TR)
Pit Depth (PP)
2100
Buffer
Hoistway Door
Hoistway Door
Hoistway Door

STRAND PROPERTIES – TO AS1311

Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm^2	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180–205 x 10^3
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	

TENDON PROPERTIES

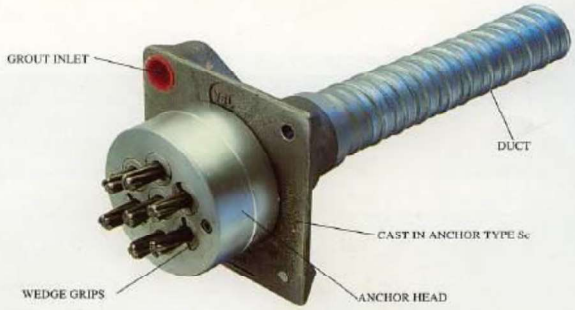
STRAND TYPE 12.7mm

TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	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	8280	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	10120	135

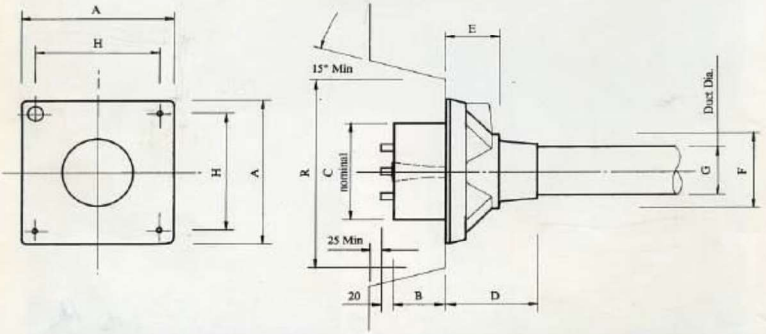
STRAND TYPE 15.2mm

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
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	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. = I. 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.

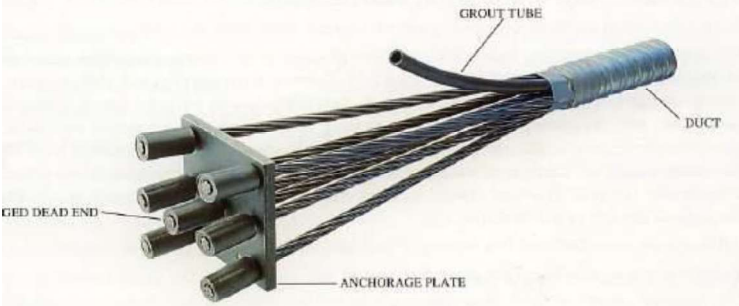


VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END

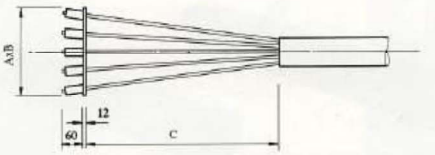


TENDON UNIT		Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	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 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	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	290	346	168	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	155	340	1035	110	269	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	350	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

WIKA BETON
Innovation and Trust

BROCHURE

THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER

WIKA KOBE

WIKA KRAKATAU BETON

WIKA CLT
PT CITRA LAUTAN TEDUH

LLOYD'S REGISTER QUALITY ASSURANCE ISO9001 UKAS QUALITY MANAGEMENT 001

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)

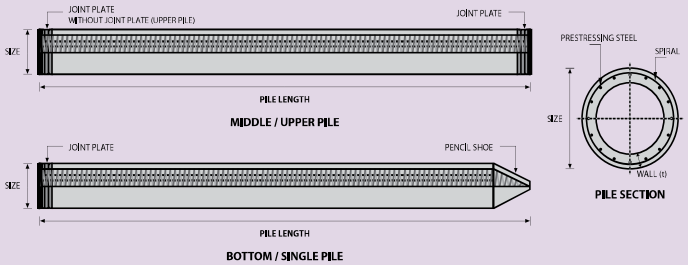
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

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



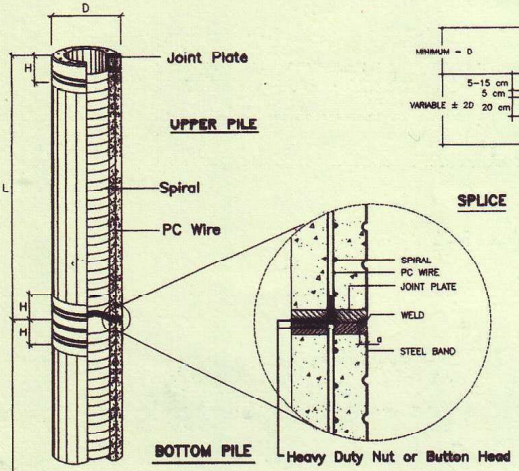
PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES **SPECIFICATION**

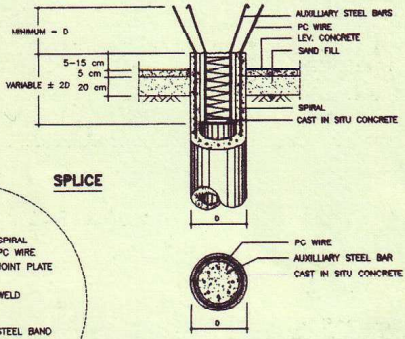
Concrete Compressive Strength fc' = 52 MPa (Cube 600 kg/cm²)

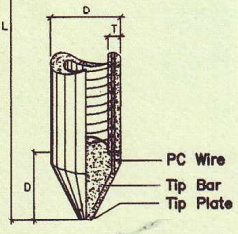
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm²)	Section Inertia (cm⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	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

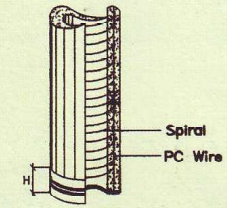
Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

*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*



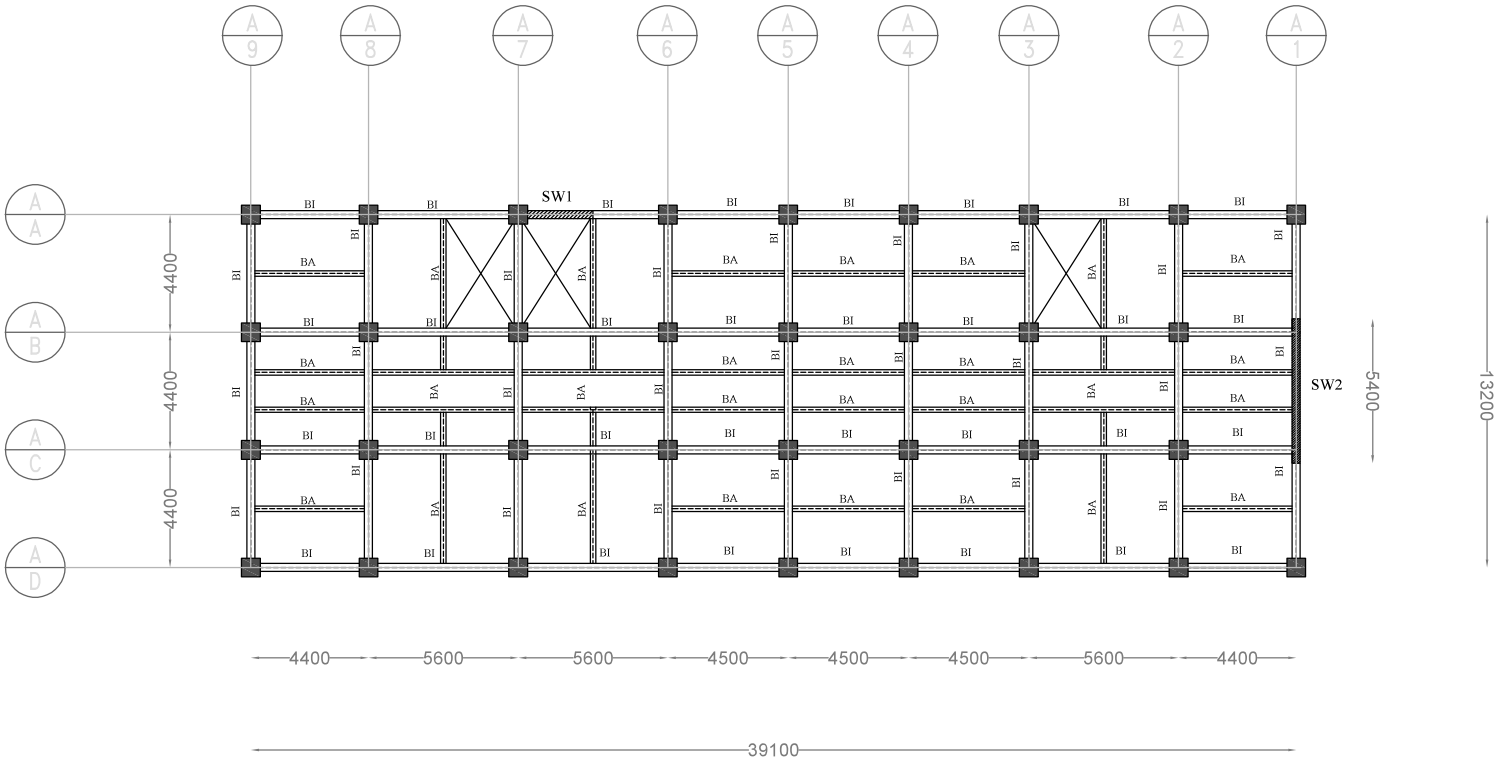






Mamira Pile Shoe
(Special design)

D (mm)	T (mm)	H (mm)	Thickness of Weld 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



DENAH PEMBALOKAN LANTAI HUNIAN DAN BALLROOM

Skala 1 : 200

DIMENSI BALOK			
BI	300	x	400
BA	200	x	300

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Denah Balok Lantai Hunian dan Ballroom

SKALA

1:200

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
01	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

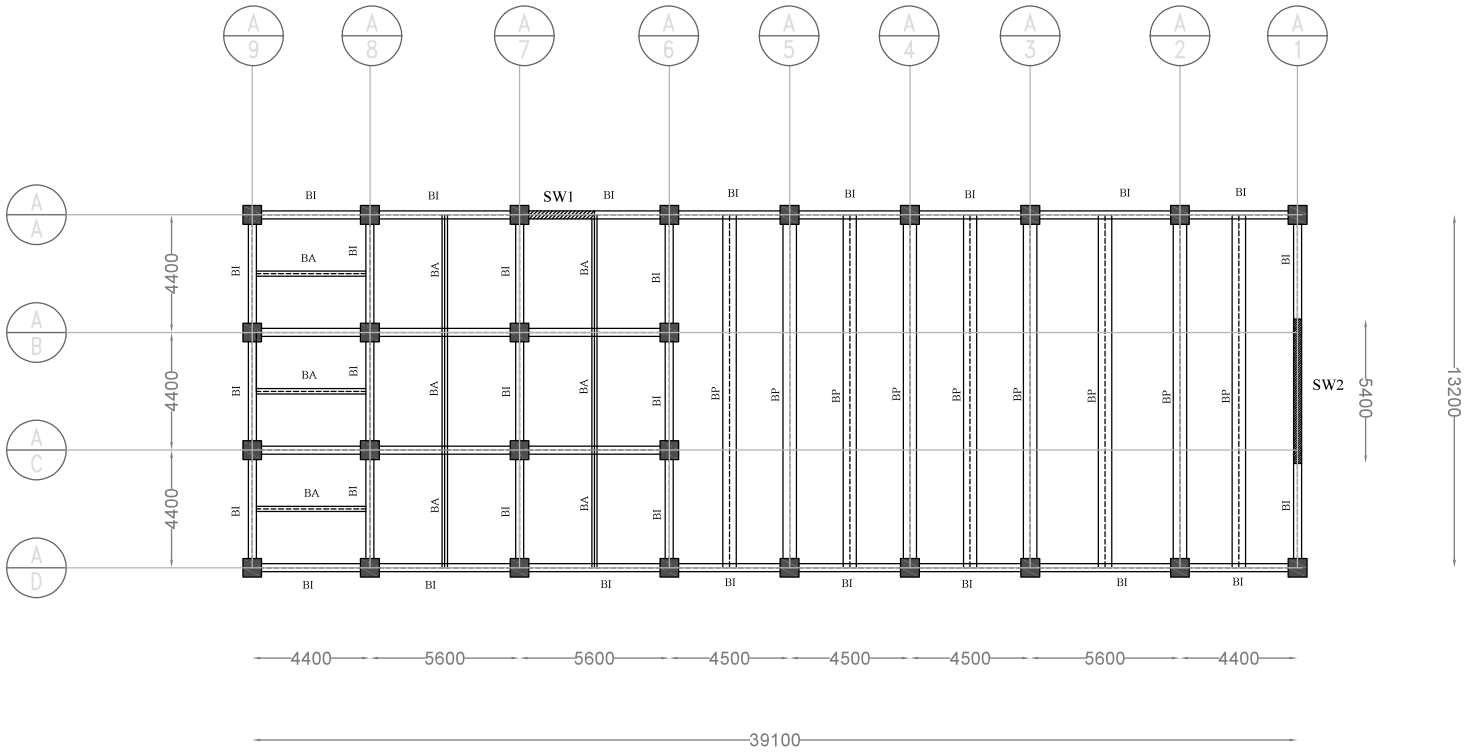
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094



DENAH PEMBALOKAN LANTAI ATAP

Skala 1 : 200

DIMENSI BALOK			
BI	300	x	400
BA	200	x	300
BP	500	x	700

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Denah Balok Lantai Atap

SKALA

1:200

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
02	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

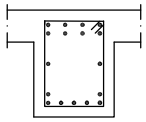
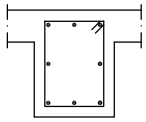
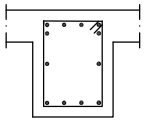
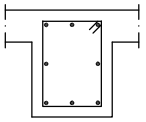
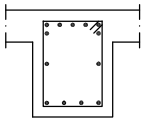
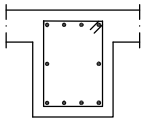
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

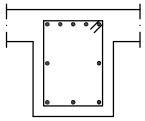
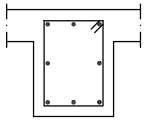
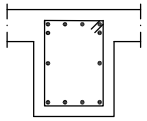
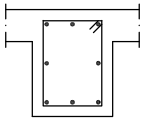
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094

HUNIAN						
TIPE BALOK	B1		B2		B3	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
						
DIMENSI	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400
TULANGAN ATAS	8 D16	3 D16	6 D16	3 D16	7 D16	4 D16
TULANGAN BAWAH	7 D16	3 D16	4 D16	3 D16	4 D16	4 D16
TULANGAN SAMPING	D16	D16	D16	D16	D16	D16
SENGKANG	2 D10 - 80	D10 - 150	2 D10 - 80	D10 - 150	2 D10 - 80	D10 - 150
BENTANG	4400		4500		5600	

TIPE BALOK	B4		B5	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
				
DIMENSI	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400
TULANGAN ATAS	5 D16	3 D16	6 D16	3 D16
TULANGAN BAWAH	3 D16	3 D16	4 D16	3 D16
TULANGAN SAMPING	D16	D16	D16	D16
SENGKANG	2 D10 - 80	D10 - 150	2 D10 - 80	D10 - 150
BENTANG	2800		3900	

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Balok Lantai Hunian

SKALA

1:20

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
03	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

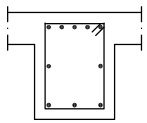
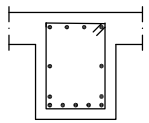
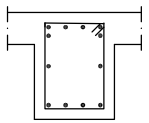
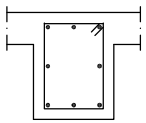
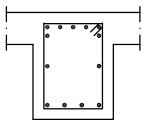
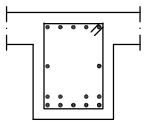
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

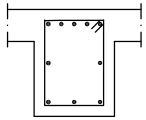
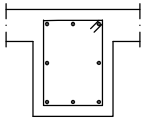
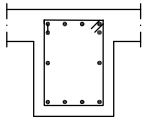
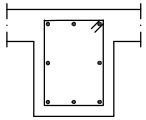
NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094

ATAP

TIPE BALOK	B1		B2		B3	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
						
DIMENSI	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400
TULANGAN ATAS	5 D16	4 D16	6 D16	3 D16	7 D16	5 D16
TULANGAN BAWAH	3 D16	3 D16	4 D16	3 D16	4 D16	9 D16
TULANGAN SAMPING	D16	D16	D16	D16	D16	D16
SENGKANG	2 D10 - 80	D10 - 150	2 D10 - 80	D10 - 150	2 D10 - 80	D10 - 150
BENTANG	4400		4500		5600	

TIPE BALOK	B4		B5	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
				
DIMENSI	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400
TULANGAN ATAS	5 D16	3 D16	6 D16	3 D16
TULANGAN BAWAH	3 D16	3 D16	4 D16	3 D16
TULANGAN SAMPING	D16	D16	D16	D16
SENGKANG	2 D10 - 80	D10 - 150	2 D10 - 150	D10 - 150
BENTANG	2800		3900	

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Balok Lantai Atap

SKALA

1:20

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
04	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

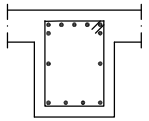
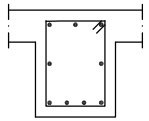
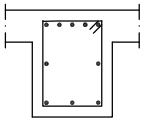
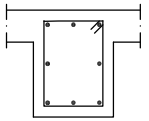
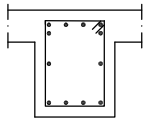
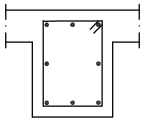
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

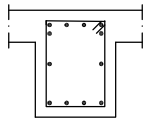
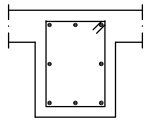
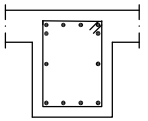
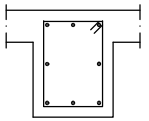
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094

BALLROOM						
TIPE BALOK	B1		B2		B3	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
						
DIMENSI	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400
TULANGAN ATAS	7 D16	3 D16	5 D16	3 D16	6 D16	3 D16
TULANGAN BAWAH	4 D16	4 D16	3 D16	3 D16	4 D16	3 D16
TULANGAN SAMPING	D16	D16	D16	D16	D16	D16
SENGKANG	2 D10 - 80	D10 - 150	D10 - 80	D10 - 150	D10 - 80	D10 - 150
BENTANG	4400		4500		5600	

TIPE BALOK	B4		B5	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
				
DIMENSI	300 x 400	300 x 400	300 x 400	300 x 400
TULANGAN ATAS	6 D16	3 D16	6 D16	3 D16
TULANGAN BAWAH	4 D16	3 D16	3 D25	3 D16
TULANGAN SAMPING	D16	D16	D16	D16
SENGKANG	D10 - 80	D10 - 150	D10 - 80	D10 - 150
BENTANG	2800		3900	

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Balok Lantai Ballroom

SKALA

1:20

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
05	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

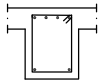
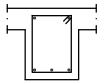
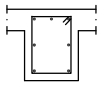
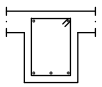
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094

TIPE BALOK	BA 1a, 2a, 3a, 3b		2b, 3c, 3d, 4	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
				
DIMENSI	200 x 300	200 x 300	200 x 300	200 x 300
TULANGAN ATAS	4 D13	3 D13	3 D13	2 D13
TULANGAN BAWAH	2 D13	3 D13	2 D13	3 D13
SENGKANG	2 D10 - 125	2 D10 - 125	2 D10 - 125	2 D10 - 125

TIPE BALOK	Balok Penumpu Lift		Balok Penggantung Lift
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	
DIMENSI	300 x 400	300 x 400	200 x 300
TULANGAN ATAS	3 D16	2 D16	2 D16
TULANGAN BAWAH	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	D10 - 100	D10 - 150	D10 - 100

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Balok Anak dan Balok Lift

SKALA

1:20

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
06	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

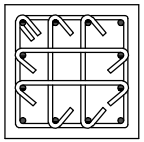
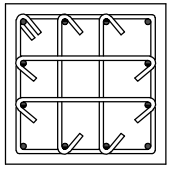
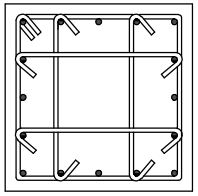
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094

DETAIL PENULANGAN KOLOM

TYPE	K1 (500 x 500)		K2 (600 x 600)		K3 (700 x 700)
					
TULANGAN	12D22	TULANGAN	12D22	TULANGAN	16D22
SENGKANG	4D16-100/125	SENGKANG	4D16-100/125	SENGKANG	4D16-100/125

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Kolom

SKALA

1:20

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
07	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

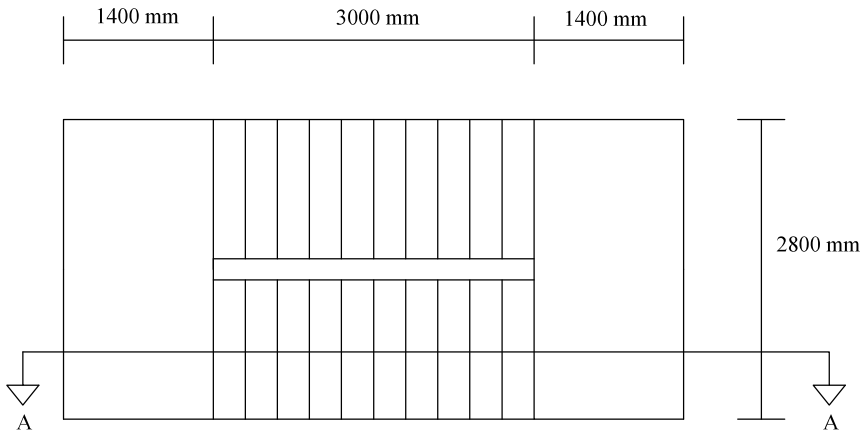
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

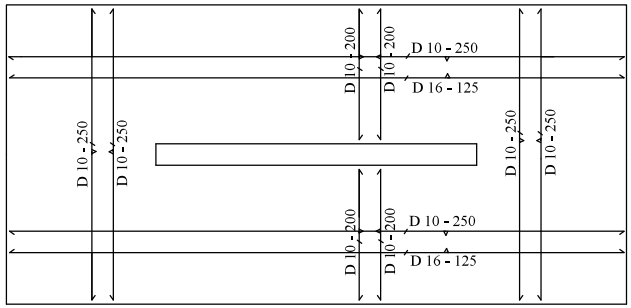
Rachmi Auliani

03111640000094



DENAH TANGGA TIPE h = 5 m

Skala 1 : 50



PENULANGAN TANGGA TIPE h = 5 m

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Denah Penulangan Tangga Tipe h = 5 m

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
08	29

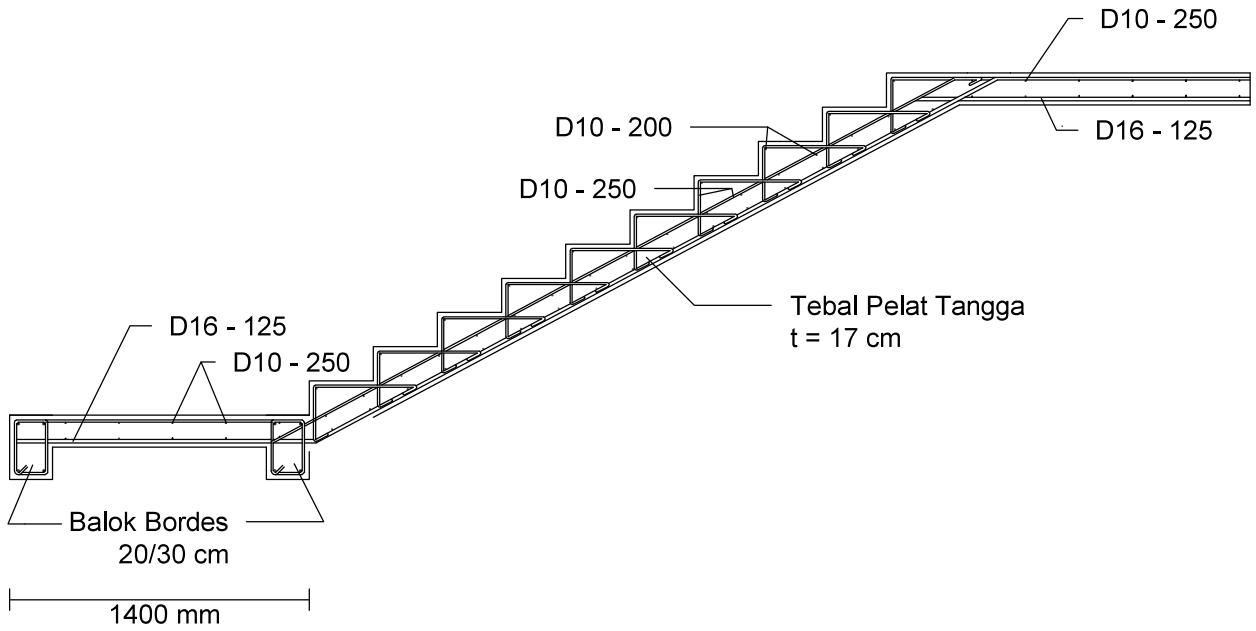
NAMA DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani
03111640000094



POTONGAN A-A TANGGA h = 5 m

Skala 1 : 25

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Potongan Tangga Tipe
h = 5 m

SKALA

1:25

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
09	29

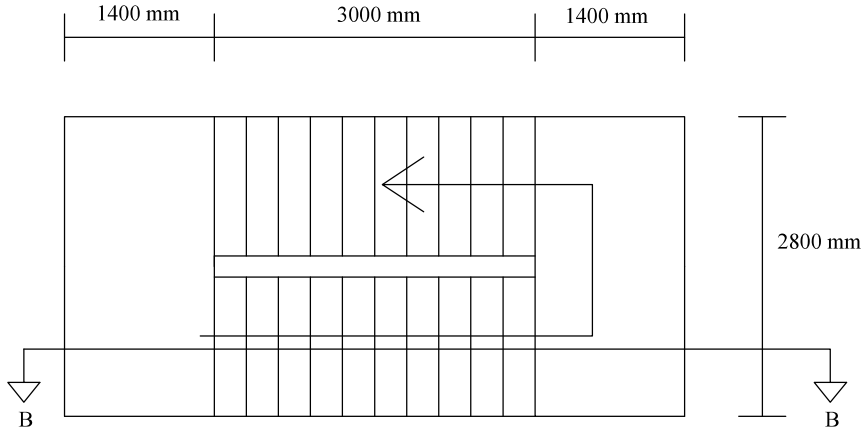
NAMA DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

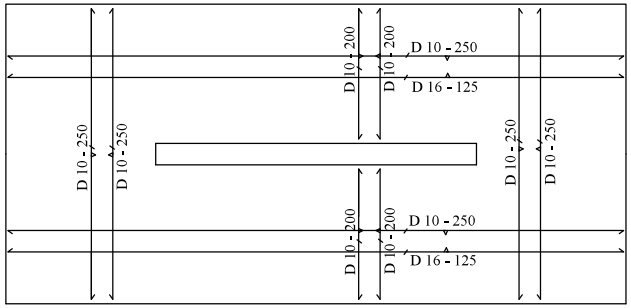
NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani
03111640000094



DENAH TANGGA TIPE h = 3,2 m

Skala 1 : 50



PENULANGAN TANGGA TIPE h = 3,2 m

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Denah Penulangan Tangga Tipe h = 3,2 m

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
10	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

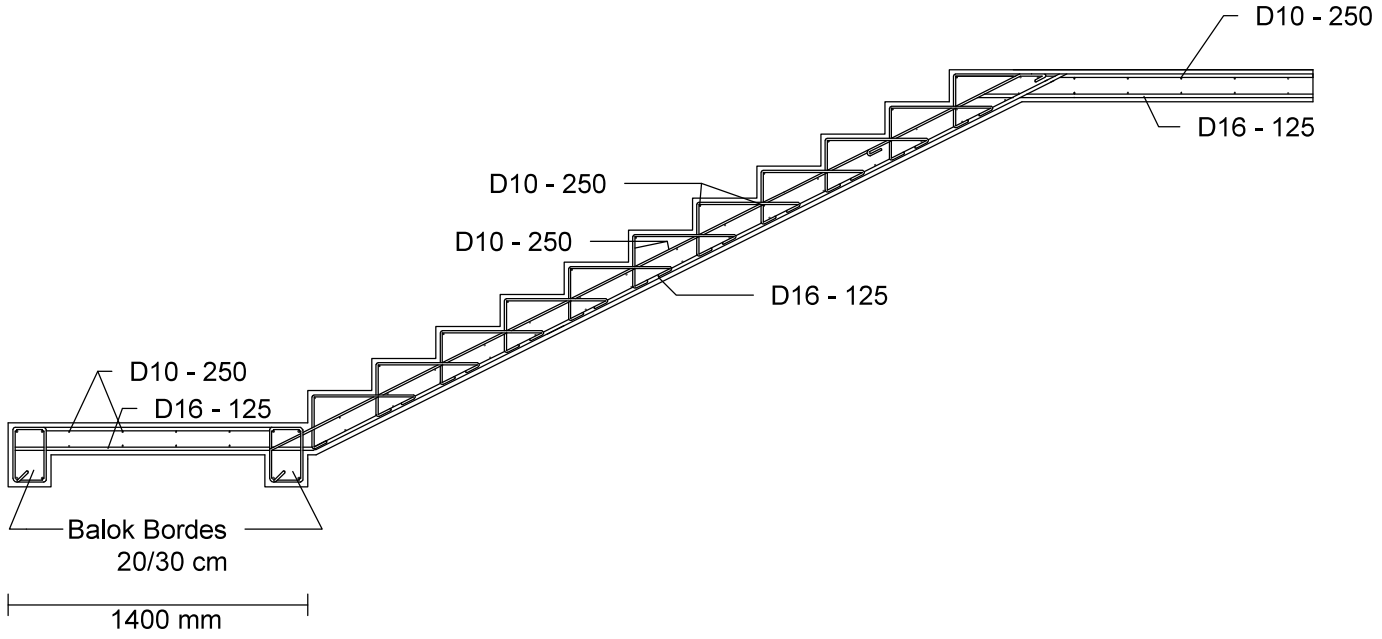
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094



POTONGAN B-B TANGGA h = 3,2 m

Skala 1 : 25

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Potongan Tangga Tipe
h = 3,2 m

SKALA

1:25

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
11	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

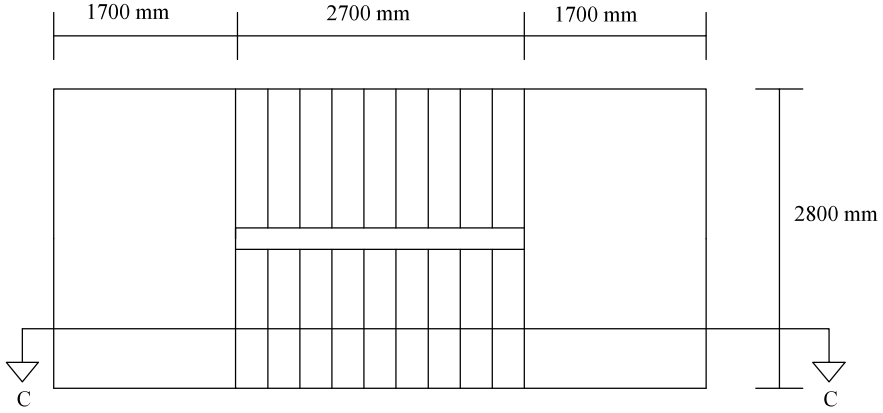
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

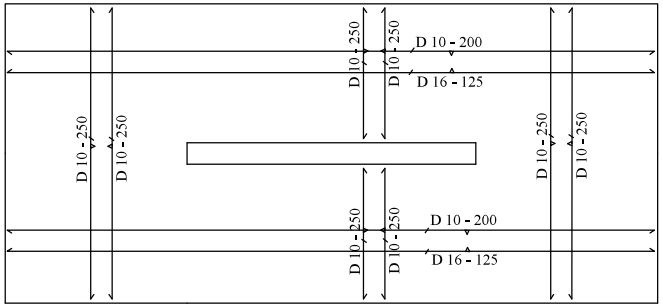
Rachmi Auliani

03111640000094



DENAH TANGGA TIPE h = 2,8 m

Skala 1 : 50



PENULANGAN TANGGA TIPE h = 2,8 m

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Denah Penulangan Tangga Tipe h = 2,8 m

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
12	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

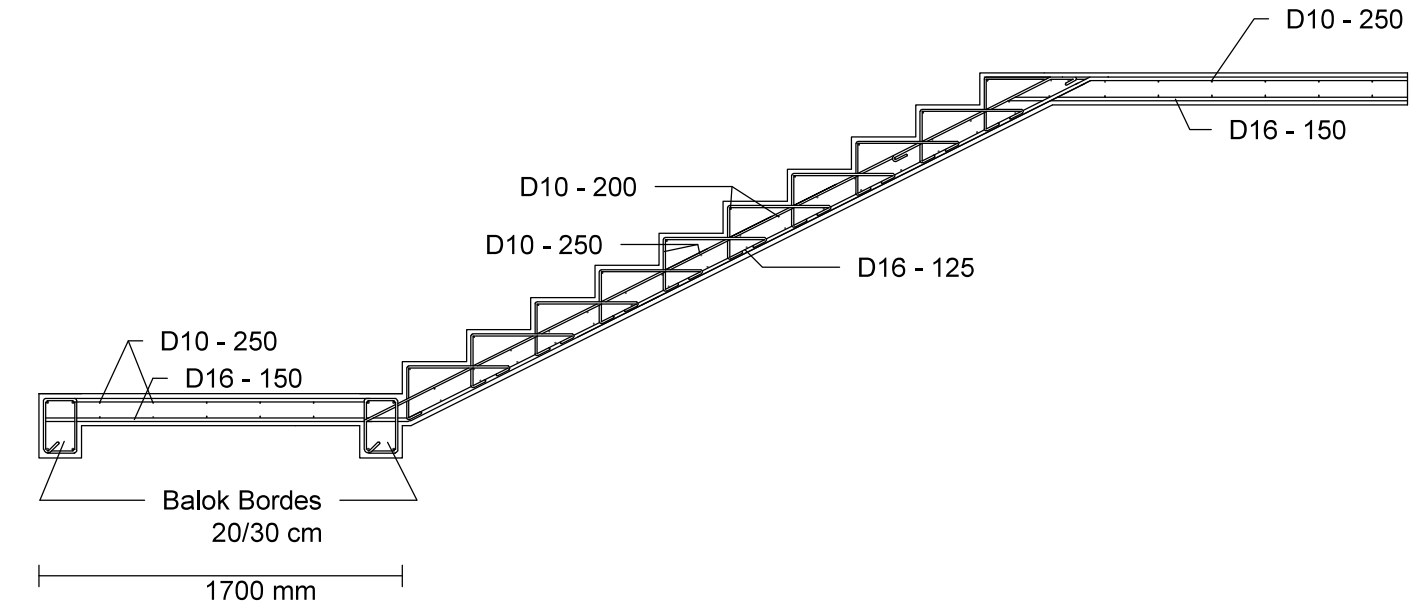
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094



POTONGAN C-C TANGGA h = 2,8 m

Skala 1 : 25

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Potongan Tangga Tipe
h = 2,8 m

SKALA

1:25

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
13	29

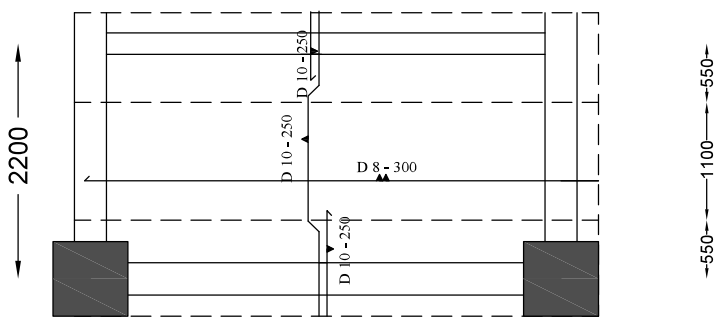
NAMA DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

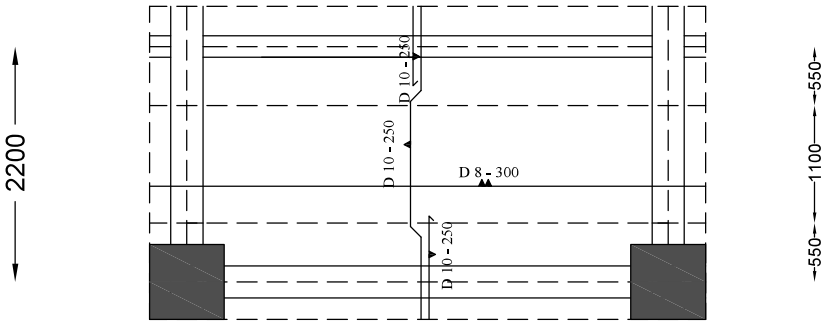
NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani
03111640000094



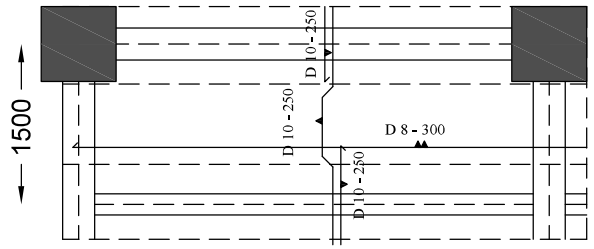
DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE A

Skala 1 : 50



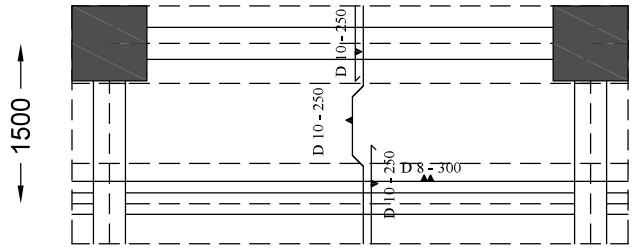
DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE B

Skala 1 : 50



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE D

Skala 1 : 50



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE E

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Pelat

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
14	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

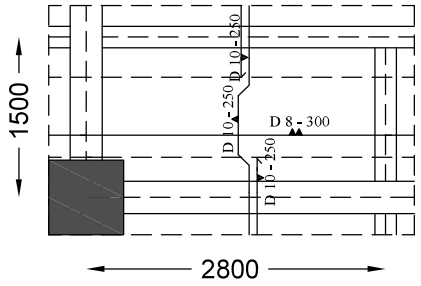
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

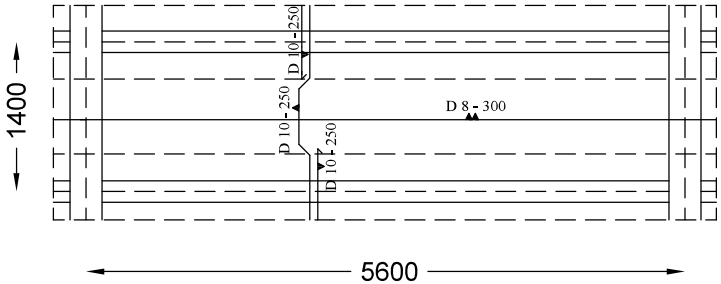
Rachmi Auliani

03111640000094



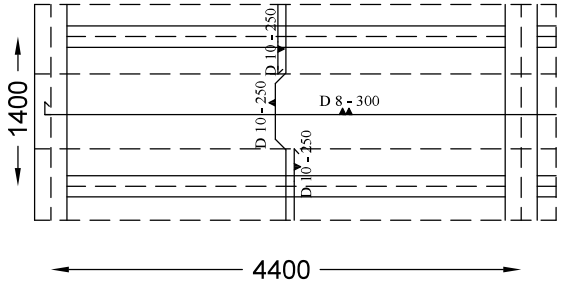
DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE F

Skala 1 : 50



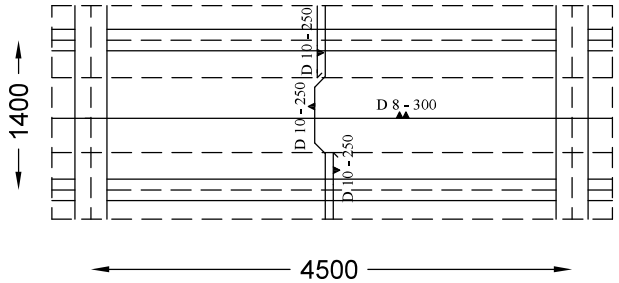
DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE G

Skala 1 : 50



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE H

Skala 1 : 50



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE I

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Pelat

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
15	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

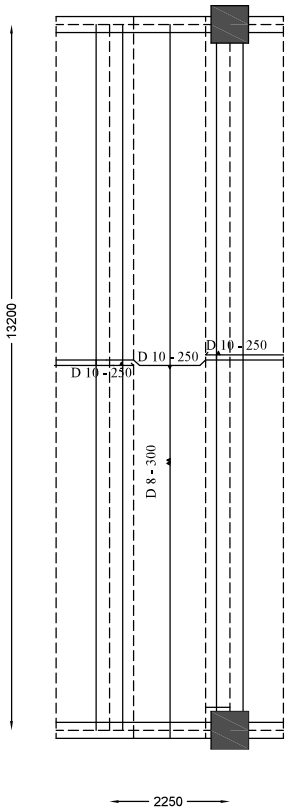
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

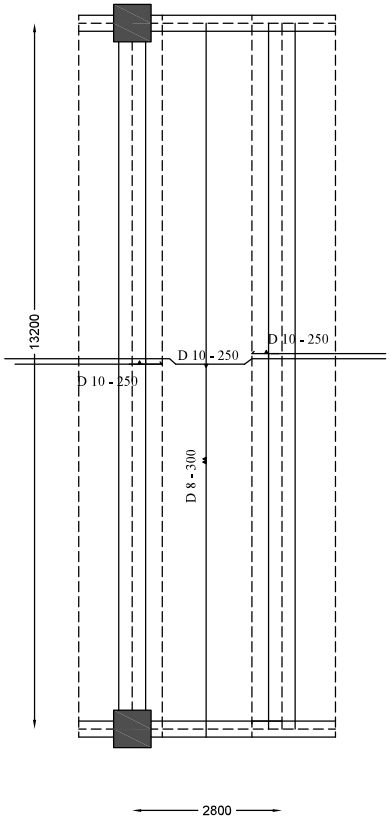
Rachmi Auliani

03111640000094



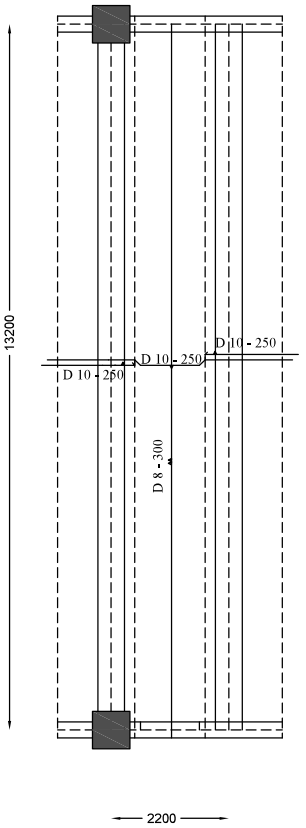
DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE J

Skala 1 : 100



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE K

Skala 1 : 100



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE L

Skala 1 : 100

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Pelat

SKALA

1:100

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
16	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

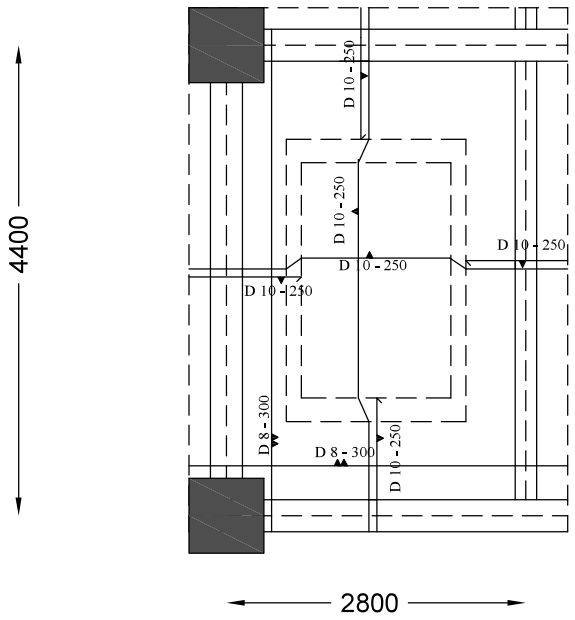
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE C

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Pelat

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
17	29

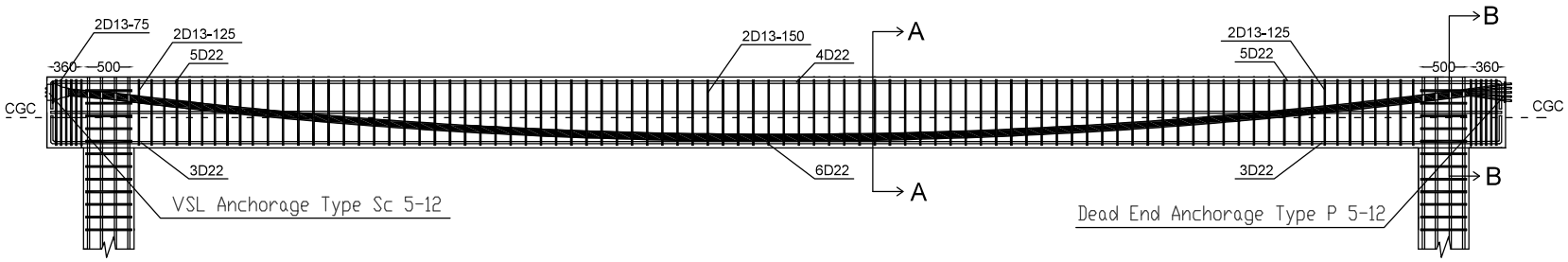
NAMA DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani
03111640000094



POTONGAN MEMANJANG BALOK PRATEGANG

Skala 1 : 50

KOORDINAT

X	0	1000	2000	3300	3000	4000	5000	6000	6600	7000	8000	9000	10500	11000	12000	13200
Y	515	398,77	301,59	203,75	223,47	164,40	124,39	103,43	100	101,52	118,67	154,88	244,91	284,44	377,81	515

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Potongan Memanjang Balok Prategang

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
18	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

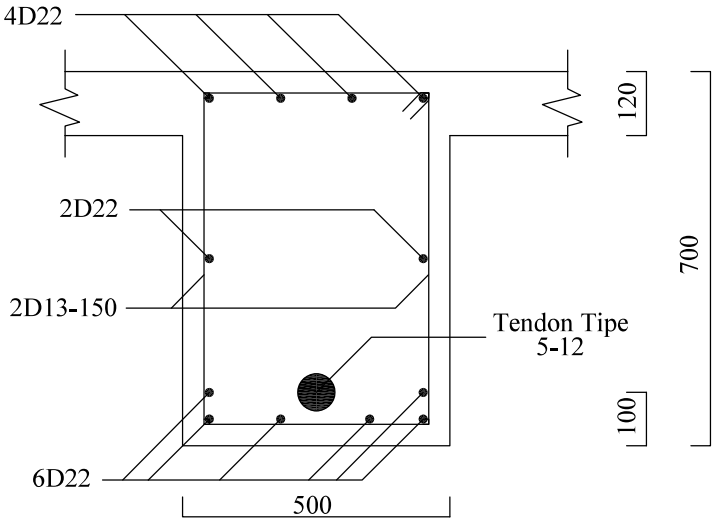
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

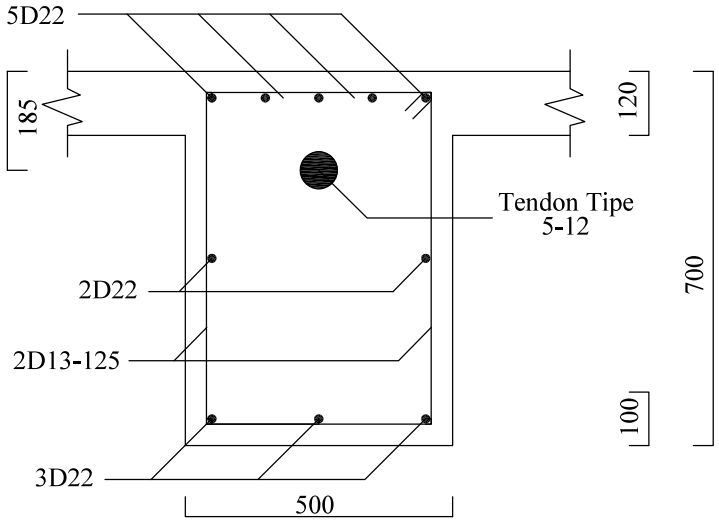
Rachmi Auliani

03111640000094



POTONGAN A-A

Skala 1 : 50



POTONGAN B-B

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Balok Prestress

SKALA

1:10

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
19	29

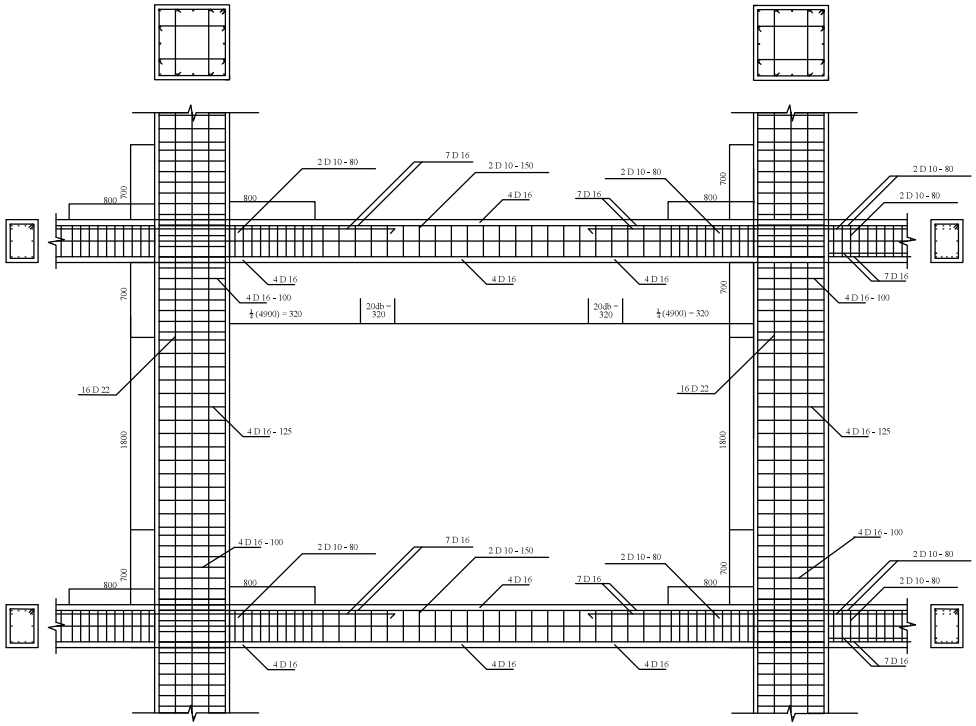
NAMA DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani
03111640000094



PENULANGAN BALOK KOLOM

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Balok Kolom

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
20	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

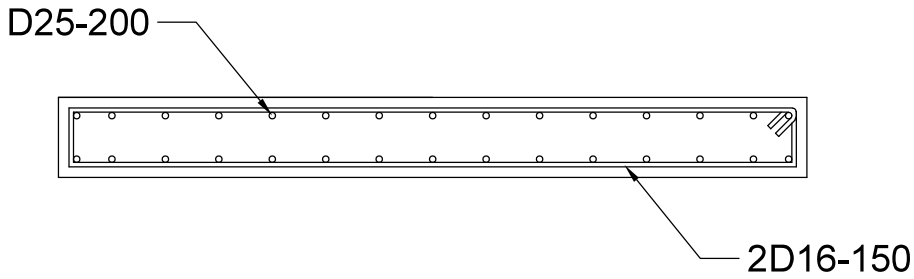
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

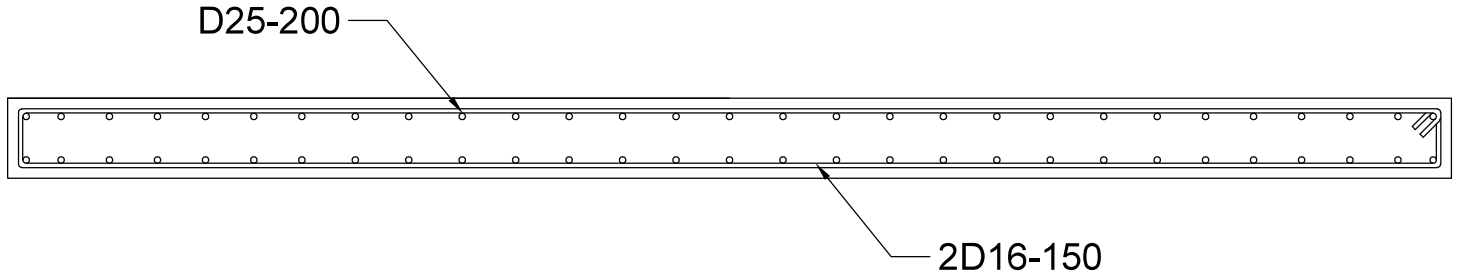
Rachmi Auliani

03111640000094



PENULANGAN SHEARWALL TIPE SW1

Skala 1 : 20



PENULANGAN SHEARWALL TIPE SW2

Skala 1 : 20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Shearwall

SKALA

1:20

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
21	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

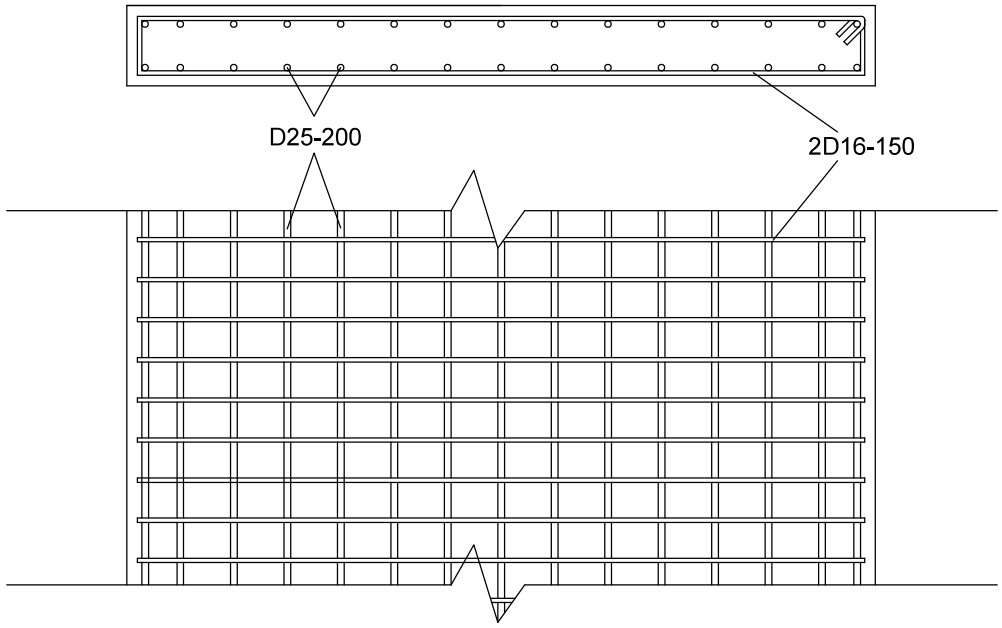
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094



DETAIL PENULANGAN SHEARWALL TIPE SW1

Skala 1 : 20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Shearwall Tipe SW1

SKALA

1:20

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
22	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

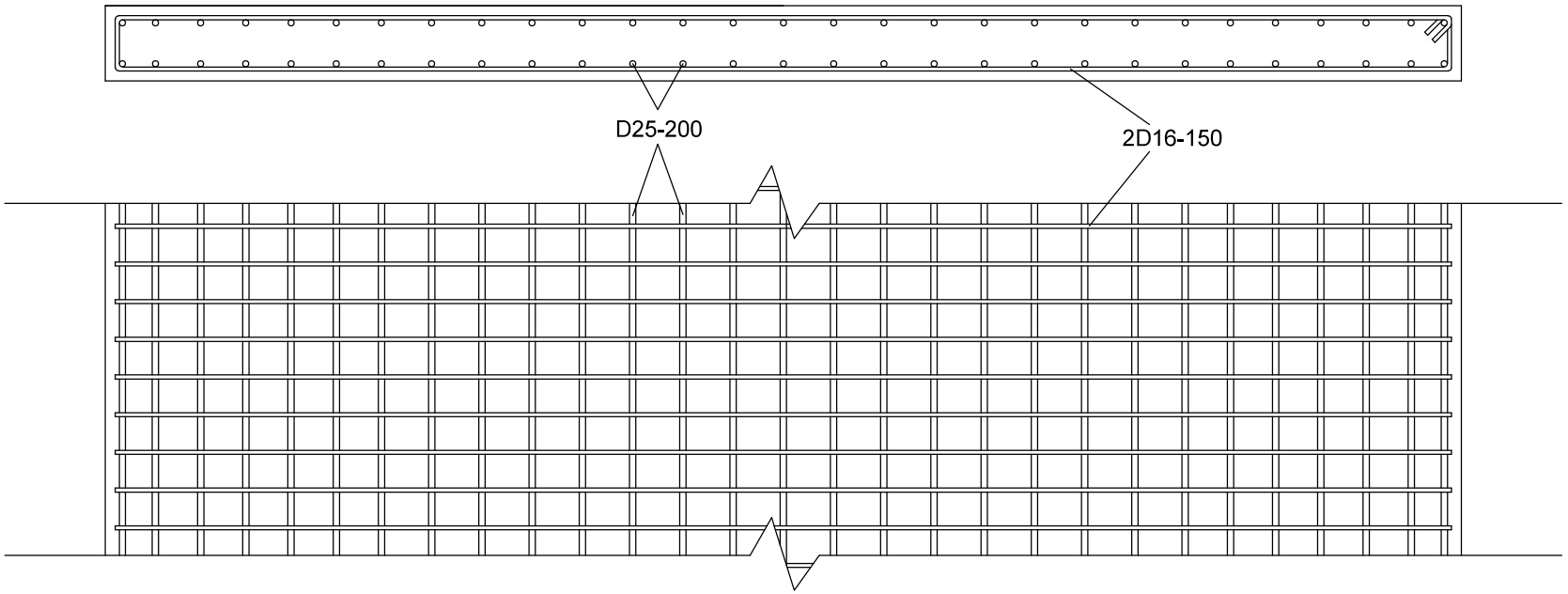
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094



DETAIL PENULANGAN SHEARWALL TIPE SW2

Skala 1 : 20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Shearwall Tipe SW2

SKALA

1:20

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
23	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

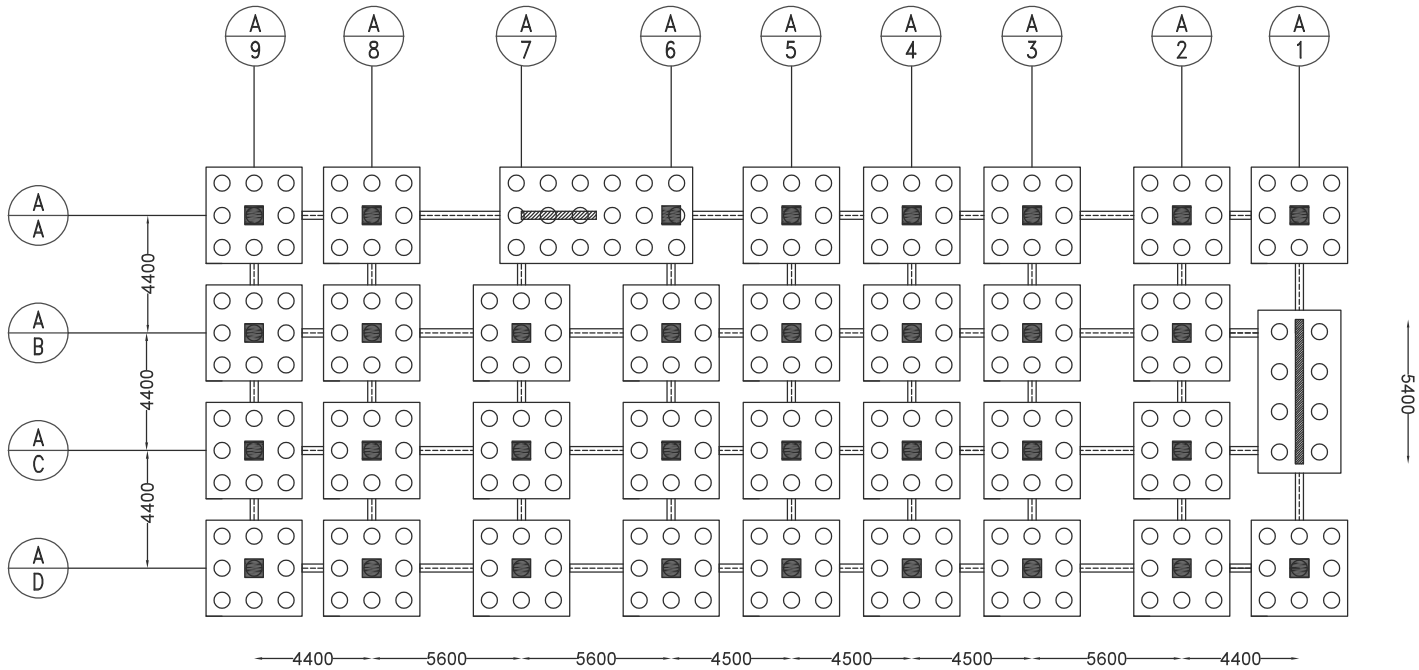
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094



DENAH PONDASI

Skala 1 : 200

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Denah Pondasi

SKALA

1:200

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
24	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

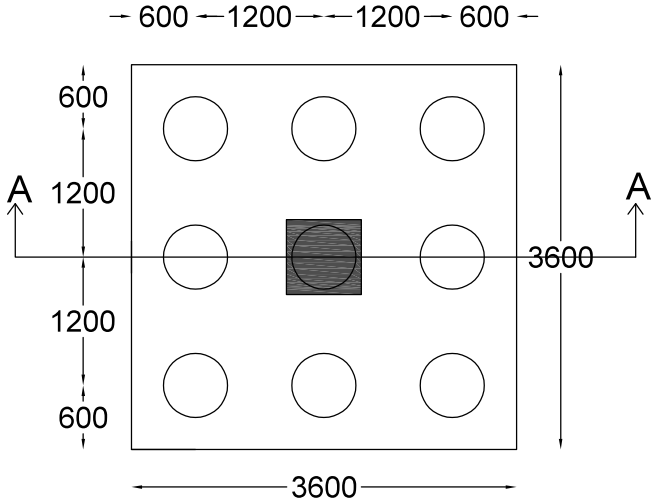
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

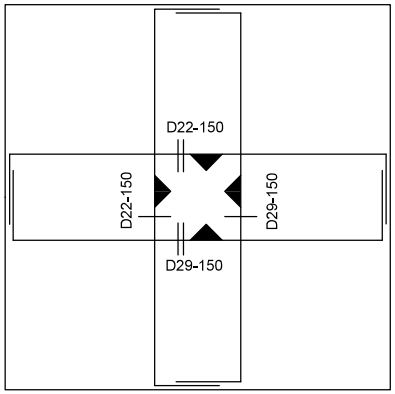
Rachmi Auliani

03111640000094



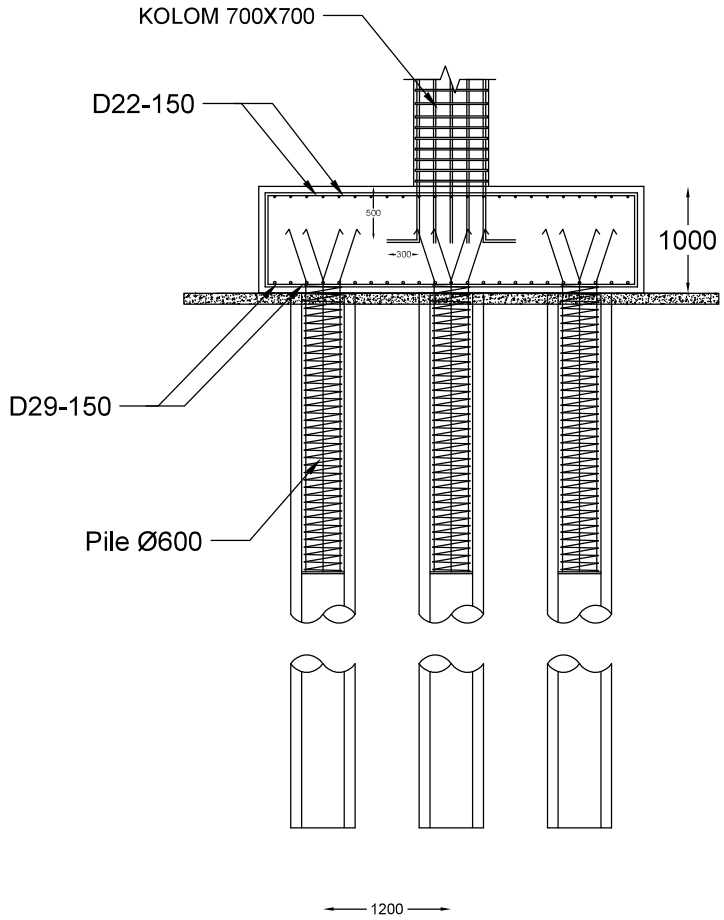
DETAIL PONDASI TIPE 1

Skala 1 : 50



DETAIL PENULANGAN PONDASI TIPE 1

Skala 1 : 50



POTONGAN PILE CAP TIPE 1

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 1

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
25	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

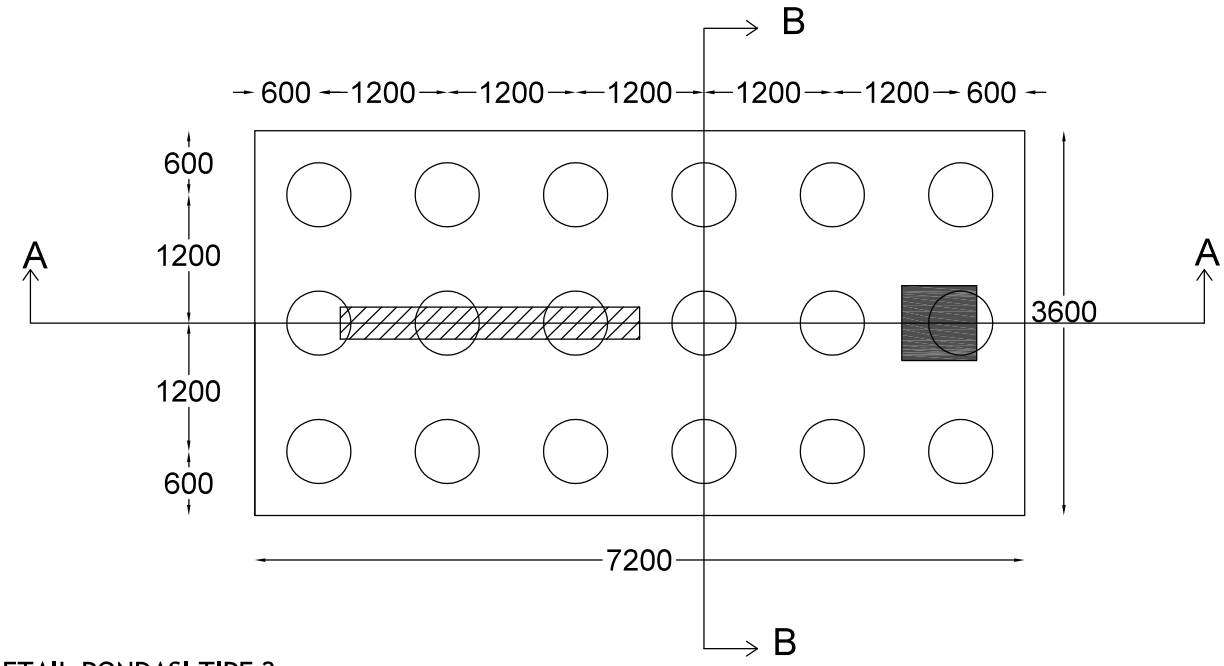
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

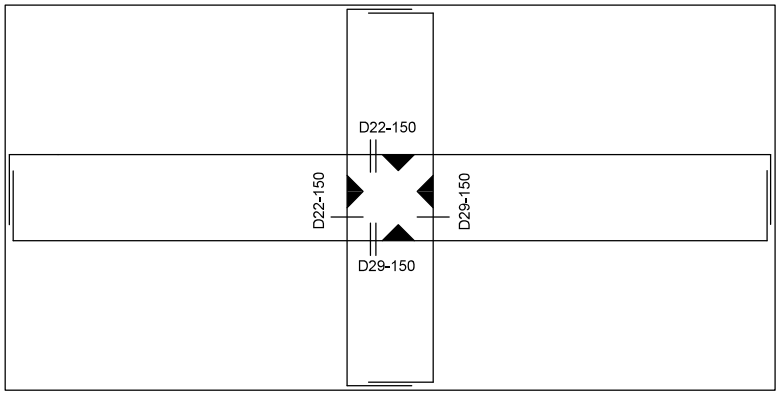
Rachmi Auliani

03111640000094



DETAIL PONDASI TIPE 2

Skala 1 : 50



DETAIL PENULANGAN PONDASI TIPE 2

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 2

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
26	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

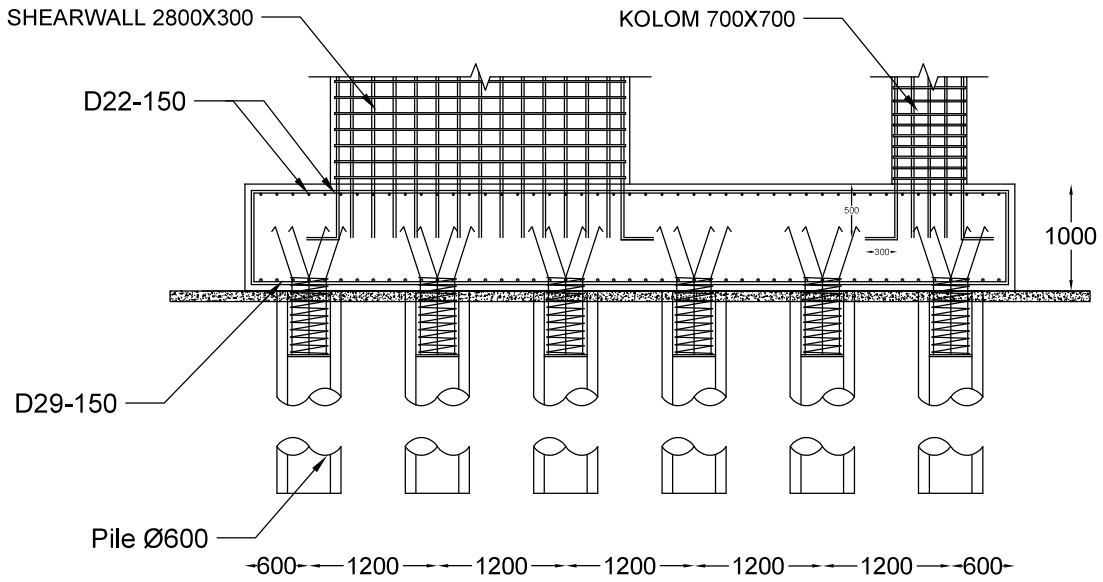
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

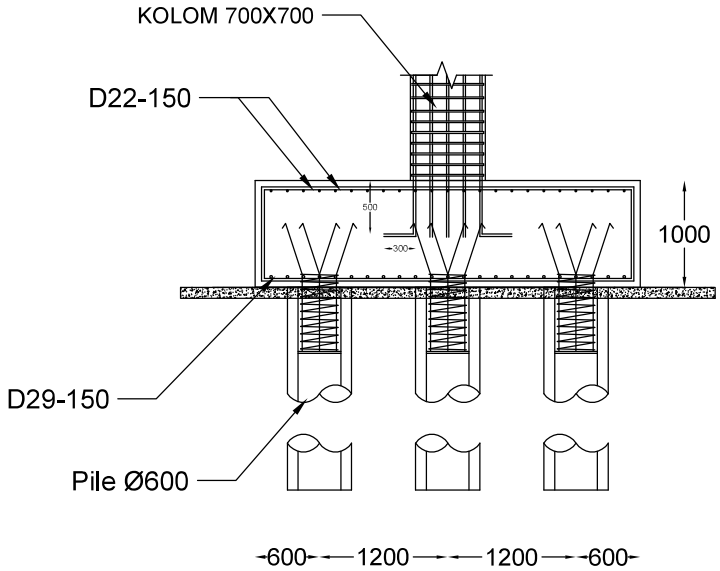
Rachmi Auliani

03111640000094



POTONGAN A PILE CAP TIPE 2

Skala 1 : 50



POTONGAN B PILE CAP TIPE 2

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 2

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
27	29

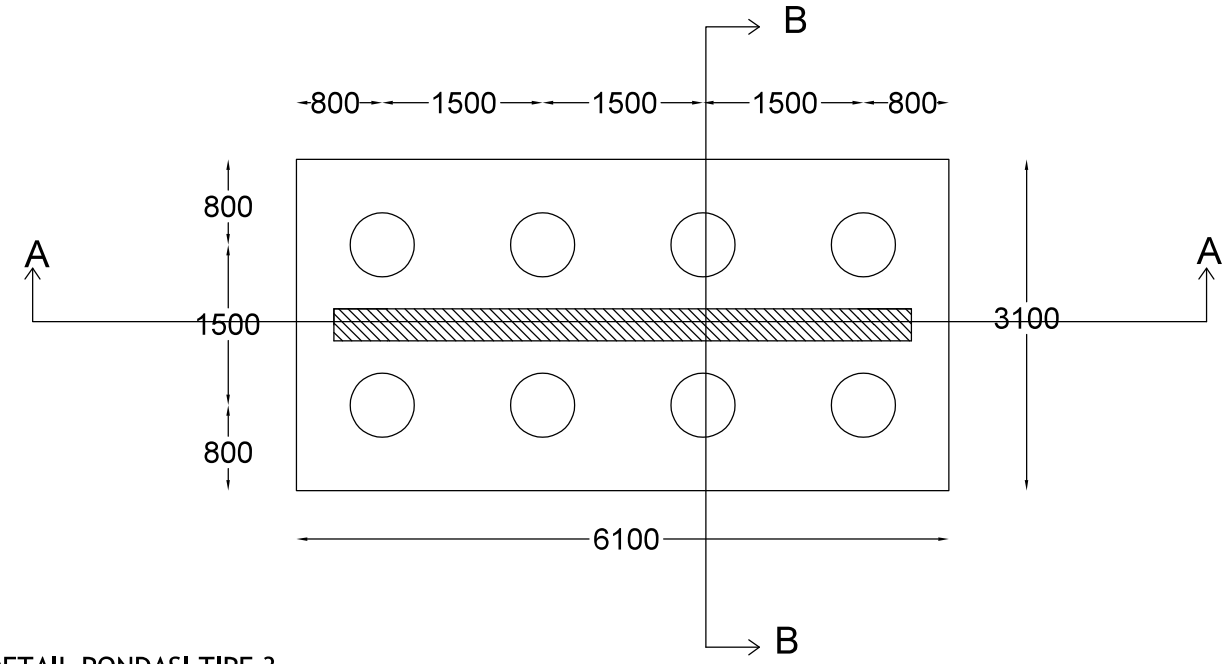
NAMA DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

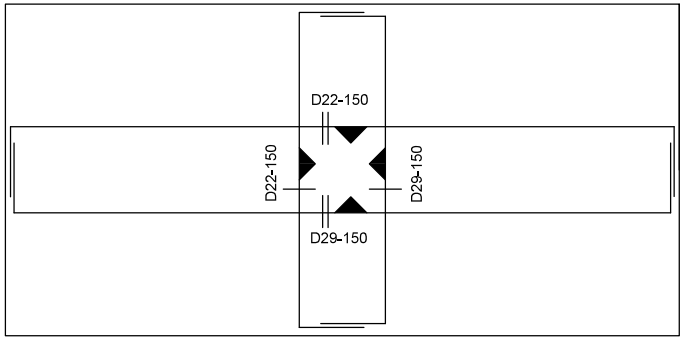
NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani
03111640000094



DETAIL PONDASI TIPE 3

Skala 1 : 50



DETAIL PENULANGAN PONDASI TIPE 3

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 3

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
28	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

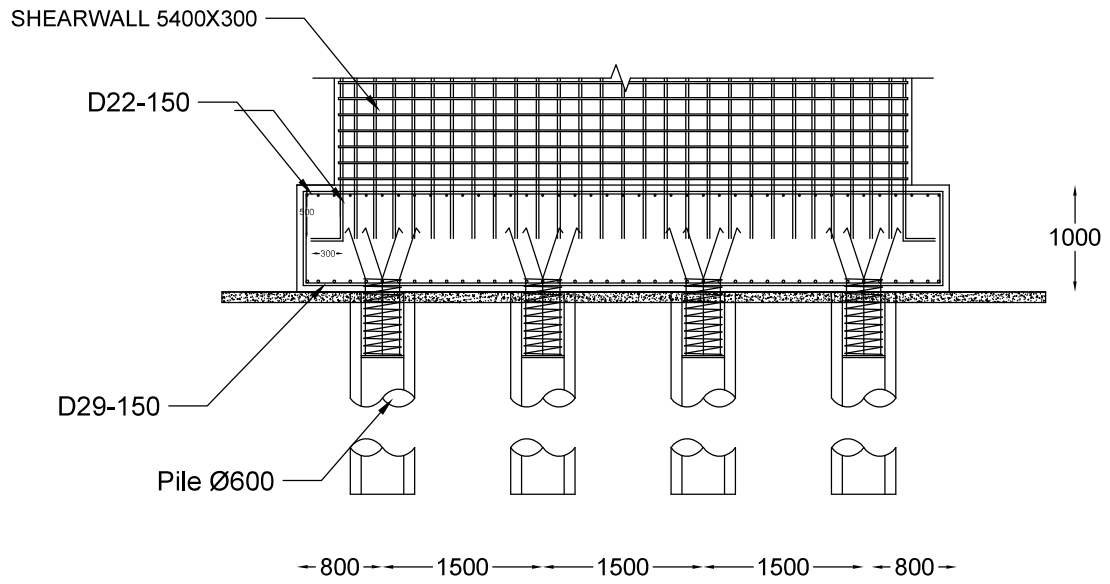
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

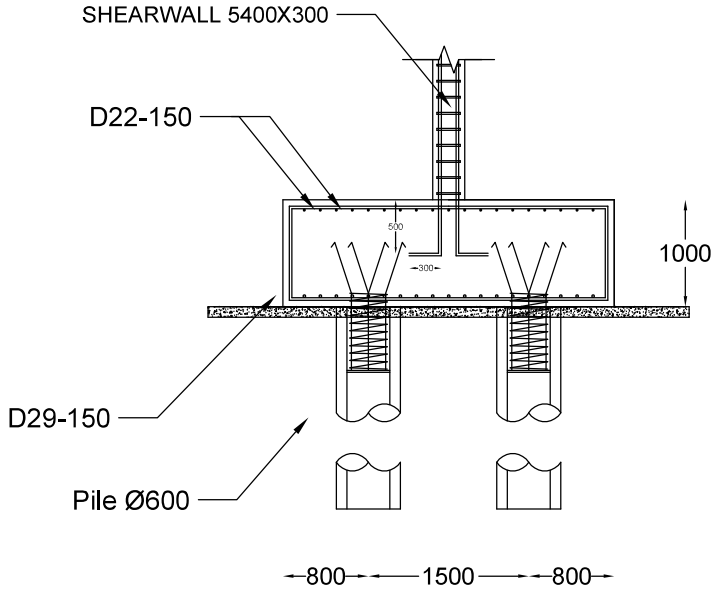
Rachmi Auliani

03111640000094



POTONGAN A PILE CAP TIPE 3

Skala 1 : 50



POTONGAN B PILE CAP TIPE 3

Skala 1 : 50

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang pada Lantai 15 Sebagai Ballroom di Wilayah Gempa Tinggi

NAMA GAMBAR

Penulangan Pile Cap Tipe 3

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML LEMBAR
29	29

NAMA DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

NAMA MAHASISWA

Rachmi Auliani

03111640000094

BIODATA PENULIS

Rachmi Auliani

Lahir di Surabaya, pada tanggal 14 Januari 1998. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 2 Sidokumpul Gresik, SMP Negeri 1 Gresik, dan SMA Negeri 1 Gresik. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSLK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 03111640000094. Selama menempuh studi, penulis aktif di organisasi kemahasiswaan Himpunan Mahasiswa Sipil FTSP-ITS sebagai Sekretaris Departemen MEDFO. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir "**Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Gunawangsa Gresik Menggunakan Sistem Balok Prategang Pada Lantai 15 Sebagai Ballroom Di Wilayah Gempa Tinggi**".

Narahubung
Email : rachmi.aulia14@gmail.com