TUGAS AKHIR-RC14-1501

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERATON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

EGA RIZKY SETYAWANTO
NRP. 3112 100 065

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

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

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

TUGAS AKHIR-RC14-1501

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERATON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

EGA RIZKY SETYAWANTO
NRP. 3112 100 065

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

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

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

FINAL PROJECT–RC14-1501

PLANNING MODIFICATION OF KERATON APARTMENT KRIAN'S BUILDING USING PRECAST METHOD

EGA RIZKY SETYAWANTO
NRP. 3112 100 065

Advisor I:
Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Advisor II:
Prof. Dr. Ir. I. Gusti Putu Raka.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERATON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:
EGA RIZKY SETYAWANTO
NRP. 3112 100 065

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tavio, S.T., M.E., Ph.D. ..... (Pembimbing I)

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

SURABAYA
JULI, 2017

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN KERATON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK (*PRECAST*)

Nama	: Ega Rizky Setyawanto
NRP	: 3112 100 065
Jurusan	: S1 Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing I	: Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dosen Pembimbing II	: Prof. Dr. Ir. I G. Putu. Raka

ABSTRAK

Metode pracetak saat ini telah banyak digunakan dalam pembangunan konstruksi sipil. Hal ini terjadi karena beton pracetak memiliki beberapa kelebihan dibandingkan beton yang dicor di tempat (*castin situ*). Kelebihannya antara lain yaitu proses pembuatannya yang tidak bergantung cuaca, tidak memerlukan banyak bekisting, waktu pengerjaan yang lebih singkat, kontrol kualitas beton lebih terjamin serta menurut penelitian terbaru beton pracetak juga ramah lingkungan

Tujuan dari Tugas Akhir ini adalah menghasilkan perencanaan struktur gedung Apartemen Keraton Krian dengan metode pracetak. Merencanakan *detailing* penulangan dan sambungan pada elemen beton pracetak. Merencanakan pondasi yang menopang bangunan. Dan merancang gambar teknik dari hasil modifikasi gedung ini.

Gedung Apartemen Keraton Krian ini memliki tinggi 11 lantai tanpa basement. Gedung ini dirancang ulang menggunakan metode beton pracetak pada bagian balok dan pelat. Standar yang digunakan dalam perencanaan ini adalah perencanaan struktural menggunakan tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 2847:2013), untuk menghitung pembebanan gravitasi menggunakan PPIUG 1983 dan tata cara perhitungan pembebanan untuk gedung (SNI 1727:2013), dan pembebanan gempa dihitung menggunakan tata cara perencanaan

ketahanan gempa (SNI 1726:2012). Perencanaan gedung ini menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

Hasil dari modifikasi gedung apartemen Keraton Krian ini meliputi ukuran balok induk 40/65, ukuran balok anak 30/45, dan 3 macam ukuran kolom yaitu lantai 1-4 80x80 cm, lantai 5-8 70x70 cm dan lantai 9-11 60x60 cm. Sambungan antar elemen pracetak menggunakan sambungan basah dan konsol pendek

Kata Kunci :Apartemen Keraton Krian, Modifikasi Perencanaan, Pracetak, Beton Bertulang

PLANNING MODIFICATION OF KERATON APARTMENT KRIAN'S BUILDING USING PRECAST METHOD

Name : Ega Rizky Setyawanto
NRP : 3112 100 065
Department : S1 Teknik Sipil FTSP ITS
Advisor I : Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Advisor II : Prof. Dr. Ir. I G. Putu. Raka

ABSTRACT

Precast method nowadays has been used in many civil constructions. The precast concrete has advantages to be compared to cast in situ concrete. The advantages of using the precast concrete are firstly the process of concrete casting is not influenced by weather; secondly, it does not need a lot of formworks, efficiency of times, and better quality controls; thirdly, a new research stated that using precast concrete is eco friendly.

The purpose of this final project is to design of a structure plan of Keraton Apartement Krian's building with precast method. The objective of this project to design the detail of the concrete's reinforcement, the connection between precast element, the basement's structure and the foundation that support the building. Finally to draw the result of the modification of the building.

Keraton Apartement Krian's building has 11 floors and no basement. It was planned using precast method for the beams and the slabs, whereas the columns, stairs, and footing were planned using the cast in situ concrete. The regulation that were used for this planning are SNI 2847:2013 for the structural concrete planning, PPIUG and SNI 1727:2013 for the gravity loads, SNI 1726:2012 for the lateral (earthquake) loads. This building was planned using Special Moment Resisting Frame.

The results of the design modification of the Keraton Apartement Krian's building were primary beams dimension of 40/65, secondary beams dimension of 30/45, and 3 type of column's dimension, with on the 1st-4th floor were using 80x80, 5th-8th floor were using 70x70, and the 9st-11th floor were using 60x60. The connection between precast element used wet joints and brackets.

Keywords :Keraton Apartemen Krian's, Planning Modification, Precsat, Reinforced Concrete

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT atas segala limpahan rahmat, hidayah, dan karunia-Nya, serta shalawat dan salam yang selalu tercurah kepada junjungan kita Nabi Muhammad SAW sehingga kami dapat menyusun dan menyelesaikan Tugas Akhir ini

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat yang besar penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar-besarnya kepada :

1. Allah SWT atas segala karunia dan kesempatan yang telah diberikan sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Orang tua dan keluarga tercinta yang selalu memberikan dukungan baik doa dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
3. Bapak Prof. Tavio, ST., M.T., Ph.D. dan Bapak Prof. Dr. Ir. I G. Putu. Raka selaku dosen konsultasi yang telah banyak memberikan bimbingan, petunjuk, dan motivasi dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar . M.Sc., selaku Dosen Wali penulis.
5. Teman-teman Teknik Sipil yang selalu mendukung dan memberikan semangat dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
6. Semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Seluruh dosen pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan. Seluruh staff dan karyawan Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS. Dan semua pihak yang tidak bisa disebutkan satu-persatu.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan demi kesempurnaan

Tugas Akhir ini. Penulis berharap laporan ini nantinya dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Akhir kata, penulis sebagai penyusun memohon maaf jika ada kesalahan dalam penulisan dan pengolahan data pada tugas akhir ini. Atas perhatian pembaca, penulis sampaikan terima kasih.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
LEMBAR PENGESAHAN iii
ABSTRAK iv
ABSTRACT vi
KATA PENGANTAR viii
DAFTAR ISI x
DAFTAR TABEL xvi
DAFTAR GAMBAR xviii
BAB I 1
PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Perumusan Masalah 2
1.3 Tujuan 3
1.4 Batasan Masalah 3
1.5 Manfaat 4
BAB II 5
TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Umum 5
2.2 Tinjauan Elemen Pracetak 6
2.2.1 Pelat 6
2.2.2 Balok 7
2.3 Sambungan Pracetak 8
2.4 Titik Angkat dan Sokongan Pracetak 11
2.4.1 Pengangkatan Pelat Pracetak 11

2.4.2 Pengangkatan Balok Pracetak 13
2.5 Metode Pelaksanaan Elemen Pracetak 15
BAB III 19
METODOLOGI 19
3.1 Diagram Alur Perencanaan 19
3.2 Pengumpulan Data 20
3.3 Studi Literatur 21
3.4 Pemilihan Kriteria Desain 21
3.5 Preliminary Design 21
3.5.1 Perencanan Dimensi Kolom 22
3.5.2 Perencanaan Dimensi Balok Induk 22
3.6 Perhitungan Struktur Sekunder 22
3.6.1 Penentuan Dimensi Pelat 22
3.6.2 Perencanaan Balok Anak 25
3.6.3 Perencanaan Tangga 25
3.6.4 Perencanaan Lift 26
3.7 Pembebanan 26
3.7.1 Beban Statis 26
3.7.2 Beban Gempa 28
3.7.3 Kombinasi Pembebanan 29
3.8 Permodelan dan Analisa Struktur 30
3.9 Perhitungan Struktur Utama 30
3.9.1 Perencanaan Balok Induk 31
3.9.2 Perencanaan Kolom 34
3.10 Perencanaan Sambungan 35

3.10.1 Perencanaan Sambungan Balok Pracetak Dengan Kolom……..36
3.10.2 Perencanaan Sambungan Balok Pracetak Dengan Pelat Pracetak 39
3.10.3 Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....40
3.11 Perencanaan Pondasi 41
3.11.1 Kebutuhan Tiang Pancang.....42
3.11.2 Perencanaan Terhadap Geser.....43
3.12 Penggambaran Hasil Perhitungan.....44
BAB IV.....45
PEMBAHASAN.....45
4.1 Preliminary Desain 45
4.1.1 Umum 45
4.1.2 Data Perencanaan 45
4.1.3 Pembebanan.....45
4.1.4 Perencanaan Dimensi Balok.....46
4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat.....48
4.1.6 Perencanaan Dimensi Kolom 50
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder.....52
4.2.1 Perencanaan Pelat.....52
4.2.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak 72
4.2.3 Perencanaan Tangga 87
4.2.4 Perencanaan Balok Lift 98
4.3 Pemodelan Struktur 108
4.3.1 Umum 108

4.3.2 Data-Data Perencanaan 108
4.3.3 Perhitungan Berat Struktur 109
4.3.4 Analisa Beban Gempa 109
4.4 Perencanaan Struktur Utama 131
4.4.1 Umum 131
4.4.2 Perencanaan Balok Induk 131
4.4.3 Perencanaan Kolom 161
4.5 Perencanaan Sambungan 170
4.5.1 Umum 170
4.5.2 Konsep Desain Sambungan 171
4.5.3 Penggunaan Topping Beton 175
4.5.4 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom 176
4.5.5 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak 183
4.5.6 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok 188
4.6 Perencanaan Pondasi 190
4.6.1 Umum 190
4.6.2 Data Tanah 191
4.6.3 Kriteria Design 191
4.6.4 Daya Dukung 192
4.6.5 Perhitungan Tiang Pancang 194
4.6.6 Perencanaan Poer Satu Kolom 202
4.6.7 Perencanaan Poer Dua Kolom 206
4.6.8 Perencanaan Balok Sloof Interior 212
4.7 Metode Pelaksanaan 216
4.7.1 Umum 216

4.7.2 Pengangkatan dan Penempatan Crane 216
4.7.3 Kontrol Kapasitas Crane 217
4.7.4 Pekerjaan Elemen Kolom 218
4.7.5 Pemasangan Elemen Balok Induk 219
4.7.6 Pemasangan Elemen Balok Anak 219
4.7.7 Pemasangan Elemen Pelat 220
4.7.8 Transportasi Elemen Beton Pracetak 220
BAB V 223
KESIMPULAN DAN SARAN 223
5.1 Kesimpulan 223
5.2 Saran 224
DAFTAR PUSTAKA 225
LAMPIRAN 227

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan metode penyambungan 10
Tabel 3. 1 Beban mati pada struktur 27
Tabel 3. 2 Beban hidup pada struktur 28
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk 47
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak.....48
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Pelat.....50
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Penulangan Pada Pelat 71
Tabel 4. 5 Rekapitulasi Penulangan Pada Balok Anak.....86
Tabel 4. 6 Spesifikasi C300 Passenger Elevator.....99
Tabel 4. 7 Klasifikasi penentuan jenis tanah 110
Tabel 4. 8 Hasil perhitungan penentuan jenis tanah 111
Tabel 4. 9 Koefisien Situs Fa.....113
Tabel 4. 10 Koefisien Situs Fv.....113
Tabel 4. 11 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek.....114
Tabel 4. 12 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik 114
Tabel 4. 13 Tabel sistem penahan gempa 115
Tabel 4. 14 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x 116
Tabel 4. 15 Koefisien untuk Batas Atas dari Periode yang di hitung.....117
Tabel 4. 16 Tabel periode berdasarkan SAP2000.....117
Tabel 4. 17 Faktor Keutamaan Gempa 118
Tabel 4. 18 Tabel Berat Gedung Berdasarkan SAP2000.....119
Tabel 4. 19 Gaya Geser Gempa SAP2000.....120
Tabel 4. 20 Gaya Geser Gempa Faktor Skala SAP2000.....121
Tabel 4. 21 Partisipasi Massa.....122
Tabel 4. 22 Batas Simpangan Gedung.....123
Tabel 4. 23 Tabel Drift Gempa Arah X 124
Tabel 4. 24 Tabel Drift Gempa Arah Y 125
Tabel 4. 25 Tabel Perhitungan Gaya Seismik Lateral 126
Tabel 4. 26 Tabel Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan 127

Tabel 4. 27 Tabel Koordinat Pusat Massa Setelah Pergeseran. 129
Tabel 4. 28 Nilai Mpr balok induk interior..... 149
Tabel 4. 29 Penulangan Lapangan Balok Induk..... 160
Tabel 4. 30 Penulangan Tumpuan Balok Induk 160
Tabel 4. 31 Gaya dalam kolom..... 162
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Penulangan Kolom..... 169
Tabel 4. 33 Daya dukung tiang pancang tunggal..... 196
Tabel 4. 34 Kapasitas Angkat dan Radius Tower Crane 217

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Pelat pracetak Double Tees.....6
Gambar 2. 2 Pelat pracetak berlubang (Hollow Core Slab).....6
Gambar 2. 3 Pelat pracetak tanpa lubang (Solid Slab).....6
Gambar 2. 4 Balok berpenampang persegi (*Rectangular Beam*).7
Gambar 2. 5 Balok T terbalik (Inverted Tee Beam) 7
Gambar 2. 6 Balok berpenampang L (Ledger Beam) 8
Gambar 2. 7 Sambungan dengan cor setempat 9
Gambar 2. 8 Sambungan dengan las.....10
Gambar 2. 9 Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat) 12
Gambar 2. 10 Posisi titik angkat pelat (8 buah titik angkat) 13
Gambar 2. 11 Pengangkatan balok pracetak 14
Gambar 3. 1 Diagram alur perencanaan.....20
Gambar 3. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur.....24
Gambar 3. 3 Ilustrasi kuat momen yang bertemu di HBK.....35
Gambar 3. 4 Sambungan balok dengan kolom 37
Gambar 3. 5 Parameter geometri konsol pendek 38
Gambar 3. 6 Hubungan Balok Kolom 39
Gambar 3. 7 Sambungan Antara Balok dengan Pelat 40
Gambar 3. 8 Sambungan balok induk dengan balok anak 41
Gambar 3. 9 Ilustrasi Pondasi Tiang Pancang 42
Gambar 4. 1 Denah pembalokan.....47
Gambar 4. 2 Pelat tipe S1 dan S2.....49
Gambar 4. 3 Luas beban yang diterima kolom 51
Gambar 4. 4 Posisi titik angkat pelat (8 buah titik angkat) 59
Gambar 4. 5 Diagram gaya geser horizontal penampang komposit 64
Gambar 4. 6 Posisi titik angkat pelat (8 buah titik angkat) 66
Gambar 4. 7 Pengangkatan pelat tampak atas 67
Gambar 4. 8 Momen pengangkatan pelat arah i 68
Gambar 4. 9 Momen pengangkatan pelat arah j 68
Gambar 4. 10 Distribusi Beban pada Balok Anak 30/45 72
Gambar 4. 11 Momen saat pengangkatan balok anak.....81

Gambar 4. 12 Letak titik pengangkatan 82
Gambar 4. 13 Perencanaan tangga 88
Gambar 4. 14 Distribusi beban pada tangga 89
Gambar 4. 15 Free body diagram gaya-gaya pada tangga 92
Gambar 4. 16 Bidang lintang (D) pada tangga 92
Gambar 4. 17 Bidang normal (N) pada tangga 92
Gambar 4. 18 Bidang momen (M) pada tangga 93
Gambar 4. 19 Denah Lift 100
Gambar 4. 20 Peta untuk menentuka harga Ss 112
Gambar 4. 21 Peta untuk menentukan harga S_1 112
Gambar 4. 22 Simpangan Arah X 123
Gambar 4. 23 Simpangan Arah Y 123
Gambar 4. 24 Simpangan Antar Lantai 124
Gambar 4. 25 Area pembebanan balok induk 133
Gambar 4. 26 Pembebanan balok induk sebelum komposit 135
Gambar 4. 27 Pembebanan balok induk sebelum komposit 138
Gambar 4. 28 Denah pembalokan pada SAP 2000 141
Gambar 4. 29 Momen saat pengangkatan balok induk 157
Gambar 4. 30 Letak titik pengangkatan 158
Gambar 4. 31 Diagram interaksi aksial vs momen kolom 162
Gambar 4. 32 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK 164
Gambar 4. 33 Panjang Tumpuan pada Tumpuan 171
Gambar 4. 34 Mekanisme Pemindahan Beban 172
Gambar 4. 35 Model keruntuhan 174
Gambar 4. 36 Model sambungan balok pada konsol kolom 174
Gambar 4. 37 Geometrik konsol pendek 176
Gambar 4. 38 Detail batang tulangan dengan kait standar 182
Gambar 4. 39 Detail batang tulangan dengan kait standar 187
Gambar 4. 40 Panjang Penyaluran Pelat 188
Gambar 4. 41 *Prestressed Concrete Spun Pile* 191
Gambar 4. 42 Konfigurasi rencana tiang pancang 199
Gambar 4. 43 Konfigurasi Poer 2 Kolom 207
Gambar 4. 44 Sloof yang ditinjau 213
Gambar 4. 45 Diagram Interaksi Balok Sloof 50/70 214

Gambar 4. 46 Pemasangan Bekisting untuk Pembuatan Kolom 218
Gambar 4. 47 Pemasangan Balok Induk Pracetak 219
Gambar 4. 48 Pemasangan Balok Anak Pracetak.....219
Gambar 4. 49 Pemasangan Tulangan Atas 220
Gambar 4. 50 Dimensi Truk Pengangkut.....221

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Semakin meningkatnya jumlah penduduk di Indonesia, maka kebutuhan-kebutuhan masyarakat juga meningkat. Salah satu kebutuhan tersebut adalah tempat tinggal. Saat ini, masyarakat mulai susah mencari lahan untuk tempat tinggal di kota-kota besar. Cara untuk mengatasi hal tersebut yaitu dengan membangun gedung-gedung tinggi untuk tempat tinggal seperti apartemen.

Kebutuhan akan apartemen semakin meningkat seiring dengan pertumbuhan jumlah penduduk di Indonesia. Oleh karena itu, banyak pebisnis yang mulai berinvestasi dengan membangun apartemen. Para pebisnis mulai berlomba-lomba untuk mendirikan bisnis apartemen ini dengan cepat. Maka perlu dicari solusi agar pembangunan hotel tersebut dapat terlaksana dengan cepat. Salah satu metode konstruksi yang cocok adalah metode pracetak (*precast)*.

Metode pracetak merupakan metode konstruksi yang memiliki beberapa kelebihan daraipada metode cor di tempat. Kelebihannya yaitu mutu bahan lebih terjamin karena proses pembuatan beton merupakan hasil fabrikasi yang telah dikontrol kualitasnya, dan waktu pemasangan lebih cepat dan praktis. Selain itu, tidak perlu khawatir bila harga dari beton pracetak ini akan mahal, karena jika diproduksi secara massal dan seragam dan dengan waktu perakitan yang relatif singkat akan menghemat biaya konstruksi. Bangunan yang akan direncanakan dengan sistem pracetak adalah Gedung Apartemen Keraton Krian.

Gedung Apartemen Keraton Krian merupakan apartemen yang dibangun di daerah Krian, Sidoarjo. Gedung ini terdiri dari 11 lantai yang memiliki tipe yang tipikal dan dibangun dengan beton bertulang biasa dengan metode cor ditempat sehingga membutuhkan waktu yang relatif lama.

Karena tuntutan pekerjaan konstruksi yang cepat, maka atas dasar itulah penulis akan memodifikasi gedung tersebut dengan menggunakan metode beton pracetak. Pada sistem ini, ada beberapa hal yang harus diperhatikan. Mulai dari dimensi dari setiap komponen struktur, beban-beban yang terjadi pada struktur, tulangan dari struktur utama, detailing sambungan beton pracetak, dan metode pelaksanaannya.

Dalam merencanakan sistem pracetak, hal pertama yang dilakukan adalah merencanakan dimensi dari setiap elemen struktur. Hal ini dilakukan agar dapat mengetahui beban mati akibat berat sendiri dari struktur.

Setelah merencanakan dimensi, kemudian menganalisa beban-beban yang terjadi pada struktur. Beban-beban tersebut antara lain beban mati, beban hidup, beban gempa, dan beban angin. Analisa beban-beban dilakukan agar kita bisa mengetahui Bidang N, D, M dari setiap elemen struktur.

Setelah menganalisa beba-beban, kemudian merencanakan tulangan dari struktur utama. Hal ini dilakukan agar diketahui berapa kebutuhan tulangan agar struktur tersebut kuat menerima beban-beban yang terjadi.

Setelah merencanakan penulangan, kemudian merancang detailing sambungan pada komponen beton pracetak. Perancangan detailing sambungan dilakukan agar setiap komponen pracetak menyatu untuk menahan beban yang terjadi.

Hal terakhir yang juga harus diperhatikan adalah bagaimana metode pelaksanaan komponen beton pracetak. Hal ini dilakukan karena beton pracetak dan beton yang dengan metode konvensional memiliki perbedaan pada pelaksanaanya.

1.2 Perumusan Masalah

Masalah Utama :

Bagaimana merancang komponen struktur gedung Apartemen Keraton Krian mengunakan metode beton pracetak?

Detail Masalah :

Detail masalah yang akan ditinjau pada perencanaan ini adalah:

1. Bagaimana merencanakan dimensi dari setiap komponen struktur?
2. Bagaimana menganalisa beban-beban yang terjadi pada struktur?
3. Bagaimana merencanakan penulangan struktur utama?
4. Bagaimana merancang detailing sambungan komponen beton pracetak?
5. Bagaimana metode pelaksanaan komponen beton pracetak pada gedung Apartemen Keraton Krian?

1.3 Tujuan

Tujuan Utama :

Merancang komponen struktur gedung Apartemen Keraton Krian menggunakan metode beton pracetak sesuai peraturan yang berlaku.

Detail Tujuan :

1. Merencanakan dimensi dari setiap komponen struktur
2. Menganalisa beban-beban yang terjadi pada struktur
3. Merencanakan penulangan pada struktur utama
4. Merencanakan detail sambungan komponen pracetak
5. Menyusun metode pelaksanaan komponen beton pracetak

1.4 Batasan Masalah

1. Beton pracetak yang digunakan beton pracetak biasa (non prategang)
2. Elemen pracetak yang direncanakan adalah pelat dan balok
3. Kolom menggunakan beton bertulang biasa
4. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang
5. Metode pelaksanaan dibatasi dengan elemen pracetak saja

6. Perencanaan tidak termasuk sistem utilitas, kelistrikan dan sanitasi.
7. Tidak menghitung waktu, biaya, dan manajemen konstruksinya

1.5 Manfaat

Manfaat yang diharapkan dari tugas akhir ini adalah dapat memberikan alternatif dalam pembangunan Gedung Apartemen Keraton Krian dengan menggunakan beton pracetak. Metode beton pracetak juga lebih cepat dan efisien dalam pelaksanaannya dan telah banyak diterapkan di Indonesia terutama di bidang Teknik Sipil.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Sebenarnya beton pracetak tidak jauh berbeda dengan beton biasa. Namun yang menjadikan berbeda adalah metoda pabrikasinya. Pada umumnya dianggap bahwa penggunaan beton pracetak lebih ekonomis dibandingkan dengan pengecoran ditempat dengan alasan mengurangi biaya pemakaian bekisting, mereduksi biaya upah pekerja karena jumlah pekerja relatif lebih sedikit, mereduksi durasi pelaksanaan proyek sehingga overhead yang dikeluarkan menjadi lebih kecil (Dunham,1984).

Struktur beton pracetak umumnya direncanakan dengan menganggap struktur tersebut bersifat monolit yang dicor di tempat. Metoda desain seperti ini disebut sebagai pendekatan desain emulasi (Warnes, 1992). Dengan pendekatan ini, sistem struktur pracetak dapat direncanakan sebagai sistem struktur yangkonvensional. Dengan demikian konsep desain kapasitas yang umumnya digunakan dalam perancangan portal konvensional terhadap beban lateral dapat digunakan dalam perancangan portal pracetak. Desain kapasitas ini dapat tercapai dengan menerapkan falsafah *strong column-weak beam* dimana kelelehan pada balok diharapkan terjadi terlebih dahulu sebelum terjadinya kelelehan pada kolom. Dengan demikian sambungan balok-kolom merupakan bagian yang sangat penting dalam mentransfer gaya-gaya antar elemen pracetak yang disambung. Bila tidak direncanakan dengan baik (baik dari segi penempatan sambungan maupun kekuatannya) maka sambungan dapat mengubah aliran gaya pada struktur pracetak, sehingga dapat mengubah hirarki keruntuhan yang ingin dicapai dan pada akhirnya dapat menyebabkan keruntuhan prematur pada struktur (S. Pantazopoulou, 1992).

2.2 Tinjauan Elemen Pracetak

2.2.1 Pelat

Pelat merupakan struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut. (Ali Asroni, 2010). Pelat diperhitungkan menerima beban gravitasi (beban mati dan hidup) yang mengakibatkan momen lentur.

Pelat beton dengan menggunakan metode pracetak sudah mulai banyak digunakan dalam perencanaan gedung. Terdapat beberapa jenis pelat beton pracetak yang sering digunakan, yaitu:

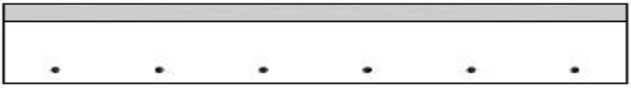
a. Pelat pracetak bentuk Double Tees

Gambar 2.1 Pelat Pracetak Double Tees
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

b. Pelat pracetak berlubang (Hollow Core Slab)

Gambar 2.2 Hollow Core Slab
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

c. Pelat pracetak tanpa lubang (Solid Slab)



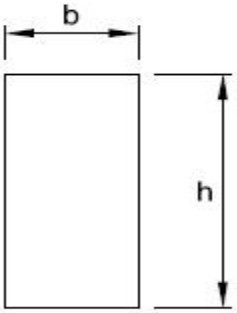
Gambar 2.3 Solid Slab
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

2.2.2 Balok

Balok merupakan salah satu elemen struktur dari portal yang memiliki arah bentang hoorizontal. Beban yang bekerja pada balok adalah beban lentur, beban torsi, sehingga diperlukan tulangan untuk menahan beban-beban tersebut(Ali Asroni, 2010).

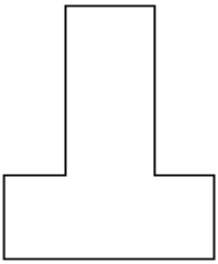
Ada beberapa jenis balok pracetak yang sering digunakan, yaitu:

a. Balok penampang persegi



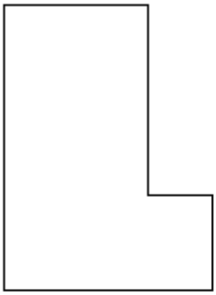
Gambar 2.4 Rectangular beam
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

b. Balok penampang T terbalik



Gambar 2.5 Inverted Tee Beam
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

c. Balok Penampang L



Gambar 2.6 L-Beam
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

2.3 Sambungan Pracetak

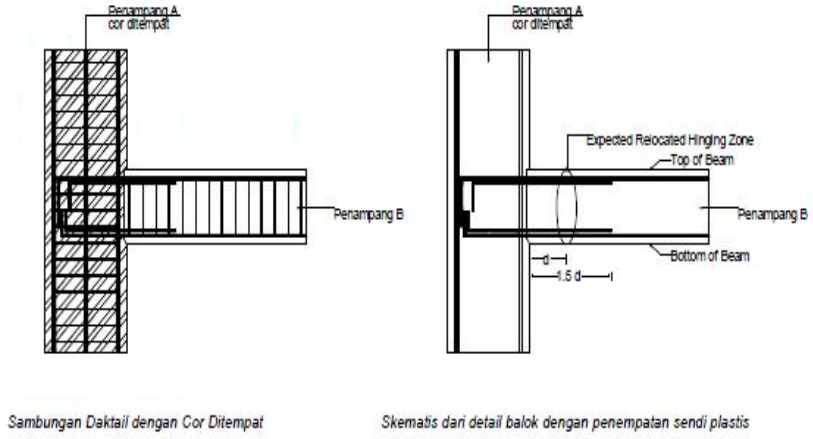
Sambungan merupakan bagian yang sangat penting dalam mentransfer gaya-gaya yang bekerja antar elemen pracetak, sehingga dapat menciptakan kestabilan. (Tjahyono dan Purnomo, 2004). Penempatan dan kekuatan sambungan perlu direncanakan dengan baik karena kekuatan elemen pracetak juga bergantung pada sambungannya. Kegagalan suatu struktur diharapkan tidak terjadi pada sambungannya, sehingga perlu didetailkan dengan teliti. Sambungan yang baik adalah kuat, layak, serta tepat dalam pemasangannya. (Wibowo, 2006).

Terdapat beberapa jenis sambungan dalam teknologi pracetak. Secar umum, terdapat 3 macam sambungan yang sering digunakan antara lain:

a. Sambungan dengan cor ditempat

Penempatan sambungan antara kolom lantai bawah, kolom lantai diatasnya dengan balok dapat terjadi pada satu titik yang sama atau pada titik yang berbeda. Pada penyambungan komponen-komponen beton pracetak sebaiknya dihindari penyambungan dengan jumlah komponen

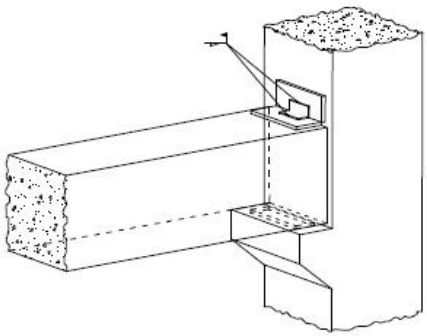
yang besar pada satu titik, hal ini dapat diatasi dengan cara menempatkan sambungan antar kolom diatas titik sambungan antara kolom dengan balok. Pelaksanaan penyambungan in-situ concrete joints dapat dibedakan berdasarkan tahap pelaksanaannya menjadi dua yaitu pelaksanaan satu tahap dan pelaksanaan dua tahap (Tihamer Koncs,1979).



Gambar 2.7 Sambungan cor ditempat

b. Sambungan dengan las dan baut

Alat sambung kering dalam menyatukan komponen beton pracetak digunakan plat baja yang ditanamkan dalam beton dan ditempatkan pada ujung-ujung yang akan disatukan. Fungsi dari plat baja ini adalah meneruskan gaya-gaya sehingga plat baja ini harus benar-benar menyatu dengan material beton. Dalam penyatuan komponen-komponen beton pracetak dapat digunakan alat sambung berupa baut atau las. Untuk menghindari terjadinya korosi pada plat baja, setelah proses penyambungan selesai maka lubang sambungan tersebut harus di-grouting. (Wulfraim, 2006)



Gambar 2.8 Sambungan las dan baut

c. Sambungan dengan cara prestress

Sambungan komponen beton pracetak dapat dilaksanakan dengan cara prestressed (Allen,1985). Dengan cara penyambungan seperti ini dihasilkan struktur yang monolit.

Berikut ini adalah perbandingan dari metoda penyambungan komponen beton pracetak.

Tabel 2.1 Perbandingan Metode penyambungan

Deskripsi	In-Situ Concrete Joints	Bolted & Welded Connection
Keutuhan Struktur	Monolit	Kurang Monolit
Waktu yang dibutuhkan agar sambungan dapat berfungsi secara efektif	Perlu setting time	Segera dapat berfungsi
Metoda pemasangan yang	Horisontal Method	Vertical Method

sesuai		
Jenis sambungan	Basah	Kering
Ketinggian bangunan	-	Max 25 meter
Waktu pelaksanaan	Lebih lama karena membutuhkan waktu untuk setting time	Lebih cepat 25%-40% bila dibandingkan dengan in-situ concrete joints
Toleransi dimensi	Lebih tinggi bila dibandingkan dengan sambungan baut/las	Rendah, sehingga dibutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan pemasangan.
Panjang bentang	Terbatas	Terbatas

(Sumber : Tihamer Koncs, 1979)

2.4 Titik Angkat dan Sokongan Pracetak

2.4.1 Pengangkatan Pelat Pracetak

Dalam pemasangan pelat pracetak, yang harus diperhatikan adalah pengangkatan pelat sehingga perlu perencanaan terhadap tulangan angkat dengan tujuan menghindari tegangan yang disebabkan oleh fleksibilitas dari truk pengangkut dalam perjalanan menuju lokasi proyek. Kondisi tersebut menimbulkan momen-momen pada elemen pracetak. Untuk pengangkatan dapat menggunakan bantuan balok.

a. Empat titik angkat

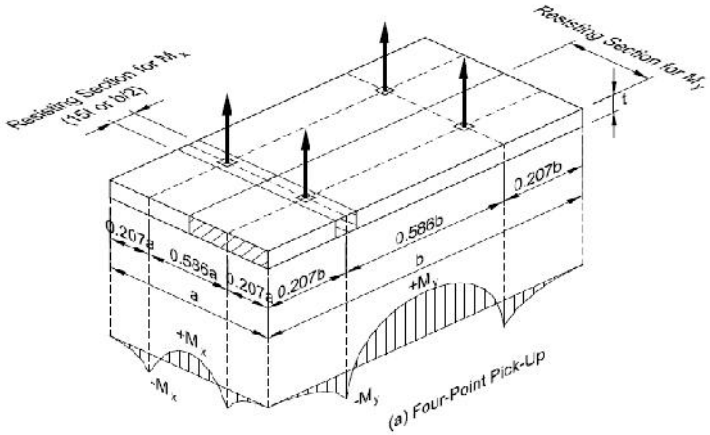
Momen maksimum (pendekatan):

$+Mx = -Mx = 0{,}0107\ w\ a^2\ b$

$+My = -My = 0{,}0107\ w\ a\ b^2$.

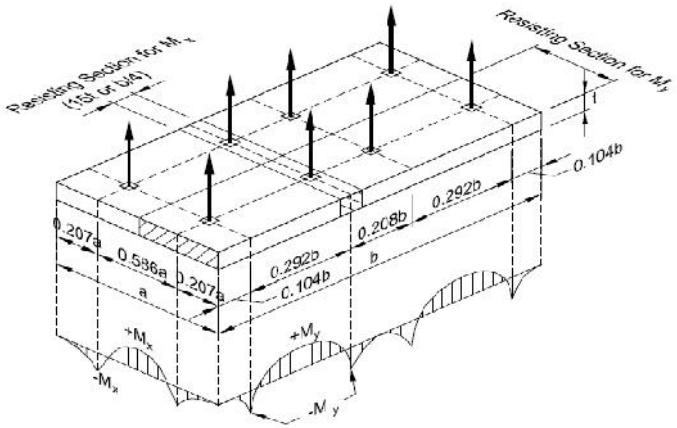
Mx ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan 15t dan b/2.

My ditahan oleh penampang dengan lebar a/2.



Gambar 2.9 Gambar posisi titik angkat pelat (4 titik angkat). (Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

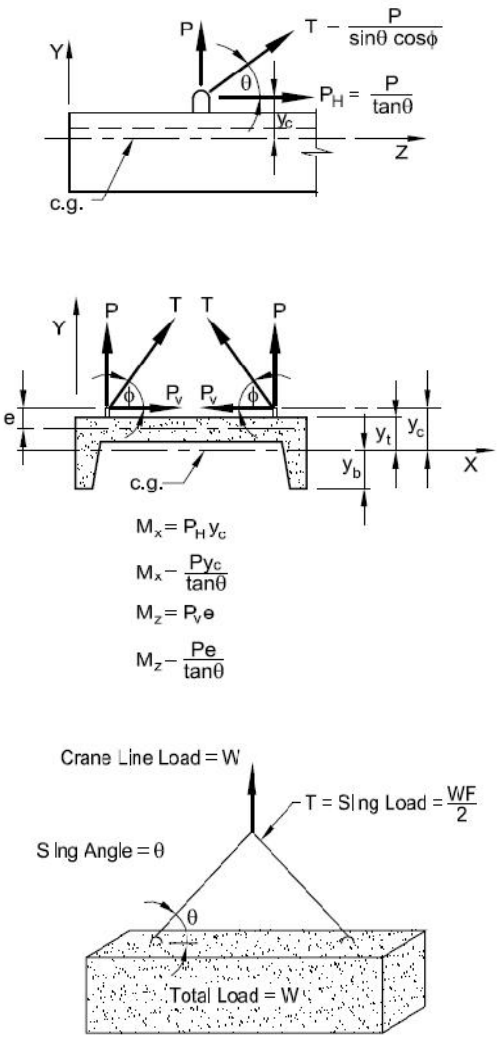
b. Delapan titik angkat
Momen maksimum (pendekatan):
$+Mx = -Mx = 0{,}0054\ w\ a^2\ b$
$+My = -My = 0{,}0027\ w\ a\ b^2$.
Mx ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan 15t dan b/4.
My ditahan oleh penampang dengan lebar a/2.



Gambar 2.10 Gambar posisi tik angkat pelat (8 titik angkat). (Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

2.4.2 Pengangkatan Balok Pracetak

Elemen balok pracetak harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada saat pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut.



Gambar 2.11 gambar pengangkatan balok pracetak (Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

2.5 Metode Pelaksanaan Elemen Pracetak

Tahapan pelaksanaan metode konstruksi dengan menggunakan sistem elemen pracetak adalah sebagai berikut:

1. Tahap produksi

Pada tahap produksi meliputi pemilihan material penyusun elemen beton pracetak serta proses pembuatan mix desain dan pengecoran elemen pracetak serta penyimpanan elemen pracetak yang sudah jadi. Pada setiap tahapan produksi sudah dilakukan kontrol kualitas (QC), hal ini untuk mengurangi resiko kegagalan produksi.

2. Tahap transportasi

Dalam tahap transportasi ini harus mempertimbangkan faktor-faktor utama berikut ini:

1. Jadwal kegiatan pengangkutan sangat diperlukan oleh kecepatan pemasangan di lapangan.Semakin cepat tingkat pemasangan di proyek maka dibutuhkan pengangkutan yang cepat pula.
2. Kondisi lahan *stockyard* di *site* proyek. Jika lahan *stockyard* semakin besar maka pelaksanaan pengangkutan dapat dipercepat dengan menyetok di lokasi proyek.
3. Ijin pengangkutan/penggunaan jalan
4. Alat angkut (*crane*) di pabrik. Dalam menentukan pilihan alat angkut (*crane*) sangat tergantung dari jenis kebutuhan angkutan dan sistem penyimpangan di pabrik tersebut.

3. Tahap pemasangan

Pada tahap pemasangan, untuk memudahkan pelaksanaan pemasangan elemen beton pracetak di proyek maka harus mengatur faktor-faktor berikut ini:

1. Site Plan

Site plan untuk pekerjaan dengan menggunakan elemen sistem pracetak. Dalam mengatur site plan membutuhkan keahlian khusus untuk mengatur lahan proyek menjadi sedemikian rupa agar dapat diperoleh kenyamanan dalam

melakukan koordinasi semua kegiatan proyek. Untuk itu harus mengatur:

a. Posisi tower crane yang paling sesuai sehingga setiap sudut bangunan dapat dijangkau oleh tower crane tersebut sesuai dengan kebutuhan.
b. *Stockyard* untuk komponen pracetak agar masih dapat dijangkau oleh tower crane baik berat maupun radiusnya.
c. *Unloading area*, terutama untuk material pareto dan elemen beton pracetak sehingga tidak mengganggu aktivitas pekerjaan di proyek tersebut.
d. Jalan kerja yang paling baik agar tidak mengganggu kegiatan pekerjaan danmemberikan kemanan (*safety*).
e. Lokasi penunjang lainnya, seperti kantor kontraktor/pemilik/pengawas, gudang,bengkel alat berat, akses keluar-masuk proyek, pos petugas keamanan, barak pekerja, fasilitas umum lainnya dan lain lain.

2. Peralatan

Dalam mengatur tipe peralatan yang diperlukan harus mempertimbangkan hal-hal sebagai berikut:

a. Luas area dan ketinggian gedung
b. Berat material terbesar yang akan diangkat dan radius yang dikehendaki
c. Bentuk material yang akan diangkat apakah berbentuk curah/padat/cair dan lainlain. Bentuk material akan sangat mempengaruhi bucket alat angkut bahkan bisa mempengaruhi jenis alat angkut yang dipakai.
d. Model pengangkutan yang dominan terjadi di lokasi proyek apakah vertikal atau horisontal.
e. Cara pelaksanaan pemasangan elemen struktur, apakah perlu menggunakan *temporary equipment* (peralatan sementara) atau cukup dengan menggunakan *permanent equipment* (peralatan permanen) yang akan dipasang di gedung tersebut terutama untuk item pekerjaan finishing. Misalnya cukup dengan menggunakan gondola permanen

di atas gedung atau masih tetap membutuhkan peralatan dari luar.

3. Siklus pemasangan

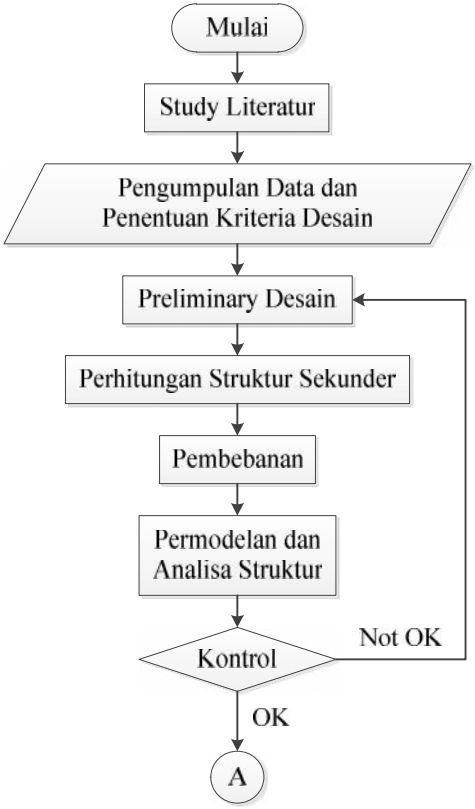
Dalam pemasangan elemen-elemen pracetak harus direncanakan siklus/urutan pemasangan serta dianalisa perilaku beban-beban yang terjadi selama *erection*. Seringkali terjadi kerusakan/*failure* akibat tidak diperhitungkannya perilaku struktur selama proses pelaksanaan/*erection*.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III
METODOLOGI

3.1 Diagram Alur Perencanaan

Metodologi ini akan menguraikan dan menjelaskan cara dan urutan pelaksanaan penyelesaian tugas akhir. Mulai dari study literatur, pengumpulan data dan penentuan kriteria desain, preliminary design, permodelan struktur dan pembebanan, analisa dan perhitungan elemen struktur, perencanaan sambungan, lalu output berupa gambar teknik sampai dengan kesimpulan akhir dari tugas akhir ini.



Gambar 3.1 Diagram Alur Perencanaan

3.2 Pengumpulan Data

Data-data bangunan yang digunakan dalam perencanaan ini adalah bangunan apartemen yang menggunakan beton bertulang biasa dengan data-data sebagai berikut:

1. Data umum bangunan
   - Nama gedung : Apartemen Keraton Krian
   - Letak bangunan : Jauh dari pantai
   - Lokasi : Sidoarjo
   - Luas bangunan : 110 m x 57,4 m
   - Jumlah lantai : 11 lantai
   - Tinggi bangunan : 43 m
   - Tinggi tiap lantai : 3.91 m
   - Struktur bangunan : Beton bertulang
   - Struktur pondasi : Pondasi tiang pancang
2. Data bahan
   - Mutu beton (f_c') : 30 Mpa
   - Mutu tulangan (fy) : 390 Mpa
3. Data Gambar : (terlampir)

3.3 Studi Literatur

Dalam tugas akhir ini, peraturan yang digunakan antar lain:

1. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)
2. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2012)
3. Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 1727:2012)
4. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)

3.4 Pemilihan Kriteria Desain

Modifikasi gedung akan dirancang dengan menggunakan metode pelaksanaan beton pracetak. Dalam memilih Kriteria desain harus memenuhi syarat kuat dan kelayakan. Kuat artinya bahwa kemampuan elemen struktur lebih besar dari beban yang bekerja. Sementara maksud dari layak artinya batasan struktur tersebut masih dalam toleransi yang diizinkan sesuai peraturan. Pemilihan metode pracetak karena konfigurasi struktur gedung beraturan dan tipikal sehingga akan lebih ideal dan cepat daripada beton cor di tempat.

Untuk menentukan sistem struktur yang cocok untuk bangunan, yang perlu diperhatikan adalah jenis tanah, dan lokasi konstruksi. Setelah mengetahui jenis tanah dan lokasi konstruksi akan didapat kategori desain sismik. Penentuan sistem struktur diatur dalam SNI 1726:2012.

3.5 Preliminary Design

Pada preliminary design ini akan menentukan dimensi elemen struktur gedung untuk digunakan dalam tahap perancangan selanjutnya.

3.5.1 Perencanan Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ϕ = 0,65.

$$A = \frac{W}{\text{¤} \times fc'} \qquad \textbf{(3-1)}$$

Dimana, W = Beban aksial yang diterima kolom
f_c' = Kuat tekan beton karakteristik
A = Luas penampang kolom

3.5.2 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa.

$h_{min} = \frac{L}{1}$ digunakan apabila fy = 420 Mpa

$h_{min} = \frac{L}{16}\left(0{,}4 + \frac{fy}{700}\right)$ digunakan untuk fy selain 420 Mpa

$h_{min} = \frac{L}{16}(1{,}65 - 0{,}003wc)$ digunakan untuk nilai w_c 1440 sampai 1840 kg/m^3

Dimana:

b = Lebar balok
h = Tinggi balok
L = Panjang balok

3.6 Perhitungan Struktur Sekunder

3.6.1 Penentuan Dimensi Pelat

Dalam menentukan dimensi pelat langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut:

1. Menentukan terlebih dahulu apakah pelat tergolong pelat satu arah (*One-way slab*) atau pelat dua arah (*two-way slab*).
2. Tebal minimum pelat satu arah (*One-way slab*) menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 (tabel

9.5(a)). Sedangkan untuk pelat dua arah menggunakan rumus sesuai dangan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1

3. Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi:
   a) Untuk $\sim_m$ yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2
      1. Tebal pelat tanpa penebalan 120 mm
      2. Tebal pelat dengan penebalan 100 mm
   b) Untuk $\sim_m$ lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{\ell_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta\left(\alpha_{im} - 0{,}2\right)} \qquad \textbf{(3-2)}$$

(SNI 2847:2013, persamaan 9-12)

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

   c) Untuk $\sim_m$ lebih besar dari 2,0, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ell_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \qquad \textbf{(3-3)}$$

(SNI 2847:2013, persamaan 9-13)

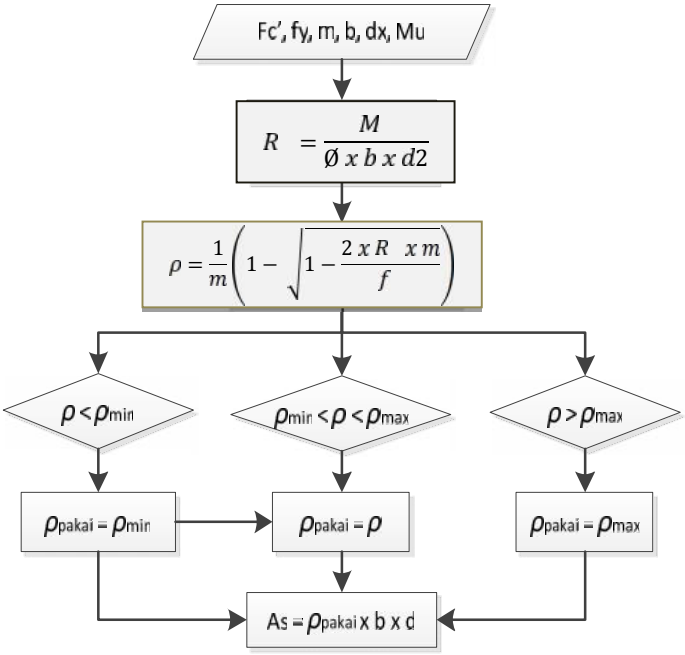
dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

dimana:

β = rasio dimensi panjang terhadap pendek

$\sim_m$ = nilai rata - rata dari $\sim_f$ untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

3.6.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Pelat



Gambar 3.2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur

3.6.1.2 Pehitungan Tulangan Susut

Kebutuhan tulangan susut di atur dalam SNI 2847:2013 Pasal 7.12.2.1

3.6.1.3 Kontrol retak

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.8.2.4 tulangan dari komponen struktur harus memberikan kekuatan desain

$$¤M_n \geq M_{cr} \qquad \textbf{(3-4)}$$

dimana $\boldsymbol{M_{cr}}$harus diperoleh menggunakan modulus hancur, $\boldsymbol{f_r}$, yang diberikan pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2

$$M_{cr} = \frac{f_r \, I_g}{y_t} \qquad \textbf{(3-5)}$$

dan

$$f_r = 0{,}62\,\lambda\sqrt{f_c'} \qquad \textbf{(3-6)}$$

dimana:

M_{cr} = momen retak
f_r = modulus hancur beton
I_g = momen inersia penampang beton bruto
y_t = jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke muka Tarik
λ = factor modifikasi (λ = 1,0 untuk beton berat normal)

3.6.2 Perencanaan Balok Anak

Untuk penentuan dimensi balok anak perhitungan sama dengan perhitungan balok induk. Beban pelat yang diteruskan ke balok anak dihitung sebagai beban trapesium, segitiga dan dua segitiga. Beban ekivalen ini selanjutnya akan digunakan untuk menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi di balok anak untuk menentukan tulangan lentur dan geser (perhitungan tulangan longitudinal sama dengan pelat).

3.6.3 Perencanaan Tangga

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

$$60 \text{ cm} \le 2t + i \le 65 \text{ cm} \qquad \textbf{(3-7)}$$

Dimana :

t = tinggi injakan
i = lebar injakan
α = sudut kemiringan tangga ($25° \le \alpha \le 40°$)

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan

rol). Perencanaan tebal tangga ditentukan sesuai ketentuan dalam perhitungan dimensi awal pelat.

3.6.4 Perencanaan Lift

Lift merupakan alat transportasi manusia dalam gedung dan satu tingkat ke tingkat lain. Perencanaan lift disesuaikan dengan pemikiran jumlah lantai dan perkiraan jumlah pengguna lift. Dalam perencanaan lift, metode perhitungan yang dilakukan merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift.

Ruang landasan diberi kelonggaran (lift pit) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan, disamping berfungsi pula menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya tali putus. Perencanaan ini mencakup perencanaan balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift. Perencanaan lift tidak termasuk elektrik dan mekanikalnya

3.7 Pembebanan

Dalam melakukan analisa desain suatu struktur, perlu ada gambaran yang jelas mengenai perilaku dan besar beban yang bekerja pada struktur. Perilaku suatu struktur sangat dipengaruhi oleh beban-beban yang bekerja padanya. Beban yang bekerja pada suatu struktur ada beberapa jenis menurut karakteristik, yaitu beban statis dan beban dinamis. Berikut ini akan menjelaskan lebih detail mengenai pembebanan sesuai dengan ketentuan berdasarkan SNI 1726:2012, SNI 2847:2013 dan PPIUG 1983.

3.7.1 Beban Statis

Beban statis adalah beban yang bekerja secara terus-menerus pada struktur dan juga yang diasosiasikan timbul secara perlahan-lahan, dan mempunyai karakter steady-states yaitu bersifat tetap. Jenis-jenis beban statis menurut Peraturan

Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 adalah sebagai berikut.

a. Beban Mati

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja vertikal ke bawah pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan, seperti misalnya penutup lantai, alat mekanis, dan partisi yang dapat dipindahkan. Beban mati yang digunakan pada perancangan berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) yang tertera pada Tabel 3.1.

Tabel 3. 1 Beban mati pada struktur

Beban Mati	**Besar Beban**
Batu Alam	2600 kg/m^2
Beton Bertulang	2400 kg/m^2
Dinding Pasangan ½ Bata	250 kg/m^2
Kaca Setebal 12 mm	30 kg/m^2
Langit-langit + Penggantung	18 kg/m^2
Lantai Ubin Semen Portland	24 kg/m^2
Spesi per cm tebal	21 kg/m^2

(sumber: PPIUG 1983)

b. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban-beban yang bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu yang diberikan. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang – kadang dapat berarah horizontal. Beban hidup diperhitungkan berdasarkan pendekatan matematis dan menurut kebiasaan yang berlaku pada pelaksanaan konstruksi di Indonesia. Untuk menentukan secara pasti beban hidup yang bekerja pada suatu lantai bangunan sangatlah sulit, dikarenakan fluktuasi beban hidup bervariasi, tergantung dan banyak faktor. Oleh karena itu, faktor beban – beban hidup lebih besar dibandingkan dengan beban mati. Peraturan yang digunakan

dalam perancangan beban hidup pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) Tabel 3.2.

Tabel 3. 2 Beban hidup pada struktur

Beban Hidup	Besar Beban
Lantai Perkantoran / Hotel	250 kg/m^2
Lantai Ruang-ruang Balkon	400 kg/m^2
Tangga dan Bordes	300 kg/m^2
Lantai Ruang Alat dan Mesin	400 kg/m^2
Beban Pekerja	100 kg/m^2

(sumber: PPIUG 1983)

3.7.2 Beban Gempa

Beban gempa berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2012). Pembebanan gravitasi struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen hanya diterima oleh frame. Pembebanan ini termasuk beban mati dan beban hidup yang terjadi pada struktur. Perencanaan Beban Gempa pada struktur menggunakan metode diafragma, dimana pengaruh pada struktur dibebankan langsung kepusat massa bangunan (*center of mass*). Gaya geser dasar akibat gempa diperoleh dengan mengalikan berat gedung dengan faktor-faktor modifikasi sesuai dengan peraturan pembebanan yang ada.

Analisa beban gempa beadasarkan SNI 1726:2012 meliputi:

- Penentuan respon spektrum

Penentuaan wilayan gempa dapat dilihat pada gambar 9 dan 10 SNI 1726:2012

- Respon seismik (C_s)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \textbf{(3-8)}$$

(Persamaan 7.8-2 SNI 1726:2012)

Dimana:

S_{DS} = percepatan spektrum respons disain dalam rentan periode pendek

R = faktor modifikasi respons dalam tabel 7.2-1 (SNI 1726:2012)

Ie = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan Tabel 6.4

nilai Cs max tidak lebih dari:

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad \textbf{(3-9)}$$

- Gaya geser dasar dan gaya seismik lateral

$$V = C_S \text{ x } W \quad \textbf{(3-10)}$$

$$C_{s\,x} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} \quad \textbf{(3-11)}$$

dimana:

C_S = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1

W = berat seismik efektif menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.7.2

3.7.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1

1) U = 1,4 D
2) U = 1,2 D +1,6 L
3) U = 1,2 D + 1,0 L ± 1,0 E

4) U = 1,0 D + 1,0 L
5) U = 0,9 D ± 1,0 E

Dimana:
U = beban ultimate
D = beban mati
L = beban hidup
E = beban gempa

3.8 Permodelan dan Analisa Struktur

Permodelan dan analisa struktur dilakukan untuk mengetahui perilaku struktur akibat pembebanan, baik beban gravitasi maupun beban lateral. Output dari permodelan ini antara lain untuk mengetahui perilaku struktur secara keseluruhan dan perilaku komponen struktur. Perilaku struktur secara keseluruhan antara lain: partisipasi massa harus memenuhi, simpangan per lantai harus memenuhi, serta gaya geser gempa harus mendekati total reaksi horizontal di perletakan. Sedangkan perilaku komponen struktur meliputi komponen kolom dan balok yang ditinjau dari gaya dalam yang didapat dari permodelan struktur. Gaya dalam pada kolom yang perlu diperhatikan antara lain aksial, momen arah x dan y, torsi, geser. Gaya dalam pada balok antara lain momen, geser dan torsi.

Permodelan dan analisa struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu SAP2000 dengan langkah-langkah permodelan sebagai berikut: Menggambar permodelan struktur, mendesain material dan penampang, memasukkan beban gravitasi dan beban lateral, perletakan diasumsikan sebagai jepit-jepit, kemudian dilakukan running, setelah itu dilakukan pengecekan apakah struktur tersebut sesuai dengan persyaratan atau tidak.

3.9 Perhitungan Struktur Utama

Perhitungan perencanaan struktur utama dilakukan setelah perhitungan untuk elemen sekunder beserta gaya-gaya dalam yang diperoleh dari hasil analisa struktur, selanjutnya pendetailan elemen-elemen struktur utama. Perencanaan struktur ini meliputi

perencanaan penulangan lentur dan perencanaan penulangan geser.

3.9.1 Perencanaan Balok Induk

3.9.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur plat adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data-data d, fy, f'c, dan Mu
2. Menentukan harga β1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'c - 28)}{7} \quad \textbf{(3-12)}$$

SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3)

3. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$$°b = \frac{0.85\ 1f'c}{fy}\left(\frac{600}{600 + fy}\right) \quad \textbf{(3-13)}$$

SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2)

$$° \max = 0.025 \quad \textbf{(3-14)}$$

SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1)

$$° \max = 0.75°b \quad \textbf{(3-15)}$$

SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3)

$$\rho \min = \frac{0.2\ x\sqrt{f'c}}{f} \quad \textbf{(3-16)}$$

SNI 2847:2013 pasal (10.5.1)

$$\rho \min = \frac{1.4}{f} \quad \textbf{(3-17)}$$

SNI 2847:2013 pasal (10.5.1)

Dari kedua harga ρ_{min} tersebut, diambil harga yang terbesar sebagai yang menentukan.

4. Menentukan harga m

$$m = \frac{f}{0{,}8 \quad f'} \qquad \textbf{(3-18)}$$

5. Menentukan

$$Rn = \frac{Mn}{\text{¤}bd^2} \qquad \textbf{(3-19)}$$

Diketahui harga Ø = 0.75

SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7)

6. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\text{°} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}}\right) \qquad \textbf{(3-20)}$$

Dimana : $\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$

7. Menentukan luas tulangan (AS) dari ṕ yang didapat

$$\text{°} = \frac{As}{bxd} \longrightarrow As = \text{ṕ} \; b \; x \; d \qquad \textbf{(3-21)}$$

8. Jumlah tulangan = $\frac{A \;\; p}{1/4 \; x \; \pi \; x \; Ø2}$ **(3-22)**

9. Jarak tulangan = $\frac{b - n \; x \; ØL - 2d' - 2ØS}{n-1}$ **(3-23)**

3.9.1.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok

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

dimana:

Vn = kuat geser nominal penampang

V u = kuat geser terfaktor pada penampang

Φ = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s)

$$Vn = Vc + Vs \qquad \textbf{(3-24)}$$

SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-2

Dan untuk

$$Vc = 0{,}17 \sim \sqrt{f'c}\, b_w d \qquad \textbf{(3-25)}$$

SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1persamaan 11-3

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$\text{¤}V_n \geq V_u \qquad \textbf{(3-26)}$$

SNI 2847:2013, Pasal 11.1

dimana:

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

3.9.1.3 Kontrol Torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila:

$$T_u \leq \frac{\ddot{\cdot}\sqrt{f'c}}{12}\left(\frac{A_{cp}{}^2}{P_{cp}{}^2}\right) \qquad \textbf{(3-27)}$$

SNI 2847:2013, Pasal 11.5.1

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \text{¤}T_n \qquad \textbf{(3-28)}$$

SNI 2847:2013, Pasal 11.5.3.5 pers.11-20

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_y}{s}\cot^{-} \qquad \textbf{(3-29)}$$

SNI 2847:2013, Pasal 11.5.3.6 pers.11-21

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 Perencanaan Kolom

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

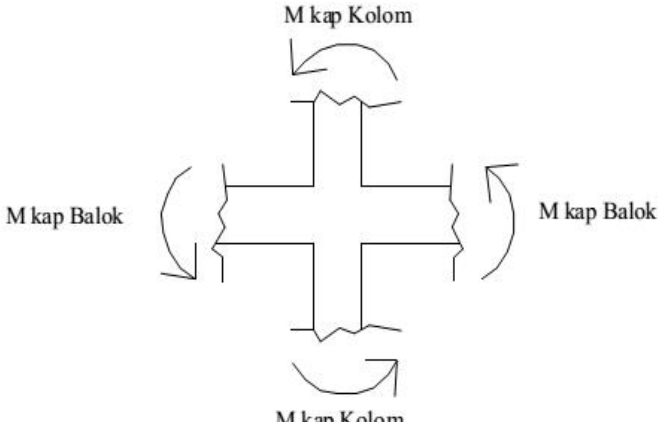
3.9.2.1 Persyaratan "Strong Column Weak Beams"

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_n \geq (1{,}2) \sum M_n \qquad \textbf{(3-30)}$$

SNI 2847:2013 pasal 21.6.2

Dimana ΣM_{nc} adalah momen kapasitas kolom dan ΣM_{nb} merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa Mnc 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 kolom weak beam.



Gambar 3.3 Ilustrasi kuat momen yang bertemu di HBK

3.10 Perencanaan Sambungan

Kelemahan konstruksi pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit, sehingga lemah terhadap beban lateral khususnya dalam menahan beban gempa, mengingat Indonesia merupakan daerah dengan intensitas gempa yang cukup besar. Untuk itu sambungan antara elemen balok pracetak dengan kolom maupun dengan plat pracetak direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit (*cast in place emulation*).

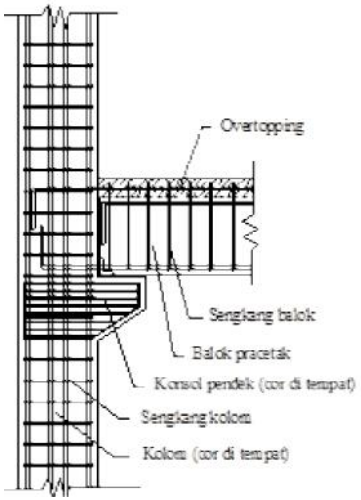
Dengan metode konstruksi semi pracetak, yaitu elemen pracetak dengan tuangan beton *cast in place* di atasnya, maka diharapkan sambungan elemen-elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama dengan struktur monolit. Untuk menjamin kekakuan dan kekuatan pada detail sambungan ini memang butuh penelitian mengenai perilaku sambungan tersebut terhadap beban gempa. Berdasarkan beberapa referensi hasil penelitian yang dimuat dalam PCI Journal, ada rekomendasi pendetailan sambungan elemen pracetak dibuat dalam kondisi daktail sesuai dengan konsep desain kapasitas strong coloumn weak beam.

Dalam perencanaan sambungan pracetak, gaya – gaya disalurkan dengan cara menggunakan sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombuinasi cara – cara tersebut. Dalam penulisan tugas akhir ini digunakan sambungan dengan pelapisan beton bertulang cor setempat.

3.10.1 Perencanaan Sambungan Balok Pracetak Dengan Kolom

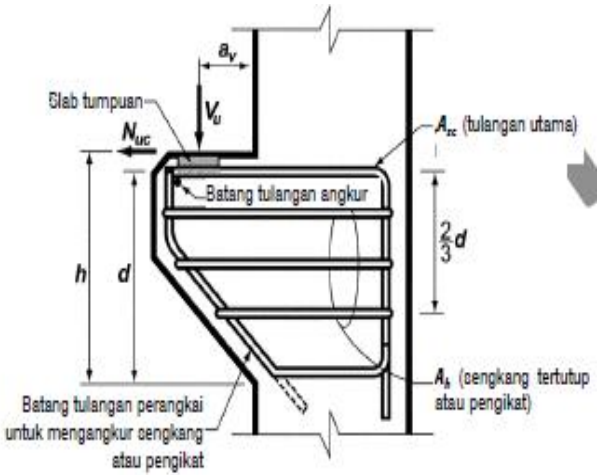
Sambungan antara balok pracetak dengan kolom harus besifat kaku atau monolit. Oleh sebab itu pada sambungan elemen pracetak ini harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang sama dengan beton cor di tempat. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

- Kombinasi dengan beton cor di tempat (*topping*), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 2847:2013 pasal 7.13, yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.
- Pemasangan dowel dan pemberian grouting pada tumpuan atau bidang kontak antara balok pracetak dan kolom untuk mengantisipasi gaya lateral yang bekerja pada struktur.



Gambar 3.4 Sambungan balok dengan kolom
(Sumber: Kalingga, 2015)

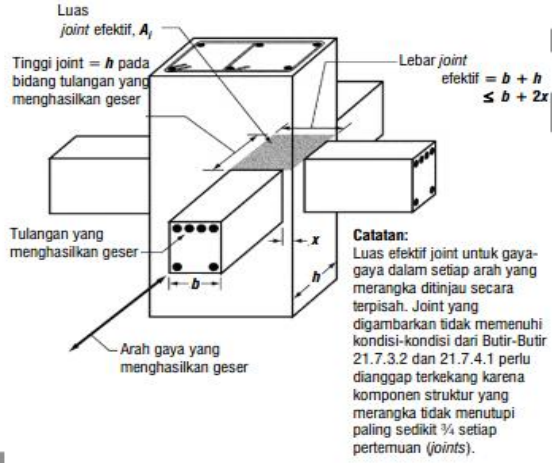
Pada perancangan sambungan balok dan kolom ini menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol berdasarkan SNI2847:2013 pasal 11.8 mengenai ketentuan khusus untuk konsol pendek.



Gambar 3.5 Parameter geometri konsol pendek
(Sumber: SNI 2847:2013)

Untuk pemakaian sambungan monolit, harus dipenuhi semua kriteria untuk struktur beton bertulang yang monolit, yaitu kekuatan, kelakuan, daktilitas, dst. Sementara bila sambungan kuat yang akan dipakai, harus diyakinkan akan berlangsungnya mekanisme kolom kuat-balok lemah. Pada sambungan balok-kolom harus didesain terjadinya pelelehan lentur di dalam sambungan, sementara pada sambungan kuat pelelehan harus terbentuk di luar sambungan, yaitu paling tidak pada jarak setengah tinggi balok di luar muka kolom. Selanjutnya, baik sambungan balok-kolom daktail maupun kuat harus memenuhi semua persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.8

Kuat geser nominal, Vn pada daerah hubungan balok-kolom tidak boleh melebihi nilai yang disebutkan pada SNI 2847:2013 pasal 21.7.4

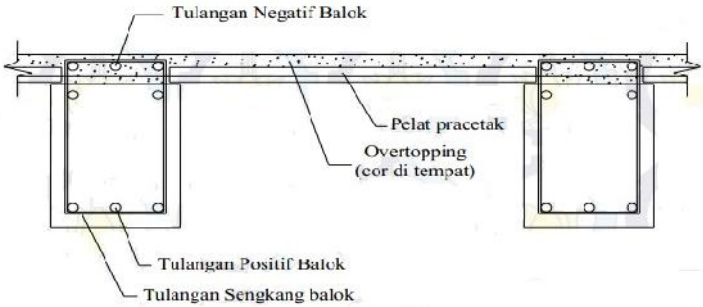


Gambar 3.6 Hubungan Balok Kolom
(Sumber: SNI 2847:2013)

3.10.2 Perencanaan Sambungan Balok Pracetak Dengan Pelat Pracetak

Untuk menghasilkan sambungan yang bersifat kaku, monolit, dan terintegrasi pada elemen-elemen ini, maka harus dipastikan gaya-gaya yang bekerja pada pelat pracetak tersalurkan pada elemen balok. Hal ini dapat dilakukan dengan cara-cara sebagai berikut.

- Sambungan balok induk pracetak dengan pelat pracetak menggunakan sambungan basah yang diberi overtopping yang umumnya digunakan 50 mm – 100 mm
- Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan pelat pracetak dan beton pracetak dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 2847:2013 pasal 7.13.
- *Grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara plat pracetak dengan balok pracetak.

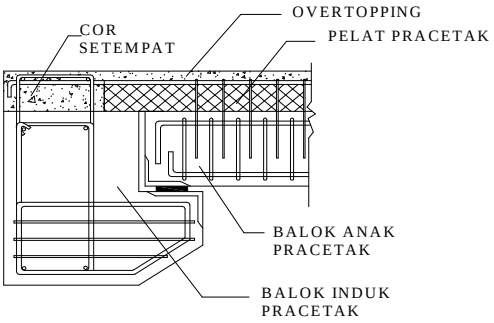


Gambar 3.7 Sambungan Antara Balok dengan Pelat
(Sumber: Kalingga, 2015)

3.10.3 Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Balok anak diletakkan menumpu pada tepi balok induk dengan ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya 1/180 kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. Untuk membuat integritas struktur, maka tulangan utama balok anak baik yang tulangan atas maupun bawah dibuat menerus atau dengan kait standar yang pendetailannya sesuai dengan aturan SK SNI 2847:2013.

Dalam perancangan sambungan balok induk dengan balok anak digunakan konsol pada balok induk. Balok anak diletakkan pada konsol pendek pada balok induk, kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada balok induk ini sama dengan perencanaan konsol pada kolom.



Gambar 3.8 Sambungan balok induk dengan balok anak
(Sumber: Kalingga, 2015)

3.11 Perencanaan Pondasi

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakanbeberapa macam tipe pondasi. Pemilihan tipe pondasi ini didasarkan atas:

- Fungsi bangunan atas yang akan dipikul oleh pondasi tersebut
- Besarnya beban dan beratnya bangunan atas
- Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan
- Biaya pondasi dibandingkan biaya bangunan atas

Pemakaian tiang pancang digunakan untuk pondasi suatu bangunan bila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya atau bila tanah keras yang mampu memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam.

Struktur pondasi direncanakan dengan menggunakan pondasi dalam, yaitu tiang pancang. Perhitungan kekuatan pondasi berdasarkan data tanah yang didapat dari tes sondir.

Nilai Konus diambil 4 D keatas & 4 D kebawah

$$\text{P ijin 1 tiang} = \frac{A\ tiang \times Cn}{Sf_1} + \frac{JHP \times Q}{Sf_2} \qquad \textbf{(3-33)}$$

$Sf_1 = (2 - 3)$
$Sf_2 = (5 - 8)$

3.11.1 Kebutuhan Tiang Pancang

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin}} \quad \textbf{(3-34)}$$

$$S \geq \frac{1{,}57(D)\min - 2D}{m + n - 2} \quad \textbf{(3-35)}$$

Kontrol tegangan yang terjadi pada tiang pancang

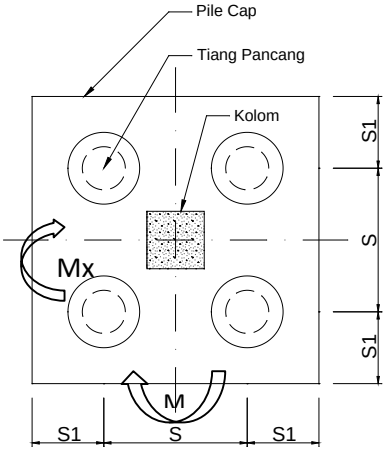
$$P_{satuTP} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{MyX_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{MxY_{\max}}{\sum y^2} \quad \textbf{(3-36)}$$

Efisiensi satu tiang pancang:

$$\eta = 1 - \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad \textbf{(3-37)}$$

Dimana, θ = arc tg $\left(\frac{D}{S}\right)$

P ult = Efisiensi tiang x Pu 1 tiang berdiri



Gambar 3.9 Ilustrasi Pondasi Tiang Pancang
(Sumber: Kalingga, 2015)

3.11.2 Perencanaan Terhadap Geser

a) Kontrol geser satu arah

$$\phi Vc \geq Vu$$

$$\phi \frac{1}{6}\sqrt{f'c}\, b_o d \geq Vu \qquad \textbf{(3-38)}$$

b) Kontrol geser dua arah (geser ponds)

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari:

- $V_c = 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}\, b_o d$ **(3-39)**

  SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(a)

- $V_c = 0.083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\lambda\sqrt{f'c}\, b_o d$ **(3-40)**

  SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(b)

- $V_c = 0.33\lambda\sqrt{f'c}\, b_o d$ **(3-41)**

  SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(c)

Dimana :

β= rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

b_o = keliling pada penampang kritis pada poer

= $2(b_{kolom}+d) + 2(h_{kolom}+d)$

α_s ➔ 30, untuk kolom tepi

➔40, untuk kolom tengah

➔20, untuk kolom pojok

ϕVc > P_u……OK (Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser)

3.12 Penggambaran Hasil Perhitungan

Penggambaran hasil perencanaan dan perhitungan dalam tugas akhir ini menggunakan program AutoCAD.

BAB IV
PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Desain

4.1.1 Umum

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

4.1.2 Data Perencanaan

Sebelum perhitungan preliminary desain perlu diketahui terlebih dahulu data perencanaan dan beban-beban yang diterima struktur gedung tersebut. Pada perencanaan gedung Apartemen Keraton Krian dimodifikasi menggunakan beton pracetak biasa dengan data perencanaan sebagai berikut :

- Fungsi bangunan : Apartemen.
- Lokasi : Jalan Raya By Pass Krian Km 30 Sidoarjo.
- Jumlah Lantai : 11 Lantai.
- Ketinggian Lantai : 3,91 m
- Tinggi Bangunan : 43 m.
- Total luas area : 110 m x 57,4 m
- Mutu beton (f_c') : 30 Mpa
- Mutu tulangan (fy) : 390 Mpa
- Letak bangunan : Jauh dengan pantai.

4.1.3 Pembebanan

1. Beban Statis (SNI 1727:2012)

❖ Beban Mati

- Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m^3

- Tegel : 24 kg/m^2
- Dinding ½ bata : 250 kg/m^3
- Plafond : 11 kg/m^2
- Penggantung : 7 kg/m^2
- Plumbing + duckting : 25 kg/m^2
- Spesi : 21 kg/m^2

❖ Beban Hidup

- Beban atap : 100 kg/m^2
- Lantai : 250 kg/m^2
- Pelat tangga dan bordes : 300 kg/m^2

2. Beban Gempa

- Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan menurut SNI 1726:2012.

4.1.4 Perencanaan Dimensi Balok

Modifikasi dalam tugas akhir ini menggunakan balok yang penampangnya berbentuk persegi (rectangular beam). Perencanaan balok dilakukan dalam dua tahap, tahap pertama balok pracetak dibuat dengan sistem fabrikasi yang kemudian pada tahap kedua dilakukan penyambungan dengan menggunakan sambungan basah. Pada tahap kedua balok dipasang dengan pengangkatan ke lokasi proyek lalu dilakukan over-topping (cor in site) setelah sebelumnya dipasang terlebih dahuu pelat pracetak. Dengan sistem tersebut maka akan membentuk struktur yang monolit.

Dimensi balok yang diisyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 yang tertera pada Tabel 9.5.(a) adalah sebagai berikut:

$h_{min} = \frac{1}{1} L_b$

Untuk lebar balok diambil 2/3 dari tinggi balok :

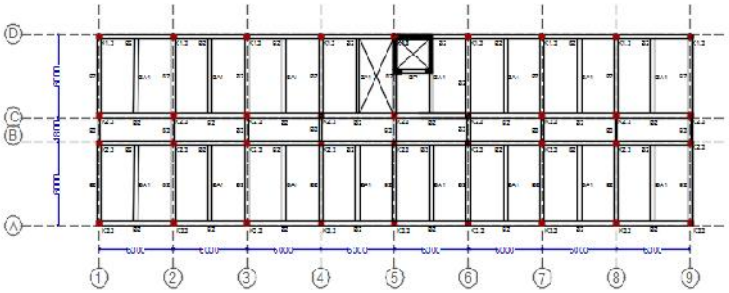
$b = \frac{2}{3}h$

dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

L_b = lebar kotor dari balok



Gambar 4.1 Denah pembalokan

4.1.4.1 Dimensi Balok Induk

Dimensi balok induk direncanakan sebagai balok dengan dua tumpuan sederhana dengan mutu beton 30 Mpa dan mutu baja 390 Mpa sehingga digunakan :

Balok induk memanjang : L = 6 meter

$h_{min} = \frac{1}{1} L_b = \frac{1}{1} \times 600 \text{ cm} = 37{,}5 \text{ cm}$

$h_{min} = 37{,}5$ cm digunakan $h_{min} = 65$ cm

$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 37{,}5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

b = 25 cm digunakan b = 40 cm

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 40/65.

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Kode Balok	Bentang bersih (Lb)	h min	b	h pakai	b pakai
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
BI1	700	43,75	29,16667	65	40
BI2	600	37,5	25	65	40
BI3	180	11,25	7,5	65	40
BI4	800	50	33,33333	65	40
BI5	300	18,75	12,5	65	40

4.1.4.2 Dimensi Balok Anak

Dimensi balok anak direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus dengan mutu beton 30 Mpa dan mutu baja 390 Mpa sehingga digunakan :

$h_{min} = \frac{1}{2}$ L (SNI 2847:2013 Tabel 9.5.a)

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

Dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

maka dimensi balok anak adalah :

$h_{min} = \frac{1}{2} \times 600$ cm = 28,571 cm

h_{min} = 28,571 cm digunakan h_{min} = 45 cm

$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 28{,}571 = 19{,}048$ cm

b = 19,048 cm digunakan b= 30 cm

maka digunakan balok anak dengan dimensi 30/45.

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Kode Balok	Bentang bersih (Lb)	h min	b	h pakai	b pakai
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
BA1	600	28,571	19,048	45	30
BA2	180	8,571	5,714	45	30
BA3	800	38,095	25,397	45	30

4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat

4.1.5.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Peraturan penentuan tebal pelat minimum satu arah dan dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 2847:2013. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5 tabel 9.5 (a).

4.1.5.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 3 tipe pelat yang memiliki ukuran yaitu :

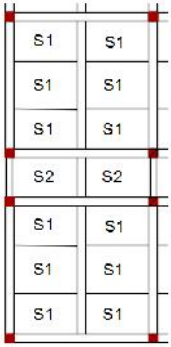
- Pelat tipe S1 : 200 x 300 cm
- Pelat tipe S2 : 180 x 300 cm
- Pelat tipe S3 : 300 x 300 cm
- Pelat tipe S4 : 200 x 350 cm
- Pelat tipe S5 : 180 x 350 cm

Tipe pelat tersebut direncanakan dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Mutu beton : 30 MPa
- Mutu baja : 390 MPa

Untuk perhitungan pelat satu arah adalah sebagai berikut:

- Pelat tipe S2 ukuran 180 cm x 300 cm



Gambar 4.2 Tipe pelat S1 dan S2

$$Ln = 300 - \frac{20}{2} \Gamma \frac{20}{2} = 280 \text{ cm}$$

$$Sn = 180 - \frac{40}{2} \Gamma \frac{40}{2} = 140 \text{ cm}$$

$$X\frac{Ln}{Sn} X\frac{280}{140} X2 \geq 2 \quad \text{(pelat satu arah)}$$

$$h_{min} = \frac{1}{20} \mid Lb$$

$$h_{min} = \frac{1}{20} \mid 180 = 9 \text{ cm}$$

Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Pelat

Tipe pelat	Lx	Ly	Sn	Ln	Ln/Sn	Jenis Pelat	h min	h pakai
	cm	cm	cm	cm			cm	cm
S1	200	300	186,7	265	1,42	1 arah	10	14
S2	180	300	140,0	280	2,00	1 arah	9	14
S3	150	300	130,0	280	2,15	1 arah	7,5	14
S4	200	350	186,7	310	1,66	1 arah	10	14
S5	180	350	140,0	310	2,21	1 arah	9	14

Tebal pelat yang direncanakan 14 cm telah memenuhi syarat. Perincian elemen pelat yang merupakan pelat pracetak adalah :

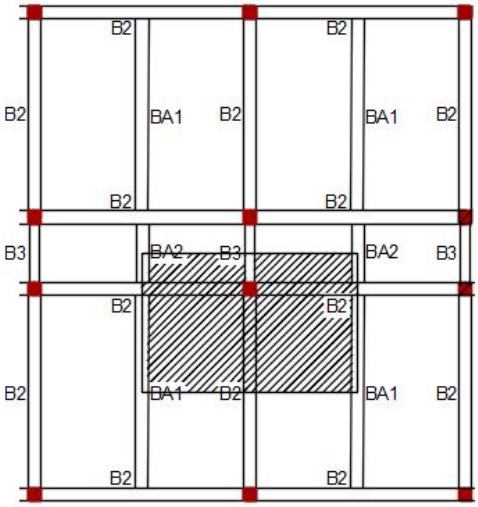
- Lantai 1-11

  Tebal pelat pracetak = 8 cm

  Tebal overtopping = 6 cm

4.1.6 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang ditinjau adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar. Pada tugas akhir ini, kolom yang hendak direncanakan memikul beban pada luasan pelat ukuran 600 x 390 cm.



Gambar 4.3 Luas beban yang diterima kolom

4.1.6.1 Beban yang diterima lantai 1 - 11

a. Beban mati lantai 1 – 11

beban mati yang diterima kolom adalah sebagai berikut:

Pelat : 6 x 3,9 x 0,14 x 2400 kg/m^3 x 11 =86486,4 kg
Balok :
BI2 : 3 x 0,4 x 0,65 x 2400 kg/m^3 x 11 = 20512 kg
BI3 : 0,9 x 0,4 x 0,65 x 2400 kg/m^3 x 11= 6177,6 kg
BI2 : 6 x 0,4 x 0,65 x 2400 kg/m^3 x 11 = 41184 kg
BA1 : 6 x 0,3 x 0,45 x 2400 kg/m^3 x 11 = 21384 kg
BA2 : 1,8 x 0,3 x 0,45 x 2400 kg/m^3 x 11= 6415,2 kg
Aspal (1cm): 6 x 3,9 x 0,01 x 1400 kg/m^2 x 1 = 327,6 kg
Tegel : 6 x 3,9 x 24 kg/m^2 x 10 = 5616 kg
Plafond : 6 x 3,9 x 11 kg/m^2 x 11 = 2831,4 kg
Penggantung: 6 x 3,9 x 7 kg/m^2 x 11 = 1801,8 kg
Plumbing : 6 x 3,9 x 10 kg/m^2 x 11 = 2574 kg
Spesi (2cm): 6 x 3,9 x 0,02 x 1100 kg/m^2 x 10 = 9828 kg
Dinding bata: 6 x 3,9 x 250 kg/m^3 x 11 = 64350 kg
Sanitasi : 6 x 3,9 x 20 kg/m^2 x 11 = 5148 kg +
Berat Total (DL) = 268538,4 kg

b. Beban hidup

Beban atap : 6 x 3,9 x 100 kg/m^2 x 1 = 2340 kg

Beban lantai: 6 x 3,9 x 250 kg/m^2 x 10 =58500 kg+

Berat Total (LL) = 60840 kg

Koefisien Reduksi untuk beban hidup untuk perpustakaan (PPIUG tabel 3.3) = 0,8. Jadi, total beban untuk beban hidup : $L_L = 0,8 \times W_{Ltotal}$

L_L = 0,8 x 60840 kg

= 48672 kg

Jadi berat total = 1,2 D_L + 1,6 L_L

= 1,2 (268538,4) + 1,6 (48672)

= 400121,28 kg

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi (⇐=0,65).

Mutu beton = 30 Mpa = 30 x 10 = 300 kg/cm^2

Rencana awal → $A = \frac{W}{¤ f'c} = \frac{400121,28}{0,65x300} = 2051,9\ cm^2$

Misalkan b=h, maka $b^2 = 2051,9\ cm^2$

b = 45,3 cm

maka dimensi kolom: lantai 1-4 = 80/80

lantai 5-8 = 70/70

lantai 9-11 = 60/60.

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1 Perencanaan Pelat

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 14 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 8 cm dan pelat cor setempat 6 cm. Peraturan yang digunakan untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung

(SNI 1727:2012). Desain pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

1. Sebelum komposit, keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas.

2. Sesudah komposit, keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja berrsama-sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Permodelan pelat utama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit akan digunakan untuk perhitungan tulangan pelat. Pelat pada saat awal pemasangan atau saat sebelum komposit diasumsikan memiliki perletakan bebas dengan tulangan lapangan saja.

Sedangkan pada saat setelah komposit diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis. Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan dua keadaan diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak.

4.2.1.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain adalah :

- Tebal pelat = 8 cm
- Tebal overtopping = 6 cm
- Mutu beton (f'_c) = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 390 MPa
- Diameter tulangan rencana = 13 mm

4.2.1.2 Pembebanan Pelat Lantai

Sebelum komposit

- Beban mati (DL)

  Berat sendiri = 0,08 | 2400 = 192 kg/m^2

  Beban hidup (LL)

Beban pekerja = 100 kg/m^2

Setelah komposit

- Beban mati (DL)

Berat sendiri	= 0,14 × 2400	= 336 kg/m^2
Plafon+penggantung	= 11Γ7 kg/m^2	= 18 kg/m^2
Ubin (t = 2 cm)	= 0,02 × 2400	= 48 kg/m^2
Spesi (t = 2 cm)	= 0,02 × 2100	= 42kg/m^2
Ducting AC+pipa	= 10 + 5 kg/m^2	= 15 kg/m^2 +
	DL	= 459 kg/m^2

- Beban hidup (LL)

Beban hidup pada lantai LL = 250 kg

4.2.1.3 Pembebanan Pelat Atap

Sebelum komposit

- Beban mati (DL)

Berat sendiri = 0,08 × 2400 = 192 kg/m^2

- Beban hidup (LL)

Beban pekerja = 100 kg/m^2

Setelah komposit

- Beban mati (DL)

Berat sendiri	= 0,14 × 2400	= 336 kg/m^2
Plafon+penggantung	= 11Γ7 kg/m^2	= 18 kg/m^2
Aspal (t = 1 cm)	= 0,01 × 1400	= 14 kg/m^2
Spesi (t = 2 cm)	= 0,02 × 2100	= 42 kg/m^2
Ducting AC+pipa	= 10 kg/m^2	= 15 kg/m^2 +
	DL	= 425 kg/m^2

- Beban hidup (LL)

Beban hidup pada atap		= 100 kg/m^2
Beban air hujan		= 20 kg/m^2 +
	LL	= 120 kg/m^2

Kombinasi pembebanan pelat

Kombinasi pembebanan yang digunakan bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1 didapatkan
Qu = 1,2 DL + 1,6 LL
Berikut adalah perhitungan kombinasi pembebanan **pelat lantai**:

- Keadaan 1 sebelum komposit, ada beban kerja

qu = 1,2 ||192 + 1,6 ||100 = 390,4 kg/m^2

- Keadaan 2 sebelum komposit, topping telah terpasang

qu = 1,2 ||336 + 1,6 ||0 = 403,2 kg/m^2

- Keadaan 3, setelah komposit

qu = 1,2 ||459 + 1,6 ||250 = 950,8 kg/m^2

Serta perhitungan kombinasi pembebanan **pelat atap** :

- Keadaan 1, ada beban kerja

qu = 1,2 | 192 + 1,6 ||100 = 390,4 kg/m^2

- Keadaan 2, topping telah terpasang

qu = 1,2 | 336 + 1,6 | 0 = 403,2 kg/m^2

- Keadaan 3, setelah komposit

qu = 1,2 ||425 + 1,6 ||120 = 702 kg/m^2

4.2.1.4 Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan pelat untuk semua lantai digunakan pelat S1 persegi panjang dengan ukuran 2 × 3 m, adalah pelat terbanyak dan dianggap cukup mewakili perhitungan pelat-pelat persegi lainnya. Berikut ini merupakan langkah-langkah serta beberapa contoh perhitungan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur pelat, antara lain :

- Menentukan data perencanaan untuk penulangan pelat :

  Dimensi pelat : 200 cm × 300 cm
  Tebal pelat : 80 mm (sebelum komposit)
  Tebal topping : 60 mm
  Tebal decking : 20 mm
  Diameter tulangan rencana : 13 mm
  Mutu tulangan baja (fy) : 390 Mpa
  Mutu beton (f'c) : 30 Mpa

- Kondisi sebelum komposit

dx X 80 Z 20 Z $\frac{13}{2}$ X 53 ,5 mm

dy X 80 Z 20 Z 10 Z $\frac{13}{2}$ X 43 ,5 mm

- Kondisi sesudah komposit

dx X 140 Z 20 Z $\frac{13}{2}$ X 113 ,5 mm

dy X 140 Z 20 Z 10 Z $\frac{13}{2}$ X 103 ,5 mm

- Untuk mutu beton fc' = 30 MPa berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3.

$\beta_1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(3 - 2)}{7} = 0{,}836$

- Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$\beta_1 = 0{,}836$ SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3

$$\rho_b = \frac{0{,}85\beta_1 f'c}{f}\left(\frac{600}{600 + f}\right)$$

$$\rho_b = \frac{0{,}85 \times 0{,}836 \times 30}{390}\left(\frac{600}{600 + 390}\right) = 0{,}033$$

$$\rho_m = 0{,}75 \times \rho_b = 0{,}75 \times 0{,}033 = 0{,}02475$$

$$\rho_m = \frac{1{,}4}{f} = \frac{1.4}{390} = 0{,}0036$$

$$\rho_m = \frac{1}{4}\frac{\sqrt{f'c}}{f} = \frac{1}{4}\frac{\sqrt{3}}{3} = 0{,}0035$$

ρ min dipilih yang terbesar yaitu 0,0036

$$m = \frac{f}{0{,}85 \times f'c} = \frac{390}{0{,}85 \times 30} = 15{,}29$$

4.2.1.5 Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit

Tebal pelat = 80 mm (sebelum komposit)

Tebal decking = 20 mm

Diameter tulangan = 13 mm
Tinggi efektif d = 80 – 20 – ½ x 13 = 53,5 mm

- **Penulangan Arah Y (tulangan utama)**

$M_u = \frac{1}{8}$ x Qu x L^2
$= \frac{1}{8}$ x 390,4 x 3^2
= 439,2 kgm = 0,439 tm = 0,439 x 10^7 Nmm

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{0{,}439 \times 10^7}{0{,}8} = 0{,}5488 \times 10^7$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{0{,}5488 \times 10^7}{1000 \cdot 53{,}5^2} = 1{,}92$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15{,}29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15{,}29 \cdot 1{,}92}{390}}\right) = 0{,}0051$$

$P_{perlu} > \rho_{min}$ = 0,0036 dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d$
= 0,0051 x 1000 x 53,5 = 273,84 mm^2

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 adalah:

Jarak tulangan minimum, S ≤ 3 × tebal pelat, maka:
≤ 3 × 80
≤ 240 mm

$$\text{n tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As\ tulangan}$$

$$= \frac{273{,}84}{132{,}73} = 2{,}063 \approx 3 \text{ buah}$$

jarak tulangan (s) = 1000/3 = 333,33 mm > 240 mm

Maka digunakan tulangan lentur D13-200 mm

) **Penulangan arah X (tulangan pembagi)**

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut)

Untuk fy = 390 → $A_s = \frac{0{,}2\ bh}{1}$

Tulangan pembagi di lapangan

$A_s = \frac{0{,}2 \times 1 \quad \times 8}{1} = 160\ mm^2$

Tulangan D13 - 500 = 265,46 mm^2 > 160 mm^2

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.2 adalah:

Jarak tulangan minimum, S ≤ 5 × tebal pelat, maka:

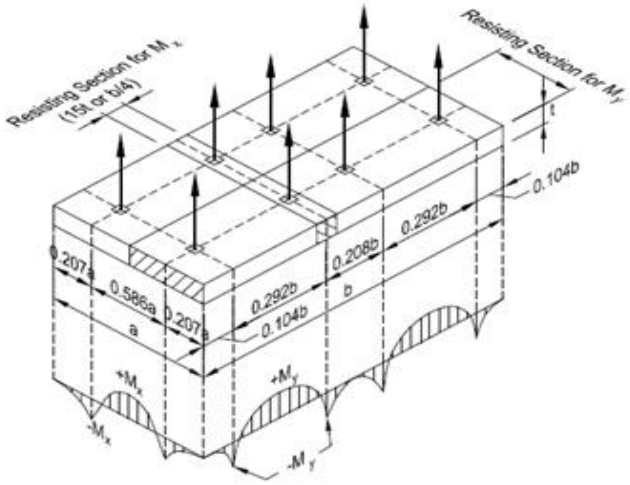
≤ 5 × 80

≤ 400 mm

Maka digunakan tulangan lentur D13-400 mm

4.2.1.6 Perhitungan Penulangan Pelat Akibat Pengangkatan Sebelum Komposit

Dalam pemasangan pelat pracetak, perlu diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan elemen (erection). Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai dengan buku "*Precast and Prestressed Concrete*" seperti yang ditunjukan pada gambar dibawah ini dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu:



Gambar 4. 4 Posisi titik angkat pelat (8 buah titik angkat)
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

$Mx = 0{,}0054 \times w \times a^2 \times b$
$My = 0{,}0027 \times w \times a \times b^2$
Pada pelat tipe C: 300 x 200 cm (L_y = 265 cm , L_x = 193,33 cm)
Ditentukan a = 1,94 m dan b = 2,65 m
Dengan w = (0,08 × 2400) = 192 kg/m
Maka:
$Mx = 0{,}0054 \times 192 \times 1{,}94^2 \times 2{,}65 = 10{,}341$ kgm
$My = 0{,}0027 \times 192 \times 1{,}94 \times 2{,}65^2 = 14{,}125$ kgm

) **Penulangan arah X**
Mu = 10,341 kgm = 103410 Nmm

$$Rn\ X\frac{Mu}{0{,}8 \mid 1000 \mid dx^2}\ X\frac{103410}{0{,}8 \mid 1000 \mid 53{,}5^2}\ X\,0{,}045$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15,29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,29 \cdot 0,045}{390}}\right) = 0,0001$$

ρ_{perlu} = 0,000028< ρ_{min} = 0,0036 dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

As_{perlu} = $\rho \times b \times d$

= 0,0036 × 1000 × 53,5 = 192,6 mm^2

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 adalah:

Jarak tulangan minimum, S ≤ 3 × tebal pelat, maka:

≤ 3 × 80

≤ 240 mm

Jumlah tulangan, $n = \frac{As_{perlu}}{As\ D10}$

$= \frac{192,6}{123,73} = 1,56 \approx 2$ buah

Jarak tulangan, S = 1000/2 = 500 mm > S_{max} = 240 mm

Maka digunakan tulangan lentur D13-200 mm.

) **Penulangan arah Y**

Mu = 14,125 kgm = 141250 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{0,8 \cdot 1000 \cdot dy^2} = \frac{141250}{0,8 \cdot 1000 \cdot 53,5^2} = 0,006$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15,29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,29 \cdot 0,06}{390}}\right) = 0,0002$$

ρ_{perlu} = 0,000038< ρ_{min} = 0,0036 dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

As_{perlu} = $\rho \times b \times d$

$= 0{,}0036 \times 1000 \times 53{,}5 = 192{,}6\ mm^2$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.2 adalah:

Jarak tulangan minimum, $S \leq 5 \times$ tebal pelat, maka:

$\leq 5 \times 80$

≤ 400 mm

Jumlah tulangan, $n = \frac{As_{perlu}}{As\ D10}$

$= \frac{192{,}6}{123{,}73} = 1{,}56 \approx 2$ buah

Jarak tulangan, $S = 1000/2 = 500$ mm $> S_{max} = 400$ mm

Maka digunakan tulangan lentur D13-400 mm.

4.2.1.7 Penulangan Pelat Sesudah Komposit

Tebal pelat = 140 mm (sesudah komposit)

Tebal decking = 20 mm

Diameter tulangan = 13 mm

Tinggi efektif d = 140 – 20 – ½ x 13 = 113,5 mm

Penulangan arah Y (tulangan utama)

Tulangan Tumpuan:

$M_{u\ tumpuan} = \frac{1}{11} \times qu \times L^2$

$= \frac{1}{11} \times 950{,}8 \times 3^2$

$= 534{,}8$ kgm $= 0{,}535$ tm $= 0{,}535 \times 10^7$ Nmm

$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot dx^2} = \frac{5348250}{0{,}8 \cdot 1000 \cdot 113{,}5^2} = 0{,}52$

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{15{,}29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15{,}29 \cdot 0{,}52}{390}}\right) = 0{,}0013$

$\rho_{perlu} = 0{,}00272 < \rho_{min} = 0{,}0036$ maka dipakai $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}0036$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$As_{perlu} = \rho \times b \times d$

$= 0{,}0036 \times 1000 \times 113{,}5 = 408{,}6 \text{ mm}^2$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 adalah:

Jarak tulangan minimum, $S \leq 3 \times$ tebal pelat, maka:

$\leq 3 \times 140$

≤ 420 mm

Jumlah tulangan, $n = \frac{As_{perlu}}{As\ D10}$

$= \frac{408{,}6}{132{,}73} = 3{,}08 \rceil 4$ buah

Jarak tulangan, S = 1000/4 = 250 mm < S_{maks} ..... (OK)

Maka digunakan tulangan lentur D13-250 mm.

Tulangan Lapangan:

$M_{u\ tumpuan} = \frac{1}{1} \times qu \times L^2$

$= \frac{1}{1} \times 950{,}8 \times 3^2$

$= 855{,}72$ kgm = 0,856 tm = $0{,}856 \times 10^7$ Nmm

$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot dx^2} = \frac{8557200}{0{,}8 \cdot 1000 \cdot 113{,}5^2} = 0{,}83$

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{15{,}29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15{,}29 \cdot 0{,}83}{390}}\right) = 0{,}0022$

$\rho_{perlu} = 0{,}00272 < \rho_{min} = 0{,}0036$ maka dipakai $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}0036$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$As_{perlu} = \rho \times b \times d$

$= 0{,}0036 \times 1000 \times 113{,}5 = 408{,}6 \text{ mm}^2$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 adalah:

Jarak tulangan minimum, $S \leq 3 \times$ tebal pelat, maka:

$\leq 3 \times 140$

≤ 420 mm

Jumlah tulangan, $n = \frac{As_{perlu}}{As\ D10}$

$$= \frac{408,6}{132,73} = 3,08 \rceil = 4 \text{ buah}$$

Jarak tulangan, S = 1000/4 = 250 mm < S_{maks} ..... (OK)

Maka digunakan tulangan lentur D13-250 mm.

) Penulangan arah X (tulangan bagi)

Pada penulangan arah Y dipasang tulangan pembagi untuk menahan susut dan suhu dengan ρ_{min} = 0,002 (SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)

As_{perlu} = 0,002 × b × d

= 0,002 × 1000 ×100,5 = 201 mm^2

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.2 adalah:

Jarak tulangan minimum, S ≤ 5 × tebal pelat, maka:

≤ 5 × 140

≤ 700 mm

S ≤ 450 mm

Jumlah tulangan, $n = \frac{As_{perlu}}{As\ D10}$

$$= \frac{201}{132,73} = 1,51 \rceil = 2 \text{ buah}$$

Jarak tulangan, S = 1000/2 = 500 mm < S_{maks} ..... (OK)

Maka digunakan tulangan susut D13-400 mm.

4.2.1.8 Penulangan Stud Pelat

Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor ditempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud.

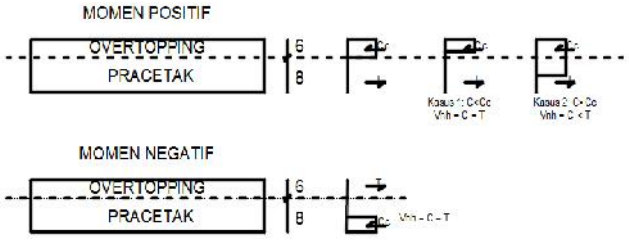
Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen sehingga mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada

penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI disebutkan bahwa gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen – elemen pendukung.

Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 :gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



Gambar 4. 5 Diagram gaya geser horizontal penampang komposit

Perhitungan stud pelat 200 cm × 300 cm

$Cc = 0{,}85\ fc'\ A_{topping}$

$= 0{,}85 \times 30 \times 60\ mm \times 1000\ mm$

$= 1530000\ N = 1530\ KN$

Dipakai stud Ø8 mm

As $X\frac{1}{4} \mid ® \mid 8^2\ X 50{,}265\ mm^2$

Vnh $= C = T$

$= A_s \mid f_y$

$= 50,265 \times 240 = 12063,72$ N = 12,06 KN

$0,55A_c = 0,55 \times bv \times d$

$= 0,55 \times 1000 \times 135$

= 74250 N = 74,25 KN

Vnh < 0,55bv.d …..(OK)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 17.5.3.1, Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 17.6 dan bidang kontaknya bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak dikasarkan, maka kuat geser Vnh tidak boleh diambil lebih dari 0,55bv.d dalam Newton. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila pengikat sengkang dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, luas pengikat sengkang tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang ditumpu, atau melebihi 600 mm.

$S_{maks} = 4 \times 60$ mm = 240 mm

$S \leq 600$ mm

maka, $S_{pakai} = 150$ mm

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3:

$$Av_{min} \text{ X } 0,0062 \sqrt{f'c} \frac{bw \mid s}{f_y}$$

$$\text{X } 0,062 \sqrt{30} \frac{1000 \mid 150}{240} \text{ X } 212,24 \ mm^2$$

$A_v \geq (0,35b_w.S)/f_y = (0,35 \times 1000 \times 150)/240 = 218,75$ mm^2

maka, $A_{v,min} = 218,75$ mm^2

Dipakai tulangan Ø8 dengan Av = 50,265 mm^2

Maka dipasang stud (shear connector) Ø8-150 mm (Av = 335,103 mm^2).

4.2.1.9 Kontrol Lendutan

Tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tebal minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3, maka tidak perlu dilakukan control terhadap lendutan.

4.2.1.10Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 2847:2013 :

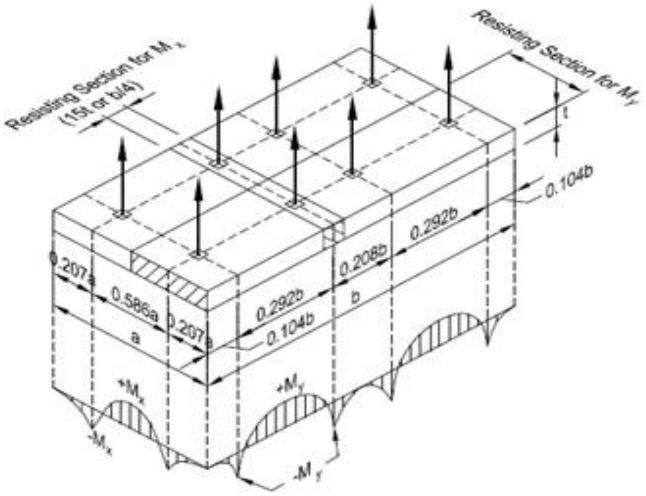
- $l_{dh} \geq 8\ d_b = 8 \times 13 = 104$ mm
  (SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)
- $l_{dh} \geq 150$ mm
  (SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)
- $l_{dh} = (0{,}24 f_y \sqrt{f'c}\ ) / d_b$ (SNI 2847:2013 pasal 12.5.2)
  $= (0{,}24 \times 390 \times \sqrt{30}) / 13 = 39{,}44$ mm

Maka dipakai panjang penyaluran terbesar yaitu 150 mm.

4.2.1.11 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Contoh perhitungan akan diambil memiliki dimensi 200 cm x 300 cm dengan delapan titik pengangkatan (*eight point pick up*).

a) Perhitungan Tulangan Angkat Pelat

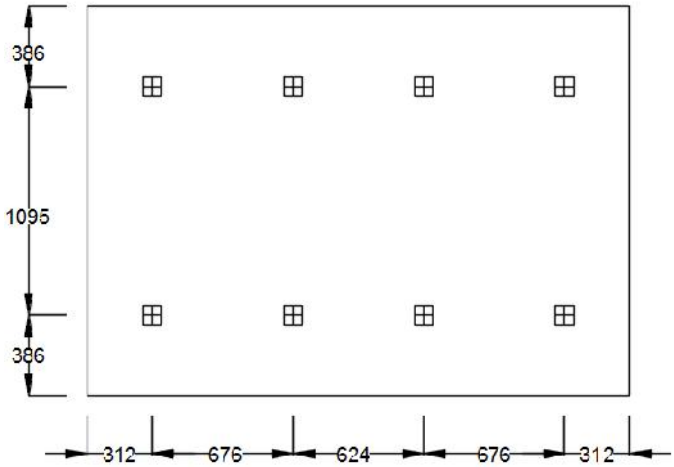


Gambar 4. 6 Posisi titik angkat pelat (8 buah titik angkat)

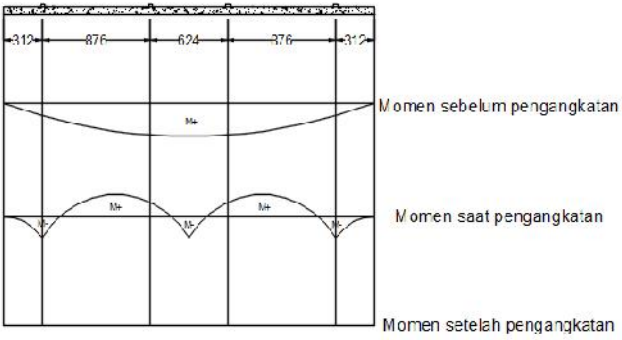
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j.
- Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 75 cm
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut (k = 1,2) pada saat pengangkatan.
- DL = 0,08 × 2 × 3 × 2400 = 1152 kg

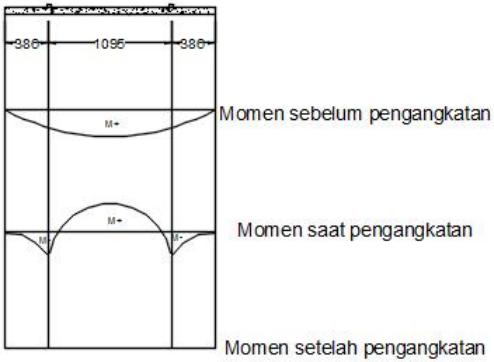
b) Pengangkatan Pelat Tipe 1



Gambar 4. 7 Pengangkatan pelat tampak atas



Gambar 4. 8 Momen pengangkatan pelat arah i



Gambar 4. 9 Momen pengangkatan pelat arah j

Dalam hal ini dianggap ada 2 orang pekerja yang ikut serta diatas pelat untuk mengatur dan mengarahkan posisi pelat, maka LL = 2 x 100 = 200 kg.

Beban ultimate = (1,2×1,2×1152) + (1,2×1,6×200) = 2042,88 kg

Gaya angkat (Tu) setiap tulangan = $\frac{2042,88}{8}$ X 255,36 kg

Sesuai PBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik ijin baja

$\pm_{\text{tarik ijin}} \text{ X } \frac{fy}{1,5} \text{ X } \frac{3900}{1,5} \text{ X } 2600 \text{ kg/cm}^2$

Maka diameter tulangan angkat = $\sqrt{\frac{8 \mid 255,36}{® \mid 2600}} \text{ X } 0,5 \text{ cm}$

Maka dipasang tulangan angkat D10 mm

c) Kontrol Tulangan Angkat

$f_{pelat} < f_{cr}$

$f'_r = 0,7 \times \sqrt{f'c} = 0,7 \times \sqrt{30} = 3,834$ Mpa

yc = 0,5 ×0,08 = 0,04 m

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992* momen maksimum diperhitungkan

Berdasarkan gambar diatas:

- Arah i sama dengan arah y
- Arah j sama dengan arah x

$w = (t_{pelat} \times 2400 \text{ kg/m}^3) + \left(\frac{W_p}{A_p}\right)$

$w = (0,08 \text{ x } 2400) + \left(\frac{2}{3 \text{ X } 2}\right) = 225,33 \text{ kg/m}^2$

$+ Mx = - Mx = 0,0054 \times w \times a^2 \times b$
$= 0,0054 \times 225,33 \times 2^2 \times 3$
$= 14,6$ kgm

$+ My = - My = 0,0027 \times w \times a \times b^2$
$= 0,0027 \times 225,33 \times 2 \times 3^2$
$= 10,95$ kgm

$P = \frac{2042,88}{8} \text{ X } 255,36 \text{ kg}$

$My = \frac{P \mid yc}{tg\ 45} = \frac{255,36 \mid 0,05}{tg\ 45} = 12,77$ kgm

$M_{tot} = 10,95 + 12,77 = 23,72$ kgm

- My ditahan oleh penampang selebar a/2 = 200/2 = 100 cm

$Z = \frac{1}{6} \times 100 \times 8^2 \text{ X}1066{,}67 \text{ cm}^3$

$f_t = f_b = \frac{M_{tot}}{Z} \text{X} \frac{23{,}72 \times 10^4}{1066{,}67 \times 10^3}$

= 0,22 Mpa < fr = 3,834 Mpa.....Ok

- Mx ditahan oleh penampang selebar 15t = 120 cm atau b/4 = 75 cm

Ambil terkecil = 75 cm

$Mx = \frac{P \times yc}{tg\ 45} = \frac{255{,}36 \times 0{,}05}{tg\ 45}$ = 12,77 kgm

M_{tot} = 14,6 + 12,77 = 27,37 kgm

$Z = \frac{1}{6} \times 75 \times 8^2 \text{ X}800 \text{ cm}^3$

$f_t = f_b = \frac{M_{tot}}{Z} \text{X} \frac{27{,}37 \times 10^4}{800 \times 10^3}$

= 0,34 Mpa < fr = 3,834 Mpa.....Ok

4.2.1.12 Penulangan Pelat Terpasang

Penulangan yang akan dipakai adalah dipilih penulangan yang paling banyak dari ketiga keadaan diatas (keadaan sebelum komposit, akibat pengangkatan, sesudah komposit adalah sebagai berikut:

Tabel 4.4 Rekapitulasi Penulangan Pada Pelat

Tipe pelat	Ukuran pelat		Tuulangan terpasang			Stud	Panjang penyaluran (mm)	Tulangan angkat
	Lx (m)	Ly (m)	Tulangan utama +	Tulangan tumpuan -	Tulangan bagi			
S1	2	3	D13-200	D13-250	D13-400	Ø8-150	150	D10
S2	1,8	3	D13-200	D13-250	D13-400	Ø8-150	150	D10
S3	1,5	3	D13-200	D13-250	D13-400	Ø8-150	150	D10
S4	2	3,5	D13-200	D13-250	D13-400	Ø8-150	150	D10
S5	1,8	3,5	D13-200	D13-250	D13-400	Ø8-150	150	D10

4.2.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak

Pada perencanaan balok anak, beban yang diterima oleh balok anak berupa beban persegi biasa. Itu dikarenakan pelat pracetak hanya menumpu dua titik tumpu, titik tumpu pertama ada dibalok induk serta titik tumpu yang kedua berada di balok anak.

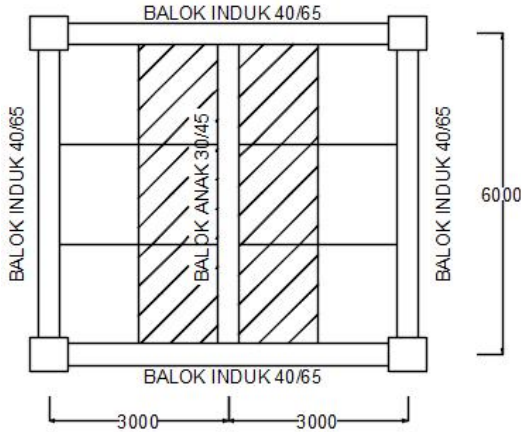
4.2.2.1 Dimensi Awal

Balok anak yang dihitung adalah BA1 dengan data sebagai berikut:

- Balok anak : 30 × 45 cm
- Mutu beton (f'c) : 30 Mpa
- Mutu baja (fy) : 390 Mpa
- Tulangan lentur : D 22
- Tulangan sengkang : ϕ 10

4.2.2.2 Pembebanan Balok Anak

Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan berat hidup merata di atasnya).



Gambar 4.10 Distribusi Beban pada Balok Anak 30/45

Lx = 300 – (30/2 + 40/2) = 265 cm
Ly = 600 – (40/2 + 40/2) = 560 cm

Sebelum Komposit
Beban Mati
Berat sendiri balok = 0,3m × (0,45m – 0,14m) ×2400 kg/m^3
= 223,2 kg/m
q mati pelat sebelum komposit = 2400 x 0,08 = 192 kg/m^2
Beban mati pelat ekivalen = q x Lx
= 192 x 2,65
= 508,8 kg/m
Total beban mati (DL) = Berat sendiri balok + Beban mati pelat ekivalen
= 223,2 kg/m + 508,8 kg/m
= 732 kg/m
Beban Hidup
Beban pekerja = 100 kg/m^2
Beban hidup pelat ekivalen = 100 x Lx
= 100 x 2,65
= 265 kg/m
Total beban hidup (LL) = 265 kg/m
Qu =1,2 (DL) + 1,6 (LL)
= 1,2 (732) + 1,6 (265)
= 1302,4 kg/m

Sesudah Komposit
Beban Mati
Berat sendiri balok = 0,3 m × 0,45 m × 2400 kg/m^3
= 324 kg/m
q mati pelat sesudah komposit = 0,14 x 2400 = 336 kg/m^2
Beban mati pelat ekivalen = q x Lx
= 336 x 2,65
= 890,4 kg/m

Total beban mati (DL) = Berat sendiri balok + Beban matipelat ekivalen

= 324 kg/m + 890,4 kg/m
= 1214,4 kg/m

Beban Hidup

Beban hidup = 250 kg/m^2

Beban hidup pelat ekivalen = q x Lx
= 250 x 2,65
= 662,5 kg/m

Total beban hidup (LL) = 662,5 kg/m

Qu =1,2 (DL) + 1,6 (LL)
= 1,2 (1214,4) + 1,6 (662,5)
= 2517,28 kg/m

4.2.2.3 Perhitungan Momen dan Gaya Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen – momen dan gaya melintang dari SNI 03:2847:2013 pasal 8.3.3.

- Momen sebelum komposit

$$M_{lapangan} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 1302{,}4 \cdot 6^2$$

$$= 5860{,}8 \text{ kgm}$$

$$V = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1302{,}4 \cdot 6$$

$$= 3907{,}2 \text{ kg}$$

- Momen sesudah komposit

M_{tump} X $\frac{1}{16}$ | q | L^2

X $\frac{1}{16}$ | 2517,28 | 6^2

X 5663,88 kgm

$M_{lapangan}$ X $\frac{1}{10}$ | q | L^2

X $\frac{1}{10}$ | 2517,28 | 6^2

X 9062,21 kgm

V X $\frac{1}{2}$ | fq | LA

X $\frac{1}{2}$ | f2517,28 | 6A

X 7551,84 kg

4.2.2.4 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak

- **Perhitungan tulangan sebelum komposit**

Dimensi balok anak = 30/45
Tebal selimut beton = 40 mm
Diameter tulangan utama = 22 mm
Diameter tulangan sengkang = 10 mm
Mutu beton (f_c') = 30 MPa
Mutu baja (f_y) = 390 Mpa
d = (450 – 140) – 40 – 10 –½ (22) = 249 mm
β_1 = 0,836

ρ_b X $\frac{0,85 \mid \beta_1 \mid fc'}{fy}$ $\frac{600}{600 \Gamma fy}$

X $\frac{0,85 \mid 0,836 \mid 30}{390}$ $\frac{600}{600 \Gamma 390}$ X0,033

ρ_{max} X0,75ρ_b X0,75 | 0,033 X0,02475

$$\rho_{min} X\frac{1,4}{fy} X\frac{1,4}{390} X0,0036$$

$$\rho_{min} X\frac{0,25 | \sqrt{fc'}}{fy}$$

$$X\frac{0,25 | \sqrt{30}}{390} X0,0035$$

ρ_{min} dipilih yang paling besar yaitu 0,0036

Tulangan lapangan

$M_{lapangan}$ = 5860,8 kgm = 58608000 Nmm

$$Rn X\frac{Mu}{¤ | b | d^2} X\frac{58608000}{0,8 | 300 | 249^2} X3,939$$

$$m X\frac{fy}{0,85fc'} X\frac{390}{0,85 | 30} X15,29$$

$$\rho_{perlu} X\frac{1}{m} 1Z\sqrt{1Z\frac{2 | m | Rn}{fy}}$$

$$X\frac{1}{15,29} 1Z\sqrt{1Z\frac{2 | 15,29 | 3,939}{390}} X0,011$$

ρ_{perlu} = 0,011 > ρ_{min} = 0,0036 dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$As_{perlu} X\rho | b | d$$

$$X0,011 | 300 | 249 X823,87 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} X\frac{As_{perlu}}{AsD22}$$

$$X\frac{823,87}{380,13} X2,17 \rceil 3 \text{ buah}$$

As pasang = jumlah tulangan × A D22

= 3× 380,13 mm^2

= 1140,39 mm^2> As perlu …… OK

Maka digunakan tulangan lentur 3D22

- **Perhitungan tulangan sesudah komposit**

  Dimensi balok anak = 30/45
  Tebal selimut beton = 40 mm
  Diameter tulangan utama = 22 mm
  Diameter tulangan sengkang = 10 mm
  Mutu beton (f_c') = 30 MPa
  Mutu baja (f_y) = 390 Mpa
  d = 450 – 40 – 10 –½ (22) = 389 mm
  $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot fc'}{fy} \cdot \frac{600}{600 + fy}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{390} \cdot \frac{600}{600 + 390} = 0,033$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,033 = 0,02475$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{fc'}}{fy}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \sqrt{30}}{390} = 0,0035$$

ρ_{min} dipilih yang paling besar yaitu 0,0036

<u>Tulangan lapangan</u>

$M_{lapangan}$ = 9062,21 kgm = 90622100 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{90622100}{0,8 \cdot 300 \cdot 389^2} = 2,495$$

$$m = \frac{fy}{0,85 fc'} = \frac{390}{0,85 \cdot 30} = 15,29$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15,29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,29 \cdot 2,495}{390}}\right) = 0,0067$$

$\rho_{perlu} = 0,0067 > \rho_{min} = 0,0036$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0067 \cdot 300 \cdot 389 = 787,27 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As D22}$$

$$= \frac{787,27}{380,13} = 2,07 \approx 3 \text{ buah}$$

As pasang = jumlah tulangan × A D22

= 3 ×380,13 mm^2

= 1140,39 mm^2> As perlu …… OK

Maka digunakan tulangan lentur 3D22

<u>Tulangan tumpuan</u>

$M_{lapangan}$ = 5663,88 kgm = 56638800 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{5663880000}{0,8 \cdot 300 \cdot 389^2} = 1,56$$

$$m = \frac{fy}{0,85fc'} = \frac{390}{0,85 \cdot 30} = 15,29$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15,29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,29 \cdot 1,56}{390}}\right) = 0,0041$$

$\rho_{perlu} = 0,0041 > \rho_{min} = 0,0036$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$As_{perlu} X\rho \mid b \mid d$

$X0{,}0041 \mid 300 \mid 389 X481{,}88\,mm^2$

$n_{tulangan} X\frac{As_{perlu}}{AsD22}$

$X\frac{481{,}88}{380{,}13} X1{,}27 \rceil 2\,buah$

As pasang = jumlah tulangan × A D22

= 2 × 380,13 mm^2

= 760,26 mm^2> As perlu …… OK

Maka digunakan tulangan lentur 2D22

4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Geser Balok Anak

- **Perhitungan tulangan sebelum komposit**

Vu = 3907,2 kg = 39072 N

$Vc\ X\frac{1}{6} \mid \sqrt{fc'} \mid bw \mid d$

$X\frac{1}{6} \mid \sqrt{30} \mid 300 \mid 249$

$X68191\ N$

$¤Vc\ X0{,}75 \mid 68191$

$X51143{,}6\ N$

$0{,}5¤Vc\ X0{,}5 \mid 51143{,}6\ X25571{,}8\ N$

Karena ØVc > Vu > 0,5ØVc maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan Ø10 mm dengan mutu baja BJTP-240 (f_y = 240 MPa)

$Vs\ min = \frac{V}{Ø} = \frac{3}{0{,}7} = 52096$

$A_v = 2 \mid A_s$

A_s Ø10 = 78,54 mm^2

A_v = 2 ⎸78,54 = 157,08 mm^2

Perhitungan jarak sengkang, dimana:

$$S_{maks} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157{,}08 \cdot 240 \cdot 249}{52096} = 180{,}2 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4 bahwa jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak lebih d/2 sepanjang komponen struktur, maka:

$s \leq d/2$

$\leq 249/2 = 124{,}5$ mm

Maka, dipakai sengkang di luar sendi plastis Ø10-100 mm.

- **Perhitungan tulangan sesudah komposit**

Vu = 7551,84 kg = 75518,4 N

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 389$$

$$= 106532 \text{ N}$$

$$\phi Vc = 0{,}75 \cdot 106532$$

$$= 79899 \text{ N}$$

$$0{,}5\phi Vc = 0{,}5 \cdot 79899 = 39949{,}5 \text{ N}$$

Karena ØVc > Vu > 0,5ØVc maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan Ø10 mm dengan mutu baja BJTP-240 (f_y = 240 MPa)

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

$$= \frac{75518{,}4}{0{,}75}$$

$$= 100691 \text{N}$$

$A_v = 2 \cdot A_s$

A_s Ø10 = 78,54mm^2

$A_v = 2 \cdot 78{,}54 = 157{,}08$ mm^2

Perhitungan jarak sengkang, dimana:

$$S_{maks} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157{,}08 \cdot 240 \cdot 389}{100691} = 145{,}6 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4 bahwa jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak lebih d/2 sepanjang komponen struktur, maka:

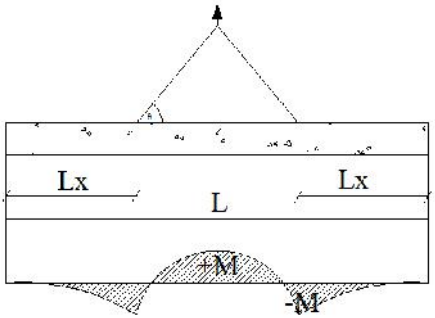
$s \leq d/2$

$\leq 389/2 = 194{,}5$ mm

Maka, dipakai sengkang di luar sendi plastis Ø10-100 mm.

4.2.2.6 Perhitungan Pengangkatan Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 4. 11 Momen saat pengangkatan balok anak

Dimana :

$$\Gamma M = \frac{WL^2}{8} \quad 1Z4X\ \Gamma \frac{4Y_c}{L \ x \ tg^{-}}$$

$$ZM = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 - \frac{4Y_c}{L \times tg^-}}{2\left(1 - \sqrt{1 - \frac{Yt}{Yb}\left(1 - \frac{4Y_c}{L \times tg^-}\right)}\right)}$$

- **Kondisi sebelum komposit**

  b = 30 cm

  h = 45-14 = 31 cm

  L = 600 cm

  Perhitungan:

  $Yt = Yb = \frac{31}{2} = 8\ cm$

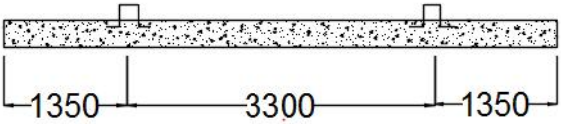
  $I = \frac{1}{12} \times 30 \times 31^3 = 74477{,}5\ cm^4$

  Yc = Yt + 5 = 13 cm

  $$X = \frac{1 - \frac{4 \times 15{,}5}{600 \times tg45^0}}{2\left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{8}\left(1 - \frac{4 \times 13}{600 \times tg45}\right)}\right)} = 0{,}223$$

  $X \times L = 0{,}223 \times 600 = 133{,}8\ cm = 1{,}35\ m$

  $L = 2 \times fX = 6 = 2 \times 1{,}35 = 3{,}3\ m$



Gambar 4. 12 Letak titik pengangkatan

- **Pembebanan**

Balok (0,3 × 0,31 × 6 × 2400) = 1339,2 kg

$$T \sin¤ X P X \frac{1{,}2 \mid k \mid W}{2}$$

$$X \frac{1{,}2 \mid 1{,}2 \mid 1339{,}2}{2}$$

$$X 964{,}22 \text{ kg}$$

$$T X \frac{964{,}22}{\sin 45^0} X 1363{,}62 \text{ kg}$$

- **Tulangan angkat balok anak**

Pu = 1363,62 kg

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang adalah fy/1,5. Jika dipakai tulangan polos dengan mutu fy = 240 Mpa, maka:

$\exists_{\text{tarik ijin}}$ = 2400/1,5 = 1600 kg/m^2

$$Ø_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{Pu}{\pm_{ijin} \; x ®}}$$

$$Ø_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{1363{,}62}{1600 x ®}}$$

$Ø_{\text{tulangan angkat}} \geq$ 0,52 cm

Digunakan Tulangan Ø8 mm

- **Momen yang Terjadi**

) Pembebanan

  Balok (0,3 |0,31 |2400) = 223,2 kg/m

  Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut:

) Momen lapangan

$$\Gamma M X \frac{WL^2}{8} \; 1 Z 4 X \; \Gamma \frac{4Y_c}{L \; x \; tg^{-}}$$

$$\Gamma M X \frac{223{,}2 \mid 6^2}{8} 1Z4 \mid 0{,}223\,\Gamma \frac{4 \mid 0{,}13}{6\ x\ tg45} \mid 1{,}2$$

$$X 215{,}89 \text{ kgm}$$

- **Tegangan yang terjadi**

$$f X \frac{M}{Wt} X \frac{215{,}89 \mid 10^4}{\frac{1}{6} \mid 300 \mid 310^2}$$

$$= 0{,}449 \text{ MPa} \le f'r = 0{,}7\sqrt{fc'} = 3{,}84 \text{ MPa (OK)}$$

- Momen tumpuan

$$ZM X \frac{WX^2 L^2}{2}$$

$$ZM X \frac{223{,}2 \mid 0{,}223^2 \mid 6^2}{2} \mid 1{,}2 X198{,}48 \text{ kgm}$$

- **Tegangan yang terjadi**

$$f X \frac{M}{Wt} X \frac{198{,}48 \mid 10^4}{\frac{1}{6} \mid 300 \mid 310^2}$$

$$= 0{,}413 \text{ MPa} \le f'r = 0{,}7\sqrt{fc'} = 3{,}84 \text{ MPa (OK)}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai $f'r_{ijin}$usia beton 28 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

4.2.2.7 Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013, syarat tebal minimum balok dengan dua tumpuan apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut:

$$h_{\min} \; \mathrm{X} \frac{1}{16} \mid lb$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{min}.

4.2.2.8 Penulangan Balok Anak yang Terpasang

Perulangan balok anak yang terpakai atau yang akan dipasang adalah dipilih penulangan yang paling banyak dari kedua kesalan diatas (kesalan sebelum komposit dan sesudah komposit) yaitu sebagai berikut:

Tabel 4.5 Rekapitulasi Penulangan Pada Balok Anak

Kode	L	b	h	Tulangan Lapangan		Tulangan Tumpuan		Sengkang	Tulangan Angkat
	mm	mm	mm	Atas	Bawah	Atas	Bawah		
BA1	6000	300	450	2D22	3D22	2D22	2D22	Ø10-100 mm	Ø8
BA2	1800	300	450	2D22	2D22	2D22	2D22	Ø10-100 mm	Ø8
BA3	8000	300	450	3D22	5D22	3D22	2D22	Ø10-100 mm	Ø8

4.2.3 Perencanaan Tangga

Pada perencanaan ini, struktur tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu dengan kondisi ujung perletakan berupa sendi dan rol (rol diletakkan pada ujung bordes). Struktur tangga ke atas dan ke bawah tipikal.

4.2.3.1 Dimensi Awal

Data-data perencanaan :

- Mutu beton (fc') = 30 Mpa
- Mutu baja (fy) = 390 Mpa
- Tinggi antar lantai = 390 cm
- Panjang bordes = 300 cm
- Lebar bordes = 240 cm
- Lebar tangga = 150 cm
- Tebal pelat tangga (tp) = 20 cm
- Tebal pelat bordes = 20 cm
- Tinggi injakan (t) = 16 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Jumlah tanjakan (n_T) = $\frac{ti \quad li}{t}$ = 25 buah
- Jumlah injakan (n_i) = $n_T - 1$ = 24 buah
- Jumlah tanjakan ke bordes = 12 buah
- Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai 2 = 12 buah
- Elevasi bordes = jumlah tanjakan x t
  = 12 x 16 =192 cm
- Panjang horizontal plat tangga bordes = i x jumlah tanjakan
  = 30 x 12 = 360 cm
- Kemiringan tangga (α)

$$\arctan \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{192}{360} = 0{,}533$$

Jadi, $\alpha = 28{,}07^{o}$

Cek syarat :

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

$60 \le (2x16 + 30) \le 65$

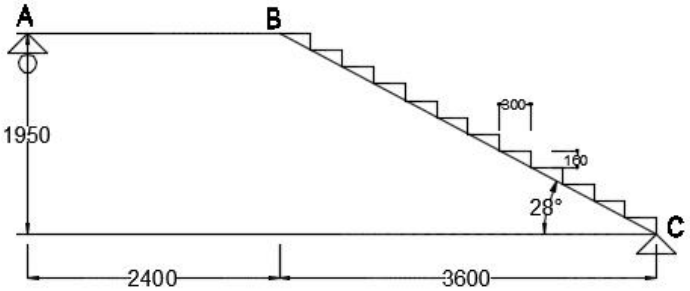
$60 \le 62 \le 65$…….. (OK)

$25 \le \alpha \le 40$

$25 \le 28{,}07^{o} \le 40$ … (OK)

Tebal plat rata-rata anak tangga = (i/2) sin α
= (30/2) sin 28,07°
= 7,06 cm

Tebal plat rata-rata = tp + tr = 20 + 7,06
= 27,06 cm.



Gambar 4.13 Perencanaan Tangga

4.2.3.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur

a. Pembebanan Tangga

Beban Mati (DL)

Pelat tangga = $\frac{0{,}2}{c\ \ 2\ ,0\ ^{\circ}}$ x 2400 x 1 m = 735,967 kg/m

Tegel horizontal = 24kg/m
Tegel vertical = 24 kg/m
Spesi horizontal (2 cm) = 42kg/m
Spesi vertical (2 cm) = 42 kg/m
Tegel (1 cm) = 24kg/m
Sandaran = 50kg/m +
Total (DL)= 941, 967 kg/m

Beban Hidup (LL) : 1 m x 500 kg/m^2 = 500 kg/m

Kombinasi Beban :

Qu = 1,2 DL + 1,6 LL

= 1,2 (941,96) + 1,6 (500)
= 1930,36 kg/m

b. Pembebanan Pelat Bordes

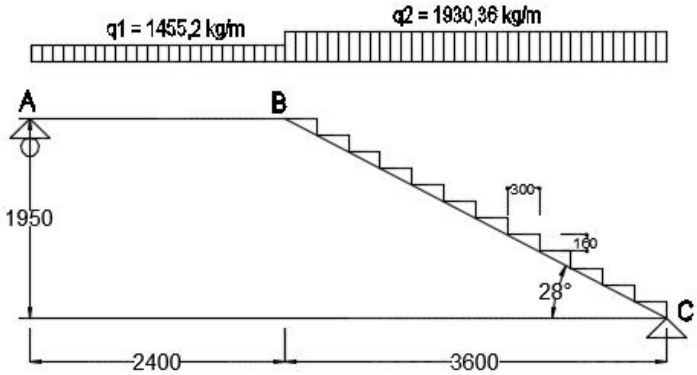
Beban Mati (DL)

Pelat bordes	= 0,2 x 2400 x 1 m	= 480 kg/m
Spesi	= 2 x 21 x 1 m	= 42 kg/m
Tegel	= 24 x 1 m	= 24 kg/m +
	Total (LL)	= 546 kg/m

Beban Hidup (LL) : 1 m x 500 kg/m^2 = 500 kg/m

Kombinasi Beban :

Qu = 1,2 DL + 1,6 LL
= 1,2 (546) + 1,6 (500)
= 1455,2 kg/m



Gambar 4.14 Distribusi Beban pada Tangga

4.2.3.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam

$\int \sum M_A = 0$

$(Vc \times 6) - (q_2 \times 3{,}6 \times 3{,}2) - (q_1 \times 2{,}4 \times 1{,}2) = 0$

$(Vc \times 6) - (1930{,}36 \times 3{,}6 \times 3{,}2) - (1455{,}2 \times 2{,}4 \times 1{,}2) = 0$

$Vc = 5563{,}01$ kg

$\int \sum M_C = 0$

$(Va \times 6) - (q_1 \times 2{,}4 \times 4{,}8) - (q_2 \times 3{,}6 \times 1{,}8) = 0$

$(Va \times 6) - (1455{,}2 \times 2{,}4 \times 4{,}8) - (1930{,}36 \times 3{,}6 \times 1{,}8) = 0$

$Va = 4878{,}77$ kg

Kontrol

$\int \sum V_A = 0$

$V_A + V_C - (q_1 \times 2{,}4) - (q_2 \times 3{,}6) = 0$

$4878{,}77 + 5563{,}01 - (1455{,}2 \times 2{,}4) - (1930{,}36 \times 3{,}6) = 0$

$0 = 0$ ….. (OK)

Pelat bordes A-B (2,4 m)

a. Gaya Momen (M)

$M_{x1} = V_A \times X_1 - \frac{1}{2} q_1 \times {X_1}^2$

$M_A = 0$

$M_B = V_a \times X_1 - \frac{1}{2} q_1 \times {X_1}^2$

$M_B = 4878{,}77 \times 2{,}4 - \frac{1}{2} \times 1455{,}2 \times 2{,}4^2$

= 7518,08 kgm

b. Gaya Lintang (D)

Titik A $D_{Akanan} = V_A = 4878{,}77$ kg

Titik B $D_{Bkiri} = V_A - (q_1 \times 2{,}4)$

$= 4878{,}77 - (1445{,}2 \times 2{,}4)$

= 1386,29 kg

c. Gaya Normal (N)

$N_{A\text{-}B} = 0$ kg

Pelat Tangga B-C (3,6 m)

a. Gaya Momen (M)

$M_{x2} = V_C \times X_2 - \frac{1}{2} q_2 \times {X_2}^2$

$M \quad m \quad a \quad :$

$$\frac{\sum M_{X2}}{\sum X_2} = 0$$

$$V_C - q_2 \times X_2 = 0$$

$$X_2 = \frac{V_C}{q_2} = \frac{5563{,}01}{1930{,}36} = 2{,}88 \text{ m} < 3{,}6\ m$$

Momen maksimum terjadi di titik X_2 = 2,88 m

$$M_{max} = (Vc \times X_2) - \left(\frac{1}{2} q_2 \times {X_2}^2\right)$$

$$= (5563{,}01 \times 2{,}88) - \left(\frac{1}{2} 1930{,}36 \times 2{,}88^2\right)$$

$$= 8015{,}86 \text{ kgm}$$

Titik C, M_C = 0 kgm

$$M_{Bkanan} = (Vc \times 3{,}6) - \left(\frac{1}{2} q_2 \times 3{,}6^2\right)$$

$$= (5563{,}01 \times 3{,}6) - \left(\frac{1}{2} 1930{,}36 \times 3{,}6^2\right)$$

$$= 7518{,}08 \text{ kgm}$$

b. Gaya Lintang (D)

$$Dx = Vc \cos 28{,}07° - (q_2 \cos 28{,}07° \times X_2)$$

$$Dx = 5563{,}01 \cos 28{,}07° - (1930{,}36 \cos 28{,}07° \times X_2)$$

Titik C (X_2 = 0) ; D_C = 4908,65 kg

Titik B (X_2 = 4,08 m) ; D_B = -2040,81 kg

c. Gaya Normal (N)

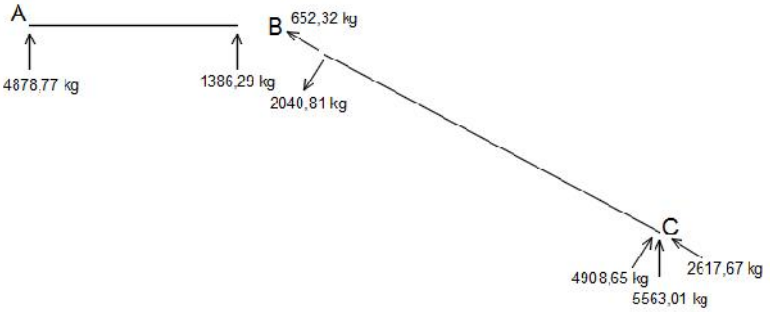
Titik C ; N_C = -Vc sin 28,07^o = -5563,01 x sin 28,07^o

N_C = -2617,67 kg

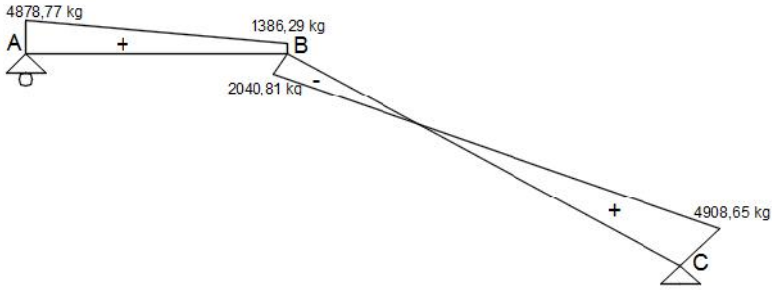
Titik B ; N_B = -Vc sin 28,07^o + q_2 sin 28,07^o x 3,6 m

= -5563,01 sin 28,07^o+1930,36 sin 28,07^o x 3,6 m

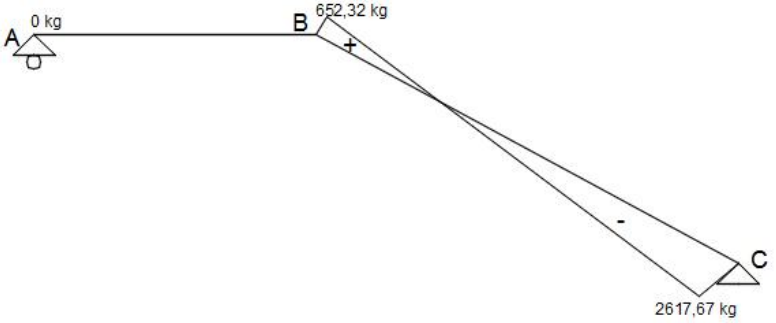
= 652,32 kg



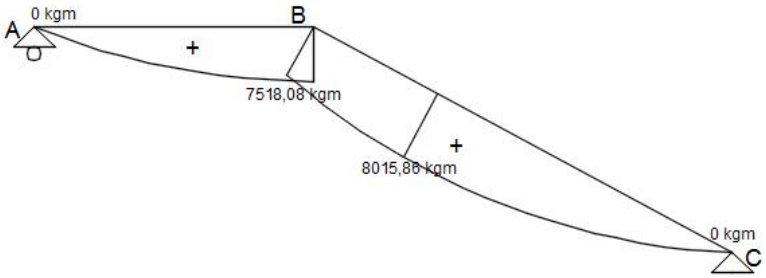
Gambar 4.15 Free Body Diagram gaya-gaya pada Tangga



Gambar 4.16 Bidang Lintang (D) pada Tangga



Gambar 4.17 Bidang Normal (N) pada Tangga



Gambar 4.18 Bidang Momen (M) pada Tangga

4.2.3.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

➢ **Perhitungan Penulangan Pelat Tangga**

Data – Data Perencanaan

Mutu beton (f'c) = 30 Mpa

Mutu baja (fy) = 390 Mpa

Berat jenis beton = 2400 Mpa

Tebal pelat tangga = 200 mm

Tebal pelat bordes = 200 mm

Tebal selimut beton = 20 mm

Diameter tulangan utama = 16 mm

$\beta_1 = 0{,}836$ SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3

$$\rho_b = \frac{0{,}85\beta_1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$\rho_b = \frac{0{,}85 \times 0{,}836 \times 30}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right) = 0{,}033$$

$$\rho_m = 0{,}75 \times \rho_b = 0{,}75 \times 0{,}033 = 0{,}02475$$

$$\rho_m = 0{,}0018$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85 \times f'c} = \frac{390}{0{,}85 \times 30} = 15{,}29$$

$$d = 200 - 20 - (0{,}5 \times 16) = 172 \text{ mm}$$

<u>Penulangan Pelat Tangga</u>

<u>Tulangan Utama</u>

Mmax = 8015,86 kgm = 80158660 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{80158660}{0{,}8 \times 1000 \times 172^2} = 3{,}387$$

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

$$\rho_p = \frac{1}{15{,}29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15{,}29 \times 3{,}387}{390}}\right)$$

$\rho_{perlu} = 0{,}0094 > \rho_{min}$
Maka digunakan $\rho = 0{,}0094$
$As_{perlu} = \rho \times b \times d = 0{,}0094 \times 1000 \times 172 = 1608{,}78\ mm^2$
Digunakan tulangan lentur D16-100 mm ($As = 2010{,}619\ mm^2$)

Penulangan lentur arah melintang pelat
Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :
$\rho = 0{,}0018$ untuk fy = 390 Mpa (SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)
d = 13 mm
$As_{perlu} = 0{,}0018 \times b \times h$
$= 0{,}0018 \times 1000 \times 172 = 309{,}6\ mm^2$
S_{maks} = 5d atau 450
= 450 mm
Dipasang tulangan D13-300 mm ($As = 398{,}196\ mm^2$)

Penulangan Pelat Bordes
Tulangan Utama
Mmax = 7518,08 kgm = 75180808 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{75180808}{0{,}8 \times 1000 \times 172^2} = 3{,}176$$

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

$$\rho_p = \frac{1}{15{,}29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15{,}29 \times 3{,}176}{390}}\right)$$

$\rho_{perlu} = 0{,}0087 > \rho_{min}$
Maka digunakan $\rho = 0{,}0087$
$As_{perlu} = \rho \times b \times d = 0{,}0087 \times 1000 \times 172 = 1501{,}14\ mm^2$
Digunakan tulangan lentur D16-125 mm (As = 1608,49 mm^2)

Penulangan lentur arah melintang pelat
Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :
$\rho = 0{,}0018$ untuk fy = 390 Mpa (SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)
d = 13 mm
$As_{perlu} = 0{,}0018 \times b \times h$
$= 0{,}0018 \times 1000 \times 172 = 309{,}6\ mm^2$
S_{maks} = 5d atau 450
= 450 mm
Dipasang tulangan D13-300 mm (As = 398,196 mm^2)

Penulangan Balok Bordes

- Perencanaan dimensi balok bordes

$$h = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 300 = 18{,}75\ cm \approx 45\ cm$$
$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 45 = 30\ cm$$
Dipakai dimensi balok bordes 30/45

- Pembebanan Balok Bordes

Beban Mati
Berat sendiri balok = 0,3 x 0,45 x 2400 = 324 kg/m
Berat dinding = 2 x 250 = 500 kg/m
q_d = 824 kg/m
qd ultimate = 1,2 x q_d = 1,2 x 824 = 988,8 kg/m
beban pelat bordes =1455,2 kg/m
q_u = 2444 kg/m

Momen tumpuan = $\frac{1}{2} \times qu \times l^2$
$= \frac{1}{2}$ x 24,44 x 3000^2
= 9165000 Nmm

Momen lapangan = $\frac{1}{1} \times qu \times l^2$

$= \frac{1}{1}$ x 24,44 x 3000^2

= 18330000 Nmm

Vu total = 0,5 x q_u x l = 0,5x 2444 x 3 = 3666 kg

➢ Penulangan Lentur Balok Bordes

Direncanakan :

Diameter sengkang = 10 mm

Diameter tulangan utama = 16 mm

Sehingga d = 450 – 40 – 10 – 16/2 = 392 mm

$$\rho_b = \frac{0{,}85\beta_1 f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$\rho_b = \frac{0{,}85 \times 0{,}836 \times 30}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right) = 0{,}033$$

$$\rho_m = 0{,}75 \times \rho_b = 0{,}75 \times 0{,}033 = 0{,}02475$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85 \times f'c} = \frac{390}{0{,}85 \times 30} = 15{,}29$$

$$\rho_m = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{3} = 0{,}0036$$

Penulangan Tumpuan

M tumpuan = 9165000 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{9165000}{0{,}8 \times 300 \times 392^2} = 0{,}248$$

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

$$\rho_p = \frac{1}{15{,}29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15{,}29 \times 0{,}248}{390}}\right)$$

= 0,00064 < ρ_{min}

Maka digunakan ρ = 0,0036

As_{perlu} = ρ x b x d = 0,0036 x 300 x 392 = 422,15 mm^2

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah :

n tulangan $X\frac{As_{perlu}}{As\,D16}$

$X\frac{422,15}{201,06}\,X\,2,09$ ⌉ dipakai 4 buah

As pasang = jumlah tulangan tiap meter × A D_{16}

= 4 × 201,106 mm^2

= 804,248 mm^2> As perlu …… OK

Maka digunakan tulangan lentur 4D16

As' perlu = 0,5 × As

= 0,5 ×422,15 mm^2

= 211,07 mm^2

digunakan tulangan lentur 2D16

<u>Penulangan Lapangan :</u>

M lapangan = 18330000 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{18330000}{0,8 \times 300 \times 392^2} = 0,497$$

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

$$\rho_p = \frac{1}{15,29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,497}{390}}\right)$$

= 0,00129 < ρ_{min}

Maka digunakan ρ = 0,0036

As_{perlu} = ρ x b x d = 0,0036 x 300 x 392 = 422,15 mm^2

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 adalah :

n tulangan $X\frac{As_{perlu}}{As\,D16}$

$X\frac{422,15}{201,06}\,X\,2,09$ ⌉ dipakai 4 buah

As pasang = jumlah tulangan tiap meter × A D_{16}

$= 4 \times 201{,}106\ mm^2$
$= 804{,}248\ mm^2 >$ As perlu …… OK
Maka digunakan tulangan lentur 4D16
As' perlu $= 0{,}5 \times As$
$= 0{,}5 \times 422{,}15\ mm^2$
$= 211{,}07\ mm^2$
digunakan tulangan lentur 2 D16

- Penulangan Geser Balok Bordes

Vu total = 3666 kg = 36660 N

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 392 = 107353{,}6\ N$$

$\phi Vc = 0{,}75 \times 107353{,}6 = 80515{,}2$ N
$0{,}5\ \phi Vc = 0{,}5 \times 80515{,}2 = 40257{,}6$ N > Vu = 36660 N

$$\emptyset Vs\ min = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 300 \times 392 = 214707{,}2\ N$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.4(6.1): Bila *Vu* kurang dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton ~~*Vc*~~ ,makadipakai tulangan geser minimum.
Diameter tulangan geser = 10 mm
Av = 157,080 mm^2
Jarak sengkang :

$$S = \frac{A_V \times fyt}{0{,}062\sqrt{fc} \times b} = \frac{157{,}08 \times 240}{0{,}062\sqrt{30} \times 300} = 371\ mm$$

Menurut SNI 02847:2013 pasal 11.4.5.1
$S_{maks} \leq d/2 = 392/2 = 196$ mm
$S_{maks} \leq 600$ mm
Sehingga dipakai tulangan geser ϕ10 – 150 mm

4.2.4 Perencanaan Balok Lift

4.2.4.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini

digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh SIGMA Elevator Company dengan data-data spesifikasi sebagai berikut:

Tipe Lift : IRIS NV Standard
Kapasitas : 1350 Kg
Kecepatan : 1,5 m/s – 1,75 m/s
Motor : 18.5 KW
Lebar pintu (*opening width*) : 1100 mm
Dimensi sangkar (*car size*)
- *Car wide* (CW) : 2000 mm
- *Car depth* (CD) : 1750 mm :

Dimensi ruang luncur (*hoistway size*) Simplex
- *Hoistway width* (HW) : 2550 mm
- *Hoistway depth* (HD) : 2450 mm

Beban reaksi ruang mesin
R_1 : 10200 kg
R_2 : 7000 kg

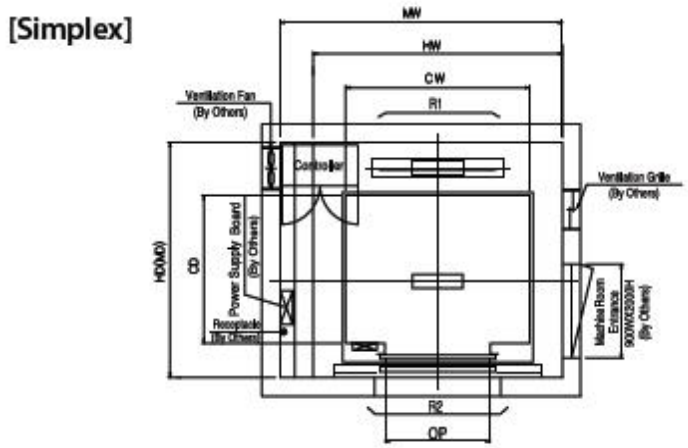
Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 4.5:

Tabel 4.6 Spesifikasi C300 Passenger Elevator

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	5300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	5600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				



Gambar 4. 19 Denah Lift

4.2.4.2 Perencanaan Dimensi Balok Lift

- **Balok Penumpu Depan dan Belakang**

Panjang balok penumpu = 300 cm

$$h_{\min} \text{ X} \frac{1}{16} \left| 300\,cm \text{ X} 18{,}75\,cm \right| 70 \text{ cm}$$

$$b \text{ X} \frac{2}{3} h \text{ X} \frac{2}{3} \left| 18{,}75 \text{ X} 12{,}5\,cm \right| 50 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 50/70 cm

- **Balok Penggantung Lift**

Panjang balok penggantung lift = 300 cm

$$h_{\min} \text{ X} \frac{1}{16} \left| 300\,cm \text{ X} 18{,}75\,cm \right| 70 \text{ cm}$$

$$b \text{ X} \frac{2}{3} h \text{ X} \frac{2}{3} \left| 18{,}75 \text{ X} 12{,}5\,cm \right| 50 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 50/70 cm

4.2.4.3 Pembebanan Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengakapan, dan akibat bandul pemberat + perlangkapan.

2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut:

$$\varphi \; X(1\Gamma k_1 k_2 v) \mid 1{,}15$$

Dimana:

Ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan strukturkeran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah:

P = $\sum R \times \Psi$ = (10200 + 7000) × (1+0,6 × 1,3 × 1)
= 30616 kg

4.3.3.4 Penulangan Balok Penggantung

a. Pembebanan

Beban mati lantai:

Berat pelat = 0,14 × 2400 = 336 kg/m^2
Aspal (t=2cm) = 0,02 × 1400 = 28 kg/m^2
Ducting + Plumbing = 30 kg/m^2+
= 394 kg/m^2
Q = 394 × 2,45 m = 965,3 kg/m
Akibat balok = 0,7 ×0,5×2400 = 840 kg/m +
Qd = 1805,3 kg/m

Beban Hidup (q_1):

Q_1 = 100 kg/m

Beban berfaktor

$q_u = 1,2\ q_d + 1,6\ q_L$
$= 1,2 \times 1805,3 + 1,6 \times 100$
$= 2326,36$ kg/m

Beban terpusat lift P = 30616 kg

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} p$$

$$= \frac{1}{2} \times 2326,36 \times 3 + \frac{1}{2} \times 30616$$

$$= 18797,54 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} pL$$

$$= \frac{1}{8} \times 2326,36 \times 3^2 + \frac{1}{4} \times 30616 \times 3$$

$$= 25579,15 \text{ kgm}$$

Data Perencanaan:

fc’ = 30 Mpa
fy = 390 Mpa
Tulangan utama = D22 mm
Tulangan sengkang = Ø13 mm

b = 30 cm
d = 700 – 50– 13 – ½ 22 = 626 mm
β_1 = 0,836 (SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3)

$$\rho_b = \frac{0{,}85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0{,}85 \cdot 0{,}836 \cdot 30}{390} \cdot \frac{600}{600 + 390} = 0{,}033$$

$$\rho_{max} = 0{,}75 \rho_b = 0{,}75 \cdot 0{,}033 = 0{,}02475$$

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{f_y} = \frac{1{,}4}{390} = 0{,}0036$$

$$\rho_{min} = \frac{0{,}25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$= \frac{0{,}25 \cdot \sqrt{30}}{390} = 0{,}0035$$

ρ_{min} dipilih yang paling besar yaitu 0,0036

$$m = \frac{f_y}{0{,}85 f'_c} = \frac{390}{0{,}85 \cdot 30} = 15{,}29$$

b. Perhitungan Tulangan Lentur

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{255791500}{0{,}8 \cdot 500 \cdot 626^2} = 1{,}63$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{15{,}29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15{,}29 \cdot 1{,}63}{390}}\right) = 0{,}0043$$

ρ_{perlu} = 0,0043 > ρ_{min} = 0,0036 sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d$

= 0,0043 x 500 x 626 = 1352,88 mm^2

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 adalah:

$$n \text{ tulangan } X\frac{As_{perlu}}{As\,D22}$$

$$X\frac{1352,88}{380,13}\,X3,55 \rceil \text{ dipakai } 4 \text{ buah}$$

Maka dipasang tulangan 4 D22 (1520,53 mm^2)

c. Perhitungan Tulangan Geser

V_u = 18797,54 kg =187975,4 N

$$V_c \quad X\frac{1}{6} \mid \sqrt{f'c} \mid b_w \mid d$$

$$X\frac{1}{6} \mid \sqrt{30} \mid 500 \mid 626$$

$$X\,285728,6 \quad N$$

$$\text{¤}V_c \quad X0,75 \mid 285728,6$$

$$X214296,5 \ N$$

$\leftarrow V_{s\,min}$ = 0,75× 1/3 × 500 × 626

= 78250 N

$\leftarrow (V_c + V_{s\,min})$= 292546 N

$\leftarrow (V_c + V_{s\,min}) > V_u$

Syarat $s_{max} < d/2$ = 626/2 = 313 mm dan $s_{max} <$ 600 mm

Av = 2 × ¼ × π × 13^2 = 256,46 mm^2

Pasang ←13 – 300 mm

Kontrol V_s

$$V_s \ X\frac{A_v \mid fy \mid d}{s} X\frac{256,46 \mid 390 \mid 626}{300} X208707 \ N \ \Psi V_u$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penumpu depan dan belakang digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut:

- Tulangan lentur 4D22
- Tulangan geser D13 – 300 mm

4.2.4.4 Penulangan Balok Penumpu Depan dan Belakang

a. Pembebanan

Beban mati lantai:

Berat pelat = 0,14× 2400 = 336 kg/m^2

Aspal (t=2cm) = 0,02 ×1400 = 28 kg/m^2

Ducting + Plumbing = 30 kg/m^2+

= 394 kg/m^2

Q = 394× 3/2 m = 591 kg/m

Akibat balok = 0,5×0,7×2400 = 840 kg/m +

Qd = 1431 kg/m

Beban Hidup (q_1):

Q_1 = 100 kg/m

Beban berfaktor

q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_L

= 1,2 ×1431+ 1,6 ×100

= 1877,2 kg/m

Beban terpusat balok

P = $\sum R \times \Psi$ = (10200) × (1+0,6 × 1,3 × 1)

= 18156 kg

$$V_u \; X\frac{1}{2} q_u L \; \Gamma \frac{1}{2} p$$

$$X\frac{1}{2} \mid 1877{,}2 \mid 3 \, \Gamma \frac{1}{2} \mid 18156$$

$$X11893{,}8 \, \text{kg}$$

$$M_u \; X\frac{1}{8} q_u L^2 \; \Gamma \frac{1}{4} pL$$

$$X\frac{1}{8} \mid 18772 \mid 3^2 \; \Gamma \frac{1}{4} \mid 18156 \mid 3$$

$$X15728{,}85 \, \text{kgm}$$

Data Perencanaan:

fc' = 30 Mpa

fy = 390 Mpa

Tulangan utama = D22 mm
Tulangan sengkang = D13 mm
Decking = 50 cm
b = 50 cm
h = 70 cm
d = 700 – 50– 13 – ½ 22 = 626 mm
β_1 = 0,836 (SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3)

$$\rho_b = \frac{0{,}85 \cdot \beta_1 \cdot fc'}{fy} \cdot \frac{600}{600 + fy}$$

$$= \frac{0{,}85 \cdot 0{,}836 \cdot 30}{390} \cdot \frac{600}{600 + 390} = 0{,}033$$

$$\rho_{max} = 0{,}75 \rho_b = 0{,}75 \cdot 0{,}033 = 0{,}02475$$

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{390} = 0{,}0036$$

$$\rho_{min} = \frac{0{,}25 \cdot \sqrt{fc'}}{fy}$$

$$= \frac{0{,}25 \cdot \sqrt{30}}{390} = 0{,}0035$$

ρ_{min} dipilih yang paling besar yaitu 0,0036

$$m = \frac{fy}{0{,}85 fc'} = \frac{390}{0{,}85 \cdot 30} = 15{,}29$$

d. Perhitungan Tulangan Lentur

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{157288500}{0{,}8 \cdot 300 \cdot 626^2} = 1{,}67$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15,29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,29 \cdot 1,67}{390}}\right) = 0,0044$$

$\rho_{perlu} = 0,0044 > \rho_{min} = 0,0036$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d$

$= 0,0044 \times 300 \times 626 = 1387,29 \text{ mm}^2$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 adalah:

$$\text{n tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As\ D22}$$

$$= \frac{1387,29}{380,13} = 3,65 \rightarrow \text{dipakai } 4 \text{ buah}$$

Maka dipasang tulangan 4 D22 (1520,52 mm^2)

e. Perhitungan Tulangan Geser

$V_u = 11893,8 \text{ kg} = 118938 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 500 \cdot 626$$

$$= 285728 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 285728$$

$$= 214296 \text{ N}$$

$V_{s\,min} = 0,75 \times 1/3 \times 500 \times 626$

$= 78250 \text{ N}$

$(V_c + V_{s\,min}) = 292546 \text{ N}$

$(V_c + V_{s\,min}) > V_u$

Syarat $s_{max} < d/2 = 626/2 = 313$ mm dan $s_{max} < 600$ mm

$Av = 2 \times ¼ \times \pi \times 13^2 = 256,46 \text{ mm}^2$

Pasang 13 – 300 mm

Kontrol V_s

$$V_s \text{ X} \frac{A_v \mid fy \mid d}{s} \text{ X} \frac{256{,}46 \mid 390 \mid 626}{300} \text{ X } 208707 \text{ N } \Psi V_u$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penumpu depan dan belakang digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut:

- Tulangan lentur 4D22
- Tulangan geser D13 – 300 mm

4.3 Permodelan Struktur

4.3.1 Umum

Dalam perencanaan bangunan bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban-beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012 yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.2 Data-Data Perencanaan

Data-data perancangan Gedung Apartemen Keraton Krian adalah sebagai berikut :

Mutu beton (fc')	: 30 Mpa
Mutu baja tulangan (fy)	: 390 Mpa
Mutu tulangan sengkang	: 390 Mpa
Fungsi bangunan	: Apartemen
Lokasi	: Sidoarjo
Tinggi bangunan	: 43 m
Luas bangunan	: 57,4 x 110 m
Jumlah tingkat	: 11 Lantai
Tinggi tiap tingkat	: 3,91 m
Zona gempa	: Tinggi

4.3.3 Perhitungan Berat Struktur

Pembebanan gravitasi struktur pada Sistem Rangka hanya diterima oleh rangka. Pembebanan ini termasuk beban mati dan beban hidup yang terjadi pada struktur.

⁾ Pembebanan gravitasi pada lantai

Beban Mati (DL)

Rangka +Plafond	= 18	= 18 kg/m^2
Spesi (2 cm)	= 2 x 21	= 42 kg/m^2
Tegel (2 cm)	= 2 x 24	= 48 kg/m^2
Sanitasi	= 20	= 20 kg/m^2
Plumbing + Ducting	= 10	=10 kg/m^2 +
		DL= 138 kg/m^2

⁾ Pembebanan Pada Atap

Beban Mati (DL)

Rangka +Plafond	= 18	= 18 kg/m^2
Spesi (2 cm)	= 2 x 21	= 42 kg/m^2
Aspal	= 14	= 14 kg/m^2
Plumbing + Ducting	= 10	=10 kg/m^2 +
		DL= 84 kg/m^2

Beban Hidup (LL)

(SNI 03 – 1727 – 2013 Tabel 4-1)

Beban hidup lantai = 250 kg/m^2.

Beban hidup atap = 100 kg/m^2

4.3.4 Analisa Beban Gempa

4.3.4.1 Faktor Keutamaan dan kategori Resiko

Bangunan yang direncanakan akan dibangun gedung apartemen. Berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 1, diketahui bangunan apartemen memiliki Kategori Resiko II. Berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 2, Faktor Keutamaan Gempa (I_e) adalah 1,0.

4.3.4.2 Klasifikasi Situs Tanah

Berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 3, jenis tanah ditetapkan sebagai tanah keras, tanah sedang, dan tanah lunak beradasarkan profil lapisan tanah 30 m paling atas.

Tabel 4.7 Klasifikasi penentuan jenis tanah

Kelas situs	$\overline{v}_s$ (m/detik)	$\overline{N}$ atau $\overline{N}_{ch}$	$\overline{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15sampai 50	50 sampai100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\,\%$, 3. Kuat geser niralir $\overline{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7{,}5$ m dengan Indeks Plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\overline{s}_u < 50$ kPa		

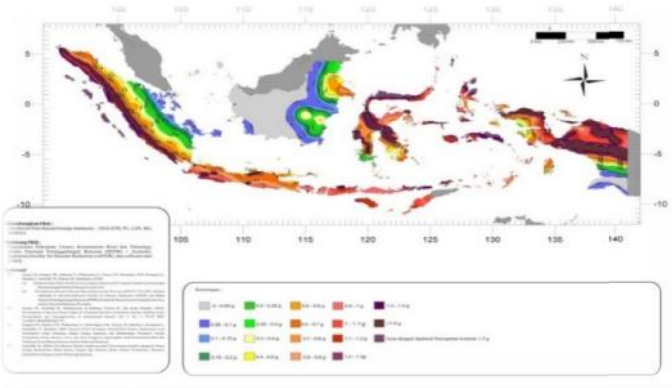
Tabel 4.8 Hasil perhitungan penentuan jenis tanah

No	h	Ni	di	N	∑N	30 / ∑N
1	2	4	2	0,500		
2	4	3	2	0,667		
3	6	3	2	0,667		
4	8	1	2	2,000		
5	10	5	2	0,400		
6	12	5	2	0,400		
7	14	4	2	0,500		
8	16	3	2	0,667	7,506	3,99677
9	18	5	2	0,400		
10	20	5	2	0,400		
11	22	6	2	0,333		
12	24	10	2	0,200		
13	26	11	2	0,182		
14	28	20	2	0,100		
15	30	22	2	0,091		

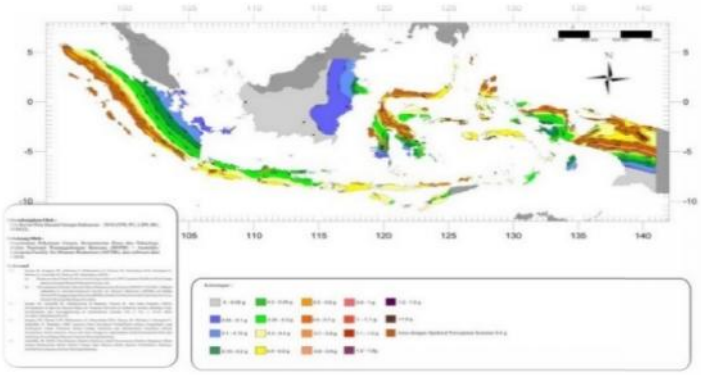
Karena 3,99677 < 15, maka termasuk jenis tanah lunak (SE).

4.3.4.3 Percepatan Respon Spektrum (MCE)

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada Gambar 4.22 dan Gambar 4.23.



Gambar 4.20 Ss, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redamankritis), tanah sedang. Dari gambar 4.22 untuk daerah Sidoarjo didapatkan nilai Ss = 0,7g.



Gambar 4.21 S_1, Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), tanah sedang. Dari gambar 4.23 untuk wilayah Sidoarjo S_1 = 0,3g.

Untuk nilai Fa (koefisien situs untuk periode 0,2 detik) dan Fv (koefisien situs untuk periode 1 detik) yang didapat dari Tabel 4.9 dan 4.10.

Tabel 4.9 Koefisien Situs Fa

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCE_RTerpetakan Pada Perioda Pendek, T = 0,2 detik, S_S				
	$S_S \leq 0{,}25$	$S_S = 0{,}5$	$S_S = 0{,}75$	$S_S = 1$	$S_S \geq 1{,}25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS[b]				

Tabel 4.10 Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCE_RTerpetakan Pada Perioda 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0{,}1$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 = 0{,}3$	$S_1 = 0{,}4$	$S_1 \geq 0{,}5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS[b]				

Dari data diatas diperoleh data-data sebagai berikut :

Ss = 0,7

S_1 = 0,3

Fa = 1,3 (Dengan cara interpolasi)

Fv = 2,8

S_{MS} = Fa x S_S (SNI 1726:2012 Pers. 6.2-1)
= 1,3 x 0,7
= 0,91

S_{M1} = F_V x S_1 (SNI 1726:2012 Pers. 6.2-2)
= 2,8 x 0,3
= 0,84

4.3.4.4 Parameter Percepatan Respons Spektral

$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0{,}91 = 0{,}606$ (SNI 1726:2012 Pers. 6.2-3)

$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0{,}84 = 0{,}56$ (SNI 1726:2012 Pers. 6.2-4)

Bangunan ini direncanakan akan dibangun di daerah kota Sidoarjo yang mempunyai parameter kecepatan respon spektral pada perioda 1 detik, redaman 5 persen sebesar S_{DS} = 0,606 dan parameter percepatan respon spektral MCE pada perioda pendek yang sudah diesusaikan terhadap pengaruh situs S_{D1} = 0,56. Berdasarkan tabel 4.11 dan tabel 4.12 maka didapat kategori kota Sidoarjo mempunyai kategori desain seismik D.

Tabel 4.11 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0{,}167$	A	A
$0{,}167 \le S_{DS} < 0{,}33$	B	C
$0{,}33 \le S_{DS} < 0{,}50$	C	D
$0{,}50 \le S_{DS}$	D	D

Tabel 4.12 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0{,}167$	A	A
$0{,}067 \le S_{D1} < 0{,}133$	B	C
$0{,}133 \le S_{D1} < 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \le S_{D1}$	D	D

Sistem yang dipilih harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan bahwa kriteria desain yang tepat sesuai dengan kategori desain seismik yang ada adalah sebagai sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus.

Tabel 4.13 Tabel sistem penahan 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 canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3[o]	3½	10	10	10	10	10

4.3.4.5 Periode Waktu Getar Alami Fundamental (T)

Ta = periode fundamental pendekatan

$T_a \; X C_t h_n^x$

Koefisien Ct dan x ditentukan dari Tabel 4.13 SNI 1726:2012.

Tabel 4.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 [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

Ta = 0,0466 (43,01 m)^{0,9} = 1,376 s

Tabel 4.15 Koefisien untuk Batas Atas dari Periode yang di hitung

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 S_{D1} = 0,56, maka diperoleh C_u = 1,4.

T = C_u x Ta = 1,4 x 1,376 = 1,926 s.

Tabel 4.16 Tabel Periode Berdasarkan SAP2000

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	1,709399	0,585
MODAL	Mode	2	1,682053	0,59451
MODAL	Mode	3	1,522672	0,65674
MODAL	Mode	4	1,506836	0,66364
MODAL	Mode	5	1,506582	0,66375
MODAL	Mode	6	1,49136	0,67053
MODAL	Mode	7	1,491237	0,67058
MODAL	Mode	8	1,433129	0,69777
MODAL	Mode	9	1,41576	0,70633
MODAL	Mode	10	1,389299	0,71979
MODAL	Mode	11	1,387335	0,72081
MODAL	Mode	12	1,37648	0,72649
MODAL	Mode	13	1,376236	0,72662
MODAL	Mode	14	1,348955	0,74131
MODAL	Mode	15	1,342499	0,74488
MODAL	Mode	16	1,328457	0,75275
MODAL	Mode	17	1,311254	0,76263
MODAL	Mode	18	1,309054	0,76391
MODAL	Mode	19	0,574611	1,7403
MODAL	Mode	20	0,564811	1,7705
MODAL	Mode	21	0,520071	1,9228
MODAL	Mode	22	0,491345	2,0352
MODAL	Mode	23	0,491223	2,0357
MODAL	Mode	24	0,48532	2,0605
MODAL	Mode	25	0,485267	2,0607
MODAL	Mode	26	0,47823	2,091
MODAL	Mode	27	0,470514	2,1253
MODAL	Mode	28	0,459046	2,1784
MODAL	Mode	29	0,458389	2,1816
MODAL	Mode	30	0,454413	2,2006
MODAL	Mode	31	0,454051	2,2024
MODAL	Mode	32	0,452041	2,2122
MODAL	Mode	33	0,450717	2,2187
MODAL	Mode	34	0,44526	2,2459
MODAL	Mode	35	0,439804	2,2737
MODAL	Mode	36	0,438998	2,2779
MODAL	Mode	37	0,328968	3,0398
MODAL	Mode	38	0,32347	3,0915
MODAL	Mode	39	0,305026	3,2784
MODAL	Mode	40	0,274582	3,6419
MODAL	Mode	41	0,274428	3,6439
MODAL	Mode	42	0,274226	3,6466
MODAL	Mode	43	0,270671	3,6945
MODAL	Mode	44	0,270597	3,6955
MODAL	Mode	45	0,268363	3,7263
MODAL	Mode	46	0,260859	3,8335
MODAL	Mode	47	0,258938	3,8619
MODAL	Mode	48	0,258807	3,8639
MODAL	Mode	49	0,257063	3,8901
MODAL	Mode	50	0,256058	3,9054

T terbesar yang diperoleh dari SAP = 1,709 s, periode yang terjadi berdasarkan perhitungan SAP harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$Ta < T_{SAP} < Cu\ Ta$$

$$1{,}376 < 1{,}709\ s < 1{,}926\ s\ (OK)$$

4.3.4.6 Koefisien Respon Seismik (C_s)

Koefisien respon seismik C_s harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 Persamaan 7.8.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$$

Dengan :

S_{DS}= percepatan spektrum respons disain dalam rentan periode pendek.

R = faktor modifikasi respons dalam tabel 7.2-1 (SNI 1726:2012)

I_e = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan Tabel 4.16.

Tabel 4.17 Faktor Keutamaan Gempa

KategoriRisiko	FaktorKeutamaanGempa,I_e
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk Sistem Ganda = 8.

$$C_s = \frac{0{,}606}{\frac{8}{1}}$$

C_s = 0,0758

Dan nilai Cs tidak lebih dari

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T\ \frac{R}{I}}$$

$$C_S \text{ X} \frac{0{,}56}{\frac{8}{1}\ x1{,}709} \text{ X} 0{,}0409$$

Dan nilai Cs tidak kurang dari
Cs = 0.044 S_{DS} I > 0.01
Cs = 0.044 x 0.607 x 1 > 0.01
Cs = 0.027> 0.01
Maka nilai Cs diambil 0,0409

4.3.4.7 Perhitungan Gaya Geser Dasar *(Base Shear)*

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan sebelumnya didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$V = C_S \text{ x } W$

Dimana :

C_S = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1

W = berat seismik efektif menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.7.2.

Tabel 4.18 Tabel Berat Gedung Berdasarkan SAP2000

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
1D + 0,4L	Combination	-1,8E-07	-9,113E-07	80758331,16

V = Cs x W

V_{statik} = 0,0409 x 80758331,16 kg
= 3303015,75 kg.

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 0.85V/Vt (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut :

Tabel 4.19 Gaya Geser Gempa SAP2000

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
Beban Gempa Arah X	LinRespSpec	Max	2296447	612950,8	2291,67
Beban Gempa Arah Y	LinRespSpec	Max	689950,6	2039355	5898,29

V = 3303015,75 kg
0.85 V = 2807563,38 kg
Vxt = 2296447 kg
Vyt = 2039355 kg

Maka:
Untuk arah x,

Vxt	>	0.85 V
2296447 kg	<	2807563,38 kg (OK)

Untuk arah y,

Vyt	>	0.85 V
2039355 kg	<	2807563,38 kg (NOT OK)

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung dari hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala sebesar 0.85 V/Vt

Arah x :

$$\frac{0.85V}{V_X} = \frac{2807563{,}38\ \text{kg}}{2296447\ \text{kg}} = 1{,}22 \approx 1{,}25$$

Arah y :

$$\frac{0.85V}{V_y} = \frac{2807563{,}38\ \text{kg}}{2039355\ \text{kg}} = 1{,}37 \approx 1{,}4$$

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 Spectrum. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 4.20 Gaya Geser Gempa Faktor Skala SAP2000

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
Beban Gempa Arah X	LinRespSpec	Max	2870547	613598,8	2540,54
Beban Gempa Arah Y	LinRespSpec	Max	690932,9	2855075	8246,41

V = 3303015,75 kg
0.85 V = 2807563,38 kg
Vxt = 2870547 kg
Vyt = 2855075kg

Maka:
Untuk arah x,

Vxt	>	0.85 V
2870547 kg	>	2807563,38 kg (OK)

Untuk arah y,

Vyt	>	0.85 V
2855075 kg	>	2807563,38 kg (OK)

Setelah hasil running dari SAP didapatkan hasil seperti diatas, sehingga memnuhi persyaratan SNI 1276:2012 pasal 7.9.4.1.

4.3.4.8 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 4.21 Partisipasi Massa

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,8815	91,4638
MODAL	Acceleration	UY	99,8773	90,6849
MODAL	Acceleration	UZ	0,0535	0,002

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

4.3.4.9 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.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

Untuk kontrol drift pada SNI 1726:2012, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta_X = \frac{C_d \, x \, \delta_X}{I}$$

Dimana:

δx = defleksi pada lantai ke-x
Cd = faktor pembesarandefleksi (=5,5) (SNI tabel 9)
I = faktor keutamaan gedung(= 1)

Tabel 4.22 Batas Simpangan Gedung

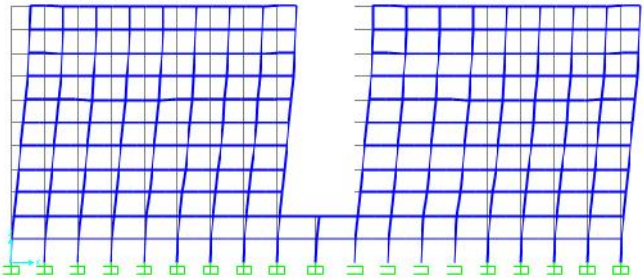
Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}$ [c]	$0,020\,h_{sx}$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

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen, drift dibatasi sebesar :

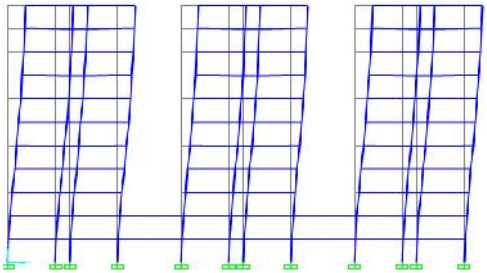
$\Delta = 0.02.hsx$

$= 0.02 \times 3910$ mm

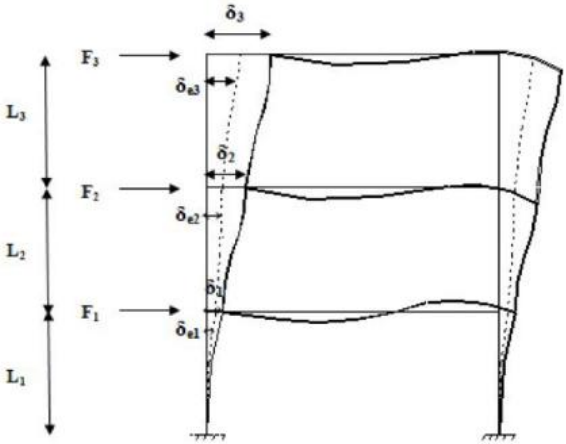
$= 78,2$ mm



Gambar 4.22 Simpangan Arah X



Gambar 4.23 Simpangan Arah Y



Gambar 4.24 Simpangan Antar Lantai

perhitungan simpangan lantai 1: Δ1 = δ1
perhitungan simpangan lantai 2-keatas: Δ2 = (δ2- δ1)Cd/I

Gempa Arah X

Tabel 4.23 Drift Gempa Arah X

	h (m)	δxe (m)	δx (m)	Drift (m)	Batas (m)	Ket
Lt atap 2						
Lt atap	3,91	0,0365	0,2005	0,0049	0,0782	ok
Lt 10	3,91	0,0356	0,1956	0,0100	0,0782	ok
Lt 9	3,91	0,0338	0,1856	0,0152	0,0782	ok
Lt 8	3,91	0,0310	0,1705	0,0170	0,0782	ok
Lt 7	3,91	0,0279	0,1535	0,0203	0,0782	ok
Lt 6	3,91	0,0242	0,1332	0,0235	0,0782	ok
Lt 5	3,91	0,0199	0,1097	0,0260	0,0782	ok
Lt 4	3,91	0,0152	0,0837	0,0252	0,0782	ok
Lt 3	3,91	0,0106	0,0584	0,0249	0,0782	ok
Lt 2	3,91	0,0061	0,0336	0,0217	0,0782	ok
Lt 1	3,91	0,0021	0,0118	0,0118	0,0782	ok
Lt dasar	3,91	0,0000	0,0000	0,0000	0,0782	ok

Gempa Arah Y

Tabel 4.24 Drift Gempa Arah Y

	h (m)	δye (m)	δy (m)	Drift (m)	Batas (m)	Ket
Lt atap 2	3,91	0,0509	0,2800	0,0105	0,0782	ok
Lt atap	3,91	0,0490	0,2695	0,0059	0,0782	ok
Lt 10	3,91	0,0479	0,2636	0,0155	0,0782	ok
Lt 9	3,91	0,0451	0,2480	0,0220	0,0782	ok
Lt 8	3,91	0,0411	0,2260	0,0248	0,0782	ok
Lt 7	3,91	0,0366	0,2013	0,0288	0,0782	ok
Lt 6	3,91	0,0314	0,1725	0,0325	0,0782	ok
Lt 5	3,91	0,0254	0,1400	0,0353	0,0782	ok
Lt 4	3,91	0,0190	0,1047	0,0339	0,0782	ok
Lt 3	3,91	0,0129	0,0708	0,0316	0,0782	ok
Lt 2	3,91	0,0071	0,0392	0,0260	0,0782	ok
Lt 1	3,91	0,0024	0,0132	0,0132	0,0782	ok
Lt dasar	3,91	0,0000	0,0000	0,0000	0,0782	ok

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu SAP 2000. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3, yaitu:
Δn = (δ2- δ1)Cd/I <Δa Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbuh X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan.

4.3.4.9 Gaya Seismik Lateral

$$C_{s\,x} \text{ X} \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

$$F_x \text{ X} C_{s\,x} V$$

Untuk $T \leq 0{,}5$ *s ;* maka nilai $k = 1$
Untuk $T \leq 2{,}5$ *s ;* maka nilai $k = 2$
0,5 s ≤ T ≤ 2,5 s ; maka nilai k diperoleh dengan cara iterpolasi dari kedua nilai k diatas.
T = 1,709 s ; maka nilai k adalah sebagai berikut :

$$k \; X1\Gamma \; \frac{1{,}709 \; Z0{,}5}{2{,}5 \; Z0{,}5} \int 2 \; Z1\text{Å} \; X1{,}605$$

Tabel 4.25 Tabel Perhitungan Gaya Seismik Lateral

Lantai	h	wi	wx*(hx^k)	CVX	V	FX
dasar	0	13996,8	0	0		0
1	3,91	9807253	65533927,12	0,023113		73821,37
2	7,82	9807253	131067854,2	0,046225		147642,7
3	11,73	7102223	142375201,7	0,050213		160380
4	15,64	7102223	189833602,3	0,066951		213840
5	19,55	6798181	227133684,1	0,080106		255857,1
6	23,46	6798181	272560421	0,096127	3193987	307028,5
7	27,37	6798181	317987157,8	0,112148		358199,9
8	31,28	6798181	363413894,6	0,128169		409371,3
9	35,19	6534678	392993654,3	0,138602		442691,8
10	39,1	6534678	436659615,9	0,154002		491879,7
atap	43,01	3862822	283933186,5	0,100138		319839,5
atap 2	46,92	148737,6	11926714,84	0,004206		13434,97
Total		78092590	2835418914	1		3193987

4.3.4.10 Eksentrisitas Pusat Massa dan Pusat Kekakuan

Eksentrisitas terjadi karena pusat kekakuan dan pusat massa pada gedung tidak berimpit, dengan adanya hal ini mengakibatkan gedung akan mengalami momen torsi yang mengakibatkan gedung mengalami puntir

Pusat massa adalah letak titik tangkap resultan beban mati dan beban hidup yang sesuai dengan beban pada lantai tingkat tersebut. Sedangkan pusat kekakuan adalah titik dimana pada suatu lantai tersebut, lantai tingkat tersebut tidak mengalami rotasi tetapi hanya mengalami geser.

Tabel 4.26 Tabel Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan

Lantai		Koordinat Titik				Eksentrisitas asli (m)
		Pusat Kekakuan		Pusat massa		
		X	Y	X	Y	
1		55	28,7	55,08	28,5	0,21540659
2		55	28,7	55,08	28,5	0,21540659
3	Tower 1	24	6,9	24,02	6,71	0,19104973
	Tower 2	24	28,7	24,02	28,51	0,19104973
	Tower 3	24	50,5	24,02	50,31	0,19104973
	Tower 4	86	6,9	86,02	6,71	0,19104973
	Tower 5	86	28,7	86,02	28,51	0,19104973
	Tower 6	86	50,5	86,02	50,31	0,19104973
4	Tower 1	24	6,9	24,02	6,71	0,19104973
	Tower 2	24	28,7	24,02	28,51	0,19104973
	Tower 3	24	50,5	24,02	50,31	0,19104973
	Tower 4	86	6,9	86,02	6,71	0,19104973
	Tower 5	86	28,7	86,02	28,51	0,19104973
	Tower 6	86	50,5	86,02	50,31	0,19104973
5	Tower 1	24	6,9	24,02	6,71	0,19104973
	Tower 2	24	28,7	24,02	28,51	0,19104973
	Tower 3	24	50,5	24,02	50,31	0,19104973
	Tower 4	86	6,9	86,02	6,71	0,19104973
	Tower 5	86	28,7	86,02	28,51	0,19104973
	Tower 6	86	50,5	86,02	50,31	0,19104973
6	Tower 1	24	6,9	24,02	6,71	0,19104973
	Tower 2	24	28,7	24,02	28,51	0,19104973
	Tower 3	24	50,5	24,02	50,31	0,19104973
	Tower 4	86	6,9	86,02	6,71	0,19104973

	Tower 5	86	28,7	86,02	28,51	0,19104973
	Tower 6	86	50,5	86,02	50,31	0,19104973
7	Tower 1	24	6,9	24,02	6,71	0,19104973
	Tower 2	24	28,7	24,02	28,51	0,19104973
	Tower 3	24	50,5	24,02	50,31	0,19104973
	Tower 4	86	6,9	86,02	6,71	0,19104973
	Tower 5	86	28,7	86,02	28,51	0,19104973
	Tower 6	86	50,5	86,02	50,31	0,19104973
8	Tower 1	24	6,9	24,02	6,71	0,19104973
	Tower 2	24	28,7	24,02	28,51	0,19104973
	Tower 3	24	50,5	24,02	50,31	0,19104973
	Tower 4	86	6,9	86,02	6,71	0,19104973
	Tower 5	86	28,7	86,02	28,51	0,19104973
	Tower 6	86	50,5	86,02	50,31	0,19104973
9	Tower 1	24	6,9	24,02	6,71	0,19104973
	Tower 2	24	28,7	24,02	28,51	0,19104973
	Tower 3	24	50,5	24,02	50,31	0,19104973
	Tower 4	86	6,9	86,02	6,71	0,19104973
	Tower 5	86	28,7	86,02	28,51	0,19104973
	Tower 6	86	50,5	86,02	50,31	0,19104973
10	Tower 1	24	6,9	24,02	6,71	0,19104973
	Tower 2	24	28,7	24,02	28,51	0,19104973
	Tower 3	24	50,5	24,02	50,31	0,19104973
	Tower 4	86	6,9	86,02	6,71	0,19104973
	Tower 5	86	28,7	86,02	28,51	0,19104973
	Tower 6	86	50,5	86,02	50,31	0,19104973
11	Tower 1	24	6,9	24,02	6,71	0,19104973
	Tower 2	24	28,7	24,02	28,51	0,19104973
	Tower 3	24	50,5	24,02	50,31	0,19104973

	Tower 4	86	6,9	86,02	6,71	0,19104973
	Tower 5	86	28,7	86,02	28,51	0,19104973
	Tower 6	86	50,5	86,02	50,31	0,19104973

Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.4.2 antara pusat massa dan pusat kekakuan lantai tingkat harus ditinjau eksentrisitas rencana (e), yaitu eksentrisitas ditambah dengan eksentrisitas tak terduga sebesar 5% dari ukuran maksimum bangunan tegak lurus. Sehingga, koordinat baru pusat massa setelah ditambah dengan eksentrisitas rencana adalah sebagai berikut:

Tabel 4.27 Tabel Koordinat Pusat Massa Setelah Pergeseran

Lantai		Hx	Hy	Ex	Ey	Pusat massa baru		Eksentrisitas baru (m)
						X	Y	
1		110	57,4	5,5	2,87	60,5	31,6	6,20378
2		110	57,4	5,5	2,87	60,5	31,6	6,20378
3	Tower 1	48	13,8	2,4	0,69	26,4	7,59	2,49722
	Tower 2	48	13,8	2,4	0,69	26,4	29,4	2,49722
	Tower 3	48	13,8	2,4	0,69	26,4	51,2	2,49722
	Tower 4	48	13,8	2,4	0,69	88,4	7,59	2,49722
	Tower 5	48	13,8	2,4	0,69	88,4	29,4	2,49722
	Tower 6	48	13,8	2,4	0,69	88,4	51,2	2,49722
4	Tower 1	48	13,8	2,4	0,69	26,4	7,59	2,49722
	Tower 2	48	13,8	2,4	0,69	26,4	29,4	2,49722
	Tower 3	48	13,8	2,4	0,69	26,4	51,2	2,49722
	Tower 4	48	13,8	2,4	0,69	88,4	7,59	2,49722
	Tower 5	48	13,8	2,4	0,69	88,4	29,4	2,49722
	Tower 6	48	13,8	2,4	0,69	88,4	51,2	2,49722
5	Tower 1	48	13,8	2,4	0,69	26,4	7,59	2,49722

	Tower 2	48	13,8	2,4	0,69	26,4	29,4	2,49722
	Tower 3	48	13,8	2,4	0,69	26,4	51,2	2,49722
	Tower 4	48	13,8	2,4	0,69	88,4	7,59	2,49722
	Tower 5	48	13,8	2,4	0,69	88,4	29,4	2,49722
	Tower 6	48	13,8	2,4	0,69	88,4	51,2	2,49722
6	Tower 1	48	13,8	2,4	0,69	26,4	7,59	2,49722
	Tower 2	48	13,8	2,4	0,69	26,4	29,4	2,49722
	Tower 3	48	13,8	2,4	0,69	26,4	51,2	2,49722
	Tower 4	48	13,8	2,4	0,69	88,4	7,59	2,49722
	Tower 5	48	13,8	2,4	0,69	88,4	29,4	2,49722
	Tower 6	48	13,8	2,4	0,69	88,4	51,2	2,49722
7	Tower 1	48	13,8	2,4	0,69	26,4	7,59	2,49722
	Tower 2	48	13,8	2,4	0,69	26,4	29,4	2,49722
	Tower 3	48	13,8	2,4	0,69	26,4	51,2	2,49722
	Tower 4	48	13,8	2,4	0,69	88,4	7,59	2,49722
	Tower 5	48	13,8	2,4	0,69	88,4	29,4	2,49722
	Tower 6	48	13,8	2,4	0,69	88,4	51,2	2,49722
8	Tower 1	48	13,8	2,4	0,69	26,4	7,59	2,49722
	Tower 2	48	13,8	2,4	0,69	26,4	29,4	2,49722
	Tower 3	48	13,8	2,4	0,69	26,4	51,2	2,49722
	Tower 4	48	13,8	2,4	0,69	88,4	7,59	2,49722
	Tower 5	48	13,8	2,4	0,69	88,4	29,4	2,49722
	Tower 6	48	13,8	2,4	0,69	88,4	51,2	2,49722
9	Tower 1	48	13,8	2,4	0,69	26,4	7,59	2,49722
	Tower 2	48	13,8	2,4	0,69	26,4	29,4	2,49722
	Tower 3	48	13,8	2,4	0,69	26,4	51,2	2,49722
	Tower 4	48	13,8	2,4	0,69	88,4	7,59	2,49722
	Tower 5	48	13,8	2,4	0,69	88,4	29,4	2,49722
	Tower 6	48	13,8	2,4	0,69	88,4	51,2	2,49722

10	Tower 1	48	13,8	2,4	0,69	26,4	7,59	2,49722
	Tower 2	48	13,8	2,4	0,69	26,4	29,4	2,49722
	Tower 3	48	13,8	2,4	0,69	26,4	51,2	2,49722
	Tower 4	48	13,8	2,4	0,69	88,4	7,59	2,49722
	Tower 5	48	13,8	2,4	0,69	88,4	29,4	2,49722
	Tower 6	48	13,8	2,4	0,69	88,4	51,2	2,49722
11	Tower 1	48	13,8	2,4	0,69	26,4	7,59	2,49722
	Tower 2	48	13,8	2,4	0,69	26,4	29,4	2,49722
	Tower 3	48	13,8	2,4	0,69	26,4	51,2	2,49722
	Tower 4	48	13,8	2,4	0,69	88,4	7,59	2,49722
	Tower 5	48	13,8	2,4	0,69	88,4	29,4	2,49722
	Tower 6	48	13,8	2,4	0,69	88,4	51,2	2,49722

4.4 Perencanaan Struktur Utama

4.4.1 Umum

Struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku gedung tersebut. Struktur utama memiliki fungsi untuk menahan pembebanan yag berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun beban angin. Komponen utama terdiri dari balok induk, kolom, dan dinding geser. Pada bab ini akan dibahas mengenai kekuatan struktur utama mencakup kebutuhan tulangan yang diperlukan pada komponen tersebut.

4.4.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Didalam preliminary desain gedung Apartemen Keraton Krian direncanakan dimensi balok induk dengan menggunakan sistem pracetak.

Maka dari itu, penulangan lentur balok induk dihitung dalam dua kondisi, yaitu sebelum komposit dan setelah komposit.

Dengan adanya dua kondisi tersebut nantinya akan dipilih tulangan yang lebih kritis untuk digunakan pada penulangan balok induk.

4.4.2.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan meliputi:

- Mutu beton (fc') = 30 MPa
- Mutu baja (fy) = 390 MPa
- Dimensi balok = 40/65 cm
- Diameter tulangan longitudinal = 22 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm

4.4.2.2 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok anak sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep menggunakan konsep tributari area. Pada penulangan balok induk melintang perhitungan balok induk dengan panjang bentang 6 m dijadikan sebagai contoh perhitungan.

Berikut ini merupakan beban merata (q) yang terjadi pada balok :

Beban mati

Berat sendiri pelat pracetak = 0,08 | 2400 = 192 kg/m^2

Beban hidup

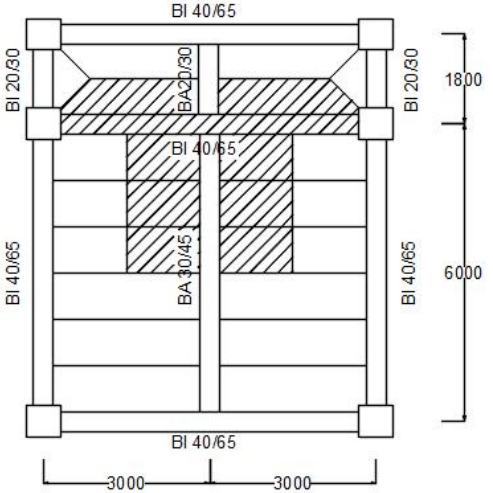
Beban pekerja = 200 kg/m^2

Dimensi balok induk sebelum komposit = 40/51

Bentang balok induk = 6 meter

a) Pelat dalam kondisi sebelum terdapat overtopping

Pada kondisi komposit, beban yang dihitung hanyalah menerima beban mati dan beban hidup dari pelat pracetak, balok anak, serta berat dari balok induk itu sendiri.



Gambar 4.25 Area Pembebanan balok induk

Beban pada balok anak

Balok Anak (30/45):

$$L_x \text{ X300Z } \frac{40}{2}\Gamma\frac{30}{2} \text{ X265}cm$$

$$l_y \text{ X600Z } \frac{40}{2}\Gamma\frac{40}{2} \text{ X560}cm$$

) Beban mati

Berat balok anak = 0,3 | 0,31 | 2400 = 223,2 kg/m

Berat ekivalen = q | Lx|

= 192 ||2,65|

= 508,8 kg/m

Total beban mati balok anak = 223,2 + 508,8 = 732 kg/m

) Beban hidup

Berat ekivalen pelat = q | Lx|
= 100 |2,65
= 265 kg/m

Qu = 1,2 D + 1,6 L
= 1,2 (732) + 1,6 (265) = 1302,4 kg/m

Balok Anak (20/30):

L_x X300Z $\frac{20}{2}\Gamma\frac{20}{2}$ X280*cm*

l_y X180Z $\frac{40}{2}\Gamma\frac{40}{2}$ X140*cm*

) Beban mati
Berat balok anak = 0,2 | 0,16 | 2400 = 76,8 kg/m
Berat ekivalen = q | Lx|ΘΛ
= 192 |ΛΕΡ|ΘΛ
= 268,8 kg/m
Total beban mati balok anak = 76,8 + 268,8 = 345,6 kg/m
) Beban hidup
Berat ekivalen pelat = q | Lx|ΘΛ
= 100 |2,8 ΘΛ
= 140 kg/m

Qu = 1,2 D + 1,6 L
= 1,2 (345,6) + 1,6 (140) = 638,72 kg/m

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

Pu = 1302,4 kg/m | $\frac{6}{2}$ m + 638,72 kg/m | $\frac{1,8}{2}$ m = 4482,05 kg

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat eqivalen pelat.

Berat balok induk = 0,4 | 0,51 | 2400 = 489,6 kg/m

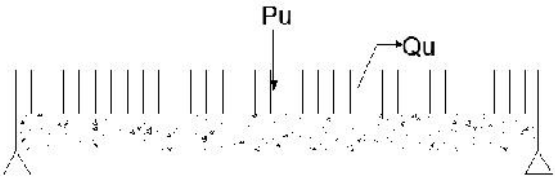
Berat ekivalen pelat $= \frac{1}{2} \mid q \mid L_x \; 1\mathrm{Z}\frac{1}{3} \; \frac{L_x}{L_y}^{2}$

$= \frac{1}{2} \mid 192 \mid 1{,}4 \; 1\mathrm{Z}\frac{1}{3} \; \frac{1{,}4}{5{,}6}^{2}$

= 131,6 kg/m

Total beban mati balok induk = 489,6 + 131,6 = 621,2 kg/m
Qu = 1,2D
= 1,2 |621,2
= 745,44 kg/m

Dari perhitungan diatas dapat digambarkan pembebanan pada balok induk sebelum komposit dalam gambar 4.26 berikut:



Gambar 4.26 Pembebanan balok induk sebelum komposit

$\mathrm{Mu\,X}\; \frac{1}{8} \mid Qu \mid L^2 \;\; \Gamma \;\; \frac{1}{4} \mid Pu \mid L$

$\mathrm{X}\; \frac{1}{8} \mid 745{,}44 \mid 6^2 \;\; \Gamma \;\; \frac{1}{4} \mid 4482{,}05 \mid 6$

X10077,55kgm

$$\text{R.p X } \frac{1}{2} \mid Qu \mid L \ \Gamma \ \frac{1}{2} \mid Pu$$

$$\text{X } \frac{1}{2} \mid 745{,}44 \mid 6 \ \Gamma \ \frac{1}{2} \mid 4482{,}05$$

$$\text{X } 4477{,}345 \text{kg}$$

b) Pelat dalam kondisi terdapat overtopping, tidak terdapat beban kerja

Beban mati

Pelat:

Berat sendiri pelat pracetak = 0,08 ⏐ 2400 = 192 kg/m^2

Overtopping = 0,06 ⏐ 2400 = 144 kg/m^2 +

= 336 kg/m^2

Dimensi balok induk sebelum komposit = 40/51

Bentang balok induk = 6 meter

Pada kondisi sebelum komposit, balok hanya menerima beban mati dari pelat pracetak, overtopping dan balok anak serta berat balok induk sendiri.

Beban pada balok anak

) Beban mati

Balok Anak (30/45):

Berat balok anak = 0,3 ⏐ 0,41 ⏐ 2400 = 223,2 kg/m

Berat ekivalen pelat = q ⏐ Lx|

= 336 ⏐|2,65|

= 890,4 kg/m

Total beban mati balok anak = 223,2 + 890,4 = 1113,6 kg/m

Qu = 1,2D

= 1,2 ⏐1113,6

= 11336,32 kg/m

Balok Anak (20/30):
Berat balok anak = 0,2 ⏐ 0,16 ⏐ 2400 = 76,8 kg/m
Berat ekivalen pelat = q ⏐ Lx⏐/2
= 336 ⏐⏐2,8⏐/2
= 470,4 kg/m

Total beban mati balok anak = 76,8 + 470,4 = 547,2 kg/m
Qu = 1,2D
= 1,2 ⏐547,2
= 656,64 kg/m

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

Pu = 1336,32 kg/m ⏐ $\frac{6}{2}$ m + 656,64 kg/m ⏐ $\frac{1{,}8}{2}$ m = 4599,94 kg

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat eqivalen pelat.

Berat balok induk = 0,4 ⏐ 0,65 ⏐ 2400 = 624 kg/m

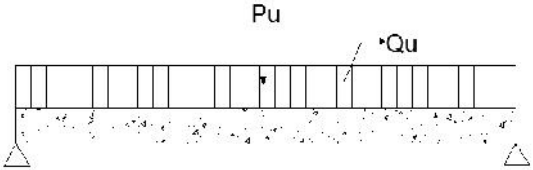
Berat ekivalen pelat = $\frac{1}{2} \mid q \mid L_x \; 1Z\frac{1}{3} \; \frac{L_x}{L_y}$

$= \frac{1}{2} \mid 336 \mid 1{,}4 \; 1Z\frac{1}{3} \; \frac{1{,}4}{5{,}6}^{2}$

= 230,3 kg/m

Total beban mati balok anak = 624 + 230,3 = 854,3 kg/m
Qu = 1,2D
= 1,2 ⏐854,3
= 1025,16 kg/m

Dari perhitungan diatas dapat digambarkan pembebanan pada balok induk sebelum komposit dalam gambar 4.27 berikut:



Gambar 4.27 Pembebanan balok induk sebelum komposit

$$Mu = \frac{1}{8} \times Qu \times L^2 + \frac{1}{4} \times Pu \times L$$

$$= \frac{1}{8} \times 1025{,}16 \times 6^2 + \frac{1}{4} \times 4599{,}94 \times 6$$

$$= 11513{,}12 \text{ kgm}$$

$$R.p = \frac{1}{2} \times Qu \times L + \frac{1}{2} \times Pu$$

$$= \frac{1}{2} \times 1025{,}16 \times 6 + \frac{1}{2} \times 4599{,}94$$

$$= 5375{,}45 \text{ kg}$$

Jadi, momen (Mu) yang akan dipakai dalam perhitungantulangan lentur balok induk sebelum komposit adalah 11513,12 kgm.

c) Perhitungan Tulangan Lentur

- **Data Perencanaan**

Dimensi Balok Induk	= 40/51
Bentang Balok Induk	= 6 m
Diameter Tulangan utama	= 22 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
ρ_{max}	= 0,021
ρ_{min}	= 0,0036
b = 400 mm	
dx = 510 – 40 – 13 – (0,5 ×22)	= 446 mm
Mu = 11513,12 kgm	

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momen tumpuannya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

$$Rn = \frac{Mn}{0{,}8 \times b \times dx^2} = \frac{115131200}{0{,}8 \times 400 \times 446^2} = 1{,}81$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85 \times fc'} = \frac{390}{0{,}85 \times 30} = 15{,}29$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15{,}29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15{,}29 \times 1{,}81}{390}}\right) = 0{,}0048$$

$\rho_{perlu} = 0{,}0048 > \rho_{min} = 0{,}0036$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0{,}0048 \times 400 \times 446 = 852{,}85 mm^2$$

- Digunakan **3D22 mm (As = 1140,39 mm^2)**
-

4.4.2.3 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik (kiri dan kanan) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulanganyang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

Mutu beton (*f'c*) = 30 MPa
Mutu baj (*fy*) tulangan = 390 MPa
Dimensi balok induk = 40/65 cm

Panjang balok induk = 6 m
Tebal *decking* = 40 mm
Diameter tulangan utama = 22 mm
Diameter sengkang = 13 mm
b = 400 mm
d = 650 – 40 – 13 – (0,5 | 22) = 586 mm
d' = 40 + 13 + (0,5 | 22) = 64 mm

$\beta_1 = 0{,}836$

$$\rho_b = \frac{0{,}85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0{,}85 \cdot 0{,}836 \cdot 30}{390} \cdot \frac{600}{600 + 390} = 0{,}033$$

$\rho_{max} = 0{,}75 \rho_b = 0{,}75 \cdot 0{,}033 = 0{,}02475$

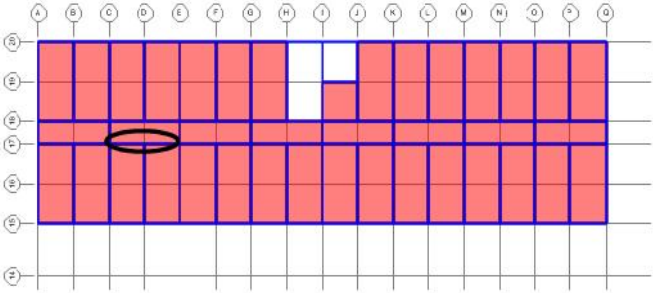
$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{f_y} = \frac{1{,}4}{390} = 0{,}0036$$

$$\rho_{min} = \frac{0{,}25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y}$$

$$= \frac{0{,}25 \cdot \sqrt{30}}{390} = 0{,}0035$$

ρ_{min} dipilih yang paling besar yaitu 0,0036

Dari analisa SAP2000 didapat nilai momen sebagai berikut:



Gambar 4.28 Denah pembalokan pada SAP2000

M tumpuan negatif	= - 376266617 Nmm
M tumpuan positif	= + 125236280 Nmm
M lapangan	= + 126772888 Nmm
Geser maksimum	= 205750 N

a. Perhitungan balok T beam

) Lebar efektif

be_1 = ¼ | Lb = ¼ | 600 = 150 cm

be_2 = 8 | tp = 8 | 14 = 112 cm

be_3 = ½ | b = ½ | 400 = 200 cm

b. Penulangan Tumpuan (balok dianggap persegi)

b.1. Tulangan negatif tumpuan

Direncanakan menggunakan tulangan D22

$Mu^{(-)}$ = 376266617 Nmm

Pakai jumlah tulangan tarik, n = 6 buah (As = 2280,8 mm^2)

Pakai jumlah tulangan tekan, n'= 4 buah (As' = 1520,53mm^2)

d = 650 – 40 – 13 – (0,5 | 22) = 586 mm

d' = 40 + 13 + (0,5 | 22) = 64 mm

$\beta_1 = 0{,}85 - 0{,}05 \frac{(3 - 2)}{7} \geq 0{,}65 = 0{,}836$

- **Analisa tulangan rangkap**

° $X \frac{As}{b_w \mid d} X \frac{2280{,}8}{400 \mid 586} X0{,}00973$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w \cdot d} = \frac{1520{,}53}{400 \cdot 586} = 0{,}00649$$

$$\rho = \rho' + \frac{0{,}85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot d'}{f_y \cdot d} \cdot \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0{,}0032 + \frac{0{,}85 \cdot 30 \cdot 0{,}836 \cdot 64}{390 \cdot 586} \cdot \frac{600}{600 - 390}$$

$0{,}0032 < 0{,}01713$ (Tulangan tekan belum leleh)

Maka : $A_s f_y = 0{,}85 f_c' \beta_1 c\ b + A_s' 600 \frac{c - d'}{c} - 0{,}85 f_c'$

Dengan penyelesaian persamaan kuadrat didapat c = 83,7 mm

$a = \beta_1 \cdot c = 0{,}836 \cdot 83{,}7 = 69{,}96$ mm

$$f_s' = 600 \frac{c - d'}{c} < f_y$$

$$f_s' = 600 \frac{83{,}7 - 64}{83{,}7} < 390$$

$f'_s = 141{,}16 < 390$ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tekan)

Maka diambil f's = 141,16 MPa

$$M_n = [A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f's] \left(d - \frac{a}{2}\right) + A's \cdot f's \cdot (d - d')$$

$$= [2280{,}8 \cdot 390 - 1520{,}53 \cdot 141{,}16] \left(586 - \frac{69{,}96}{2}\right) + 1520{,}53 \cdot 141{,}16 \cdot 522$$

$= 608408231$ Nmm

$\phi = 0{,}75 + 0{,}15 \cdot (\beta_1 / \rho_c / d) \cdot \sqrt{f_c / 3} < 0{,}9$

$\phi = 1{,}55 > \phi = 0{,}9$

$\phi M_n = 0{,}9 \cdot 608408231$ Nmm

$= 547567408$ Nmm

$\phi M_n > Mu$

547567408 Nmm > 376266617 Nmm (OK)
Maka tulangan diatas kuat menahan beban ultimate balok.

b.2. Tulangan positif tumpuan

Direncanakan menggunakan tulangan D22
Mu $^{(+)}$ = 125236280 Nmm
Pakai jumlah tulangan tarik, n = 4 buah (As = 1520,53 mm^2)
Pakai jumlah tulangan tekan, n'= 6 buah (As' = 2280,8 mm^2)
d = 650 – 40 – 13 – (0,5 | 22) = 586 mm
d' = 40 + 13 + (0,5 | 22) = 64 mm
β_1 = 0,836

- **Analisa tulangan rangkap**

$$\rho = \frac{As}{b_w \cdot d} = \frac{1520,53}{400 \cdot 586} = 0,00649$$

$$\rho' = \frac{As'}{b_w \cdot d} = \frac{2280,8}{400 \cdot 586} = 0,00973$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \cdot fc' \cdot \beta_1 \cdot d'}{f_y \cdot d} \cdot \frac{600}{600 - f_y}$$

$$-0,0032 \geq \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,836 \cdot 64}{390 \cdot 586} \cdot \frac{600}{600 - 390}$$

$$-0,0032 \leq 0,0171 \text{ (Tulangan tekan belum leleh)}$$

Maka : $A_s f_y = 0,85 f_c' \beta_1 c\ b + A_s' 600 \frac{c - d'}{c} - 0,85 f_c'$

Dengan penyelesaian persamaan kuadrat didapat c = 67,67 mm

$a = \beta_1 \cdot c = 0,836 \cdot 67,67 = 56,57$ mm

$$f_s' = 600 \frac{c - d'}{c} \leq f_y$$

$$f_s' = 600 \frac{67,67 - 64}{67,67} \leq 390$$

$$f'_s = 32,51 \leq 390 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Maka diambil f's = 32,51

$$M_n = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A's \cdot f's \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 1520,53 \cdot 390 \cdot \left(586 - \frac{56,57}{2}\right) + 2280,8 \cdot 32,51 \cdot \left(586 - \frac{56,57}{2}\right)$$

$$= 372088234 \text{ Nmm}$$

$$\phi = 0,75 + 0,15 \cdot (\beta 1 / fc) \cdot d \cdot \left(\frac{600}{3 \cdot 0,9}\right)$$

$$\phi = 1,79 \cdot \phi = 0,9$$

ϕM_n = 0,9 · 372088234 Nmm
= 334879411 Nmm

ϕM_n > Mu
361941023 > 125236280 Nmm (OK)
Maka tulangan diatas kuat menahan beban ultimate balok.

c. Penulangan Lapangan (balok dianggap balok T palsu)

Penulangan lentur lapangan didasarkan pada nilai momen yang terjadi di daerah lapangan. Besar momen lapangan yang terjadi di bagian balok melintang interior ialah sebesar M_u = 126772888 Nmm.

Sebelum kita lakukan analisa desain perencanaan untuk tulangan lapangan perlu dilakukan cek apakah balok pada daerah lapangan tergolong balok T atau bukan dengan perumusan sebagai berikut:

Tulangan lapangan bawah
be_1 = ¼ · Lb = ¼ · 600 = 150 cm
be_2 = 8 · tp = 8 · 14 = 112 cm
be_3 = ½ · b = ½ · 400 = 200 cm
b = be = 112 cm
dx = 586 mm

- **Tulangan Lapangan**
  Direncanakan menggunakan tulangan D22
  $Mu^{(+)}$ = 126772888 Nmm
  Pakai jumlah tulangan tarik, n = 3 buah (As = 1140,4 mm^2)

Pakai jumlah tulangan tekan, n'= 3 buah (As' = 1140,4 mm^2)
d = 650 – 40 – 13 – (0,5 | 22) = 586 mm
d' = 40 + 13 + (0,5 | 22) = 64 mm
β_1 = 0,836

- **Analisa tulangan rangkap**

$$\rho = \frac{As}{b_w | d} = \frac{760,265}{400 | 586} = 0,00324$$

$$\rho' = \frac{As'}{b_w | d} = \frac{760,265}{400 | 586} = 0,00324$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 | fc' | \beta_1 | d'}{f_y | d} \geq \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0 \geq \frac{0,85 | 30 | 0,836 | 64}{390 | 586} \geq \frac{600}{600 - 390}$$

$0 \geq 0,0171$ (Tulangan tekan belum leleh)

Maka : $A_s f_y = 0,85 f_c' \beta_1 c\ b + A_s' 600 \frac{c - d'}{c} - 0,85 f_c'$

Dengan penyelesaian persamaan kuadrat didapat c = 60,37 mm

$a = \beta_1 | c = 0,836 | 60,37 = 50,47$ mm

$$f_s' = 600 \frac{c - d'}{c} \geq f_y$$

$$f_s' = 600 \frac{60,37 - 64}{60,37} \geq 390$$

$f'_s = 35,98 | 390$ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)

Maka diambil f's = 3,439 MPa

$$M_n = As | fy | \left(d - \frac{a}{2}\right) + A's | f's | \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 1140,4 | 390 | \left(586 - \frac{50,47}{2}\right) + 1140,4 | 35,98 | \left(586 - \frac{50,47}{2}\right)$$

$= 226393025$ Nmm

¤ X0,75 Γ 0,15•ƒ1 / ƒc / d ÆZ ƒ5 / 3Á™0,9

¤ X2,24 | ¤ X0,9

ØM$_n$ = 0,9 ||226393025 Nmm

= 203753722 Nmm

ØM$_n$> Mu

203753722 Nmm > 126772888 Nmm (OK)

Maka tulangan diatas kuat menahan beban ultimate balok.

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Tulangan Tumpuan
  Tulangan atas = 6D22 (A$_s$= 2280,8mm^2)
  Tulangan bawah = 4D22 (A$_s$ = 1520,5mm^2)
- Tulangan Lapangan
  Tulangan atas = 3D22 (A$_s$= 1140,4mm^2)
  Tulangan bawah = 3D22 (A$_s$ = 1140,4mm^2)

d. Penulangan Geser dan Torsi

Sesuai peraturan SNI 2847:2013 bab 11 mengenai geserdan torsi, perencanaan tulangan geser dan torsi mengukuti kaidah berikut ini:Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan:

ΦVn = Vu (SNI 2847:2013 Pasal 11.1)

Dengan Vu merupakan gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan Vn merupakan kuat geser nominal yang ditinjau dari:

Vn = Vc + Vs

Dimana:

Vu = Geser pada terfaktor penampang yang ditinjau
Φ = Faktor reduksi geser (0,75)
Vn = Kuat Geser nominal
Vc = Kuat geser beton
Vs = Kuat Geser nominal tulangan geser

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan olehtorsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut:

$$\phi T_n \geq T_u \qquad \text{(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5)}$$

Tulangan sengkang untk torsi harus direncanakan berdasarkan(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut:

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_{yt}}{s}\cot\theta$$

Dimana:

T_n = kekuatan momen torsi nominal
T_u = momen torsi terfaktor pada penampang
A_o = luas penampang beton yang menahan transfer geser, mm^2
A_t = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan torsi dalam spasi s, mm^2
f_{yt} = kuat leleh tulangan sengkang torsi (MPa)
s = spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2) bahwa pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam. Pengaruh torsi balok diabaikan bila momen torsi terfaktor Tu kurang dari:

$$\phi 0{,}33\lambda\sqrt{f'_c}\ \frac{A^2_{cp}}{P_{cp}}$$

Dimana:

Ø = Faktor reduksi kekuatan
fc’ = Kuat tekan beton, Mpa
A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm^2
P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm^2

- **Penulangan Geser**

Penulangan Geser Balok Balok Induk Interior 6 meter

Penulangan geser balok induk didasarkan pada SNI 2847:2013 pasal 21.3.3 dimana nilai gaya geser rencana (yangdigunakan untuk perencanaan desain) bukan hanya pada gayageser yang terjadi, tetapi harus memenuhi persyaratan yang adasesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.3.3.

- Jumlah gaya lintang yang terjadi akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentangbersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.
- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk beban gempa dimana nilai beban gempadiambil sebesar dua kali lipat nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan tahan gempa.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan penulangan tumpuan dan lapangan untuk balok dengan bentang 6 meter.
Perumusan perhitungan gaya lintang pada balok

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{Wu \cdot l_n}{2} + \frac{Pu}{2}$$

Dari persyaratan yang telah ditetapkan di atas maka besarnya gaya geser rencana dilakukan dengan membandingkan nilai momen nominal ujung balok (pada muka kolom) ditambah dengan gaya geser beban gravitasi berfaktor.

Nilai momen nominal maksimum dari cek momentulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dankanan memiliki jumlah tulangan yang sama. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 persamaan yang digunakan dalam menghitung tulangan geser adalah sebagai beikut:

$$Mpr = As \cdot 1{,}25 \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{As \cdot 1{,}25 \cdot fy}{0{,}85 \cdot f'c \cdot b}$$

Tabel 4.28 Nilai Mpr balok induk interior

	Lokasi		Tul pasang	As perlu	a (mm)	Mpr (KNm)
Tumpuan	Kiri	atas	6	2280,80	109,01	590,96
		bawah	4	1520,53	72,67	407,44
	Kanan	atas	6	2280,80	109,01	590,96
		bawah	4	1520,53	72,67	407,44

Mpr_1= 590,96 kNm
Mpr_2 = 407,44 kNm
l_n = 5,2 m

Perhitungan beban pada balok induk

Beban mati

Berat sendiri pelat pracetak = 0,14 | 2400 = 336 kg/m^2

Beban hidup

Hunian = 250 kg/m^2
Dimensi balok induk = 40/65
Bentang balok induk = 6 meter

Beban pada balok anak

Balok Anak (30/45):

$$L_x \text{ X300Z } \frac{40}{2} \Gamma \frac{30}{2} \text{ X265} cm$$

$$L_y \text{ X600 Z } \frac{40}{2} \Gamma \frac{40}{2} \text{ X560} cm$$

) Beban mati

Berat balok anak = 0,3 | 0,45 | 2400 = 324 kg/m
Berat ekivalen = q ||Lx

= 336 ||2,65
= 890,4 kg/m

Total beban mati balok anak = 324 + 890,4 = 1214,4 kg/m

) Beban hidup

Berat ekivalen pelat = q ||Lx
= 250 ||2,65
= 662,5 kg/m

Qu = 1,2 D + 1,6 L
= 1,2 (1214,4) + 1,6 (662,5) = 2517,28 kg/m

Balok Anak (20/30):

L_x X300Z $\frac{20}{2}\Gamma\frac{20}{2}$ X280*cm*

L_y X180 Z $\frac{40}{2}\Gamma\frac{40}{2}$ X140*cm*

) Beban mati

Berat balok anak = 0,2 | 0,16 | 2400 = 76,8 kg/m
Berat ekivalen = q ||Lx /2
= 336 ||2,8 /2
= 470,4 kg/m

Total beban mati balok anak = 76,8 + 470,4 = 547,2 kg/m

) Beban hidup

Berat ekivalen pelat = q ||Lx /2
= 250 ||2,8 /2
= 350 kg/m

Qu = 1,2 D + 1,6 L
= 1,2 (547,2) + 1,6 (350) = 1216,64 kg/m

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

Pu = 2517,28 kg/m | $\frac{6}{2}$ m+1216,64 kg/m | $\frac{1,8}{2}$ m = 8646,8 kg

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat eqivalen pelat.

- Beban mati

Berat balok induk = 0,4 | 0,65 | 2400 = 624 kg/m

Berat ekivalen pelat $= \frac{1}{2} | q | L_x \; 1 Z \frac{1}{3} \; \frac{L_x}{L_y}^2$

$= \frac{1}{2} | 336 | 1,4 \; 1 Z \frac{1}{3} \; \frac{1,4}{5,6}^2$

= 230,3 kg/m

Total beban mati balok induk = 624 + 230,3 = 854,3 kg/m

- Beban hidup

Berat ekivalen pelat $= \frac{1}{2} | q | L_x \; 1 Z \frac{1}{3} \; \frac{L_x}{L_y}^2$

$= \frac{1}{2} | 250 | 1,4 \; 1 Z \frac{1}{3} \; \frac{1,4}{5,6}^2$

=171,35 kg/m

Qu = 1,2 D + 1,6 L

= 1,2 (854,3) + 1,6 (171,35) = 1299,33 kg/m

Maka beban pada balok induk:

P_u = 86,47 KN (beban terpusat akibat balok anak)

W_u = 12,99 KN/m (distribusi beban segitiga dan trapesium)

- Analisa terhadap gempa kiri

$$V_u = \frac{590{,}96 + 407{,}44}{5{,}2} + \frac{12{,}99 \times 5{,}2}{2} + \frac{86{,}47}{2}$$

$$V_u = 114{,}99 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{590{,}96 + 407{,}44}{5{,}2} - \frac{12{,}99 \times 5{,}2}{2} + \frac{86{,}47}{2}$$

$$V_u = 269{,}02 \text{ kN}$$

- Analisa terhadap gempa kanan

$$V_u = \frac{590{,}96 + 407{,}44}{5{,}2} + \frac{12{,}99 \times 5{,}2}{2} + \frac{86{,}47}{2}$$

$$V_u = 114{,}99 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{590{,}96 + 407{,}44}{5{,}2} - \frac{12{,}99 \times 5{,}2}{2} + \frac{86{,}47}{2}$$

$$V_u = 269{,}02 \text{ kN}$$

Hasil dari SAP 2000 dengan nilai V_u = 205,75 kN, sehingga nilai V_u yang menentukan ialah 269,02 kN

- **Pemasangan sengkang daerah sendi plastis**

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap Vc = 0, apabila:

1. Mpr ≥0,5 × Total geser kombinasi gempa dan gravitasi
   (590,96+407,44)/5,2 ≥ 0,5 ×269,02 kN
   192 > 134,51 … (OK)
2. Gaya Aksial Tekan <Ag × *fc*'/20
   Pu balok sangat kecil … (OK)

Karena Gaya aksial terlalu kecil maka persyaratan memenuhi:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} = \frac{269{,}02}{0{,}75} = 358{,}7 \text{ kN}$$

Jika dipakai begel 2 kaki dengan ×D13 mm (A_v = 265,46 mm^2)

$$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = \frac{265{,}46 \cdot 390 \cdot 586}{358{,}7 \cdot 10^3} = 169{,}14 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.3.4.2 bahwa sengkang harus disediakan di sepanjang sendi plastis pada kedua ujung balok dengan panjang 2h = 2 · 650 = 1300 mm dengan jarak sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

a. d/4 = 586/ 4 = 146,5 mm
b. 8 · $D_{tul\ longitudinal}$ = 8 · 22 = 176 mm
c. 24 · $D_{tul\ sengkang}$ = 24 · 13 = 312 mm
d. 300 mm

Dari syarat diatas maka diambil sengkang didaerah plastis D13-100 mm. Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

- **Pemasangan sengkang diluar sendi plastis**

Nilai geser maksimum, Vu, di luar sendi plastis sebagai berikut:

$$V_u = V_u - W_u(2h)$$

$$V_u = 269{,}02 - 12{,}99 \cdot (2 \cdot 0{,}65)$$

$$= 252{,}13 \text{ kN}$$

Maka,

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{252{,}13}{0{,}75} = 336{,}17\ kN$$

Jika dipakai begel 2 kaki dengan D13 mm (A_v = 265,46 mm^2)

$$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = \frac{265{,}46 \cdot 390 \cdot 586}{336{,}17 \cdot 10^3} = 169{,}14 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847;2013 pasal 21.3.4.3 bahwa jarak sengkang diluar sendi plastis di sepanjang balok tidak lebih dari:

s ≤ d/2
≤ 586/2 = 293 mm

Maka, dipakai sengkang di luar sendi plastis D13-150 mm.

➢ **Perhitungan Penulangan Torsi**

Data perencanaan:

Dimensi Balok Induk = 400/650 mm

Tu = 66226612 Nmm

Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas dimana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut:

$$T_u \Phi\text{¤} 0{,}083\sqrt{f'_c}\ \frac{A^2_{cp}}{P_{cp}}$$

$$66226612\ \Psi 0{,}75 \mid 0{,}083 \mid \sqrt{30}\ \frac{f400 \mid 650\text{Å}^2}{f400\,\Gamma\,650\text{Å} \mid 2}$$

66226612 Ψ10975577 Nmm

Dengan demikian memerlukan Tulangan Torsi.

- Kekuatan Momen Torsi

  Dimensi penampang harus sebagai berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 \Gamma \left(\frac{T_u P_h}{1{,}7 A_{oh}^2}\right)^2}\ \text{™¤}\ \frac{V_c}{b_w d}\,\Gamma\, 0{,}66\sqrt{f'_c}$$

$$\sqrt{\left(\frac{255146}{400 \mid 586}\right)^2 \Gamma \left(\frac{66226612 \mid (307\,\Gamma\,557) \mid 2}{1{,}7 \mid (307 \mid 557)^2}\right)^2}$$

$$\text{™}0{,}75\ \frac{218256}{400 \mid 586}\,\Gamma\, 0{,}66\sqrt{30}$$

2,302 ™3,409 ……(OK)

Desain penampang harus berdasarkan pada

¤T_n | T_u

$$T_n \; X \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot\theta$$

Dimana :

A_o = 0,85 A_{ho}

= 0,85 (307 × 557)

= 145349,15 mm^2

A_t = 132,74 mm^2 (tulangan D13)

s = 150 mm (jarak sengkang)

θ = 45^o(struktur non-prategang)

maka,

$$T_n \; X \frac{2 \mid 145349{,}15 \mid 132{,}74 \mid 390}{150} \cot(45 \lceil)$$

X100321132 *Nmm*

¤T_n | T_u

0,75 | 100321132 | 66226612

75240849 Ψ66226612 .....OK

- Luas Tulangan Longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.5.3 luas total minimum tulangan torsi longitudinal harus dihitung dengan:

$$A_\ell \; X \frac{0{,}42\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_y} \; Z \; \frac{A_t}{s} \; P_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$X \frac{0{,}42\sqrt{30} \mid 260000}{390} \; Z \; \frac{132{,}74}{150} \; 2100 \mid \frac{390}{390}$$

X4,55 mm^2

Maka dipakai tulangan torsi longitudinal 2D22 (As = 760,265 mm^2)

e. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akanmemperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja.

SesuaiSNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balokapabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut:

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} \text{ X} \frac{1}{16} \mid L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe baloklebih besar dari persyaratan h_{min}

f. Kontrol retak

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.8.2.4 tulangan dari komponen struktur harus memberikan kekuatan desain

$$¤M_n \mid M_{cr}$$

dimana $\boldsymbol{M_{cr}}$harus diperoleh menggunakan modulus hancur, $\boldsymbol{f_r}$, yang diberikan pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2

$$M_{cr} \text{ X} \frac{f_r \, I_g}{y_t}$$

dan

$$f_r \text{ X} 0{,}62 \text{ª} \sqrt{f_c'}$$

dimana:

M_{cr} = momen retak
f_r = modulus hancur beton
I_g = momen inersia penampang beton bruto
y_t = jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke muka Tarik
λ = faktor modifikasi (λ = 1,0 untuk beton berat normal)

$$f_r \text{ X} 0{,}62 \mid 1 \mid \sqrt{30}$$

$$\text{X} 3{,}396 \text{Mpa}$$

$I_g = 1/12 \text{ x b x } h^3$
$= 9154 \text{ x } 10^6 \text{ mm}^2$

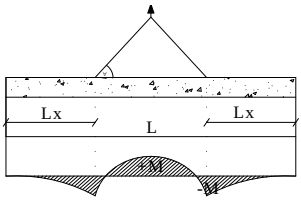
$$M_{cr} \text{ X} \frac{3{,}396 \mid 9154 \mid 10^{6}\, mm^{2}}{325}$$

X95654000 Nmm

¤ M_n X163412962 Nmm | M_{cr} X95654000 Nmm ...OK

4.4.2.4 Pengangkatan Elemen Balok Induk

Balok induk dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 4.29 Momen saat pengangkatan balok induk

Dimana :

$$\Gamma \text{M X} \frac{WL^2}{8} \text{ 1Z4} X \Gamma \frac{4Y_c}{L\ x\ tg^{-}}$$

$$\text{ZM X} \frac{WX^{2}L^{2}}{2}$$

$$X \text{ X} \frac{1\Gamma \frac{4Y_c}{L\ x\ tg^{-}}}{2\ 1\Gamma \sqrt{1\Gamma \frac{Yt}{Yb}\ 1\Gamma \frac{4Y_c}{L\ x\ tg^{-}}}}$$

- **Kondisi sebelum komposit**

  b = 40 cm

  h = 51 cm

L = 600 cm

Perhitungan :

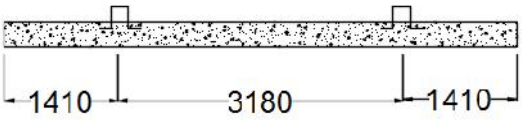
$$Yt = Yb = \frac{51 - 15}{2} = 18{,}5 \text{ cm}$$

$$Yc = 18{,}5 + 5 = 23{,}5 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \cdot 23{,}5}{550 \cdot tg45^0}}{2\sqrt{1 + \frac{18{,}5}{18{,}5}\left(1 + \frac{4 \cdot 23{,}5}{600 \cdot tg45}\right)}} = 0{,}234$$

$$X = L \cdot 0{,}234 = 600 \cdot 0{,}234 = 140{,}56 \text{ cm} \approx 141 \text{ cm}$$

$$L - 2X = 600 - 2 \cdot 141 = 318 \text{ cm}$$



Gambar 4.30 Letak titik pengangkatan

- **Pembebanan**

Balok (0,4 · 0,51 · 6 · 2400) = 2937,6 kg

$$T \sin\alpha = P = \frac{1{,}2 \cdot k \cdot W}{2}$$

$$= \frac{1{,}2 \cdot 1{,}2 \cdot 2937{,}6}{2}$$

$$= 2115{,}07 \text{ kg}$$

$$T = \frac{2115{,}07}{\sin 45^0} = 2991{,}16 \text{ kg}$$

- **Tulangan Angkat Balok Induk**

Pu = 2991,16 kg

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu fy = 390 Mpa adalah fy/1,5. Jika dipakai tulangan polos dengan mutu fy = 240 Mpa, maka:

$\exists_{\text{tarik ijin}} = 2400/1{,}5 = 1600 \text{ kg/m}^2$

$$Ø_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{Pu}{\pm_{ijin}\ x\ ®}}$$

$$Ø_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{2991{,}16}{1600 x\ ®}}$$

$Ø_{\text{tulangan angkat}} \geq 0{,}771$ cm

Digunakan Tulangan Ø 10 mm

J Pembebanan

Balok (0,4 | 0,51 | 2400) = 489,6 kg/m

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut:

- Momen lapangan

$$\Gamma M X \frac{WL^2}{8}\ 1Z4X\ \Gamma \frac{4Y_c}{L\ x\ tg^{-}}$$

$$\Gamma M X\ \frac{489{,}6 \mid 6^2}{8}\ 1Z4 \mid 0{,}234\ \Gamma \frac{4 \mid 0{,}235}{6\ x\ tg45}\ \ \mid 1{,}2$$

$X 580{,}45$ kgm

J Tegangan yang Terjadi

$$f\ X \frac{M}{Wt}\ X \frac{580{,}45 \mid 10^4}{\frac{1}{6} \mid 400 \mid 510^2}$$

= 0,33 MPa ≤ f'r = $0{,}7\sqrt{fc'}$ = 3,83 MPa (OK)

- Momen tumpuan

$$ZM\ X \frac{WX^{\ 2}L^2}{2}$$

$$\text{ZM X } \frac{489{,}6 \mid 0{,}234^2 \mid 6^2}{2} \mid 1{,}2 \text{ X} 580{,}45 \text{ kgm}$$

) Teganganyang terjadi

$$\text{f X} \frac{M}{Wt} \text{ X} \frac{580{,}45 \mid 10^4}{\frac{1}{6} \mid 400 \mid 510^2}$$

$$= 0{,}33 \text{ MPa} \leq \text{f'r} = 0{,}7\sqrt{fc'} = 3{,}83 \text{ MPa} \qquad \text{(OK)}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai $f'r_{ijin}$ usia beton 28 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

Tabel 4.29 Rekapitulasi Penulangan Lapangan Balok Induk

Kode Balok Induk	L	b	h	Tulangan Lentur		Sengkang	Torsi
	mm	mm	mm	Atas	Bawah		
B1	7000	40	65	2D22	4D22	D13-150	2D22
B2	6000	40	65	2D22	3D22	D13-150	2D22
B3	1800	40	65	2D22	2D22	D13-150	2D22
B4	8000	40	65	2D22	4D22	D13-150	2D22
B5	3000	40	65	2D22	3D22	D13-150	2D22

Tabel 4.30 Rekapitulasi Penulangan Tumpuan Balok Induk

Kode Balok Induk	L	b	h	Tulangan Lentur		Sengkang	Torsi
	mm	mm	mm	Atas	Bawah		
B1	7000	40	65	6D22	4D22	D13-100	2D22
B2	6000	40	65	6D22	4D22	D13-100	2D22
B3	1800	40	65	4D22	2D22	D13-100	2D22
B4	8000	40	65	6D22	5D22	D13-100	2D22

B5	3000	40	65	4D22	3D22	D13-100	2D22

4.4.3 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul beban beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, serta berfungsi untuk meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Pada perencanaan Tugas Akhir ini, kolom yang diperhitungkan diambil pada kolom yang memikul beban terbesar.

4.4.3.1 Data Umum Perencanaan Kolom

Data umum perencanaan adalah sebagai berikut:

- Dimensi kolom : 80/80 cm
- Tinggi kolom : 391 cm
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang (ϕ) : 16 mm
- Mutu baja (fy) : 390 Mpa
- Mutu beton (fc') : 30 Mpa
- d = 800 – 40 – 16 – (0,5 ⏐ 25) = 731,5 mm

4.4.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Sebelum diperiksa syarat dimensi kolom menurut SNI-2847-2013 Pasal 21.6.1 harus dipenuhi bila:

- Kolom sebagai penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial
- Menerima beban aksial berfaktor lebih besar dari Ag f'c/10 = 800×800×30/10 = 1920000 N = 1920 kN

Karena 1920 kN ini lebih kecil dari beban aksial berfaktor maximum dari SAP (5464,39 kN) maka pasal tersebut diatas berlaku:

- Ukuran penampang terpendek 800 mm > 300 mm (Ok)
- Ratio b/h = 800/800 = 1 > 0,4 (Ok)

4.4.3.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Dengan menggunakan *software SAP2000* diperoleh Besarnya gaya dalam pada kolom sebagai berikut:

Tabel 4.31 Gaya dalam kolom

Ukuran (mm)	Aksial (kN)	Torsi (kN-m)	Momen (kN-m)
800x800	5464,39	8,08	439,36

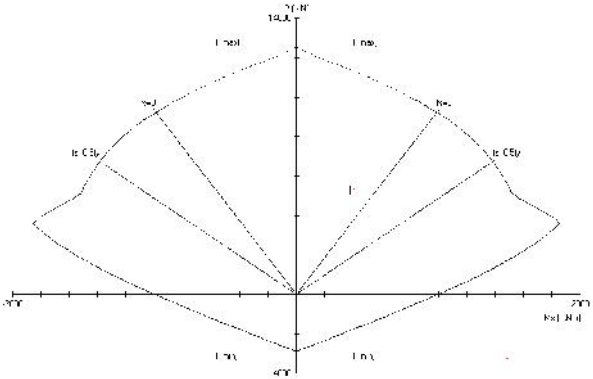
Sesuai dengan persyaratan pada SNI 2847:2013 komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat bebangravitasi terfaktor yang melebihi Ag.fc'/10, harus memenuhiketentuan pada *pasal 21.6.4, 21.6.5*, dan *21.7.3.*

Gaya aksial terfaktor $\text{™}Ag \mid \frac{f'c}{10}$

$$\text{™}800 \mid 800 \mid \frac{30}{10}$$

$$\text{™}1920000 \text{ N X}1920 \text{ kN}$$

Dari hasil analisa dengan program bantu *SAP 2000* didapat gaya aksial tekan terfaktor yang terbesar adalah 5464,39kN. Karena beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur telah melebihi $Ag \mid \frac{f'c}{10}$, maka detail pengekangan kolom harus sesuai dengan SNI 2847:2013 *pasal 21.6.4, 21.6.5,* dan *21.7.3.*



Gambar 4.31 Diagram interaksi aksial vs momen kolom

Berdasarkan kombinasi pada **Tabel 4.28**, maka kolom memerlukan tulangan memanjang (longitudinal) sebanyak 16D25 (ρ = 1,27 %) seperti pada hasil perhitungan program bantu *spColumn* pada **Gambar 4.31**.Kebutuhan ρ tersebut telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 10.9.1 yaitu antara 1%-8%. Dari hasil analisis kolom menggunakan program bantu *spColumn*, didapat hasil analisa sebagai berikut:

- Rasio tulangan longitudinal = 1,27 %
- Penulangan 16D25 = As = 7853,98 mm^2
- Ix = 3,41 ||10^{10}|mm^4
- Iy = 3,41 ||10^{10}|mm^4
- Ag = 640000 mm^2

4.4.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasilanalisa struktur.

$$\phi P_n(\max) = 0{,}8 \times \phi \times 0{,}85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}'$$

$$= 0{,}8 \times 0{,}65 \times 0{,}85 \times 30 \times (640000 - 7853{,}98) + 390 \times 7853{,}98$$

$$= 9975043 \text{ N}$$

$$= 9975{,}043 \text{ kN} > 5464{,}39 \text{ kN} \ldots\ldots\ldots \text{OK}$$

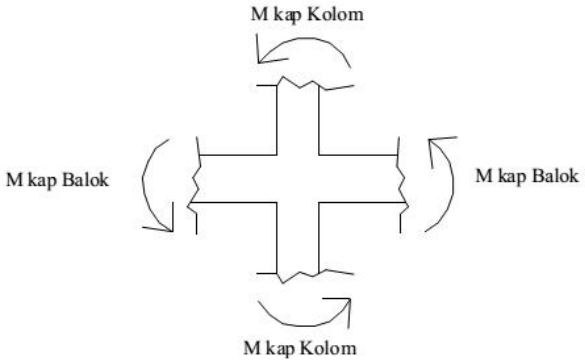
jadi, tulangan memanjang 16D25 dapat digunakan.

4.4.3.5 Persyaratan "Strong Column Weak Beams"

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_n \geq (1{,}2) \sum M_n$$

Dimana 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 kapasitaskolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong kolom weak beam*.



Gambar 4.32 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

Dari hasil analisa *SpColumn* didapatkan nilai øMn = 1505,36 kNm dan ø = 0,65

Maka, Mn = $\frac{\emptyset M}{\emptyset} = \frac{1 \quad ,3}{0,6}$= 2315,94 kNm

M_{nc} didapat:

$$\sum M_n = 2 \times (2315,94) = 4631,88\ kJ$$

Nilai Mg dicari dari jumlah M_{nb+} dan M_{nb-} balok yang menyatu dengan kolom didapat dari Mn di tabel penulangan balok interior. Diperoleh bahwa:

M_{nb+} = 372,088 kNm

M_{nb-} = 608,408 kNm

Sehingga

$$\sum M_n = (372,088 + 608,408) = 980,496\ kJ$$

Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

$$\sum M_n \geq (1,2) \sum M_n$$

Maka:

$$4631,88\ kN > 1,2 \times 980,416\ kJ$$

$$4631,88\ kJ > 1176,59\ kJ \quad (O\ )$$

Maka Memenuhi Persyaratan "*Strong Column Weak Beam*"

4.4.3.6 Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana Ve

- Geser pada kolom :

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 gaya geser desain, Ve ditentukan sebagai berikut :

$$V_e \ X \frac{(2 \mid M_{pr})}{Ln}$$

M_{pr} adalah kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa bebanaksial, yang ditentukan menggunakan properti komponen struktur pada muka jointyang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit **1,25 *fy***. Sehingga nilai fy untuk analisa geser sebesar :

1,25 ⏐ fy = 1,25 ⏐ 390 = 487,5 Mpa

Dari hasil analisa *SpColumn*didapatkan nilai øMn = 1570,2 kNm dan ø = 0,65

Maka, Mpr = Mn = $\frac{\text{ØM}}{\text{ø}} = \frac{1 \quad ,2}{0,6}$= 2415,69 kNm

Panjang bentang bersih: 3,91 –0,65 = 3,26 m

$V_e \text{ X} \frac{(2 \mid 2415,69)}{3,26} \text{ X} 1482,02 kN$

- Geser pada balok :

  Perhitungan Mpr pada balok:

  - Mpr $^{+}$= 590,96 kNm
  - Mpr $^{-}$= 407,44 kNm

  $V_u \text{ X} 2 \mid \frac{M_{pr}{}^{\Gamma} \Gamma M_{pr}{}^{Z}}{l_1} \mid \frac{l_2}{l_1 \Gamma l_2}$

  $V_u \text{ X} 2 \mid \frac{590,96 \Gamma 407,44}{3,26} \mid \frac{3,26}{(3,26 \Gamma 3,26)}$

  $V_u \text{ X} 306,26 \, kN$

  $V_e > V$

  1482,019 kN > 302,26 kN

  Nilai gaya geser diambil nilai terbesar dari kedua nilai di atas sehingga diambil nilai gaya geser sebesar 1482,019 kN.

A. Pengekang kolom

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1 panjang ℓ_o dari setiap muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

a) h = 800 mm

b) $\frac{1}{6} \mid l_n \text{ X} \frac{1}{6} \mid 3260 \text{ X} 543,33 mm$

c) 450 mm

∴Maka, ℓ_o pakai adalah 800 mm

Untuk jarak sengkang (s) sepanjang panjang ℓ_o bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

a) $\frac{1}{4} \mid b \, X \frac{1}{4} \mid 800 \, X200 mm$

b) $6 \mid dl \, X6 \mid 25 \, X150 mm$

c) $s_o \; X100 \; \Gamma \; \frac{350 \, Z h_x}{3}$

$X100 \, \Gamma \; \frac{350 \, Z(0{,}5 \mid (800 \, Z2 \mid (40 \, \Gamma 16 / 2)))}{3} \; X108{,}33 mm$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 108,33 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

Untuk Ash minimal sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai lebih besar dari hasil 2 rumus berikut:

$$A_{sh} \; X0{,}3 \mid \frac{sb_c f_c'}{f_{yt}} \quad \frac{A_g}{A_{ch}} \; Z1$$

atau

$$A_{sh} \; X0{,}09 \frac{sb_c f_c'}{f_{yt}}$$

Keterangan:

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

f_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan asumsi bahwa s = 100 mm, f_{yt}= 390 Mpa, selimut beton = 40 mm dan D_s = 16 mm. sehingga diperoleh:

$$b_c = 800 - 2(40 + \frac{1}{2}x16) = 704\ m$$

$$A_g = 800\ x\ 800 = 640000\ m^2$$

$$A_{ch} = (800 - 40)^2 = 577600\ m^2$$

Maka:

$$A_{sh}\ X0{,}3 \mid \frac{100 \mid 704 \mid 30}{390}\ \ \frac{640000}{577600}\ Z1\ X175{,}51\ mm^2$$

atau

$$A_{sh}\ X0{,}09 \mid \frac{100 \mid 704 \mid 30}{390}\ X487{,}38\ mm^2$$

$$A_s\ X4 \mid \frac{1}{4} \mid ® \mid 16^2\ X802{,}5\ mm^2\ \Psi A_{sh}\ \max X487{,}38\ mm^2$$

Untuk memenuhi syarat diatas dipasang 4D16 – 100mm (A_{sh} =802,5 mm^2>487,38 mm^2).

$$V_c\ X0{,}17\ 1\Gamma\frac{N_u}{14A_g}\ \text{a}\ \sqrt{f_c'}b_w d$$

$$V_c\ X0{,}17\ 1\Gamma\frac{5464390}{14 \mid 640000}\ \mid 1 \mid \sqrt{30} \mid 800 \mid 731{,}5$$

$$V_c\ X877209{,}47N\ X877{,}209\ kN$$

Bedasarkan A_v4D16 = 802,5 mm^2 dan s terpasang = 100 mm
d = h kolom – d' – ø sengkang – ½ dl
d = 800 – 40 – 16 – ½ 25
d = 731,5 mm

$$V_s\ X\frac{A_s \mid f_y \mid d}{s}$$

$$V_s\ X\frac{802{,}5 \mid 390 \mid 731{,}5}{100}\ X2294398\ N\ X2294{,}39\ kN$$

Maka Ø(Vs + Vc) = 0,75(2294,39 + 877,209)

= 2378,71 kN > Vu = 1482,02 kN

Maka A_{sh}yang terpasang di ℓ_o = 800 mm cukup untuk menahan geser.

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5 spasi sengkang di luar panjang $\ell_o$boleh melebihi yang lebih kecil dari:

a) 6 | *dl* X6 | 25 X150*mm*

b) 150 mm

∴Maka, dipakai sengkang di luar panjang lo 4D16 - 150mm

B. Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan bedasarkan SNI2847:2013 pasal 12.2.3 berikut :

$$l_d \text{ X } \frac{f_y}{1{,}1^{a}\sqrt{f_c'}} \frac{\varphi_t \varphi_e \varphi_s}{\frac{c_b \Gamma K_{tr}}{d_b}} \mid d_b$$

Dimana :

φ_t = 1 ; φ_e = 1 ; φ_s = 1

⇐=1

K_{tr} = 0 ➔ penyederhanaan desain

c = 40 + ds + ½dl

= 40 + 16 + ½ 25

= 68,5 mm

$$l_d \text{ X } \frac{390}{1{,}1 \mid 1 \mid \sqrt{30}} \frac{1 \mid 1 \mid 1}{\frac{68{,}5 \Gamma 0}{25}} \mid 25$$

l_d X590,61*mm*

Bedasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 12.7.2 sambungan lewatan tulangan ulir dan kawat ulir $l_d \geq$ 200mm, maka

$l_d \geq 200$ mm
590,61 ≥ 200 mm OK.
Maka digunakan panjang lewatan (ld) = 600 mm.

Tabel 4.32 Rekapitulasi Penulangan Kolom

Tipe Kolom	Ukuran	Tulangan Memanjang	Pengekang Kolom	
			sepanjang lo	di luar lo
K1	800x800	16D25	4D16-100	4D16-150
K2	700x700	16D25	4D16-100	4D16-150
K3	600x600	16D25	4D16-100	4D16-150

4.5 Perencanaan Sambungan

4.5.1 Umum

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering *(non topping)* seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup rumit. Untuk sambungan basah dalam daerah *joint*, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton *topping*. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan *(shear connector)* yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat *topping* agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Dalam pelaksanaan kontruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan

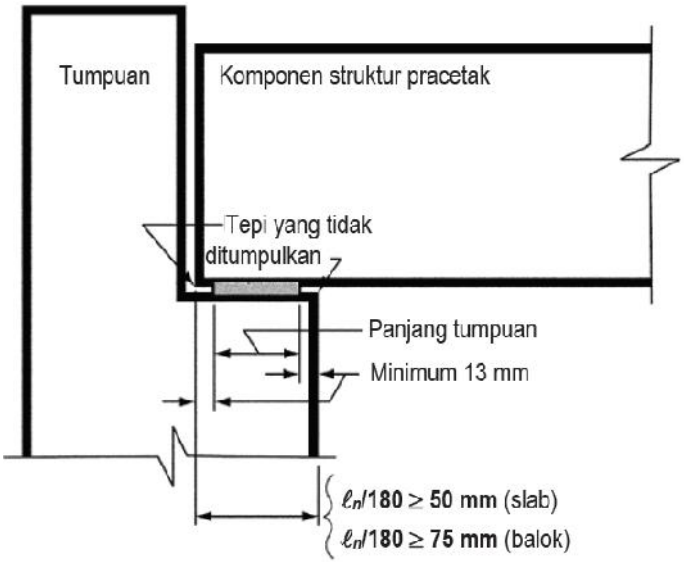
ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau *serviceability*, kekuatan dan produksi. Faktor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan. Baik sambungan cor setempat maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (*cast in situ*).

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 16.6.2.2, adalah

- D = 1/180 L_n
- Untuk slab masif atau inti berongga (*hollow-core)* 50 mm
- Untuk balok atau komponen struktur bertangkai (*stemmed*) 75 mm

Dimana L_n = bentang bersih elemen pracetak

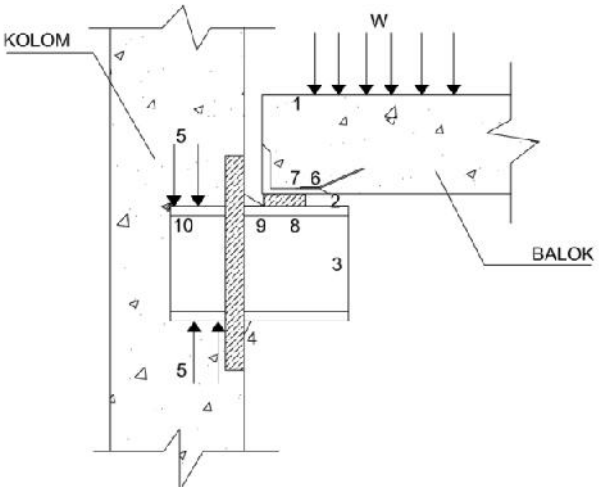


Gambar 4.33 Panjang Tumpuan pada Tumpuan

4.5.2 Konsep Desain Sambungan

4.5.2.1 Mekanisme Pemindahan Beban

Tujuan dari sambungan adalah memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam. Untuk menjelaskan mekanisme pemindahan beban, diambil contoh seperti Gambar 4.34 dimana pemindahan beban diteruskan kekolom dengan melalui tahap sebagai berikut:



Gambar 4.34 Mekanisme Pemindahan Beban

1. Beban diserap pelat dan ditransfer ke perletakan dengan kekuatan geser
2. Perletakan ke *haunch* melalui gaya tekan *pads*
3. *Haunch* menyerap gaya vertical dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari profil baja.
4. Gaya geser vertical dan lentur diteruskan ke pelat baja melalui titik las.
5. Kolom beton memberikan reaksi terhadap profil baja yang tertanam.

Mekanisme pemindahan gaya tarik akibat susut, dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Balok beton ke tulangan dengan lekatan/ikatan.
2. Tulangan baja siku di ujung balok diikat dengan las.
3. Baja siku di ujung balok ke *haunch* melalui gesekan di atas dan di bawah *bearing pads*. Sebagian gaya akibat perubahan volume dikurangi dengan adanya deformasi pada *pads*.
4. Sebagian kecil dari gaya akibat perubahan volume dipindahkan melalui las ke pelat baja.
5. Gaya tersebut ditahan oleh perletakan dan diteruskan oleh *stud* ke kolom beton melalui ikatan / lekatan.

4.5.2.2 Klasifikasi Sistem dan Sambungannya

Sistem pracetak didefinisikan dalam dua kategori yaitu lokasi penyambungan dan jenis alat penyambungan:

1. Lokasi penyambungan

Portal daktail dapat dibagi sesuai dengan letak penyambung dan lokasi yang diharapkan terjadi pelelehan atau tempat sendi daktailnya. Simbol-simbol di bawah ini digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dan karakteristik pelaksanaannya.

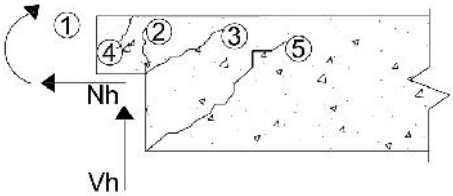
- *Strong*, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- *Sendi*, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi.
- *Daktail*, sambungan elemen-elemen pracetak yang daktail dan berfungsi sebagai pemencar energi.
- Lokasi sendi plastis

2. Jenis alat penyambung

- *Shell pracetak* dengan bagian intinya di cor beton setempat
- *Cold joint* yang diberi tulangan biasa
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint di*grout*.
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint tidak digrout.
- *Sambungan*-sambungan mekanik

4.5.2.3 Pola-pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing masing pola-pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana dapat dilihat pada gambar 4.35

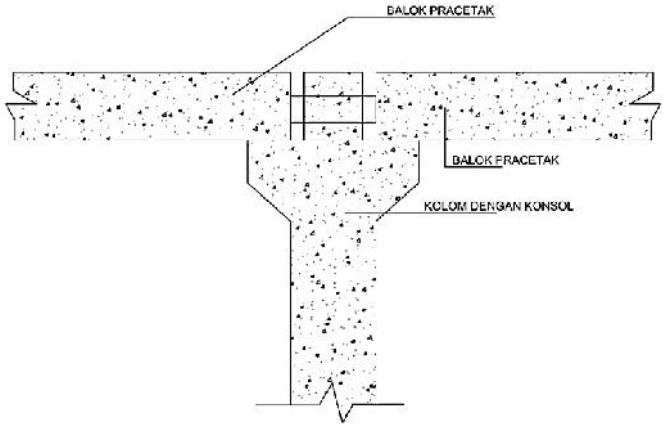


Gambar 4.35 Model keruntuhan

PCI desain handbook memberikan 5 pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan *dapped-end* dari balok yaitu sebagai berikut

1) lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
2) Tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
3) Geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
4) Tarik diagonal pada ujung akhir
5) Perletakan pada ujung atau tonjolan

Pada tugas akhir ini penulis merencanakan sistem balok pracetakyang mampu menumpu pada kolom dengan bantuan konsolpendek pada saat proses pencapaian penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar-benar monolit (menyatu dan berkesinambungan). Berikut disajikan permodelannya dalam gambar 4.36 berikut ini:



Gambar 4.36 Model sambungan balok pada konsol kolom

4.5.3 Penggunaan Topping Beton

Penggunaan topping beton komposit disebabkan karena berbagai pertimbangan. Tujuan utamanya adalah:

1) Untuk menjamin agar lantai beton pracetak dapat bekerja sebagai satu kesatuan diafragma horizontal yang cukup kaku.
2) Agar penyebaran atau distribusi beban hidup vertical antar komponen pracetak lebih merata.
3) Meratakan permukaan beton karena adanya perbedaan penurunan atau camber mereduksi kebocoran air.

Tebal topping umumnya berkisar antara 50 mm sampai 100 mm. Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan baik selama tegangan geser horizontal yang timbul tidak melampaui 5,50 kg/cm^2. Bila tegangan geser tersebut dilampaui, maka topping beton tidak boleh dianggap sebagai struktur komposit, melainkan harus dianggap sebagai beban mati yang bekerja pada komponen beton pracetak tersebut. Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal tersebut dapat direncanakan dengan menggunakan geser friksi *(shear friction concept).*

$$A_{vf} \; X \frac{V_n}{fy \mid \mu} \mid A_{vf} \; \min$$

dimana:

A_{vf} = luas tulangan geser friksi

V_n = luas geser nominal $< 0{,}2 \; fc \; Ac$ (Newton)

$< 5{,}5 \; Ac$ (Newton)

Ac = luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

F_y = kuat leleh tulangan

μ = koefisien friksi (1)

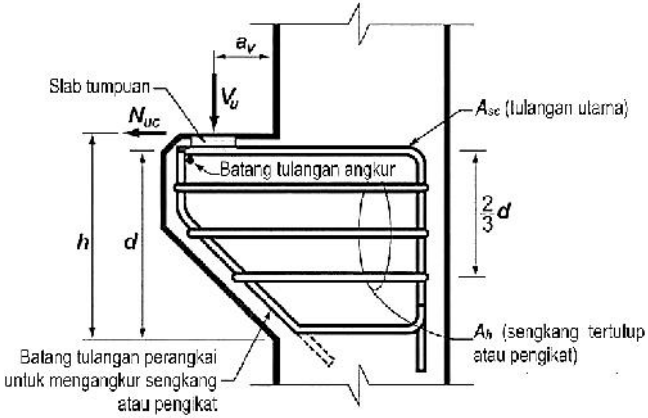
A_{vf} min = 0,018 Ac untuk baja tulangan mutu < 400 Mpa

= 0,018 ||400/fy untuk tulangan fy > 400 Mpa diukur pada tegangan leleh 0,35% dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014 Ac

4.5.4 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom

4.5.4.1 Perencanaan Konsol pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratanyang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar 4.37 berikutini:



Gambar 4.37 Geometrik konsol pendek

Ketentuan SNI 2847:2013 pasal 11.8 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut:

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi $\mathbf{a_v/d}$ tidak lebih besar dari satu,dan dikenai gaya tarik horizontal terfaktor, N_{uc}, tidak lebih besar daripada Vu. Tinggi efektif *d* harus ditentukan di muka tumpuan
2. Tinggi di tepi luar luas tumpuan tidak boleh kurang dari 0,5*d*
3. Penampang di muka tumpuan harus didesain untuk menahan secara bersamaan $V_u$suatu momen terfaktor V_{ua} + N_{uc} (h-d), dan gaya tarik horizontal terfaktor, N_{uc}

1) Dalam semua perhitungan desain yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8, Øharus diambil sama dengan 0,75
2) Desain tulangan geser-friksi Avfuntuk menahan Vuharus sesuai dengan SNI 03:2847:2013 pasal 11.8:
   a) Untuk beton berat normal, Vntidak boleh melebihi yang terkecil dari $0{,}2f_c'\ b_w\ d$, $(3{,}3+0{,}08f_c')b_w d$, dan $11\ b_w\ d$.
   b) Untuk beton ringan atau ringan pasir, *Vn* tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil dari $\left(0{,}2-0{,}07\frac{a}{d}\right)f'_c b_w d$ dan $\left(5{,}5-1{,}9\frac{a}{d}\right)b_w d$
   c) Tulangan *Af*untuk menahan momen terfaktor
      a. $[V_u a_v + N_u\ (h-d)]$harus dihitung menurut SNI 2847:2013 pasal 10.2 dan pasal 10.3
   d) Tulangan *An*untuk menahan gaya Tarik terfaktor Nuc harus ditentukan dari $\emptyset An.fy \geq N_u$. Gaya tarik terfaktor, Nuctidak boleh diambil kurang dari 0,2Vu kecuali bila ketentuan dibuat untuk menghindari gaya Tarik. Nuc harus dianggap sebagai beban hidup bahkan bilamana Tarik yang dihasilkan dari kekangan rangkak, susut, atau perubahan suhu.
   e) Luas tulangan Tarik utama *Asc* tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari $(A_f + A_n)$ dan $\left(\frac{2A_v}{3}+An\right)$

4. Luas total A_h, sengkang tertutup atau pengikat parallel terhadap tulangan Tarik utama tidak boleh kurang dari $0{,}5(A_s - A_n)$, Distribusikan A_h secara merata dalam (2/3)d bersebelahan dengan tulangan tarik utama
5. $\frac{A_s}{b}$tidak boleh kurang dari $0{,}04\frac{f'_c}{f_y}$
6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama *As* harus diangkur dengan salah satu dari berikut:
   a) Dengan las struktur pada batang tulangan transversal dengan sedikit berukuran sama; las didesain untuk mengembangkan fy tulangan Tarik utama

b) Dengan pembengkokan tulangn tarik utama menjadi bentuk tertutup horizontal atau
c) Dengan suatu cara pengangkuran baik lainnya

7. Luas tumpuan pada konsol pendek tidak boleh menonjol melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama *As*, ataupun menonjol melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal (bila batang tulangan tersebut disediakan)

4.5.4.2 Penulangan Konsol pada Kolom

a. Data perencanaan

Vu sebelum komposit = 5375,45 kg = 53754,5 N
Vu output analisis dengan SAP2000 = 199482,3 N
Dimensi Balok = 40/65
Dimensi konsol:
bw = 400 mm
h = 350 mm
d = 350 – 40 – 25 = 285 mm
fc' = 30 MPa
fy = 390 MPa
a_v = 150 mm

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut:

- $a_v/d = 150 / 285 = 0,52 < 1$…OK
- $N_{uc} \geq 0,2V_u$
  $N_{uc} = 0,2 \text{ ||} 199482,3 = 39896,4$ N

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser V_n untuk beton normal adalah

$$V_n \text{ X} \frac{V_u}{\text{¤}} \text{ X} \frac{199482,3}{0,75} \text{ X} 265976,4 \text{ N}$$

b. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada:

a) $0,2\ fc' \mid bw \mid d = 0,2 \mid 30 \mid 400 \mid 285$
$= 684000\ N > Vn$ …OK

b) $(3,3 + 0,08f'c)\ b_w d = (3,3 + 0,08 \mid 30)\ 400 \mid 285$
$= 649800\ N > Vn$ ...OK

c) $11\ bw\ d = 11 \mid 400 \mid 285$
$= 1254000\ N > Vn$ ...OK

$$A_{vf}\ X\frac{V_n}{fy \mid \mu}$$

$$X\frac{265976,4}{390 \mid 1,4}$$

$$X 487,13\ mm^2$$

c. Luas tulangan lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi- rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan Nuc mínimum.

$Mu = V_{ua} \mid a + N_{uc}\ (h-d)$
$= (199482,3 \mid 150) + (39896,46 \mid (350-285))$
$= 32515613\ Nmm$

$$m\ X\frac{fy}{0,85 \mid fc'}\ X\frac{390}{0,85 \mid 30}\ X15,29$$

$$Rn\ X\frac{Mu}{0,8 \mid b \mid dx^2}\ X\frac{32515613}{0,8 \mid 400 \mid 285^2}\ X1,25$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15,29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,29 \cdot 1,25}{390}}\right) = 0,0033$$

$\rho = 0,0033 < \rho_{min} = 0,0036$, maka dipakai $\rho = 0,0036$

$$A_{f1} = \frac{Mu}{0,85 \cdot \phi \cdot fy \cdot d}$$

$$A_{f1} = \frac{32515613}{0,85 \cdot 0,75 \cdot 390 \cdot 285} = 458,88 \text{ mm}^2$$

$A_{f2} = \rho \cdot b \cdot d$

$A_{f2} = 0,0036 \cdot 400 \cdot 285$

$A_{f2} = 410,4 \text{ mm}^2$

Jadi dipakai $A_f = 410,4 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok As:

$$An = \frac{N_{uc}}{\phi \cdot f_y} = \frac{39896,46}{0,75 \cdot 390} = 136,39 \text{ mm}^2$$

d. Pemilihan tulangan yang digunakan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$A_{sc} = A_f + A_n = 410,4 + 136,39 = 546,79 \text{ mm}^2$

$$A_{sc} = \frac{2 \cdot A_{vf}}{3} + A_n = \frac{2 \cdot 487,13}{3} + 136,39 = 461,16 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{sc\,min} = 0,04 \frac{fc'}{fy} \cdot b \cdot d = 0,04 \frac{30}{390} \cdot 400 \cdot 285 = 350,77 \text{ mm}^2$$

Maka, $A_{sc} = 546,79 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan, $n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{sc}}{As D25}$

$$= \frac{546,79}{490,8739} = 1,11 \approx 2 \text{ buah}$$

Maka dipakai tulangan utama 2D25 (As = 981,76 mm^2)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4 luas total sengkang tertutup tidak boleh kurang dari:
$A_h = 0,5 (A_{sc} – A_n) = 0,5 (546,79 – 136,39) = 205,2 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan sengkang 2D13 (Av = 265,46 mm^2) dan dipasang sepanjang (2/3) d = 233,33 = 250 mm

Jumlah tulangan, $n_{\text{tulangan}} = \frac{A_h}{As D13}$

$$= \frac{205,2}{265,46} = 0,77 \approx 1 \text{ buah}$$

e. Luas pelat landasan:

$Vu = \emptyset \times (0,85) \times fc \times Al$

$$Al = \frac{199482,3}{0,85 \times 30 \times 0,75} = 10430,45 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan 200 × 300 mm^2 = 60000 mm^2 (tebal 15 mm)

4.5.4.3 Perhitungan Sambungan Balok Kolom

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

a. Panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3.2 maka :

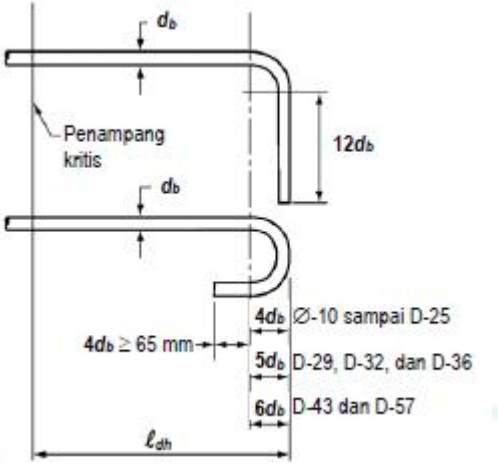
ℓ_{dc} $\geq (0{,}24f\ /\lambda\sqrt{f'c})d$
$\geq (0{,}24 \times 390/1\sqrt{30})22$
$\geq 375{,}96$ mm

ℓ_{dc} $\geq (0{,}043f\ )d$
$\geq (0{,}043 \times 390)22$
$\geq 368{,}94$ mm

Maka dipakai $l_d = 375{,}96 \approx 380$ mm.

b. Panjang penyaluran kait standar dalam tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1 panjang penyaluran dalam kondisi tarik dengan kait standar harus ditentukan sebagai berikut:



Gambar 4.38 Detail batang tulangan dengan kait standar

) $\ell_{dh} \geq 8\ d_b = 8 \times 22 = 176$ mm
) $\ell_{dh} \geq 150$ mm

ℓ_{dh} = $(0{,}24\psi_e f_y/\lambda \sqrt{f'c}\,)\, d_b$
= $(0{,}24\times1\times390/1\times\sqrt{30}) \times 22 = 375{,}96$ mm

Maka dipakai ℓ_{dh}= 380 mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90^o sebesar 12 db = 12 ⏐ 22 = 264 mm ≈ 270 mm

4.5.5 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

4.5.5.1 Perencanaan Konsol pada Balok Induk

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok anak diletakan pada konsol yang berada pada balok induk yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada balok induk tersebut tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek.

4.5.5.2 Penulangan Konsol pada Balok Induk

a. Data perencanaan

Vu sebelum komposit = 7551,84 kg = 75518,4 N (menentukan)
Vu pada balok anak dari SAP2000 = 85110,45 N
Dimensi Balok Anak = 30/45
Dimensi konsol:
bw = 300 mm
h = 200 mm
d = 200 – 40 – 22 = 138 mm
fc’ = 30 MPa
fy = 390 MPa
a_v = 100 mm

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847;2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut:

- a_v/d = 100 / 138 = 0,72 < 1…OK

- $N_{uc} \geq 0,2V_u$

  $N_{uc} = 0,2 \times 85110,45 = 17022,09$ N

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser V_n untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{85110,45}{0,75} = 113480,6 \text{ N}$$

b. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada:

a) $0,2 f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 30 \times 300 \times 138$
$= 248400$ N > Vn …OK

b) $(3,3 + 0,08 f_c') b_w d = (3,3 + 0,08 \times 30) 300 \times 138$
$= 23598$ N > Vn ...OK

c) $11 \, b_w \, d = 11 \times 300 \times 138$
$= 455400$ N > Vn ...OK

$$A_{vf} = \frac{V_n}{fy \times \mu}$$

$$= \frac{113480,6}{390 \times 1,4}$$

$$= 207,84 \text{ mm}^2$$

c. Luas tulangan lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi- rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan Nuc mínimum.

$Mu = V_{ua} \times a + N_{uc} (h-d)$
$= (85110,45 \times 100) + (17022,09 \times (200-138))$
$= 9566415$ Nmm

$$m = \frac{fy}{0{,}85 \cdot fc'} = \frac{390}{0{,}85 \cdot 30} = 15{,}29$$

$$Rn = \frac{Mu}{0{,}8 \cdot b \cdot dx^2} = \frac{9566415}{0{,}8 \cdot 300 \cdot 138^2} = 2{,}09$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15{,}29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15{,}29 \cdot 2{,}09}{390}}\right) = 0{,}0056$$

$\rho = 0{,}0038 > \rho_{min} = 0{,}0036$, maka dipakai $\rho = 0{,}0038$

$$A_{f1} = \frac{Mu}{0{,}85 \cdot \phi \cdot fy \cdot d}$$

$$A_{f1} = \frac{9566415}{0{,}85 \cdot 0{,}75 \cdot 390 \cdot 138} = 278{,}82 \text{ mm}^2$$

$$A_{f2} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_{f2} = 0{,}0038 \cdot 300 \cdot 138$$

$$A_{f2} = 156{,}2 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai $A_f = 156{,}2 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok As:

$$An = \frac{N_{uc}}{\phi \cdot f_y} = \frac{17022{,}09}{0{,}75 \cdot 390} = 58{,}19 \text{ mm}^2$$

d. Pemilihan tulangan yang digunakan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$A_{sc} = A_f + A_n = 156{,}2 + 58{,}19 = 214{,}39 \text{ mm}^2$

$$A_{sc} = \frac{2 \cdot A_{vf}}{3} + A_n = \frac{2 \cdot 207{,}84}{3} + 58{,}19 = 196{,}76 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{sc\,min} \text{ X}0{,}04 \frac{fc'}{fy} b \mid d \text{ X}0{,}04 \frac{30}{390} 300 \mid 138 \text{ X}127{,}38 \text{ mm}^2$$

Maka, $A_{sc} = 214{,}39 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan, $n_{\text{tulangan}} \text{ X} \frac{A_{sc}}{As D22}$

$$\text{X} \frac{214{,}39}{380{,}13} \text{ X}0{,}564 \rceil 1 \text{ buah}$$

Maka dipakai tulangan utama 1D22 (As = 380,13 mm^2)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4 luas total sengkang tertutup tidak boleh kurang dari:

$A_h = 0{,}5 (A_{sc} – A_n) = 0{,}5 (214{,}39 – 58{,}19) = 78{,}1 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan sengkang 2D13 (Av = 265,46 mm^2) dan dipasang sepanjang (2/3) d = 92 = 100 mm

Jumlah tulangan, $n_{\text{tulangan}} \text{ X} \frac{A_h}{As D13}$

$$\text{X} \frac{78{,}1}{265{,}46} \text{ X}0{,}29 \rceil 1 \text{ buah}$$

e. Luas pelat landasan:

$Vu = Ø \mid (0{,}85) \mid \mid fc \mid Al$

$$Al \text{ X} \frac{85110{,}45}{0{,}85 \mid 20 \mid 0{,}75} \text{ X}6675{,}33 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan 150 | 150 mm^2 = 22500 mm^2 (tebal 15 mm)

4.5.5.3 Perhitungan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Sistem sambungan antara balok induk dengan balok anak pada perencanaan ini memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok anak, terutama tulangan pada bagian atas yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke bawah.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

a. Panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3.2 maka :

ℓ_{dc} $\geq (0{,}24f\ /\lambda\sqrt{f'c})d$

$\geq (0{,}24 \times 390/1\sqrt{30})22$

$\geq 375{,}96$ mm

ℓ_{dc} $\geq (0{,}043f\ )d$

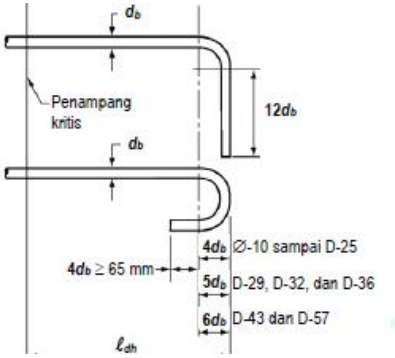
$\geq (0{,}043 \times 390)22$

$\geq 368{,}94$ mm

Maka dipakai $l_d = 380$ mm.

b. Panjang penyaluran kait standar dalam tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1 panjang penyaluran dalam kondisi tarik dengan kait standar harus ditentukan sebagai berikut:



Gambar 4.39 Detail batang tulangan dengan kait standar

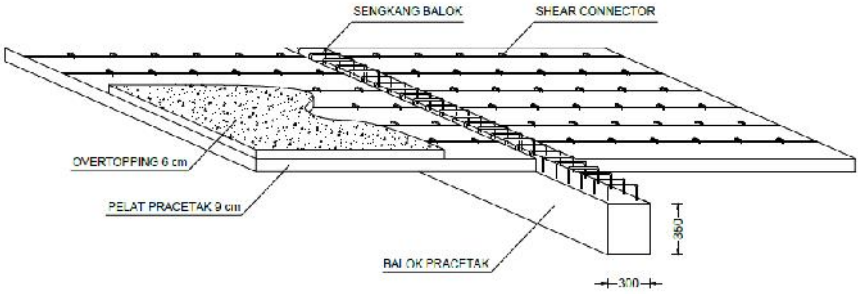
- $\ell_{dh} \geq 8\ d_b = 8 \times 22 = 176$ mm
- $\ell_{dh} \geq 150$ mm
- $\ell_{dh} = (0{,}24\psi_e f_y/\lambda\ \sqrt{f'c}\ )\ d_b$

  $= (0{,}24 \times 1 \times 390/1 \times \sqrt{30}) \times 22 = 375{,}96$ mm

Maka dipakai ℓ_{dh}= 380 mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90^o sebesar 12 db = 12 ⏐ 22 = 264 mm ≈ 270 mm

4.5.6 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

Sambungan antara balok dengan pelat mengandalkan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintas tegak lurus di atas balok (menghubungkan stud – stud pelat). Selanjutnya pelat pracetak yang sudah dihubungkan stud-studnya tersebut diberi overtopping dengan cor setempat.



Gambar 4.40 Panjang Penyaluran Pelat

4.5.6.1 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Bedasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada pelat type C sebagai berikut:

d_b = 13 mm

Arah X – As perlu : 408,6 mm^2

As terpasang : 530,89 mm^2

Arah Y – As perlu : 201 mm^2

As terpasang : 265,45 mm^2

a. Penyaluran Arah X

⎫ Kondisi tarik

$\ell_d \geq 300$ mm

$$\frac{\ell_d}{d_b} X \frac{12 f_y \sim \text{a}}{25\sqrt{f_c'}}$$

~ ™1,7.....SNI 2847 : 2013 Pasal 12.2.4

Dengan:

ℑ : faktor lokasi penulangan = 1

β : faktor pelapis = 1

λ : faktor beton normal = 1

$$\frac{\ell_d}{12} X \frac{12 \mid 390 \mid 1 \mid 1 \mid 1}{25\sqrt{30}}$$

$$\ell_d \; X 444{,}32 \text{ mm}$$

Dipakai ℓ_d = 500 mm

- Kondisi tekan

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3

$$\ell_d \; X \ell_{db} \frac{As \text{ perlu}}{\text{As pasang}}$$

$\ell_d \geq 200$ mm

$\ell_d \geq 0{,}043 \; d_b \; f_y$

$\geq 0{,}043 \mid 13 \mid\mid 390 = 218{,}01$ mm

$$\ell_{db} \; X \frac{d_b \mid f_y}{4 \mid \sqrt{f_c'}} X \frac{13 \mid 390}{4 \mid \sqrt{25}} X 253{,}5 \text{ mm}$$

$$\ell_d \; X 253{,}5 \mid \frac{408{,}6}{530{,}89} X 195{,}1 \text{mm}$$

Dipakai ℓ_d = 200 mm

b. Penyaluran Arah Y

- Kondisi tarik

$\ell_d \geq 300$ mm

$$\frac{\ell_d}{d_b} X \frac{12 f_y \sim \text{a}}{25\sqrt{f_c'}}$$

~ ™1,7.....SNI 2847 : 2013 Pasal 12.2.4

Dengan:

ϒ : faktor lokasi penulangan = 1

β : faktor pelapis = 1

λ : faktor beton normal = 1

$$\frac{\ell_d}{12} X \frac{12 \mid 390 \mid 1 \mid 1 \mid 1}{25\sqrt{25'}}$$

$$\ell_d \; X 486{,}72 \text{ mm}$$

Dipakai ℓ_d = 500 mm

- Kondisi tekan

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3

$$\ell_d \; X \ell_{db} \frac{As \text{ perlu}}{\text{As pasang}}$$

$\ell_d \geq 200$ mm

$\ell_d \geq 0{,}043 \; d_b \; f_y$

$\geq 0{,}043 \mid 13 \mid\mid 390 = 218{,}01$ mm

$$\ell_{db} \; X \frac{d_b \mid f_y}{4 \mid \sqrt{f_c'}} X \frac{13 \mid 390}{4 \mid \sqrt{25}} X 253{,}5 \text{ mm}$$

$$\ell_d \; X 253{,}5 \mid \frac{230}{265{,}45} X 191{,}95 \text{ mm}$$

Dipakai ℓ_d = 200 mm

4.6 Perencanaan Pondasi

4.6.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagaikomponen struktur pendukung bangunan yang terbawah danberfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ketanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasitiang pancang jenis *Prestessed Concrete Spun Piles* produk dari ICP PILES. Pembahasan pada bab perencanaan pondasimeliputi perencanaan jumlah tiang pancang

yangdibutuhkan, perencanaan poer (*pile cap*) dan perencanaan sloof(*Tie beam*).

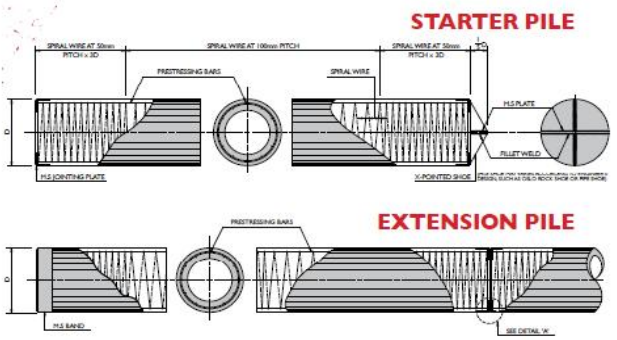
4.6.2 Data Tanah

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 apartemen Keraton Krian adalah data tanah di daerah Sidoarjo.

4.6.3 Kriteria Design

4.6.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestessed Concrete Spun Piles*



Gambar 4.41 *Prestressed Concrete Spun Pile*

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- *Size* : 600 mm
- *Thickness Wall* : 100 mm
- *Cross Section* : 15780,8 cm^2
- *Class* : C
- *Bending momen crack* : 19,64 tm
- *Bending momen ultimate* : 36,5 tm

- *Allowable Compression* : 292 ton
- *Length of Pile* : 6 – 30 m

4.6.4 Daya Dukung

4.6.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Di samping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang ditanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut.

Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung tiang pancang dalam kelompok Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *SPT* menurut Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana:

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = *Resistance ultime* di dasar pondasi

Q_S = *Resistance ultime* akibat lekatan lateral

$Q_p = q_p \,.\, A_p = (N_p \,.K) \,.A_p$

Dimana :

A_p = Luas penampang ujung tiang

N_p = Harga rata–rata SPT 4B diatas dasar pondasi dan 4B dibawah dasar pondasi.

K = Koefisien karakteristik tanah

- 12 t/m^2 = 117,7 kPa, (untuk lempung)
- 20 t/m^2 = 196 kPa, (untuk lanau berlempung)
- 25 t/m^2 = 245 kPa, (untuk lanau berpasir)
- 40 t/m^2= 392 kPa, (untuk pasir)

Q_p = Tegangan di ujung tiang
Q_s = q_s . A_s = (N_s/3 + 1) . A_s

Dimana :
q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2
N_s = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan ; $3 \leq N \leq 50$
A_s = Keliling x panjang tiang yang terbenam

Harga N di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N' berdasarkan perumusan sebagai berikut (Terzaghi & Peck):
N' = 15 + 0,5 (N-15)
Dimana:
N = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah muka air tanah

4.6.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung pondasi group, terlebih dahulu dikoreksi dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e.

$$\mathbf{Q_{L\ (group)} = Q_{L\ (1\ tiang)}\ x\ n\ x\ \eta}$$

dengan n = jumlah tiang dalam group

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :
Efisiensi :

$$(\acute{\eta}) = 1 - arc\,tg\ \frac{D}{S}\ \frac{fn\,Z1Am\,\Gamma\,fm\,Z1An}{90\,m\,n}$$

Dimana :
D = diameter tiang pancang
S = jarak antar tiang pancang
m = jumlah baris tiang pancang dalam group
n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

4.6.4.3 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V),

horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertical ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah

$$P_{max} \text{ X} \frac{V}{n} \Gamma \frac{M_x . y_{max}}{y_i^2} \Gamma \frac{M_y . x_{max}}{x_i^2}$$

Dimana :

P_i = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau
y_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y
x_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x
Σx_i^2 = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poerarah x
Σy_i^2 = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negatif bila berlawanan dengan arah e.

4.6.5 Perhitungan Tiang Pancang

Untuk perencanaan pondasi diambil gaya-gaya dalam yang paling maksimum pada perletakan kolom sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan tipikal.

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000 didapat gaya-gaya dalam pada perletakan kolom dengan kombinasi **1,0D + 1,0L** sebagai berikut:

P = 416,44 t
M_{ux} = 4,282 tm
M_{uy} = 3,414 tm
H_x = 2,693 t
H_y = 3,232 t

4.6.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Dari data tanah didapatkan hasil perhitungan untuk kedalaman 20 m dengan diameter tiang pancang 600 mm (lihat Tabel 9.1). Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan *Luciano Decourt*:

$Q_L = Q_p + Q_s$

Dimana:

Q_p = (N_p ⎮|K) ⎮|A_p
= (17,38 ⎮ 25 ⎮ 0,283) = 122,82 t
Q_s = (N_s/3 + 1) ⎮ A_s
= (6,32/3 +1) ⎮ 56,55 = 175,73 t
Q_L = Qp + Qs
= 122,82 + 175,73 = 298,54 t

$$Q_U = \frac{Q_L}{S_f} X \frac{298,54}{3} X 99,51 t$$

Dari hasil Qu yang didapatkan maka rencana jumlah tiang pancang adalah:

$$n X \frac{P_u}{Q_u} X \frac{416,44}{99,51} X 4,18 \rceil 5 \text{ buah}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel 4.29 berikut ini:

Tabel 4.33 Daya dukung tiang pancang tunggal

D (m)	Jenis Tanah	N-SPT	Np	qp	Qp	qs	As	Qs	Ql	Qu
0	LP	0	2,38	59,38	16,79	2,00	0,00	0,00	16,79	5,60
1	LP	2	2,50	62,50	17,67	2,00	1,88	3,77	21,44	7,15
2	LP	4	2,58	64,58	18,26	2,00	3,77	7,54	25,80	8,60
3	LP	3,5	2,64	66,07	18,68	2,00	5,65	11,31	29,99	10,00
4	LP	3	2,93	73,21	20,70	2,00	7,54	15,08	35,78	11,93
5	LP	3	2,79	69,64	19,69	2,00	9,42	18,85	38,54	12,85
6	LP	3	2,64	66,07	18,68	2,00	11,31	22,62	41,30	13,77
7	LP	2	2,86	71,43	20,20	2,00	13,19	26,39	46,59	15,53
8	LP	1	3,14	78,57	22,22	2,00	15,08	30,16	52,37	17,46
9	P	3	3,43	137,14	38,78	2,00	16,96	33,93	72,71	24,24
10	P	5	3,71	148,57	42,01	2,00	18,85	37,70	79,71	26,57
11	P	5	4,00	160,00	45,24	2,00	20,73	41,47	86,71	28,90
12	P	5	4,43	177,14	50,09	2,01	22,62	45,53	95,61	31,87
13	LP	5	4,43	110,71	31,30	2,06	24,50	50,47	81,77	27,26
14	LP	4	4,29	107,14	30,29	2,08	26,39	54,83	85,13	28,38

15	LP	4	4,29	107,14	30,29	2,09	28,27	59,20	89,49	29,83
16	LP	3	4,29	107,14	30,29	2,09	30,16	62,98	93,27	31,09
17	LP	4	4,29	107,14	30,29	2,10	32,04	67,35	97,65	32,55
18	LP	5	4,57	114,29	32,31	2,13	33,93	72,32	104,64	34,88
19	LP	5	4,86	121,43	34,33	2,16	35,81	77,30	111,63	37,21
20	LP	5	5,57	139,29	39,38	2,18	37,70	82,28	121,66	40,55
21	LP	6	6,43	160,71	45,44	2,22	39,58	87,86	133,31	44,44
22	LP	6	7,29	182,14	51,50	2,25	41,47	93,46	144,96	48,32
23	LP	8	8,14	203,57	57,56	2,31	43,35	100,26	157,81	52,60
24	LP	10	9,64	241,07	68,16	2,39	45,24	108,27	176,43	58,81
25	LP	11	11,29	282,14	79,77	2,48	47,12	116,90	196,68	65,56
26	LP	11	13,00	325,00	91,89	2,56	49,01	125,35	217,44	72,48
27	LP	16	14,50	362,50	102,49	2,69	50,89	136,93	239,42	79,81
28	LP	20	15,25	381,25	107,80	2,83	52,78	149,54	257,34	85,78
29	LP	21	16,10	402,50	113,80	2,97	54,66	162,17	276,28	92,09
30	LP	22	17,38	434,38	122,82	3,11	56,55	175,73	298,54	99,51

Keterangan:

LL = Lanau berlempung LP = Lanau berpasir P = Pasir

4.6.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini:

- Untuk jarak antar tiang pancang:

$2\ D \le S \le 3\ D$

$2 \times 60 \le S \le 3 \times 60$

$120\ cm \le S \le 180\ cm$

Digunakan jarak antar tiang = 170 cm

- Untuk jarak tiang pancang:

$1\ D \le S_1 \le 2\ D$

$1 \times 60 \le S_1 \le 2 \times 60$

$60\ cm \le S_1 \le 120\ cm$

Digunakan jarak tiang ke tepi = 70 cm

Dimana : S = jarak antar tiang pancang

S_1 = jarak tiang pancang ke tepi

Dipakai : jarak antar tiang pancang (S) = 120 cm

Jarak tepi tiang pancang (S_1) = 70 cm

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi, yang dirumus pada persamaan di bawah ini:

$$\mathbf{Q_{L\ (group)} = Q_{L\ (1\ tiang)}\ x\ n\ x\ \eta}$$

$$(\acute{\eta}) = 1 - arc\,tg\ \frac{D}{S}\ \frac{\text{fn Z1Am Γ fm Z1An}}{90\ m\ n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam 1 baris

n = jumlah kolom tiang pancang

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - arctg\ \frac{600}{1200}\ \frac{f2\,Z1A2\,\Gamma\, f2\,Z1A2}{90 \mid 2 \mid 2} = 0{,}91$$

Sehingga :

$Q_{ijin\ grup}$ = ¦ | $Q_{ijin1tiang}$ | n

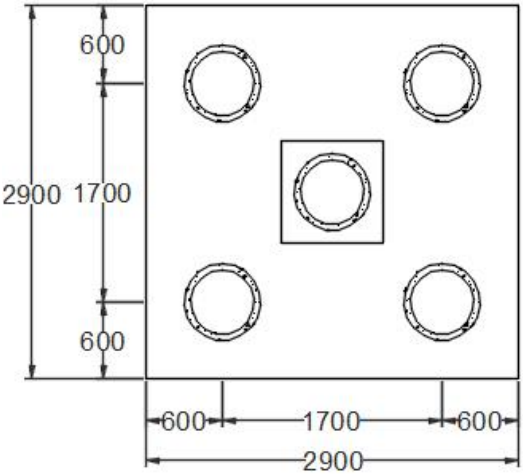
= 0,91 |99,51 |5

= 452,77 t > Pu = 431,51 t

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

Pu	= 431,51 ton
$Q_{L\ (groups)}$ = 2,9 ||2,9	1 ||2,4	= 20,18 ton +
Berat total	= 451,69 ton

$Q_{L\ (groups)}$ = 452,77 ton > P = 451,69 ton **……OK!!**



Gambar 4.42 Konfigurasi rencana tiang pancang

4.6.5.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momenyang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkangaya

tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkanhanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil daribeban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{max}}{y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{max}}{x_i^2} \leq P_{ijin\,(1 tiang)}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

a. Reaksi kolom	= 431512kg
b. Berat poer = 2,9 · 2,9 · 1 · 2400	= 20184kg +
Berat total (ϕV)	= 451696kg

Momen yang bekerja:

$M_x = M_{ux} + (H_y \times t_{poer}) = 4259 + (3219 \times 1)$
$= 7478$ kgm

$M_y = M_{uy} + (H_x \times t_{poer}) = 3387 + (2676 \times 1)$
$= 6063$ kgm

Sehingga didapatkan :

$$P_{max} = \frac{451696}{5} + \frac{(7478 \cdot 0,85)}{(4 \cdot 0,85^2)} + \frac{(6063 \cdot 0,85)}{(4 \cdot 0,85^2)}$$

$= 95,98$ t ≤ $99,51$ t (OK)

4.6.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi dari ICP PLIES direncanakan tiang pancang beton dengan:

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 100 mm
- *Type* : C
- *Allowable compression* : 292 t
- *Bending moment crack* : 19,64 tm
- *Bending moment ultimate* : 36,5 tm

Tiang pancang yang direncanakan di kontrol terhadap beberapa kriteria berikut ini:

a. Kontrol terhadap gaya aksial

Tiang pancang yang direncanakan dengan diameter 60 cm type C sesuai dengan spesifikasi gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 292Ton.

P_{max} = 95,98 t < P_{ijin} = 292 ton (OK)

b. Kontrol terhadap gaya lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiphonat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Perhitungan :

L_e= panjang penjepitan

$= \sqrt{B}$ x 25 x $(1 + \frac{q}{1})$

$= \sqrt{2,9}$ x 25 x $(1 + \frac{1\ ,8}{1})$

Le = 0,565 m

Mx $= L_e \times H_y$

$= 0,565 \times 3219,t$

$= 1,82$ tm

Mx (satu tiang pancang) = $\frac{1,82}{2}$ X 0,91 tm

Mx < $M_{bending\ crack}$ (dari Spesifikasi ICP PILES)

0,91 tm < 17 tm .....**OK**

My $= L_e \times H_x$

$= 0,565 \times 2,676t$

$= 1,51$ tm

My (satu tiang pancang) = $\frac{1,51}{2}$ X 0,76 tm

My < $M_{bending\ crack}$ (dari Spesifikasi ICP PILES)

0,76 tm < 17 tm .....**OK**

Dari kedua perhitungan momen yang telah dilakukan maka untuk tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles*

dengan diameter 600 mm kelas C memenuhi persyaratan kontrol gaya lateral terhadap *Bending moment ultimate* tiang pancang.

4.6.6 Perencanaan Poer Satu Kolom

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data-data perencanaan :

- Dimensi poer (B × L) = 2,9 × 2,9 m
- Tebal poer (t) = 1 m
- Diameter tulangan utama = 25 mm
- Diameter sengkang = 13 mm
- Dimensi kolom = 800 × 800 mm
- Tebal selimut beton = 40 mm
- Tinggi efektif balok poer

  Arah x (d_x) = 1000 – 40 – ½ ×25 = 947,5 mm

  Arah y (d_y)= 1000 – 40 – 25 – ½×25 = 922,5 mm

4.6.6.1 Penulangan Poer

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

Berat poer $fq_u l$ = 2,9×1× 2,4 = 6,96 t/m

$P_t = 2P_{maks}$ = 2 x 95,98 t = 191,96 t

$P_u = 1,2\ P_t$ = 1,2 x 191,96 t = 230,36 t

a = jarak as tiang pancang ke as poer = 0,85 m

b= jarak as tiang pancang ke tepi poer = 0,6 m

Penulangan arah x

Penulangan lentur:

Momen – momen yang bekerja:

$M_{ux} = (P_u \times a) - (1/2 \times q \times (a + b)^2)$

$= (230{,}36 \times 0{,}85) - (1/2 \times 6{,}96 \times (0{,}85 + 0{,}6)^2)$

$= 188{,}485$ tm $= 1884851180$ Nmm

$\beta_1 = 0{,}836$

$$\rho_b = \frac{0{,}85 \cdot \beta_1 \cdot fc'}{fy} \cdot \frac{600}{600 + fy}$$

$$= \frac{0{,}85 \cdot 0{,}836 \cdot 30}{390} \cdot \frac{600}{600 + 390} = 0{,}033$$

ρ maks $= 0{,}75\ \rho b = 0{,}75 \times 0{,}033 = 0{,}02475$

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{390} = 0{,}0036$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85 fc'} = \frac{390}{0{,}85 \cdot 30} = 15{,}29$$

$$Rn = \frac{Mu}{0{,}8 \cdot 1000 \cdot dx^2} = \frac{1884851180}{0{,}8 \cdot 2900 \cdot 947{,}5^2} = 0{,}81$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15{,}29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15{,}29 \cdot 0{,}81}{390}}\right) = 0{,}0021$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$

maka dipakai $\rho = 0{,}0036$

Tulangan lentur yang dibutuhkan:

As perlu $= \rho \times b \times d = 0{,}0036 \times 2900 \times 947{,}5 = 9863{,}72$ mm^2

Jumlah tulangan, $n = \frac{As_{perlu}}{As\ D25}$

$$X\frac{9863,72}{490,87}X20,1\rceil\ 21\ \text{buah}$$

Jarak tulangan, S = 2900/21 = 145 mm

Maka untuk arah X digunakan tulangan D25-125mm

Penulangan arah y

Penulangan lentur:

Momen – momen yang bekerja:

$M_{uy} = (P_u \times a) – (1/2 \times q \times (a + b)^2)$

$= (230,36 \times 0,85) – (1/2 \times 6,96 \times (0,85 + 0,6)^2)$

$= 188,485$ tm $= 1884851180$ Nmm

$\beta_1 = 0,836$

$$\rho_b\ X\frac{0,85\mid\beta_1\mid fc'}{fy}\ \frac{600}{600\Gamma fy}$$

$$X\frac{0,85\mid0,836\mid30}{390}\ \frac{600}{600\Gamma390}\ X0,033$$

ρ maks = 0,75 ρb = 0,75 × 0,033 = 0,02475

$$\rho_{min}\ X\frac{1,4}{fy}X\frac{1,4}{390}X0,0036$$

$$m\,X\frac{fy}{0,85fc'}X\frac{390}{0,85\mid30}X15,29$$

$$Rn\,X\frac{Mu}{0,8\mid1000\mid dx^2}X\frac{1884851180}{0,8\mid2900\mid922,5^{\,2}}X0,85$$

$$\rho_{perlu}\ X\frac{1}{m}\ \ 1Z\sqrt{1Z\frac{2\mid m\mid Rn}{fy}}$$

$$X\frac{1}{15,29}\ \ 1Z\sqrt{1Z\frac{2\mid15,29\mid0,85}{390}}\ \ X0,0022$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$

maka dipakai $\rho = 0,0036$

Tulangan lentur yang dibutuhkan:

As perlu = ρ × b × d = 0,0036×2900×922,5 =9603,46 mm^2

Jumlah tulangan, n $X\frac{As_{perlu}}{As\ D25}$

$$X\frac{9603,46}{490,87} X19,56 \rceil 20 \text{ buah}$$

Jarak tulangan, S = 2900/20 = 152,6 mm

Maka untuk arah X digunakan tulangan D25-125mm

4.6.6.2 Kontrol Geser Pons Pada Pile Cap

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar darigeser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkanbeton diambil yang terkecil dari:

V_c X0,17 | 1Γ$\frac{2}{}$ a$\sqrt{f'c}$ | b_o | d

SNI 2847:2013pasal 11.11.2.1.a

$$V_c = 0,083 \left| \frac{\sim_s | d}{b_o} \right. a\sqrt{f'c} | b_o | d$$

SNI 2847:2013pasal 11.11.2.1.b

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

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c

Dimana:

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi = 1

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

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

dimana:

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

b_o = 2 (800 + 947,5) + 2 (800 + 922,5)
= 6990 mm

$_c$ = $\frac{800}{800}$ X1

$\Im_s$ = 40, untuk kolom interior

V_c X0,17 | 1Γ$\frac{2}{1}$ |1 | $\sqrt{30}$ | 6990 | 947,5 X18500659 N X1850,06 t

V_c X0,083 | $\frac{40 \mid 947,5}{6990}$ |1 | $\sqrt{30}$ | 6990 | 947,5 X16325149 N
X1632,51 t

V_c X0,33 | 1 | $\sqrt{30}$ | 6990 | 947,5 X11971015 N X1197,1t

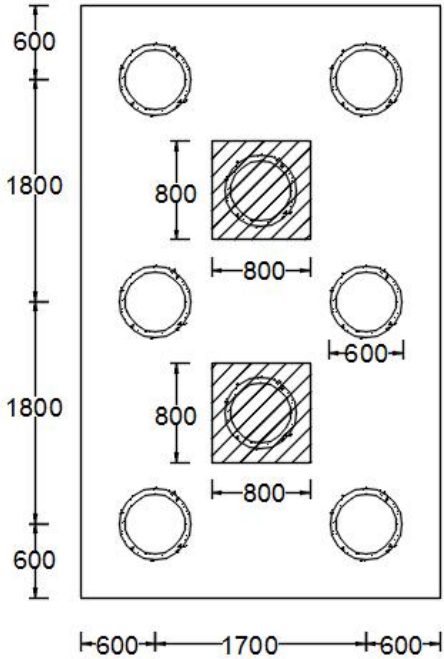
Diambil yang terkecil Vc = 1197,1 t

¤ V_c = 0,75 ×1197,1 t =897,82 t
= 897,82 ton > $P_{u\ kolom}$ = 431,51 ton.....OK

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

4.6.7 Perencanaan Poer Dua Kolom

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.



Gambar 4.43 Konfigurasi Poer 2 kolom

Data-data perencanaan :

- Dimensi poer (B × L) = 2,9 × 4,8 m
- Tebal poer (t) = 1 m
- Diameter tulangan utama = 25 mm
- Diameter sengkang = 13 mm
- Dimensi kolom = 800 × 800 mm
- Tebal selimut beton = 40 mm
- Tinggi efektif balok poer

  Arah x (d_x) = 1000 – 40 – ½ ×25 = 947,5 mm

  Arah y (d_y)= 1000 – 40 – 25 – ½×25 = 922,5 mm

4.6.7.1 Penulangan Poer

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

Berat poer $fq_u t$ = 4,8×1× 2,4 = 11,52 t/m

P_u = 1,2 P_t = 1,2 x 95,98 t = 115,18 t

a = jarak as tiang pancang ke as poer = 0,85 m

b= jarak as tiang pancang ke tepi poer = 0,6 m

Penulangan arah x

Penulangan lentur:

Momen – momen yang bekerja:

M_{ux} = (P_u× a) – (1/2 ×q × (a + b)^2)

= (2 × 115,18 × 0,85) – (1/2 ×11,52 × (0,85 + 0,6)^2)

= 183,69 tm = 1836914180 Nmm

β_1 = 0,836

$$\rho_b \; X\frac{0,85 \mid \beta_1 \mid fc'}{fy} \; \frac{600}{600 \Gamma fy}$$

$$X\frac{0,85 \mid 0,836 \mid 30}{390} \; \frac{600}{600 \Gamma 390} \; X0,033$$

ρ maks = 0,75 ρb = 0,75 × 0,033 = 0,02475

$$\rho_{min} \; X\frac{1,4}{fy} X\frac{1,4}{390} X0,0036$$

$$m \; X\frac{fy}{0,85fc'} X\frac{390}{0,85 \mid 30} X15,29$$

$$Rn \; X\frac{Mu}{0,8 \mid 1000 \mid dx^2} X\frac{1836914180}{0,8 \mid 2900 \mid 947,5^2} X0,79$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{15,29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,29 \cdot 0,79}{390}}\right) = 0,002$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$
maka dipakai $\rho = 0,0036$

Tulangan lentur yang dibutuhkan:
As perlu = $\rho \times b \times d = 0,0036 \times 2900 \times 947,5 = 9603,46\ mm^2$

Jumlah tulangan, $n = \frac{As_{perlu}}{As\ D25}$

$$= \frac{9603,46}{490,87} = 19,56 \approx 20 \text{ buah}$$

Jarak tulangan, S = 2900/20 = 152,6 mm
Maka untuk arah X digunakan tulangan D25-125mm

Penulangan arah y

Berat poer $q_u = 2,9 \times 1 \times 2,4 = 6,96$ t/m

Reaksi Kolom :
$R_K = P_{u\ Kolom} - P_{u\ Maks}$
$= 431,51 - 115,18$
$= 316,33$ t

Penulangan lentur:
Momen – momen yang bekerja:
$M_{uy} = (P_u \times 1,8) - (1/2 \times q \times (2,4)^2) - (Rk \times 0,9)$
$= (2 \times 115,18 \times 1,8) - (1/2 \times 6,96 \times 2,4^2) - (316,33 \times 0,9)$
$= 109,89$ tm $= 1098933300$ Nmm
$\beta_1 = 0,836$

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

$$X\frac{0,85 \mid 0,836 \mid 30}{390} \quad \frac{600}{600 \Gamma 390} \quad X0,033$$

ρ maks = 0,75 ρb = 0,75 × 0,033 = 0,02475

$$\rho_{min} \; X\frac{1,4}{fy} X\frac{1,4}{390} X0,0036$$

$$m \, X\frac{fy}{0,85fc'} X\frac{390}{0,85 \mid 30} X15,29$$

$$Rn \, X\frac{Mu}{0,8 \mid 1000 \mid dx^2} X\frac{1098933300}{0,8 \mid 4800 \mid 922,5^{\,2}} X0,3$$

$$\rho_{perlu} \; X\frac{1}{m} \quad 1Z\sqrt{1Z\frac{2 \mid m \mid Rn}{fy}}$$

$$X\frac{1}{15,29} \quad 1Z\sqrt{1Z\frac{2 \mid 15,29 \mid 0,3}{390}} \quad X0,0007$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$

maka dipakai ρ = 0,0036

Tulangan lentur yang dibutuhkan:

As perlu = ρ × b × d = 0,0036×4800×922,5 =16326,15 mm^2

Jumlah tulangan, $n \; X\frac{As_{perlu}}{As \; D25}$

$$X\frac{16326,15}{490,87} X33,25 \rceil \; 34 \text{ buah}$$

Jarak tulangan, S = 4800/34 = 145,5 mm

Maka untuk arah X digunakan tulangan D25-125mm

4.6.7.2 Kontrol Geser Pons Pada Pile Cap

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar darigeser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkanbeton diambil yang terkecil dari:

V_c X0,17 | 1Γ$\frac{2}{}$ ª$\sqrt{f'c}$ | b_o | d

SNI 2847:2013pasal 11.11.2.1.a

$V_c = 0{,}083 \left| \frac{\sim_s \left| d \right.}{b_o} \right.$ ª$\sqrt{f'c}$ | b_o | d

SNI 2847:2013pasal 11.11.2.1.b

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

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c

Dimana:

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi = 1

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

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

dimana:

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

b_o = 2 (800 + 947,5) + 2 (800 + 922,5)

= 6990 mm

$_c$ = $\frac{800}{800}$ X1

$\Im_s$ = 40, untuk kolom interior

V_c X0,17 | 1Γ$\frac{2}{1}$ | 1 | $\sqrt{30}$ | 6990 | 947,5 X18500659 N X1850,06 t

V_c X0,083 | $\frac{40 \left| 947{,}5 \right.}{7690}$ | 1 | $\sqrt{30}$ | 6990 | 947,5 X16325149 N

X1632,51 t

V_c X0,33 | 1 | $\sqrt{30}$ | 6990 | 947,5 X11971015 N X1197,1t

Diambil yang terkecil Vc = 1197,1 t

¤ V_c = 0,75 ×1197,1 t =897,82 t

= 897,82 ton > $P_{u\ kolom}$ = 431,51 ton.....OK

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

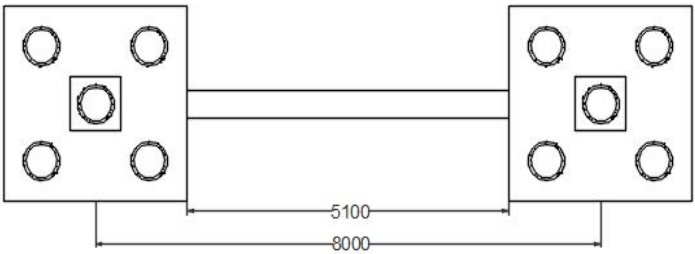
4.6.8 Perencanaan Balok Sloof Interior

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi: berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

4.6.8.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut:

P kolom	= 431,51 ton
Panjang Sloof L	= 5,1 m
Mutu Beton fc’	= 30 MPa
Mutu Baja fy	= 390 MPa
Decking	= 40 mm
Diameter Tulangan Utama	= 25 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
Dimensi Sloof	= 500 mm x 700 mm
Tinggi Efektif	= 700–40– 13 – (1/2 ×25)
	= 634,5 mm



Gambar 4.44 Sloof yang ditinjau

4.6.8.2 Dimensi Sloof Interior

Pada perancangan *sloof* ini, penulis mengambil ukuran *sloof* berdasarkan *sloof* yang berhubungan dengan kolom yang mempunyai gaya aksial terbesar yaitu Pu = 431,51 ton. Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan ijin beton (modulus keruntuhan) yaitu sebesar:

$f_r = 0{,}7 \times \sqrt{f'_c}$

Maka perhitungannya:
Tegangan tarik ijin:

$f_{r\,ijin} = 0{,}7 \times \sqrt{30} = 3{,}834$ Mpa

Tegangan tarik yang terjadi

$P_u = 10\% \times P_u kolom$
$= 10\% \times 431{,}51$ ton
$= 43{,}151$ ton $= 431510$ N

$$f_r = \frac{Pu}{0{,}8\ x\ b\ x\ h} X \frac{4131510}{0{,}8\ x\ 500\ x\ 700} = 1{,}54 \text{ Mpa} < fr_{ijin} \textbf{...OK}$$

4.6.8.3 Penulangan Sloof

a. Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur

sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah:

Berat aksial Nu = 10% × 431,51 ton
= 43,151 ton = 431,51,44 kN

Berat yang diterima sloof:

Berat sendiri	= 0,5 x 0,7 x 2,4	= 0,84 t/m
Berat dinding	= 4 x 0,1	= 0,4 t/m +
		= 1,24 t/m
Qu	= 1,2 x 1,24	= 1,488 t/m
	= 14,88kN/m	

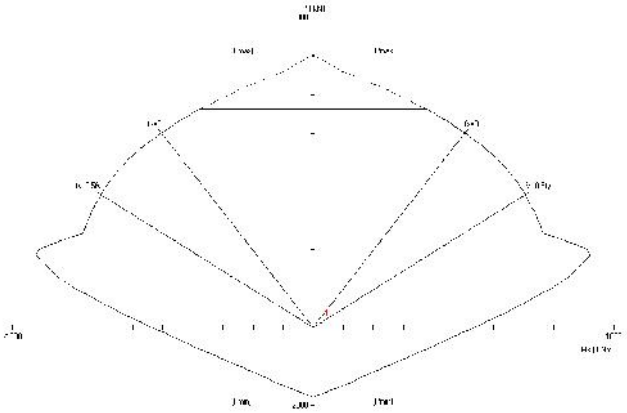
Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

Mu = $1/12 \times qu \times L^2$
= $1/12 \times 14{,}88 \times 5{,}1^2$
= 48,38 kNm

Lalu menggunakan program PCACol dengan memasukkan beban:

P = 431,51,44 kN
M = 48,38 kNm

Sehingga didapatkan diagram interaksi seperi pada **Gambar 4.46** di bawah ini :



Gambar 4.45 Diagram Interaksi Balok Sloof 50/70

Dari diagram interaksi untuk:
f'$_c$= 30 MPa
f_y = 390 MPa didapat ∂ = 1,16%
Dipasang Tulangan 8 D25 (As = 4077,41 mm^2)

b. Penulangan Geser Sloof

Dari diagram interaksi didapat momen balance Mpr sebesar = 550,44 kNm

$$Vu = \frac{Mpr + Mpr}{hn}$$

$$= \frac{550,44 + 550,44}{5,1} = 215,86 \text{ kN} = 215859 \text{ N}$$

$$Vc = \frac{1}{6} x \sqrt{fc}\, x\, bw\, x\, dx \left(1 + \frac{Nu}{14.Ag}\right)$$

$$= \frac{1}{6} x \sqrt{30} \left|500\right| 634,5 \left(1 + \frac{431510}{14 x 500 x 700}\right)$$

$$= 315112,27 \text{ N}$$

¤ Vc = 0,75 × 315112,27 N = 236334,21 N

0,5¤ Vc = 0,5 × 236334,21 N = 118167,1 N

0,5¤ Vc < Vu < ¤ Vc

118167,1 N < 275220 N < 236334,21 N

Maka, ¤ Vs min

$V_{s\,min}$ = 1/3 × b_w× d
= 1/3 ×500× 634,5
= 105750 N

Kuat geser sengkang

¤ Vs= 0,75 × 105750 = 79312,5 N

Jarak minimum

Jika dipakai begel 2 kaki dengan|D13 mm (A_v = 265,46 mm^2)

$$\mathbf{S} = \frac{Av \mid fy \mid d}{Vs} = \frac{265{,}46 \mid 390 \mid 634{,}5}{79312{,}5} = 828{,}25mm$$

Kontrol jarak sengkang

$S \leq \frac{1}{2} \times d$

$S \leq \frac{1}{2} \times 634{,}5\ mm = 317{,}25mm$

Maka Dipasang tulangan sengkang D13 – 300mm

4.7 Metode Pelaksanaan

4.7.1 Umum

Dalam setiap pekerjaan konstruksi, metode pelaksanaan merupakan item penting yang tidak bisa dipisahkan. Apalagi menyangkut struktur beton pracetak. Untuk merencanakan beton pracetak, terlebih dahulu harus diketahui apakah struktur tersebut bisa dilaksanakan. Tahap pelaksanaan ini akan diuraikan mengenai item-item pekerjaan konstruksi dan pembahasan mengenai pelaksanaan yang berkaitan dengan penggunaan material-material beton pracetak. Proses pekerjaan yang dilakukan di proyek ini adalah ;

- Proses pabrikasi di Industri pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah:
  a. Perlunya standart khusus sehingga hasil parcetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran
  b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
  c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.

4.7.2 Pengangkatan dan Penempatan Crane

Hal – hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain:

1. kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. metode pengangkatan
3. letak titik – titik angkat pada elemen pracetak

Hal – hal tentang pengangkatan dan penentuan titik angkat telah dibahas pada bab – bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan. Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- Jenis crane STT293 CONCISE TOWER CRANE
- Jarak jangkau maksimum 74 m dengan beban maksimum 18 ton

Tabel 4.34 Kapasitas Angkat dan Radius Tower Crane

R	Fall	R(max) m	C(max) t	30	35	40	44	50	54	60	64	70	74
74	IV	14.3	18.00	7.02	6.23	5.05	4.48	3.80	3.43	2.98	2.72	2.39	2.20
	II	25.9	9.00	7.66	6.73	5.55	4.98	4.30	3.93	3.48	3.22	2.89	2.70
70	IV	14.6	18.00	7.42	6.41	5.25	4.66	3.96	3.58	3.11	2.84	2.50	
	II	26.7	9.00	7.92	6.91	5.75	5.16	4.46	4.08	3.61	3.34	3.00	
64	IV	15.7	18.00	8.30	7.03	5.83	5.19	4.42	4.01	3.49	3.20		
	II	29.1	9.00	8.80	7.53	6.33	5.69	4.92	4.51	3.99	3.70		
60	IV	15.7	18.00	8.30	7.00	5.84	5.20	4.43	4.02	3.50			
	II	29.1	9.00	8.80	7.51	6.34	5.70	4.93	4.52	4.00			
54	IV	15.7	18.00	8.40	7.08	5.95	5.30	4.52	4.10				
	II	29.6	9.00	8.90	7.57	6.45	5.80	5.02	4.60				
50	IV	16.3	18.00	8.60	7.44	6.30	5.62	4.80					
	II	31.0	9.00	9.00	7.94	6.80	6.12	5.30					
44	IV	18.2	18.00	10.10	8.53	7.28	6.50						
	II	35.0	9.00	9.00	9.00	7.78	7.00						
40	IV	18.5	18.00	10.35	8.76	7.50							
	II	35.9	9.00	9.00	9.00	8.00							
35	IV	18.5	18.00	10.35	8.80								
	II	35.0	9.00	9.00	9.00								
30	IV	18.5	18.00	10.35									
	II	30.0	9.00	9.00									

4.7.3 Kontrol Kapasitas Crane

Elemen struktur pracetak

1. Balok induk 50/75 (terpanjang 8 m)

   W = 0,40 × (0,65 – 0,14) × 8× 2,4 = 3,917 ton

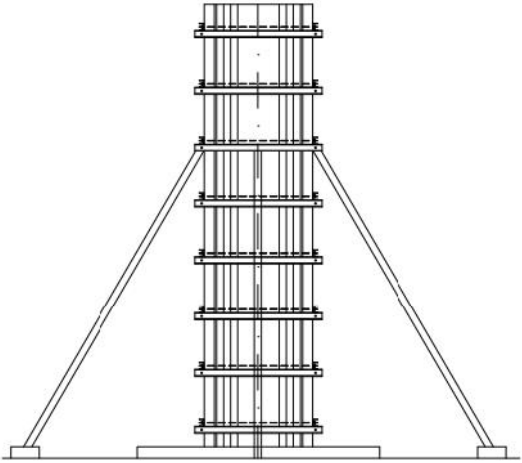
   Kapasitas crane mampu mengangkat balok induk pracetak dengan beban 3,917 ton dengan beban maksimum 4,10 ton dengan jarak jangkau maksimum 54 m.

2. Balok anak 30/45 (terpanjang 8 m)
   W = 0,30×(0,45 – 0,14) × 8× 2,4 = 1,786 ton
   Kapasitas crane mampu mengangkat balok anak pracetak dengan beban 2,2806 tondengan beban maksimum 2,2 ton dengan jarak jangkau maksimum 74 m.

3. Pelat
   Ukuran Pelat 2 × 3,5 m (tebal pracetak = 8 cm)
   W = 2 × 3,5 × 0,08× 2,4 = 1,34 ton
   Kapasitas crane mampu mengangkat pelat pracetak dengan beban 1,34 ton dengan beban maksimum 2,2 tondengan jarak jangkau maksimum 74 m.

4.7.4 Pekerjaan Elemen Kolom

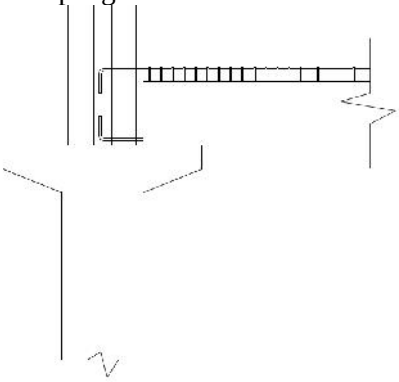
Setelah dilakukan pemancangan, pembuatan pile cap dan sloof, maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pendimensian pile cap. Tulangan kolom bersamaan dengan tulangan konsol yang telah disiapkan dicor sampai batas yang sudah ditentukan. Dalam hal ini sampai ketinggian permukaan bawah balok induk yang menumpang pada kolom.



Gambar 4.46 Pemasangan Bekisting untuk Pembuatan Kolom

4.7.5 Pemasangan Elemen Balok Induk

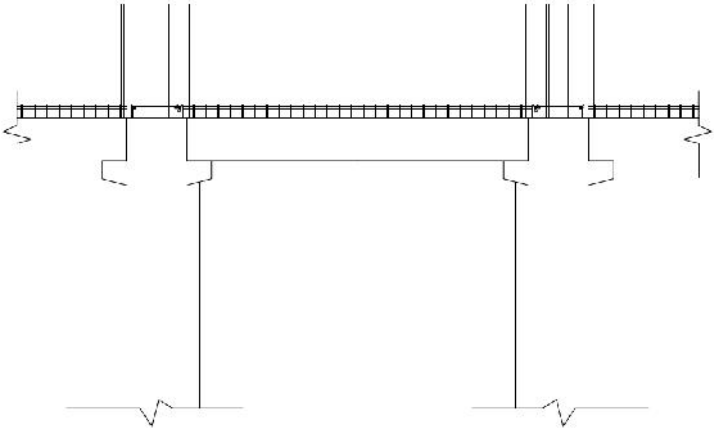
Pemasangan balok pracetak setelah pengecoran kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu di atas konsol kolom kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Lalu setelah itu baru dilakukan pengecoran.



Gambar 4.47 Pemasangan Balok Induk Pracetak

4.7.6 Pemasangan Elemen Balok Anak

Pemasangan balok anak pracetak di bagian tengah balok induk. Konsol tempat bertumpunya balok anak pun terbuat dari beton pracetak yang terdapat pada balok induk.

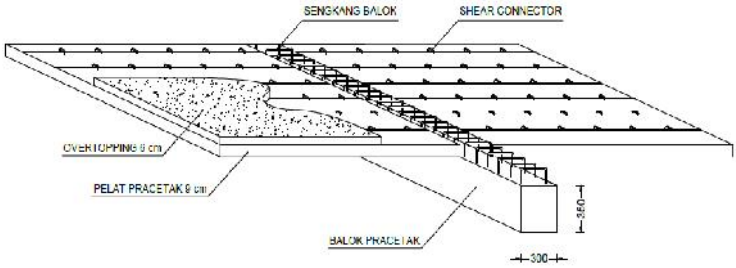


Gambar 4.48 Pemasangan Balok Anak Pracetak

Setelah balok anak dan balok induk terpasang, maka dilanjutkan dengan pemasangan pelat dan kemudian dilakukan pengecoran *overtopping*.

4.7.7 Pemasangan Elemen Pelat

Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan. Kemudian dilakukan pemasangan tulangan bagian atas yaitu tulangan tumpuan untuk pelat.



Gambar 4.49 Pemasangan Tulangan Atas

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran pada bagian atas pelat, balok anak, dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit). Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk. Topping digunakan setinggi 6 cm.

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.

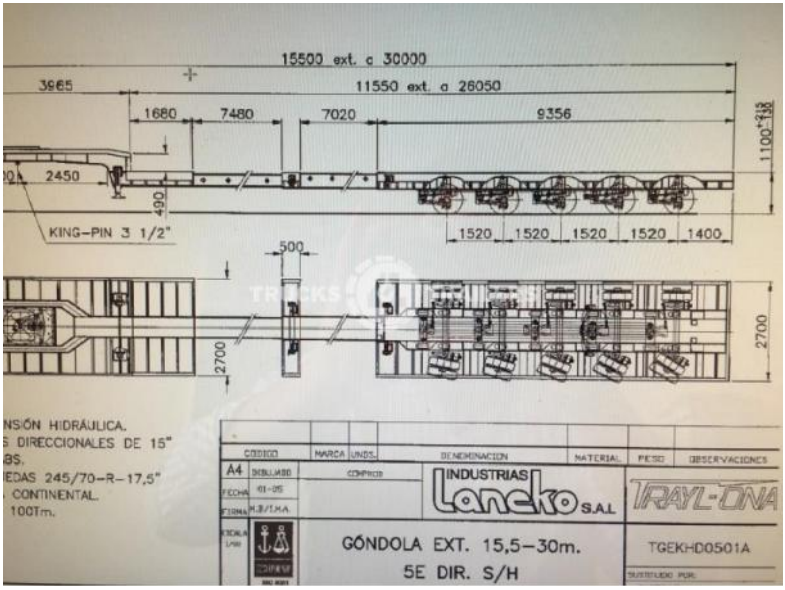
4.7.8 Transportasi Elemen Beton Pracetak

Sistem transportasi disini meliputi:

1. Pemindahan beton pracetak di areal pabrik

2. Pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek
3. Pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir

Tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem, atau temple. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar 2,7 m x 15 m dengan kapasitas angkut kurang lebih 80 ton. Di area lokasi proyek diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak mempergunakan tower crane dan area penyimpanan (*storage*) untuk menyimpan elemen pracetak sebelum dilaksanakan pemasangan (*erection*).



Gambar 4.50 Dimensi Truk Pengangkut

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V
KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir "Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Keraton Krian Menggunakan Metode Beton Pracetak (*Precast*)" maka dapat ditarik beberapa poin kesimpulan diantaranya sebagai berikut :

1. Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam Dimensi struktur utama didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada table 9.5(a) dan dimensi kolom yang didapat dari perhitungan sebesar 80/80 cm. Dimensi struktur sekunder didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a). Sedangkan untuk dimensi pelat digunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2 dengan melihat tablel 9.5(c). adapun hasil modifikasi sebagai berikut :
   a. Struktur Sekunder
      - Dimensi balok anak = 30/45 cm
      - Dimensi balok bordes = 30/45 cm
      - Dimensi pengantung lift = 50/70 cm
      - Dimensi penumpu lift = 50/70 cm
      - Tebal pelat = 14 cm

   b. Struktur Primer
      - Dimensi balok induk = 40/65 cm
      - Dimensi kolom = 80x80 cm
      - Pile cap = 2,9x2,9x1,1 m
      - Tiang pancang = D60, H=30m
2. Komponen pracetak disambung dengan menggunakan sambungan basah dan konsol pendek agar bangunan tersebut menjadi bangunan pracetak yang monolit.

Ukuran konsol pendek kolom adalah 500x400 mm dan konsol pendek balok induk 200x200.

3. Detailing sambungan pracetak dirancang bersifat monolit antar elemennya dengan tulangan-tulangan dan shear connector yang muncul dari setiap elemen pracetak untuk menyatukan dengan elemen cor di tempat. Sambungan didesain sesuai dengan ketentuan yang berlaku.

5.2 Saran

Bedasarkan analisa selama proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat penulis sampaikan adalah diantaranya :

1. Perlu pengawasan dengan baik pada saat pelaksanaan sambungan antar elemen beton pracetak karena sambungan beton pracetak tentu tidak semonolit seperti pada sambungan dengan cor setempat agar nantinya pada saat memikul beban tidak terjadi gaya-gaya tambahan yang tidak diinginkan pada daerah sambungan akibat dari kurang sempurnanya pengerjaan sambungan
2. Sambungan tipe elemen pracetak sedapat mungkin dibuat seminal mungkin untuk lebih menyeragamkan bentuk cetakan dan detail tulangan tulangan sehingga tujuan dari konstruksi dengam metode pracetak dapat terlaksana
3. Masih perlu lagi pengembangan teknologi Pracetak agar lebih efisien lagi dalam penggunaannya, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.
4. Diperlukan penelitian lebih lanjut perihal pengembangan teknologi pracetak agar lebih efisien dalam penggunaannya, sehingga para pelaku dunia konstruksi lebih mudah dalam mengaplikasikan metode beton pracetak.

DAFTAR PUSTAKA

[1] Badan Standarisasi Nasional (2002). 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726 2012)**. Jakarta: Badan tandarisasi Nasional.

[2] Badan Standarisasi Nasional (2002). 2013. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847 2013)**. Surabaya: itspress.

[3] Badan Standarisasi Nasional (2002). 2013. **Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 03-1727 2013)**. Bandung: Pusat Litbang Permukiman dan Badan Litbang Departemen Pekerjaan Umum.

[4] Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983**. Bandung: Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung.

[5] Ervianto, Wulfram I. Ir. M.T., 2006. **Studi Implementasi Teknologi Beton Pracetak Bagi Bangunan Gedung**. Yogyakarta.

[6] Soetjipto, Jojok Widodo, 2004. **Analisa Perbandingan Pelaksanaan Pembangunan Menggunakan Beton Konvensional Dengan Elemen Beton Pracetak Pada Bangunan Tingkat Tinggi.**

[7] PCI. 2004. **PCI Design Handbook Precast and Prestress Concrete 6th Edition.** Chicago: Illinois.

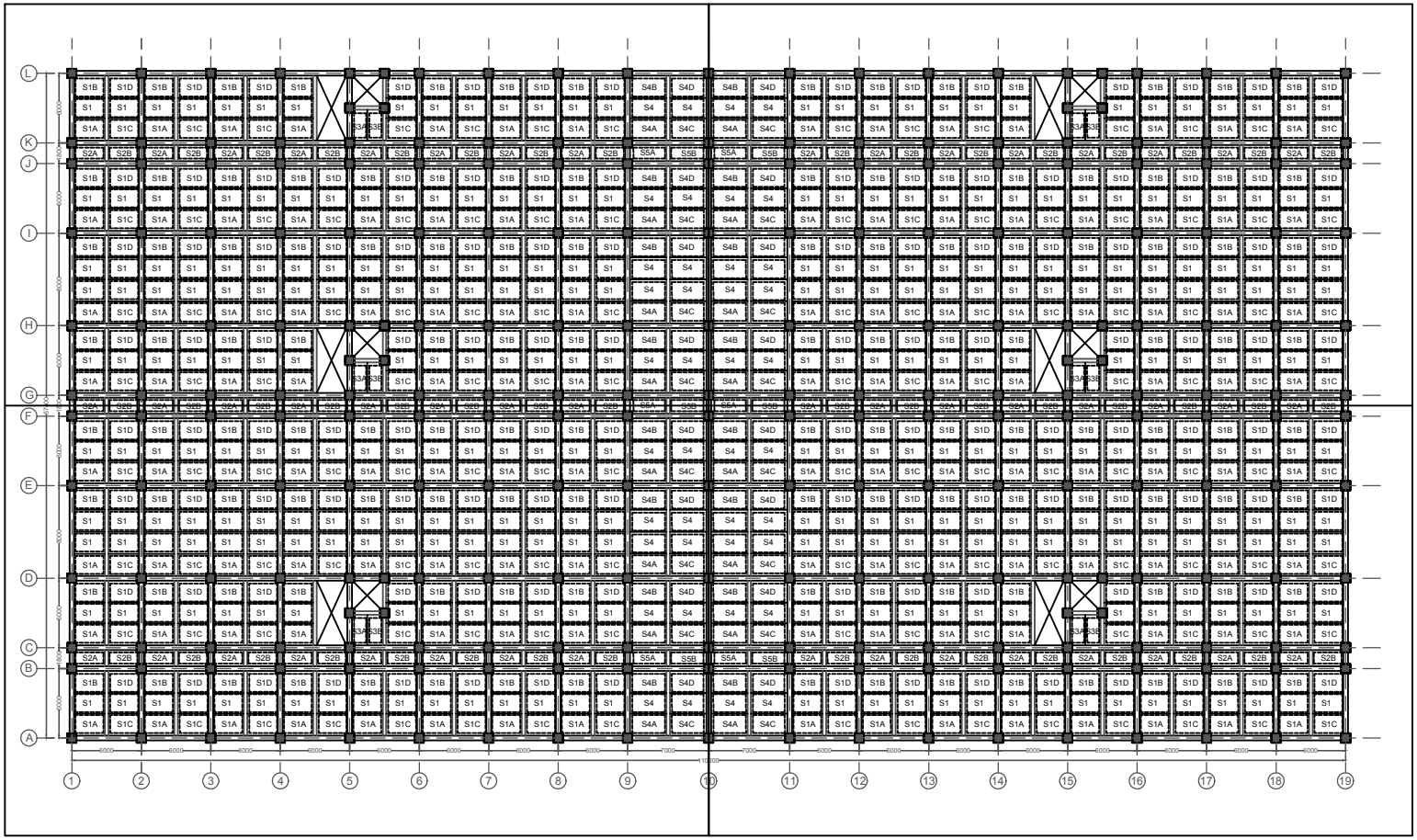
[8] Tjahyono, E. Dan Purnomo, H,. 2004. “Pengaruh Penempatan Penyambungan pada Perilaku Rangkaian Balok-Kolom Beton

Pracetak Bagian Sisi Luar". **Makara Teknologi** Col 8, No. 3 (Desember) 90-97.

LAMPIRAN

Potongan A

Potongan B



Potongan C

Potongan D

Denah Pelat Lantai 1-2
Skala 1:600

No.	Tipe Pelat	Dimensi (cm)	Tebal (cm)
1	S1	200 x 300	14
2	S2	180 x 300	14
3	S3	150 x 300	14
4	S4	200 x 350	14
5	S5	180 x 350	14

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

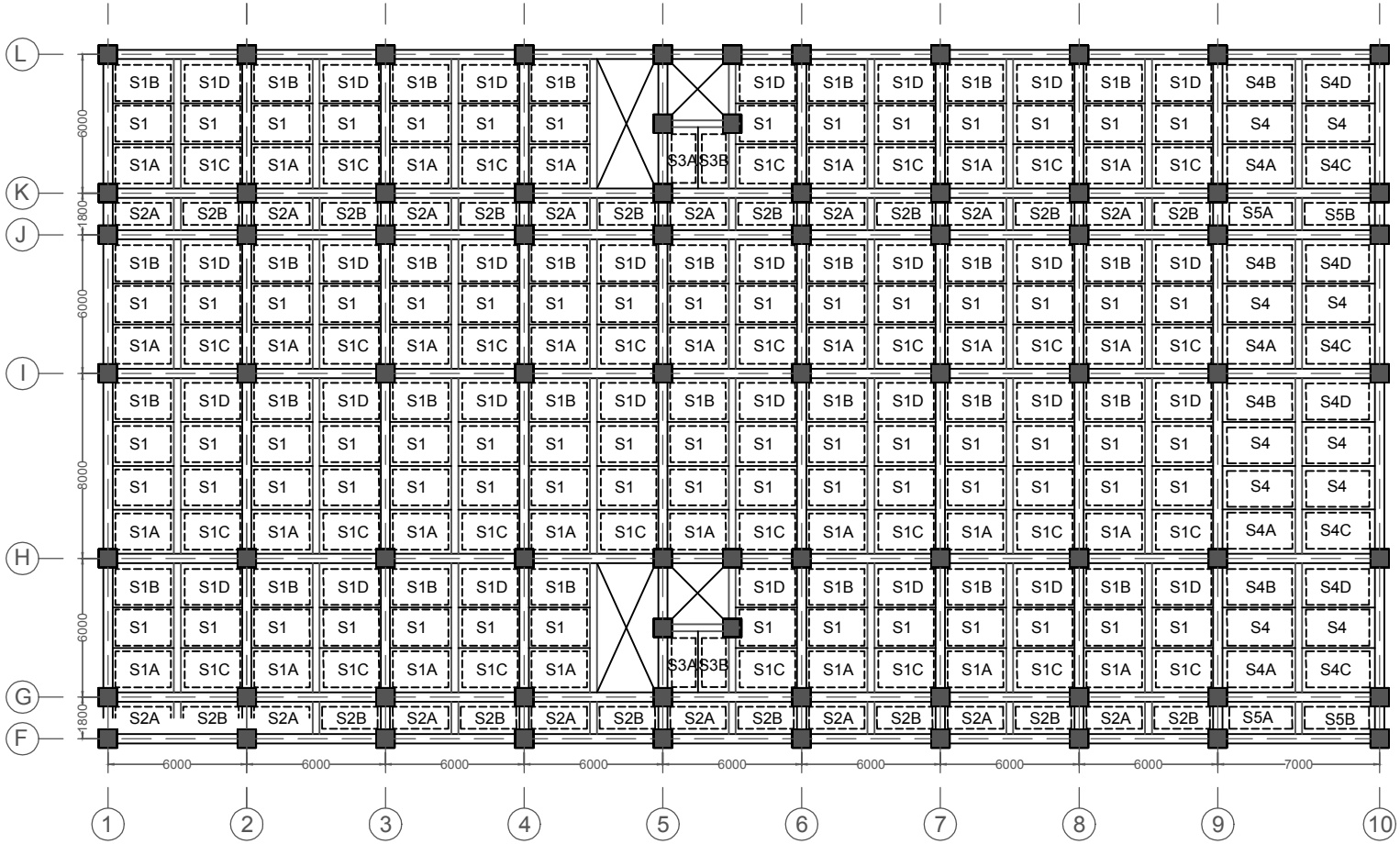
Denah Pelat Lantai 1-2

SKALA

1:600

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
1	47

CATATAN



Denah Pelat Lantai 1-2 (Potongan A)
Skala 1:300

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

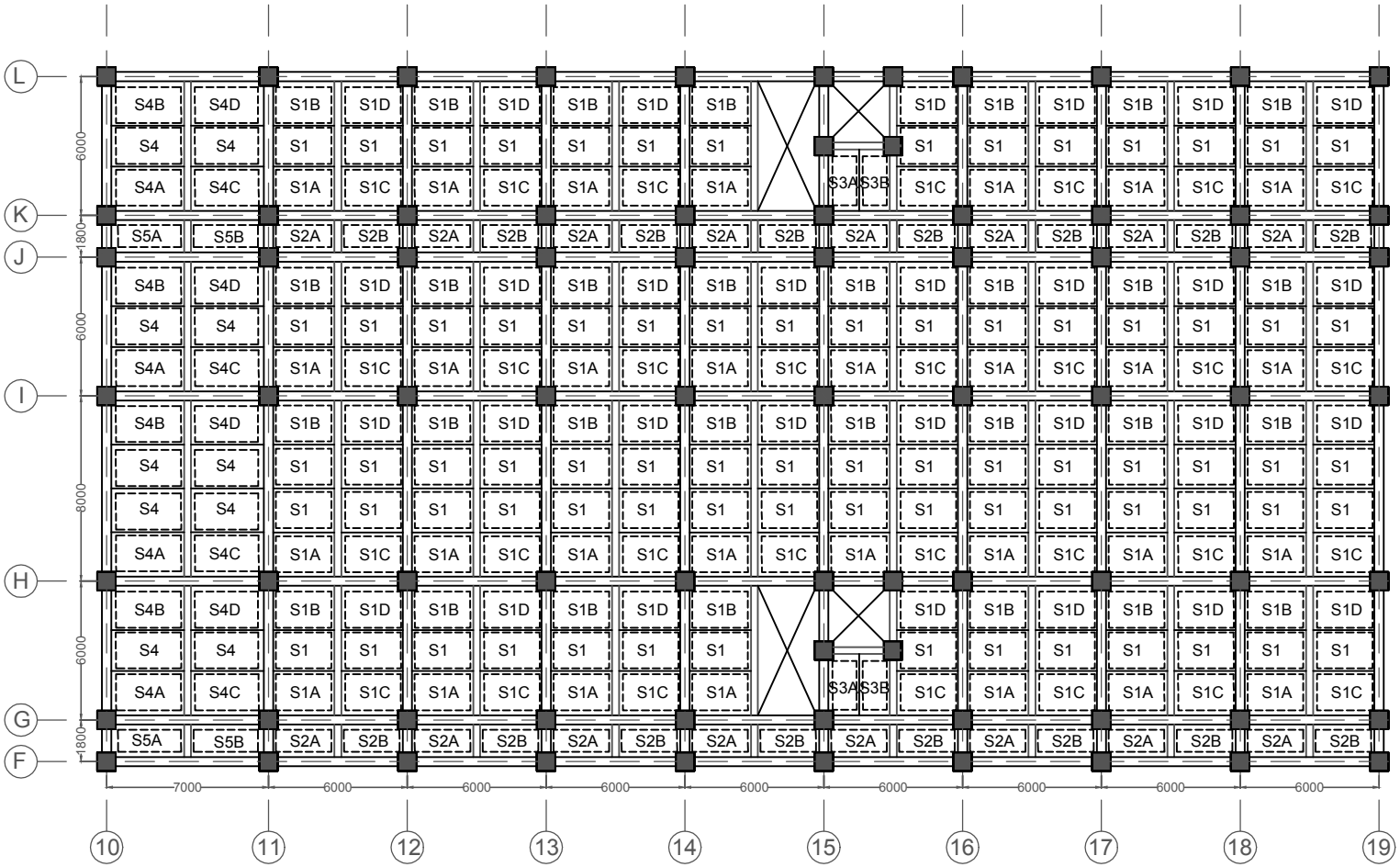
Denah Pelat Lantai 1-2
(Potongan A)

SKALA

1:300

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
2	47

CATATAN



Denah Pelat Lantai 1-2 (Potongan B)
Skala 1:300

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

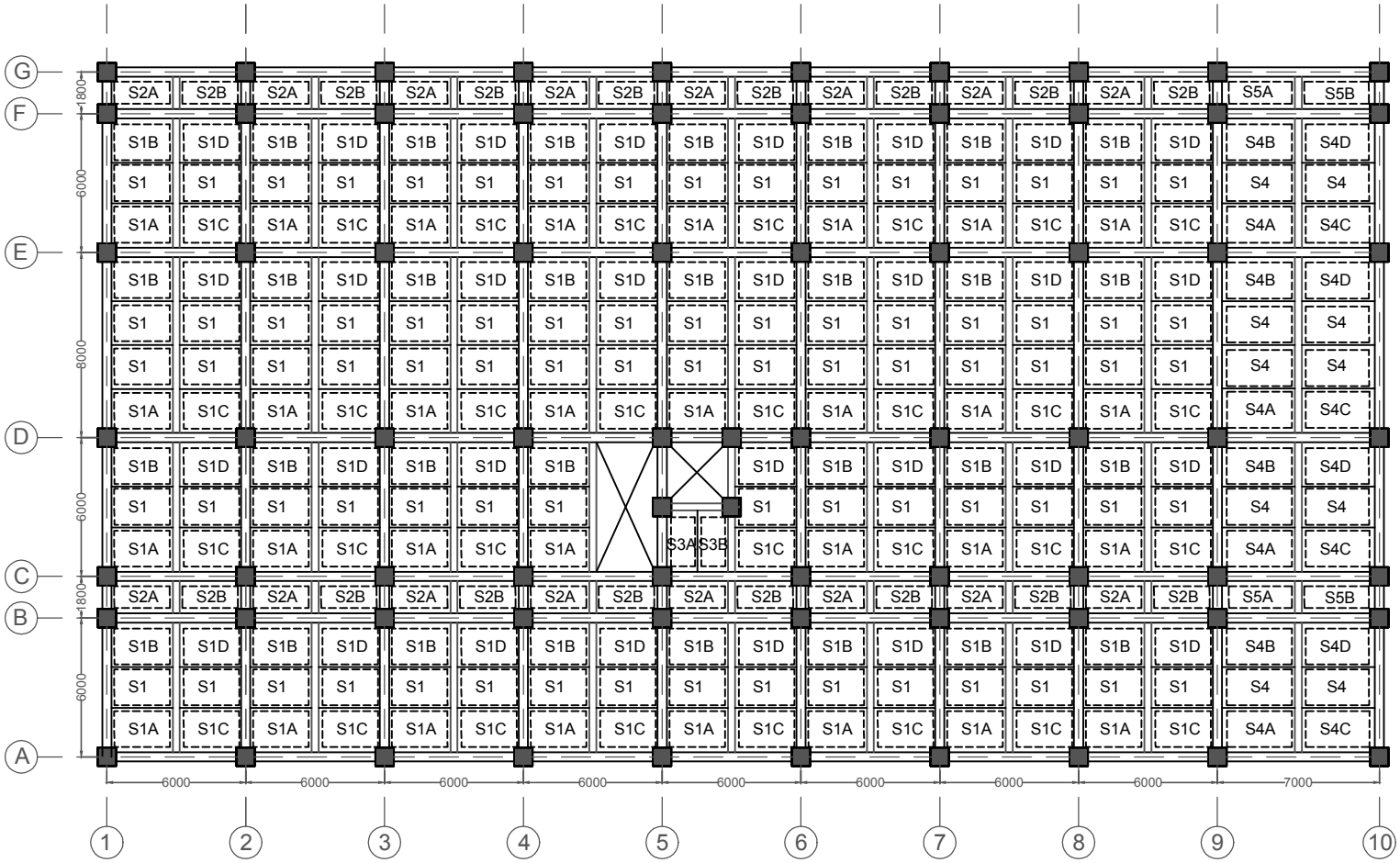
Denah Pelat Lantai 1-2
(Potongan B)

SKALA

1:300

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
3	47

CATATAN



Denah Pelat Lantai 1-2 (Potongan C)
Skala 1:300

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

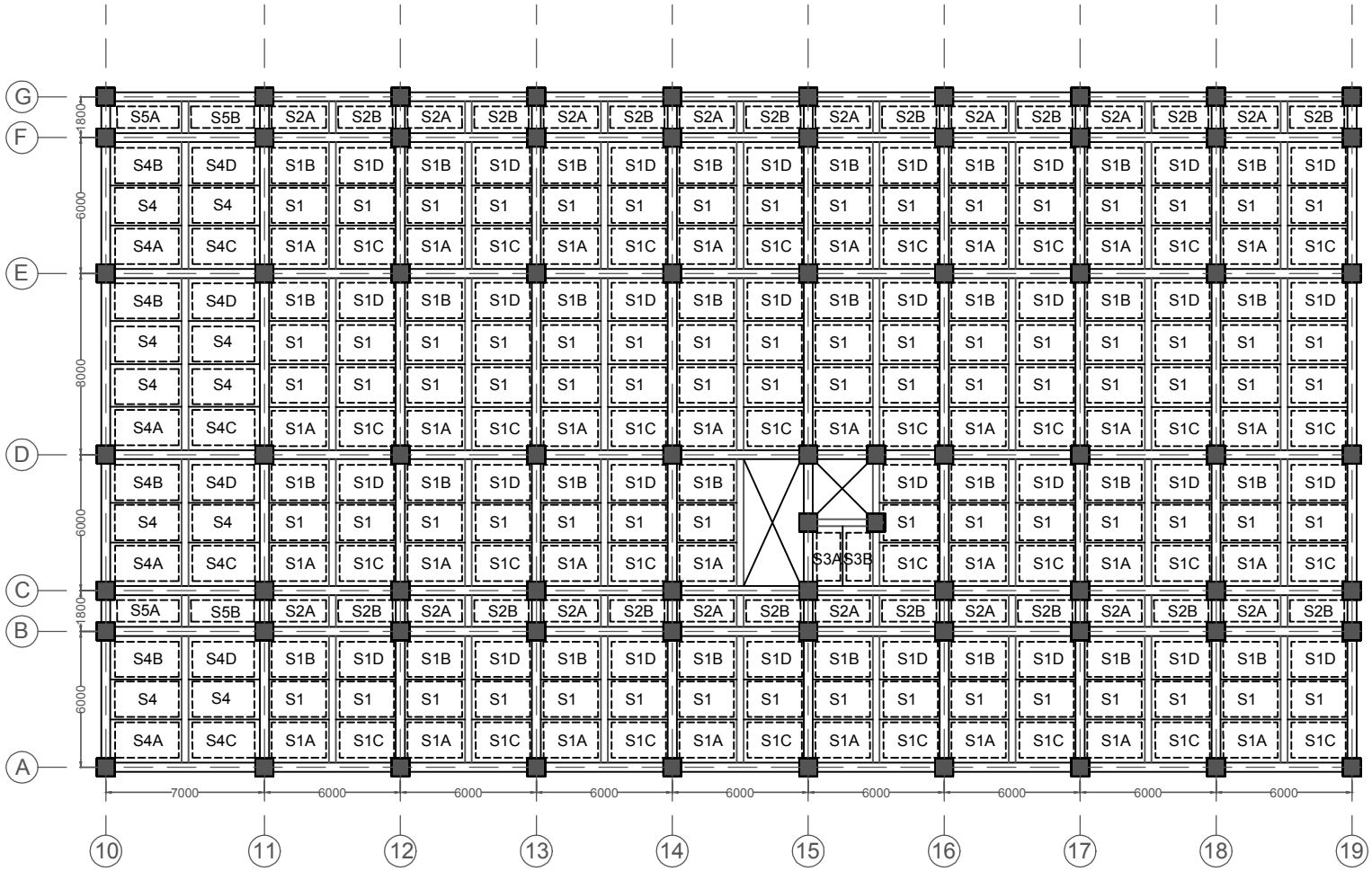
Denah Pelat Lantai 1-2
(Potongan C)

SKALA

1:300

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
4	47

CATATAN



Denah Pelat Lantai 1-2 (Potongan D)
Skala 1:300

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

Denah Pelat Lantai 1-2
(Potongan D)

SKALA

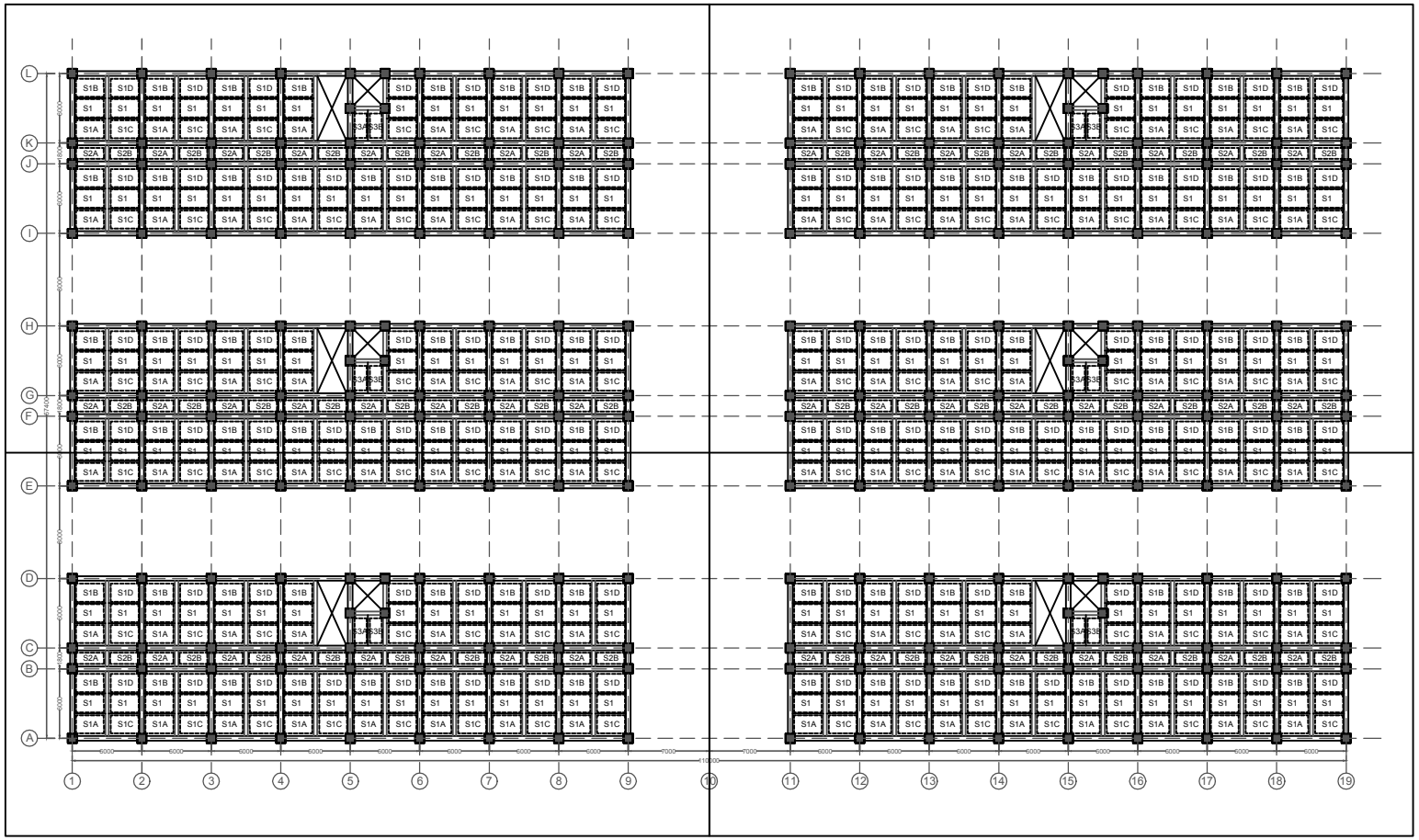
1:300

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
5	47

CATATAN

Potongan A

Potongan B



Potongan C

Potongan D

Denah Pelat Lantai 3-11
Skala 1:600

No.	Tipe Pelat	Dimensi (cm)	Tebal (cm)
1	S1	200 x 300	14
2	S2	180 x 300	14
3	S3	150 x 300	14
4	S4	200 x 350	14
5	S5	180 x 350	14

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

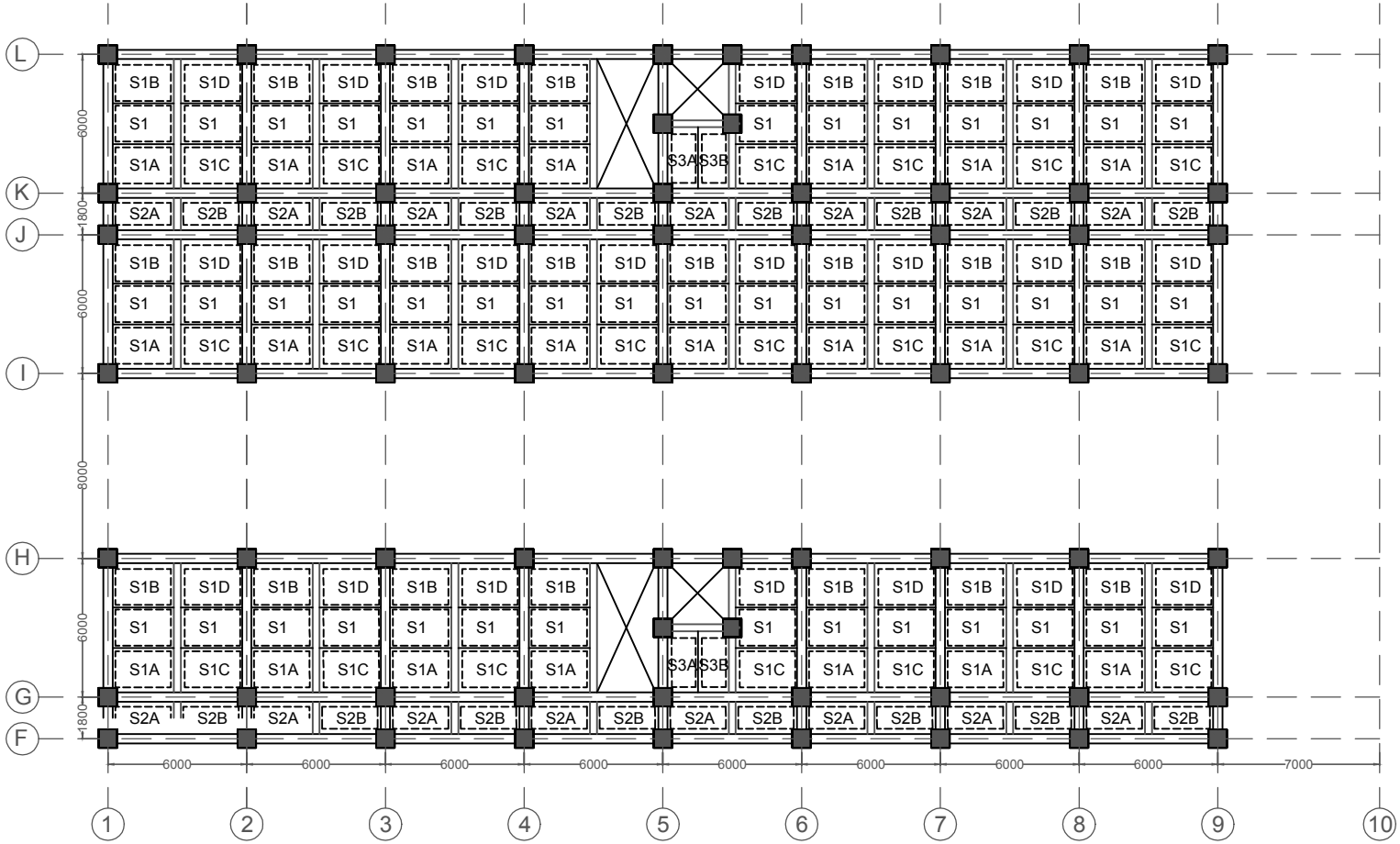
Denah Pelat Lantai 3-11

SKALA

1:600

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
6	47

CATATAN



Denah Pelat Lantai 3-11 (Potongan A)
Skala 1:300

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

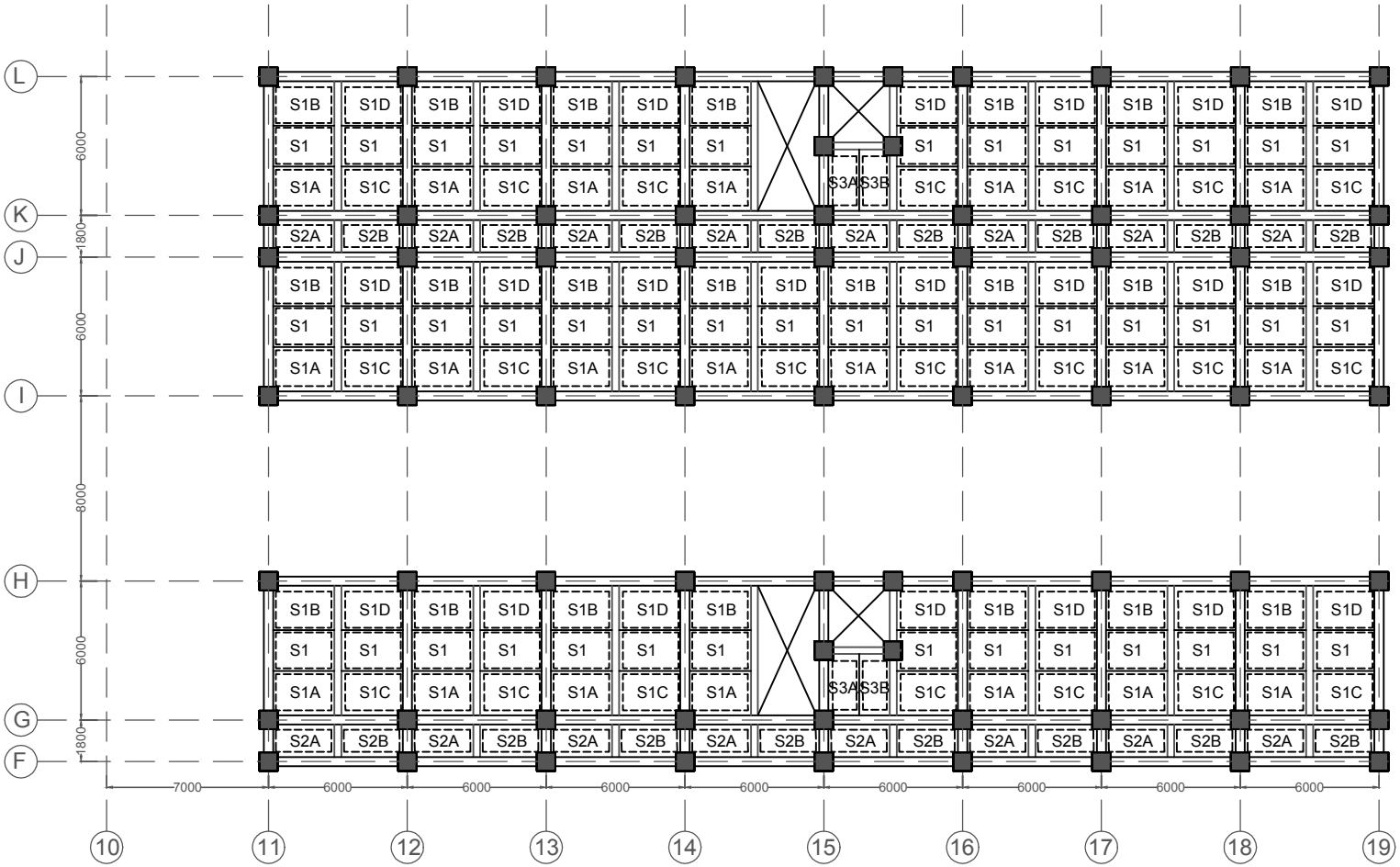
Denah Pelat Lantai 3-11
(Potongan A)

SKALA

1:300

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
7	47

CATATAN



Denah Pelat Lantai 3-11 (Potongan B)
Skala 1:300

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

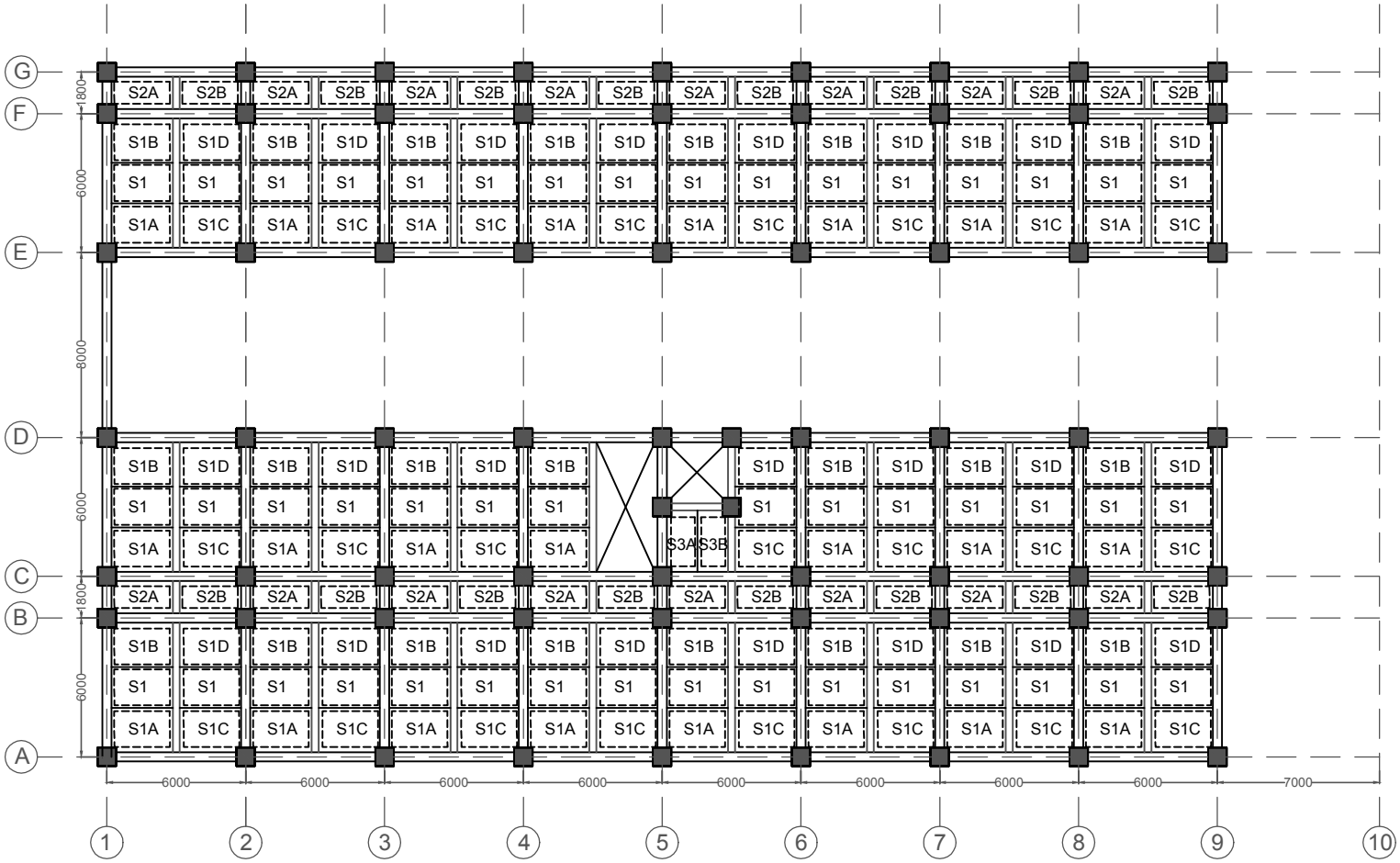
Denah Pelat Lantai 3-11
(Potongan B)

SKALA

1:300

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
8	47

CATATAN



Denah Pelat Lantai 3-11 (Potongan C)
Skala 1:300

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

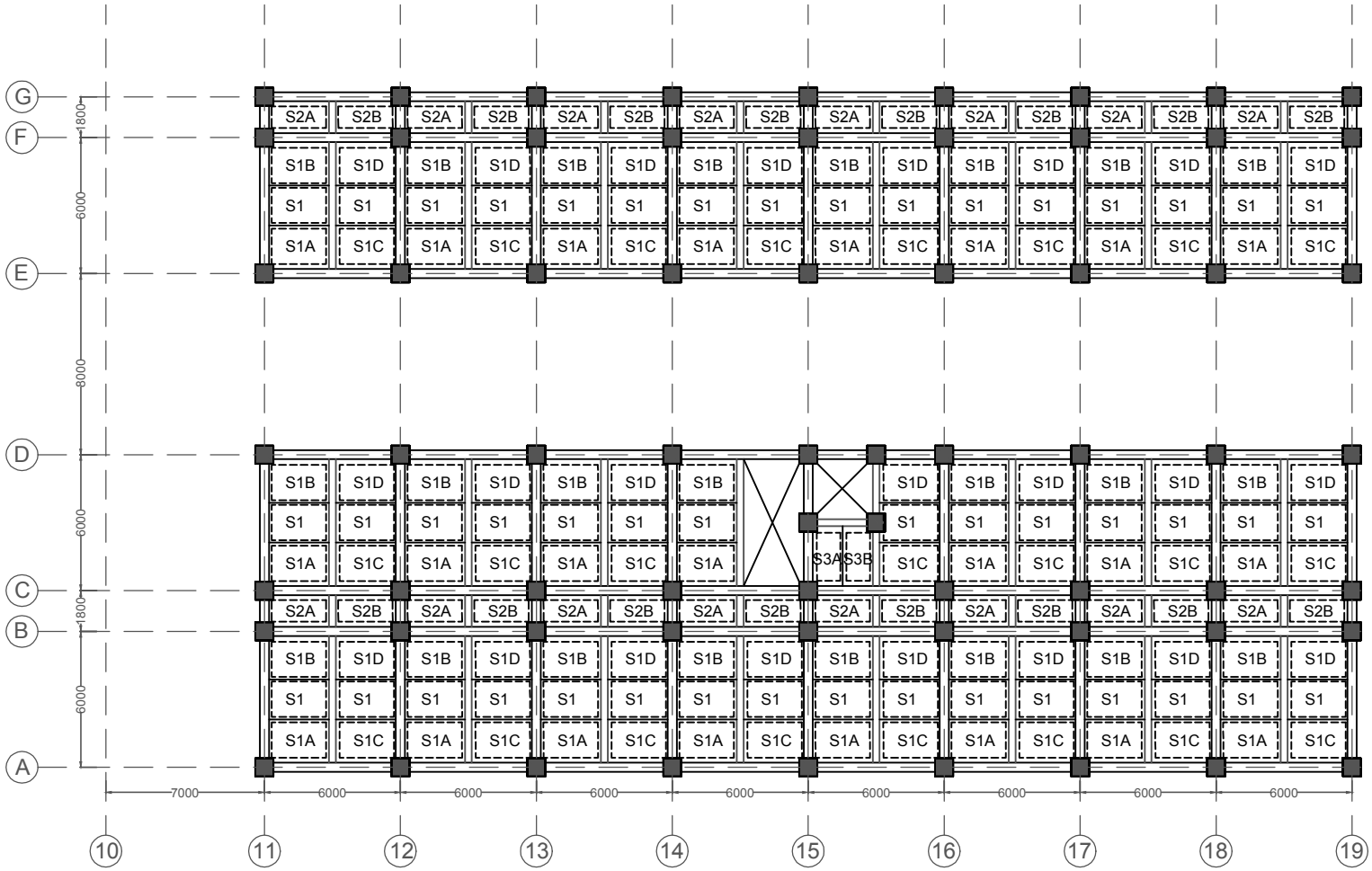
Denah Pelat Lantai 3-11
(Potongan C)

SKALA

1:300

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
9	47

CATATAN



Denah Pelat Lantai 3-11 (Potongan D)
Skala 1:300

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

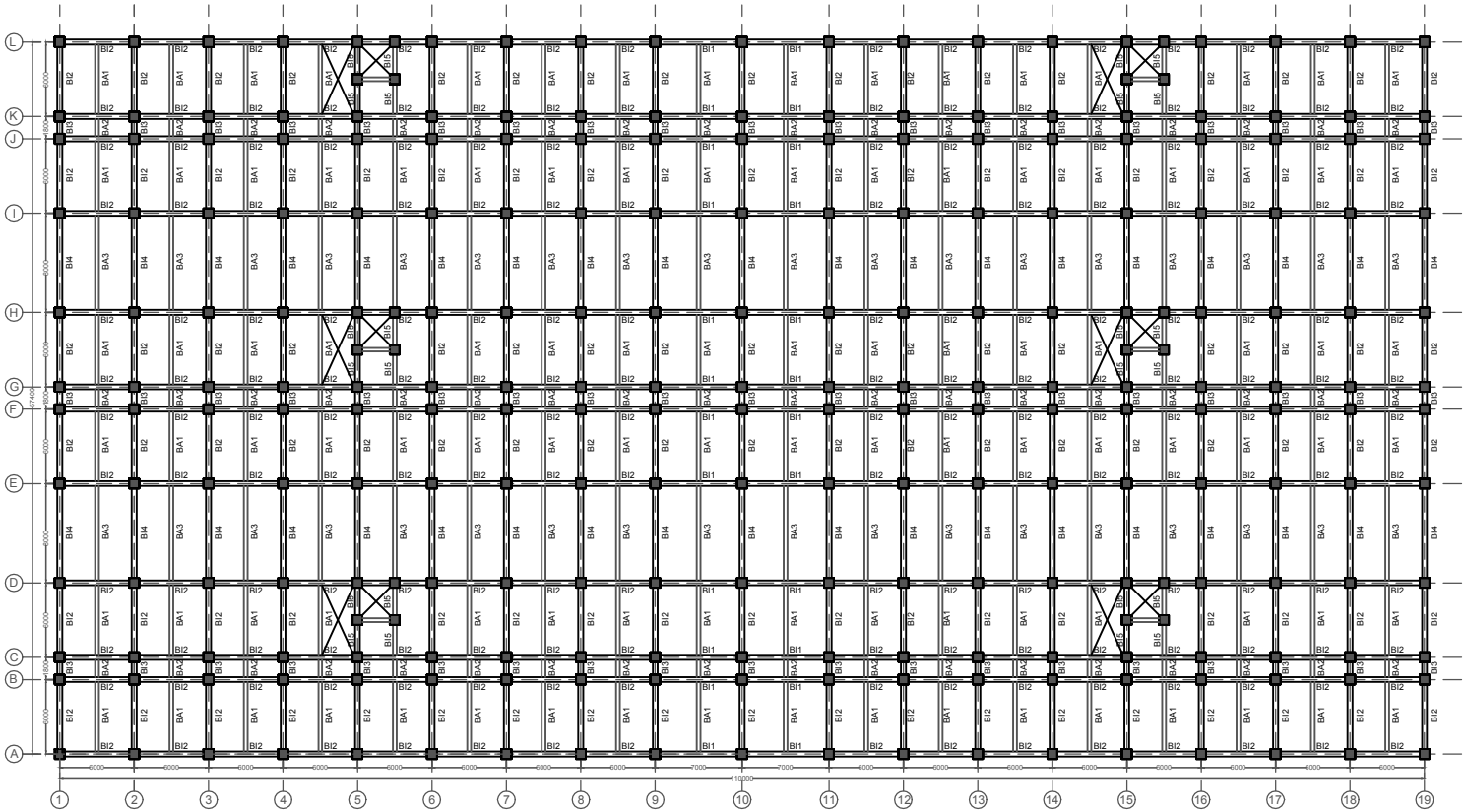
Denah Pelat Lantai 3-11
(Potongan D)

SKALA

1:300

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
10	47

CATATAN



Denah Balok Lantai 1-2
Skala 1:600

No.	Tipe Balok	Dimensi (cm)	Bentang (cm)
1	BI1	40/65	700
2	BI2	40/65	600
3	BI3	40/65	180
4	BI4	40/65	800
5	BI5	40/65	300
6	BA1	30/45	600
7	BA2	30/45	180
8	BA3	30/45	800

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

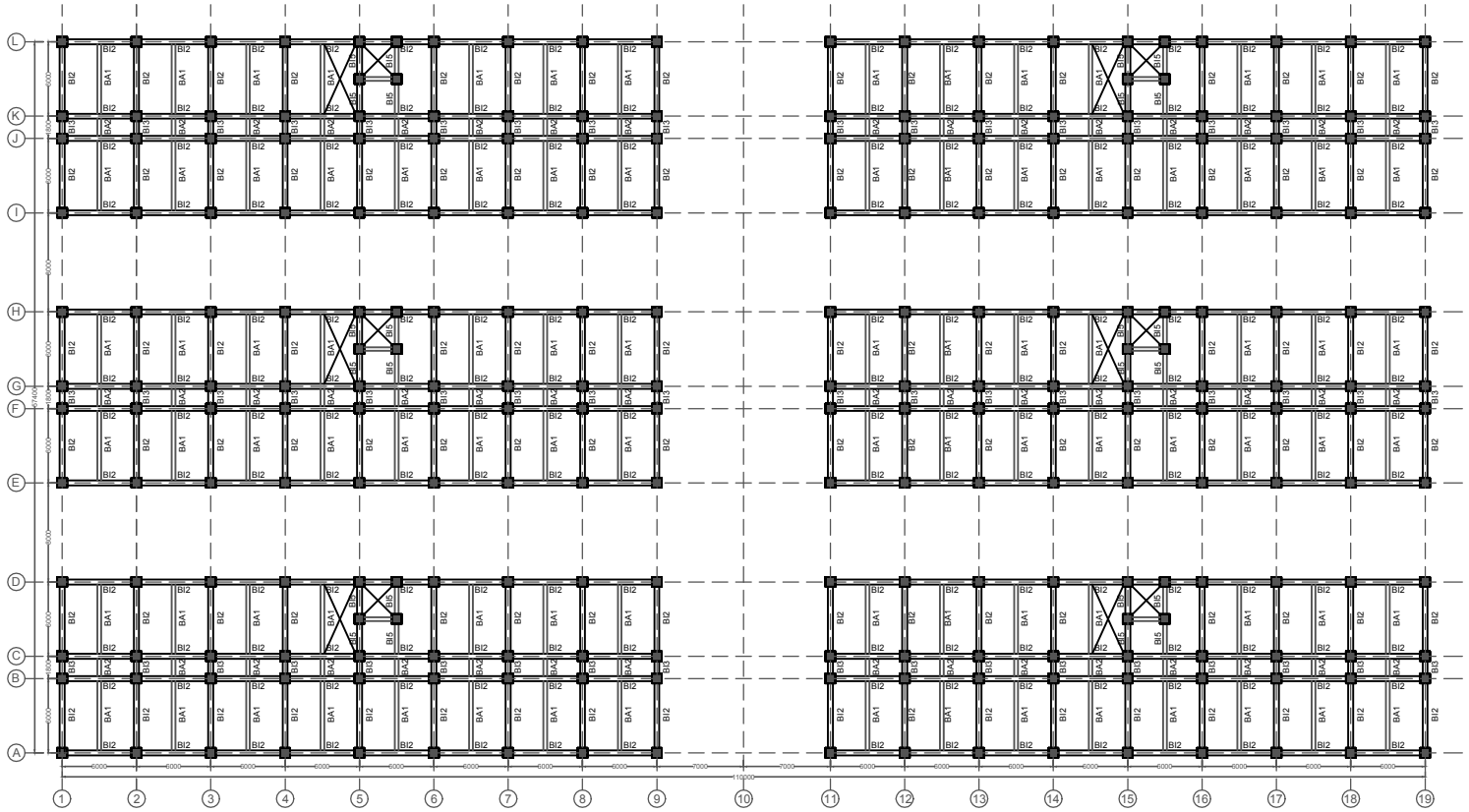
Denah Balok Lantai 1-2

SKALA

1:600

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
11	47

CATATAN



Denah Balok Lantai 3-11
Skala 1:600

No.	Tipe Balok	Dimensi (cm)	Bentang (cm)
1	BI1	40/65	700
2	BI2	40/65	600
3	BI3	40/65	180
4	BI4	40/65	800
5	BI5	40/65	300
6	BA1	30/45	600
7	BA2	30/45	180
8	BA3	30/45	800

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

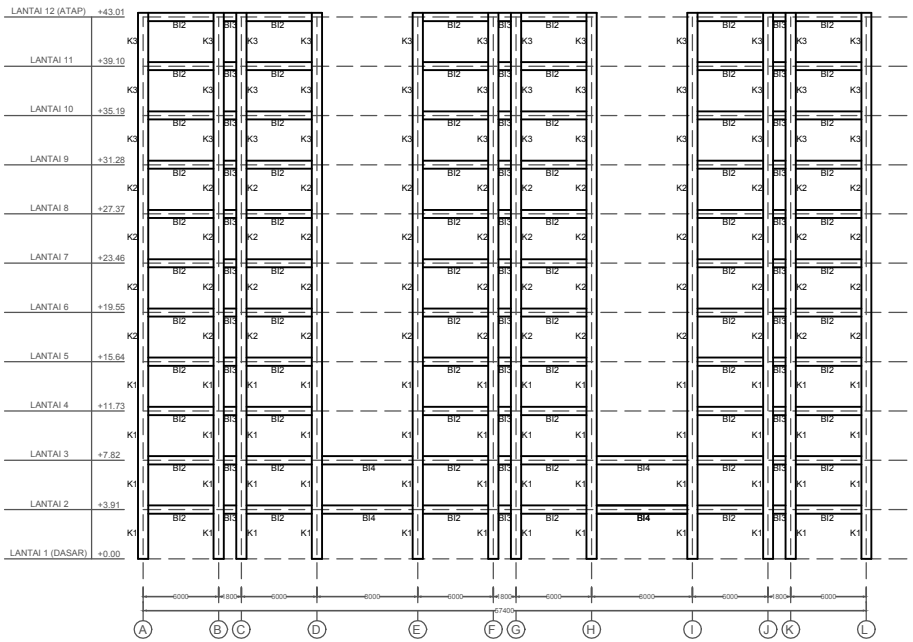
Denah Balok Lantai 3-11

SKALA

1:600

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
12	47

CATATAN



Denah Kolom Melintang
Skala 1:600

No.	Tipe Kolom	Dimensi (cm)
1	K1	80/80
2	K2	70/70
3	K3	60/60

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

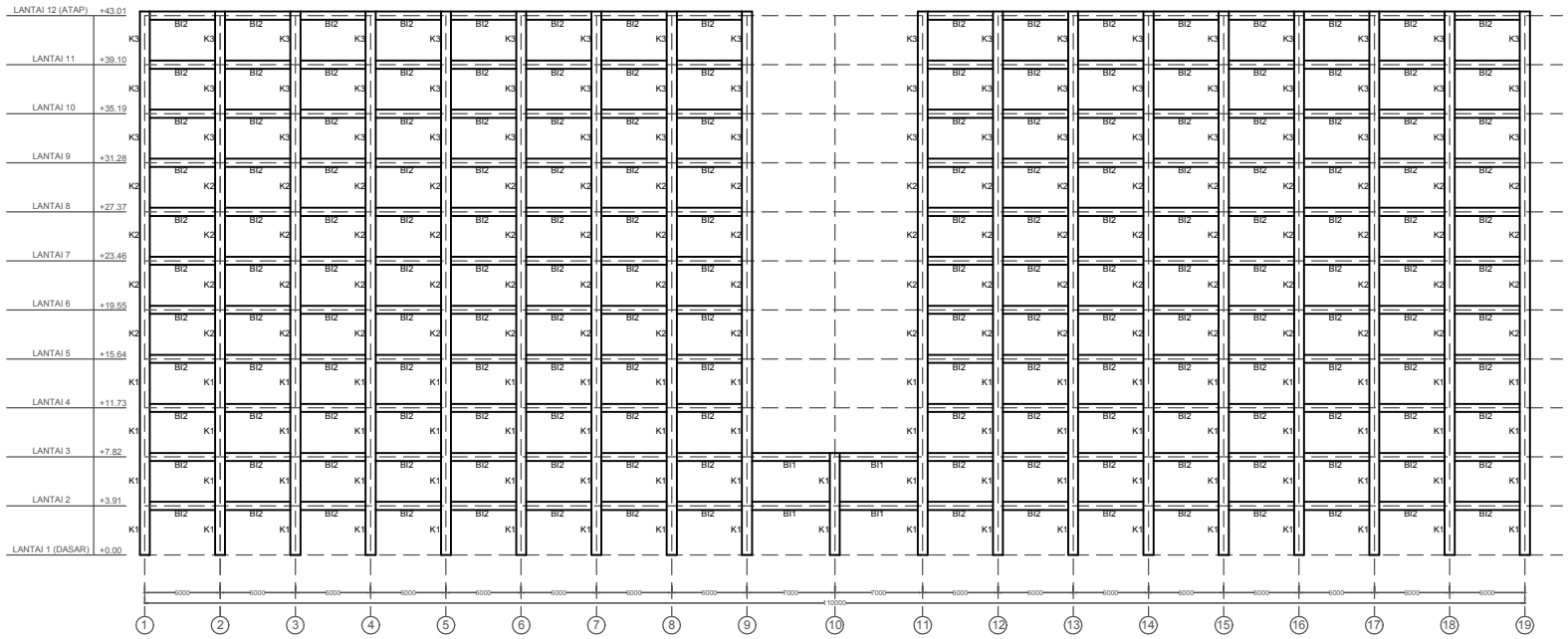
Denah Kolom Melintang

SKALA

1:600

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
13	47

CATATAN



Denah Kolom Memanjang
Skala 1:600

No.	Tipe Kolom	Dimensi (cm)
1	K1	80/80
2	K2	70/70
3	K3	60/60

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

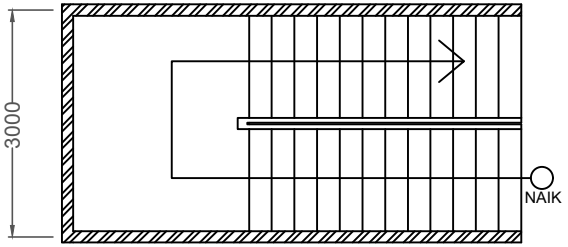
Denah Kolom Memanjang

SKALA

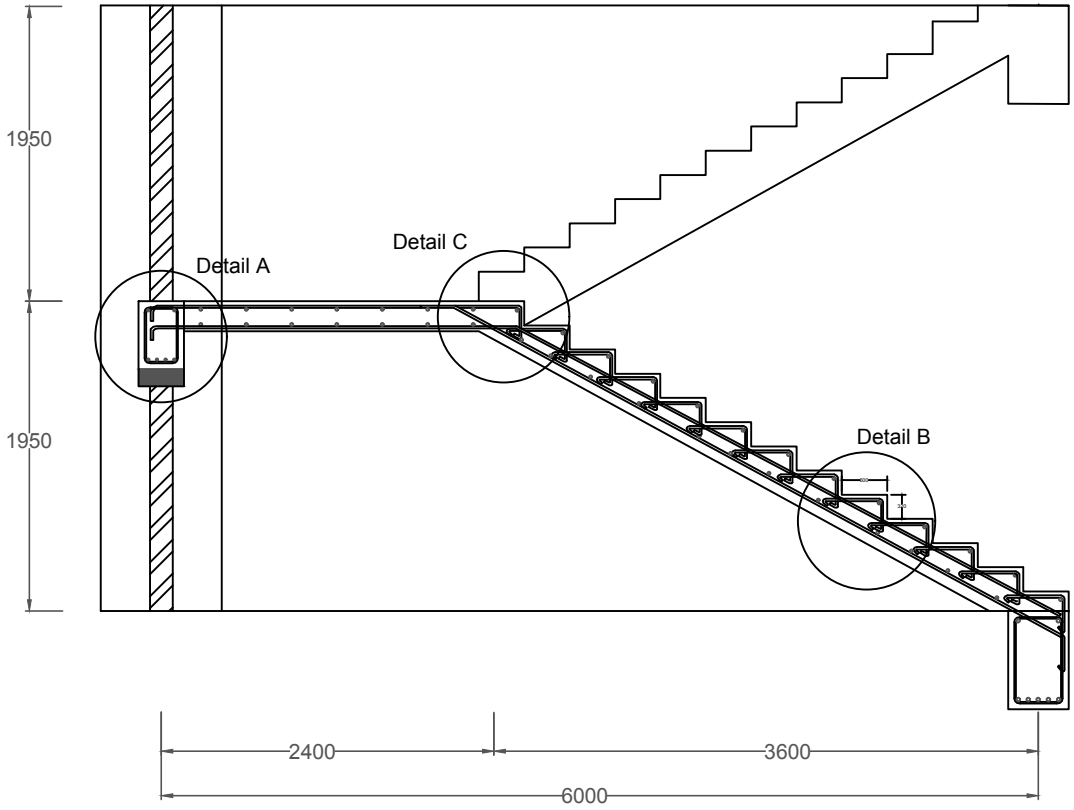
1:600

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
14	47

CATATAN



Denah Tangga
Skala 1:100



Potongan Tangga
Skala 1:50

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

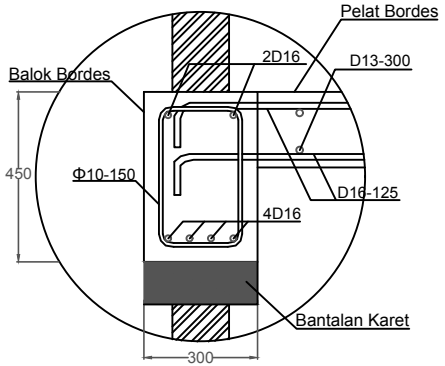
Denah Tangga
Potongan Tangga

SKALA

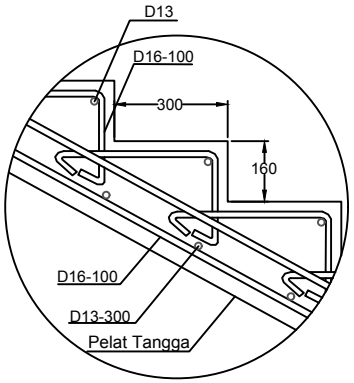
1:100
1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
15	47

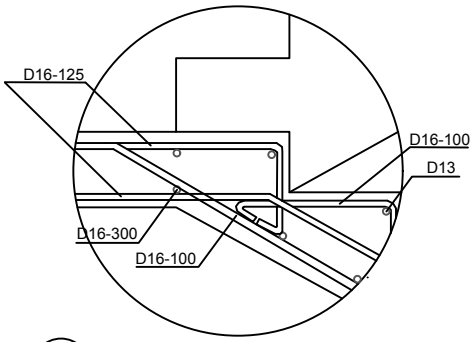
CATATAN



Detail A
Skala 1:20



Detail B
Skala 1:20



Detail C
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

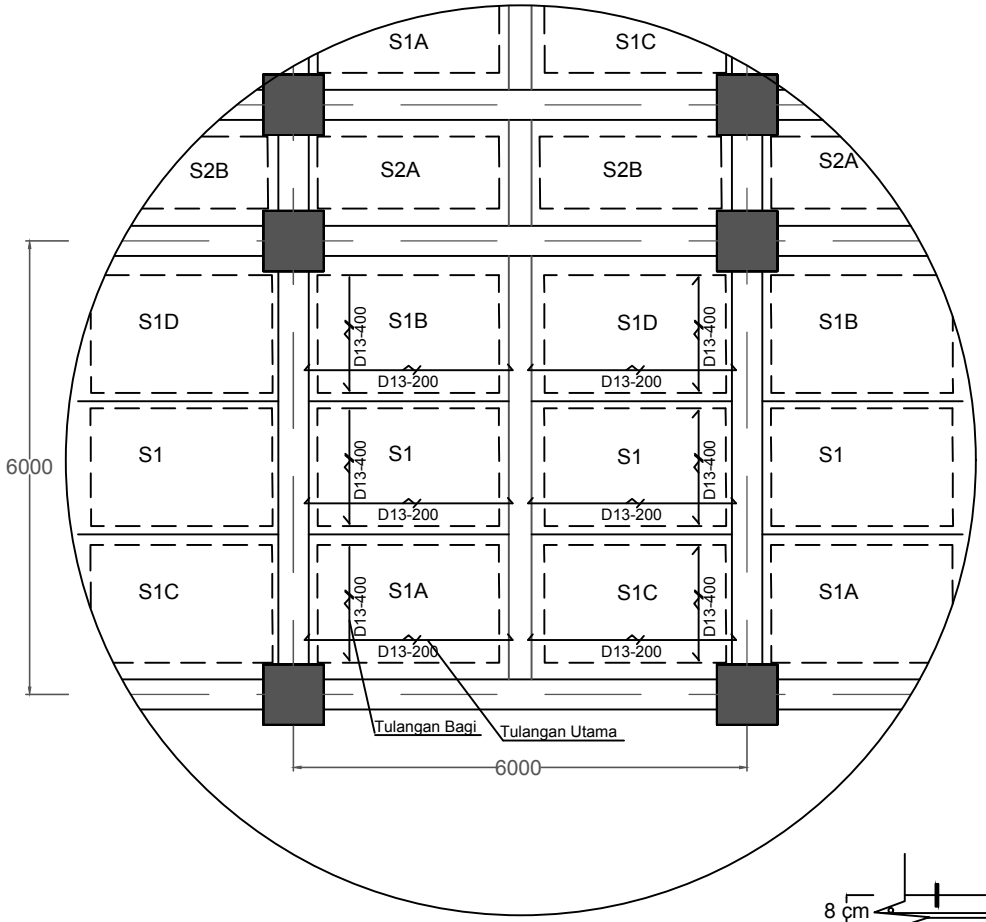
Detail Tangga

SKALA

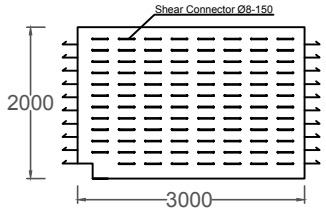
1:20

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
16	47

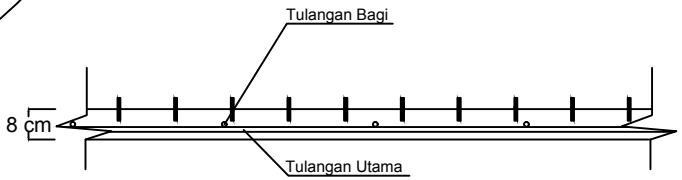
CATATAN



Detail Penulangan Pelat S1
Skala 1:100



Pelat Pracetak S1 (t=8 cm)
Skala 1:100



Potongan Pelat Pracetak S1 (t=8 cm)
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

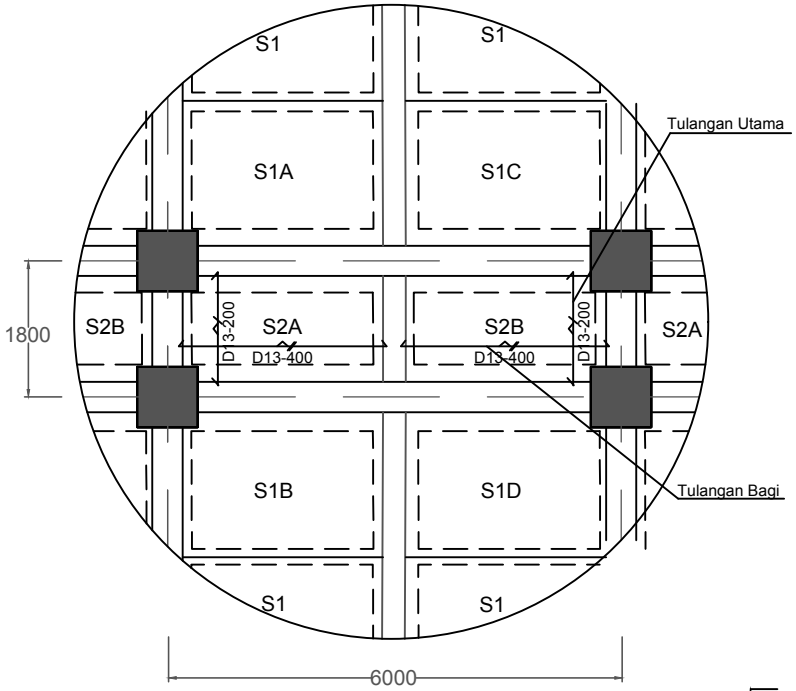
Detail Penulangan Pelat S1
Sebelum Komposit

SKALA

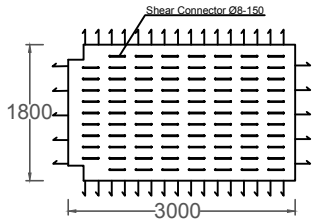
1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
17	47

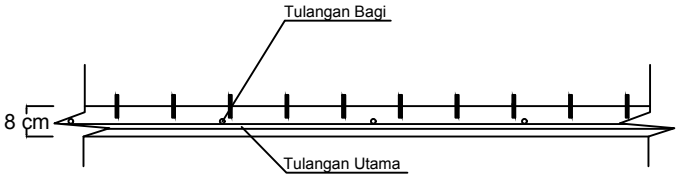
CATATAN



Detail Penulangan Pelat S2
Skala 1:100



Pelat Pracetak S2 (t=8 cm)
Skala 1:100



Potongan Pelat Pracetak S2 (t=8 cm)
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

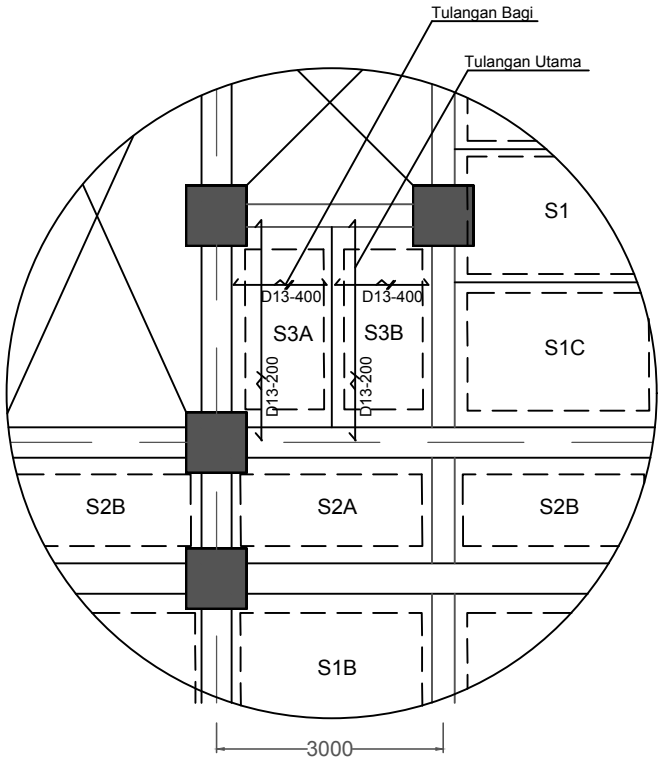
Detail Penulangan Pelat S1
Sebelum Komposit

SKALA

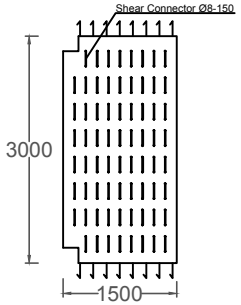
1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
18	47

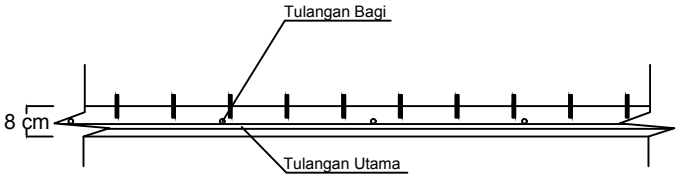
CATATAN



Detail Penulangan Pelat S3
Skala 1:100



Pelat Pracetak S3 (t=8 cm)
Skala 1:100



Potongan Pelat Pracetak S3 (t=8 cm)
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

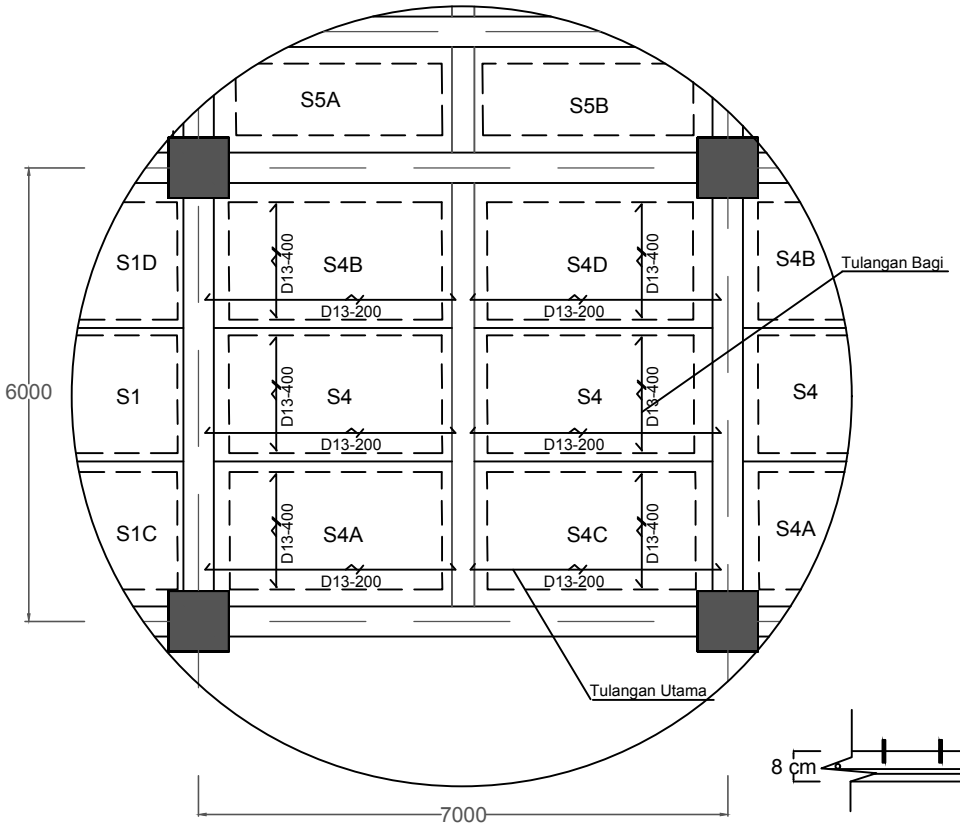
Detail Penulangan Pelat S1
Sebelum Komposit

SKALA

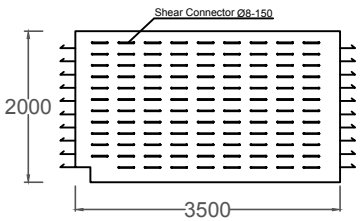
1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
19	47

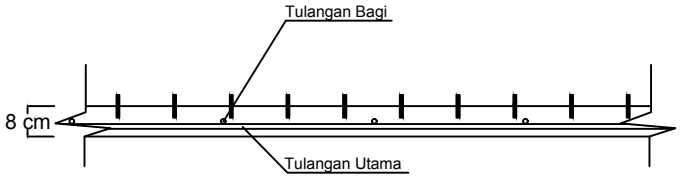
CATATAN



Detail Penulangan Pelat S4
Skala 1:100



Pelat Pracetak S4 (t=8 cm)
Skala 1:100



Potongan Pelat Pracetak S4 (t=8 cm)
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

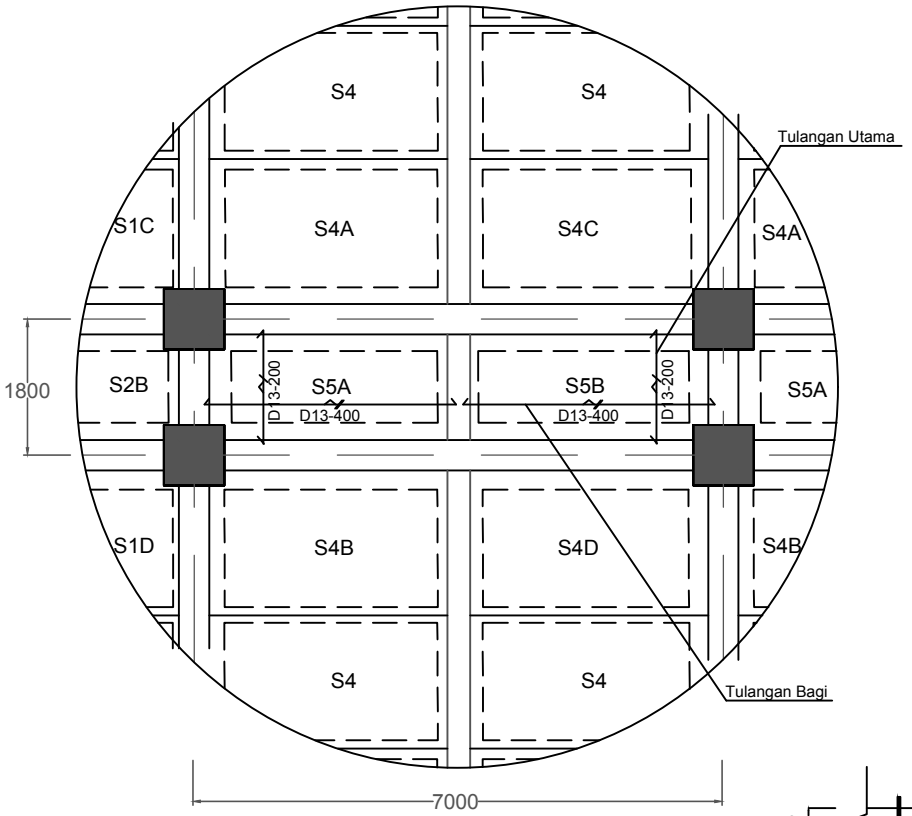
Detail Penulangan Pelat S1
Sebelum Komposit

SKALA

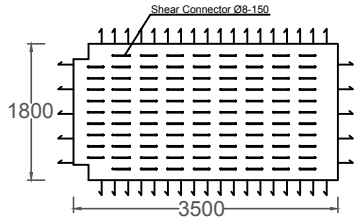
1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
20	47

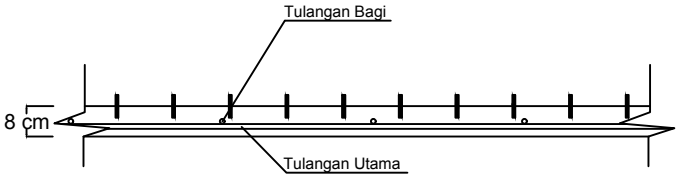
CATATAN



Detail Penulangan Pelat S5
Skala 1:100



Pelat Pracetak S5 (t=8 cm)
Skala 1:100



Potongan Pelat Pracetak S5 (t=8 cm)
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

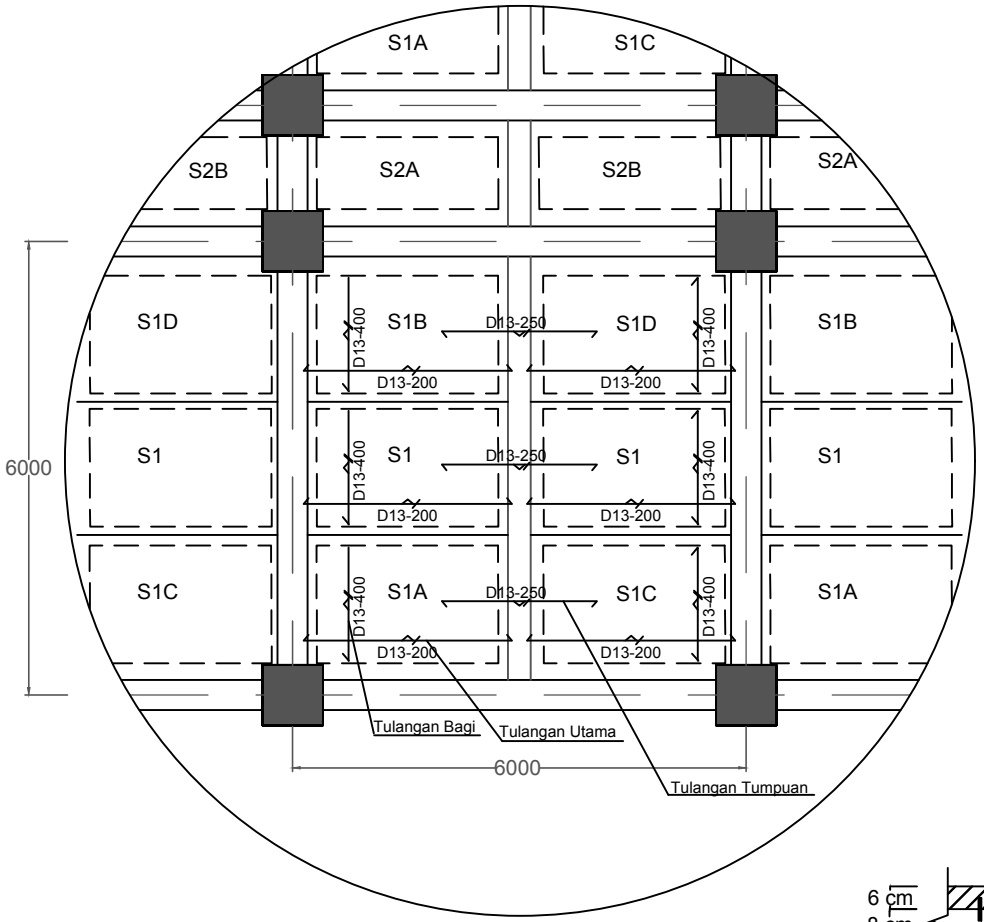
Detail Penulangan Pelat S1
Sebelum Komposit

SKALA

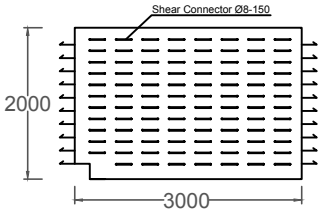
1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
21	47

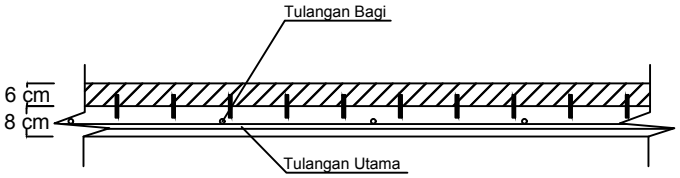
CATATAN



Detail Penulangan Pelat S1
Skala 1:100



Pelat Pracetak S1 (t=8 cm)
Skala 1:100



Potongan Pelat Pracetak S1 (t=14 cm)
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

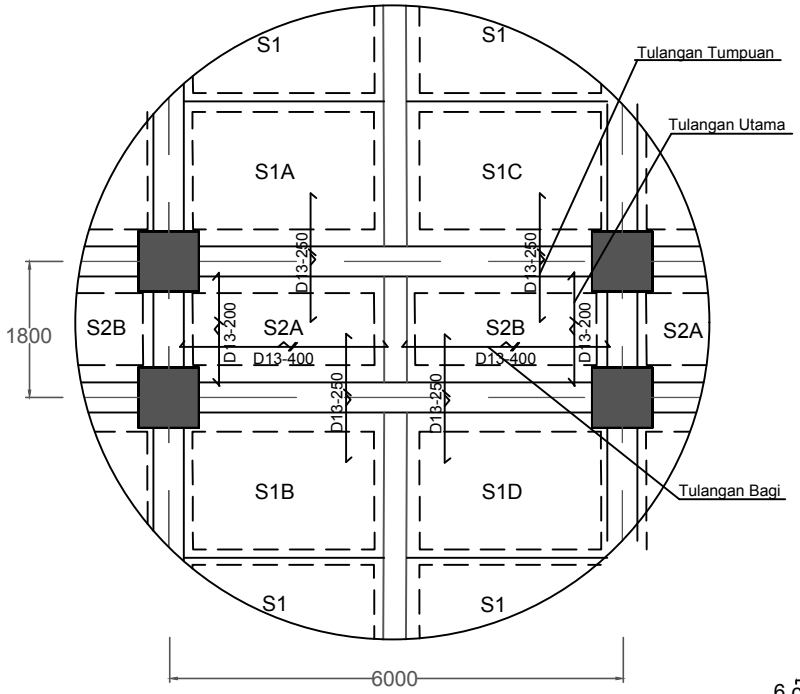
Detail Penulangan Pelat S1
Setelah Komposit

SKALA

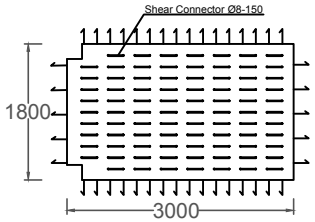
1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
22	47

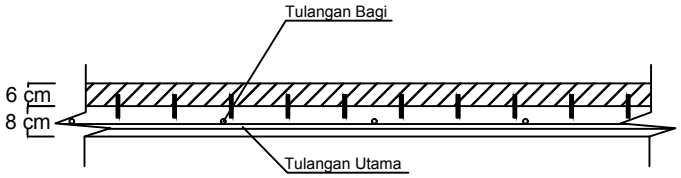
CATATAN



Detail Penulangan Pelat S2
Skala 1:100



Pelat Pracetak S2 (t=8 cm)
Skala 1:100



Potongan Pelat Pracetak S1 (t=14 cm)
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

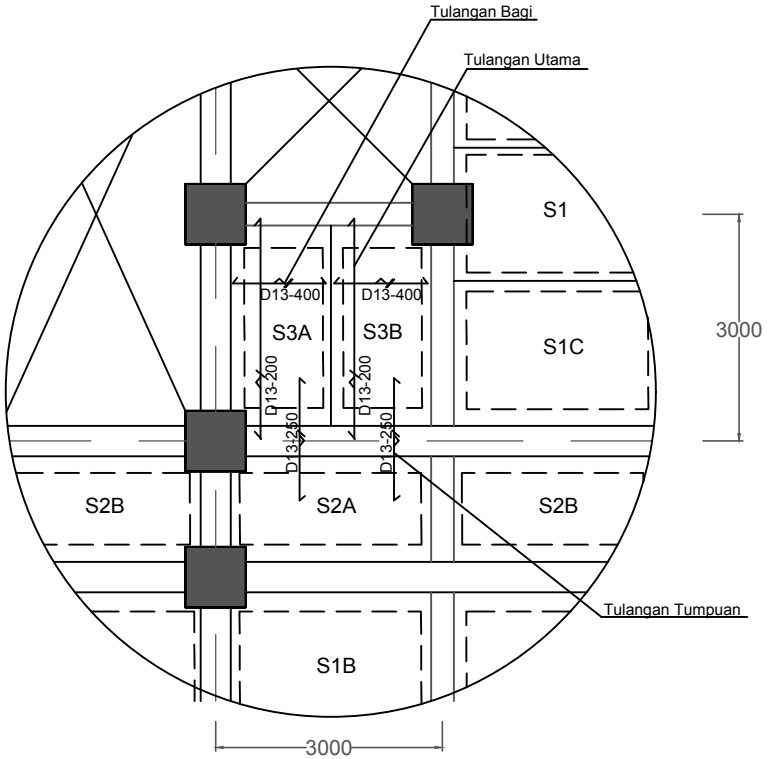
Detail Penulangan Pelat S2
Setelah Komposit

SKALA

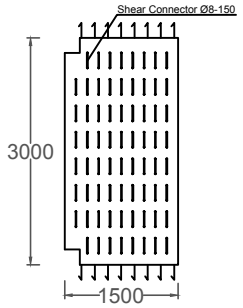
1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
23	47

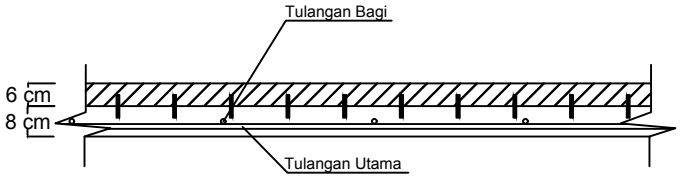
CATATAN



Detail Penulangan Pelat S3
Skala 1:100



Pelat Pracetak S3 (t=8 cm)
Skala 1:100



Potongan Pelat Pracetak S1 (t=14 cm)
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

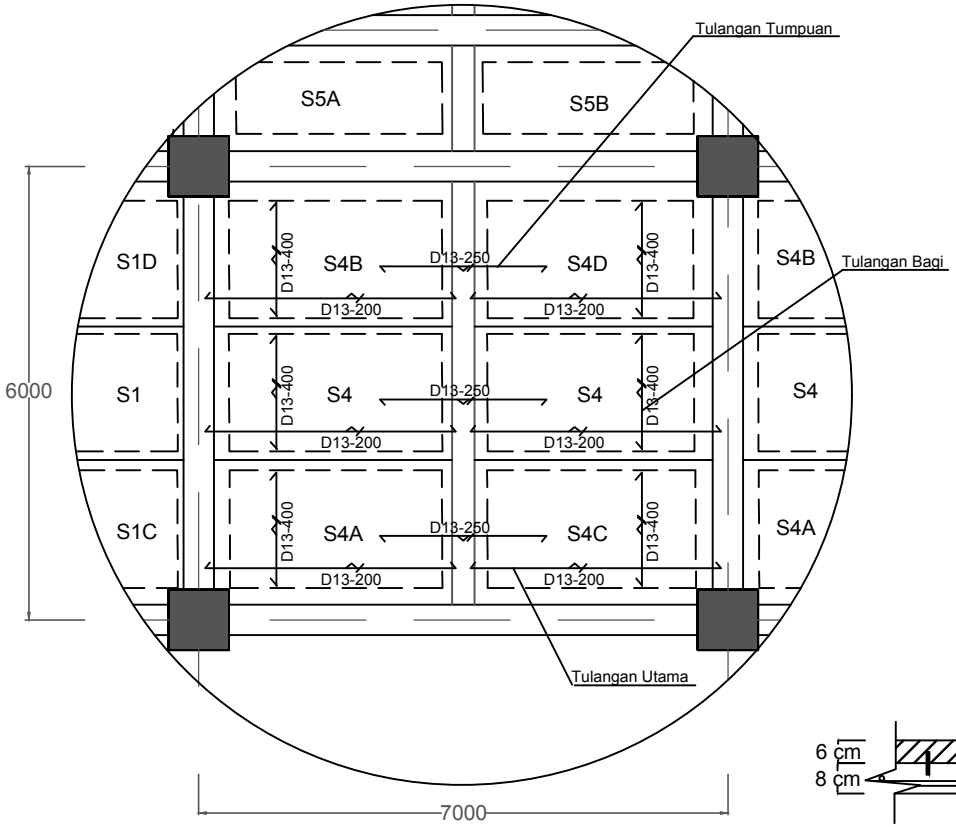
Detail Penulangan Pelat S3
Setelah Komposit

SKALA

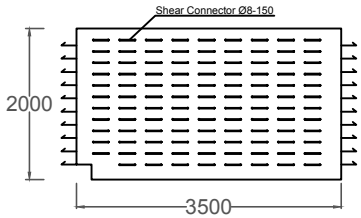
1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
24	47

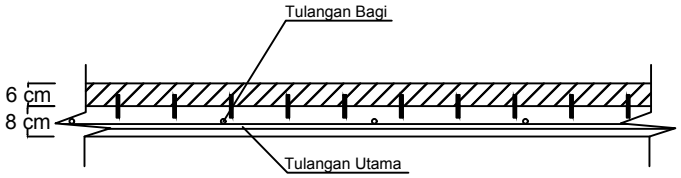
CATATAN



Detail Penulangan Pelat S4
Skala 1:100



Pelat Pracetak S4 (t=8 cm)
Skala 1:100



Potongan Pelat Pracetak S1 (t=14 cm)
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

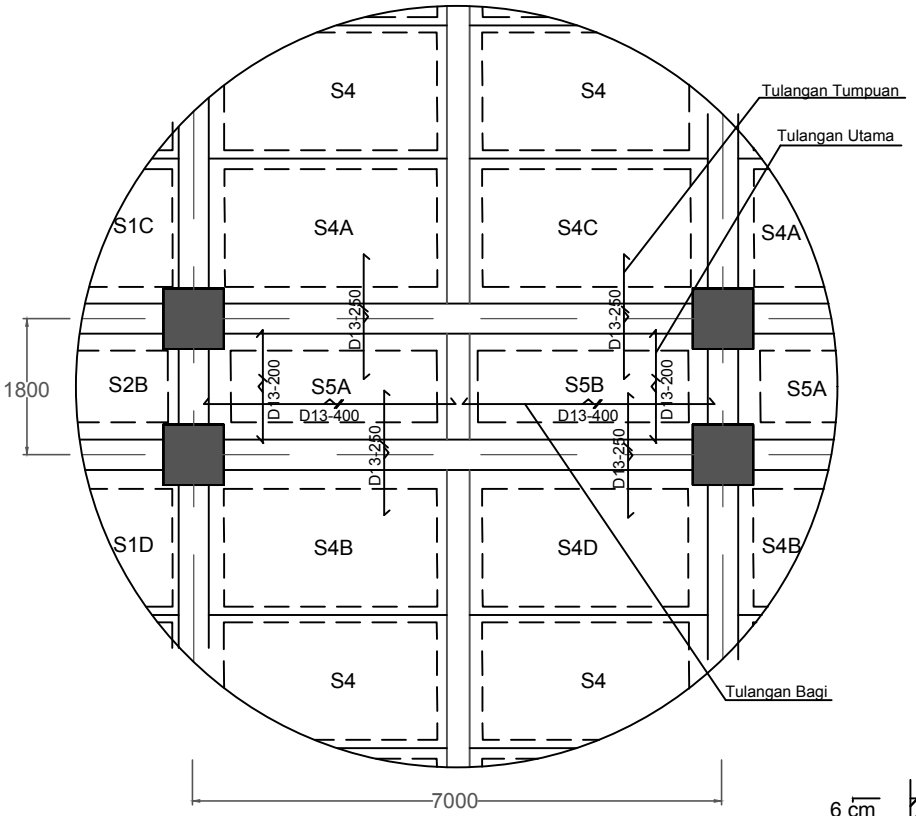
Detail Penulangan Pelat S4
Setelah Komposit

SKALA

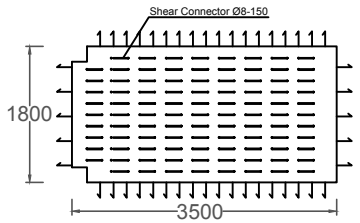
1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
25	47

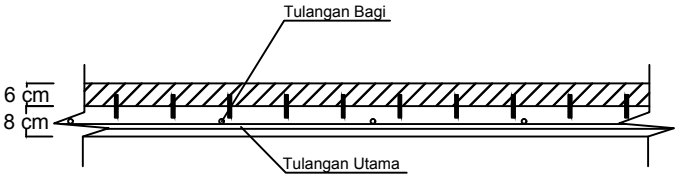
CATATAN



Detail Penulangan Pelat S5
Skala 1:100



Pelat Pracetak S5 (t=8 cm)
Skala 1:100



Potongan Pelat Pracetak S1 (t=14 cm)
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

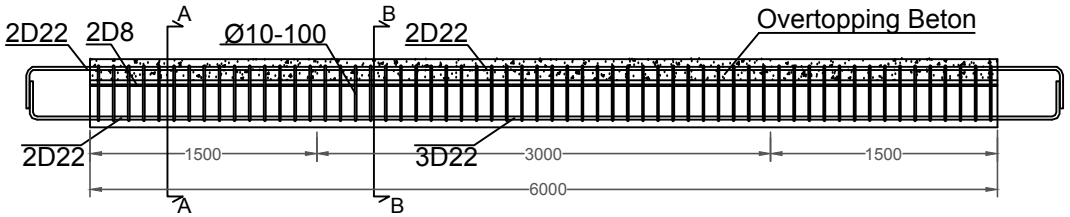
Detail Penulangan Pelat S5
Setelah Komposit

SKALA

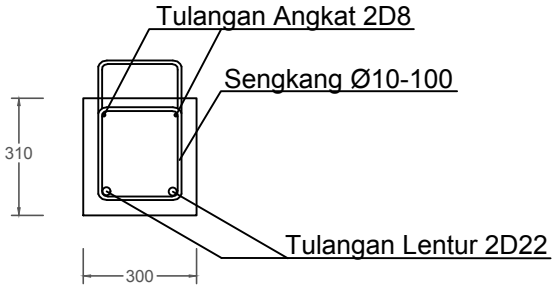
1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
26	47

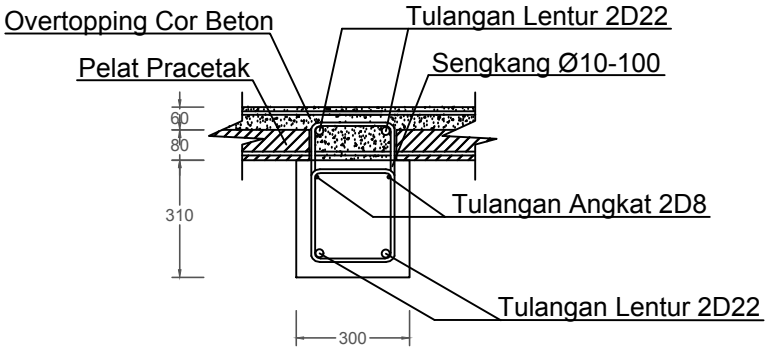
CATATAN



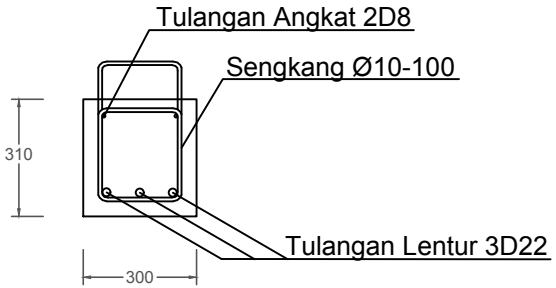
Detail BA1 Setelah Komposit
Skala 1:50



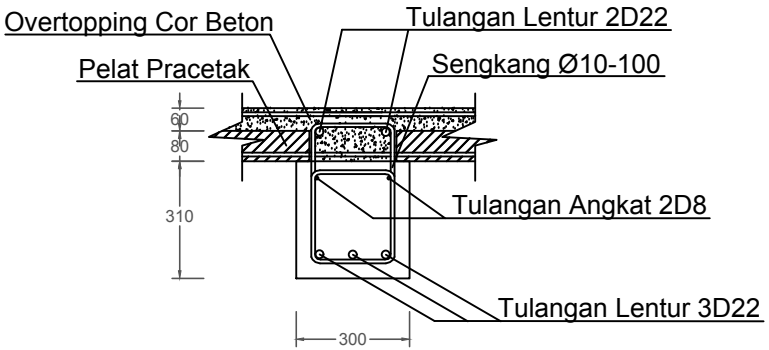
Potongan A-A Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan A-A Setelah Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Setelah Komposit
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

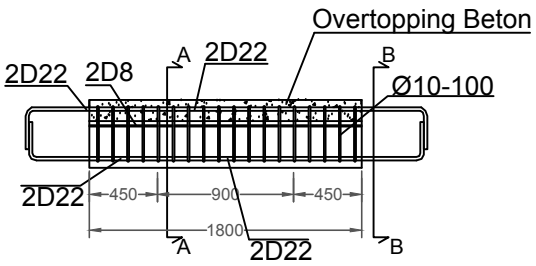
Detail Penulangan Balok Anak BA1

SKALA

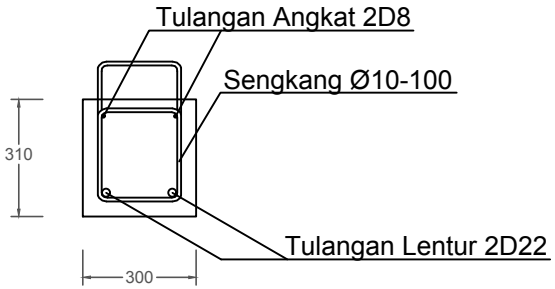
1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
27	47

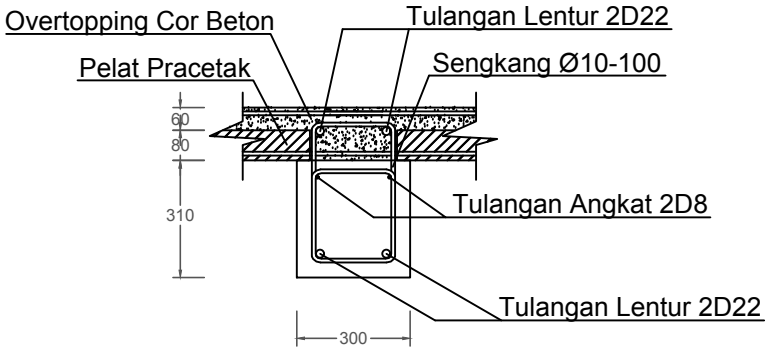
CATATAN



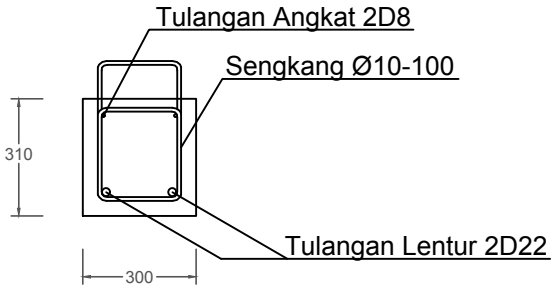
Detail BA2 Setelah Komposit
Skala 1:50



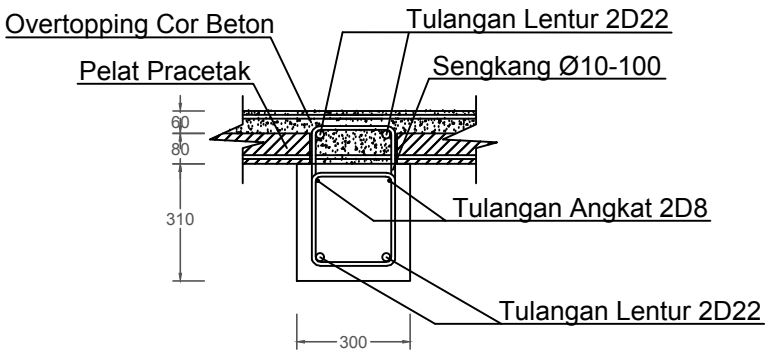
Potongan A-A Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan A-A Setelah Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Setelah Komposit
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

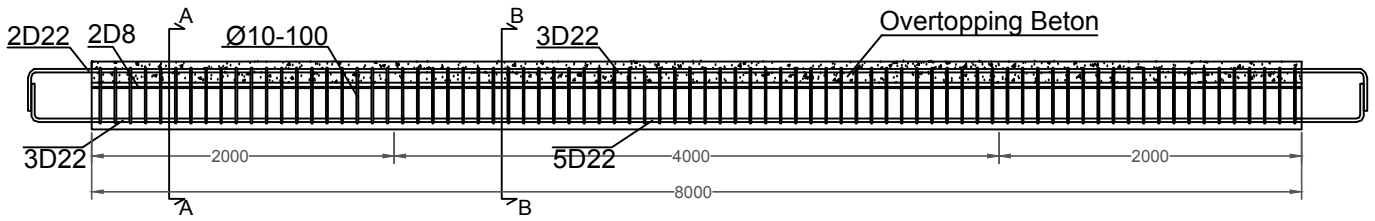
Detail Penulangan Balok Anak BA2

SKALA

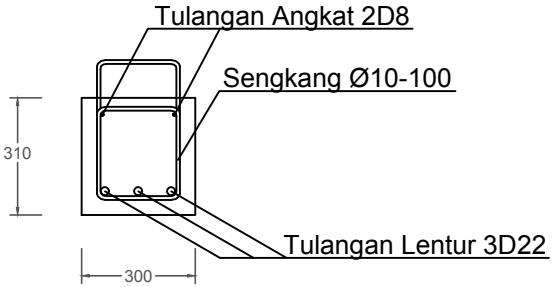
1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
28	47

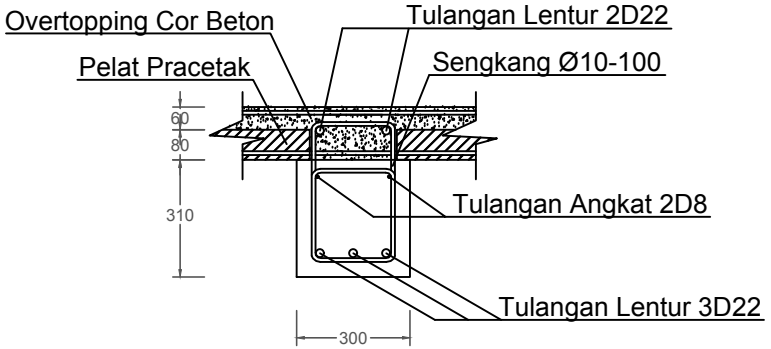
CATATAN



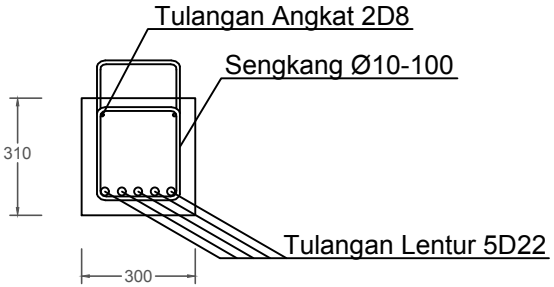
Detail BA3 Setelah Komposit
Skala 1:50



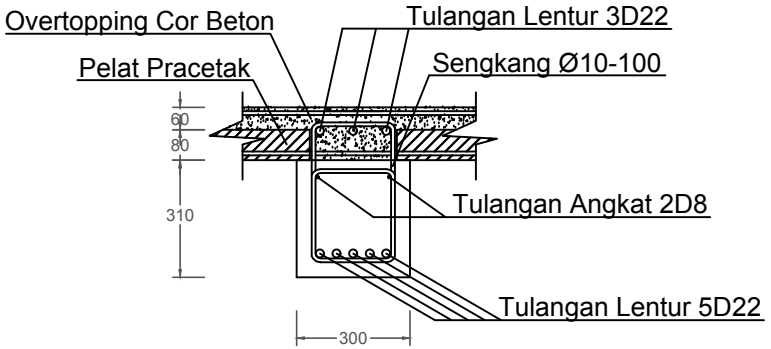
Potongan A-A Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan A-A Setelah Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Setelah Komposit
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

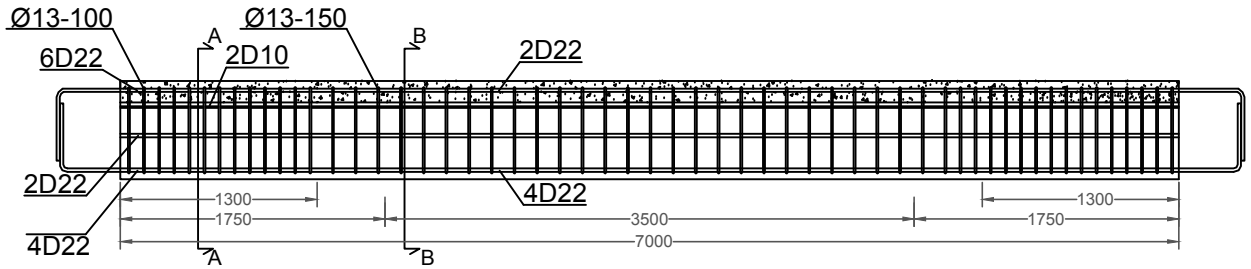
Detail Penulangan Balok Anak BA3

SKALA

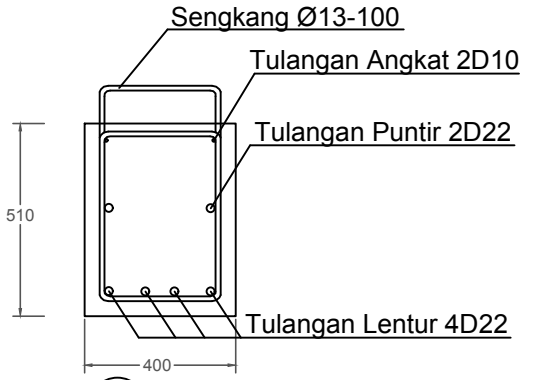
1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
29	47

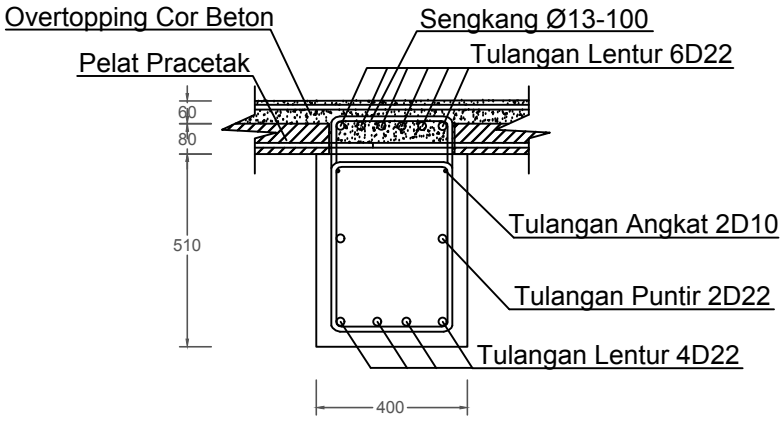
CATATAN



Detail BI1 Setelah Komposit
Skala 1:50

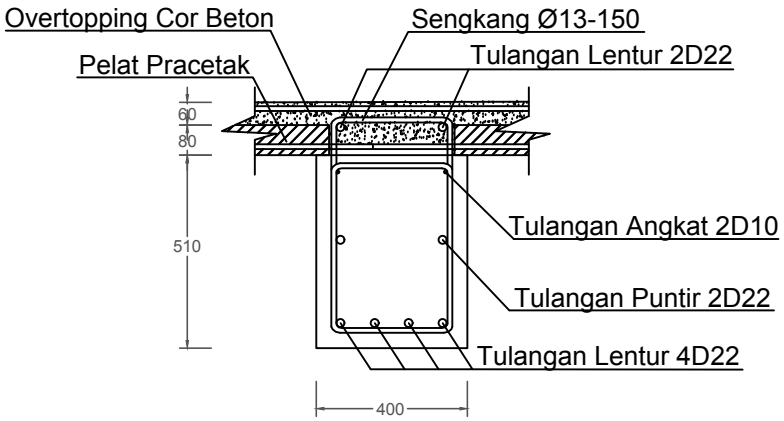


Potongan A-A Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan A-A Setelah Komposit
Skala 1:20

Potongan B-B Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Setelah Komposit
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

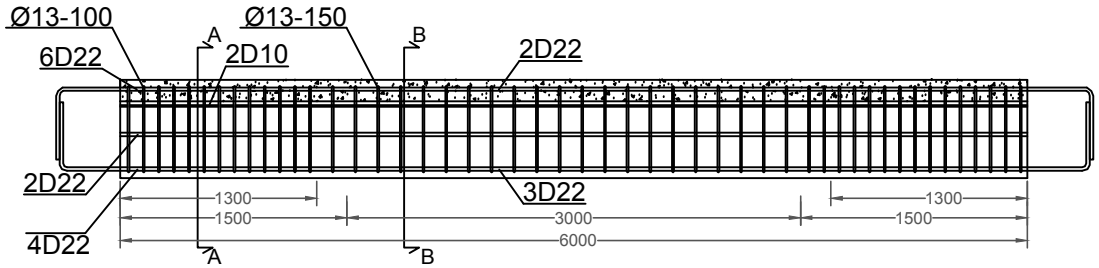
Detail Penulangan Balok Induk BI1

SKALA

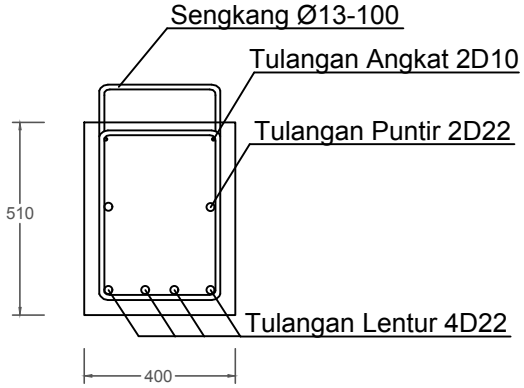
1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
30	47

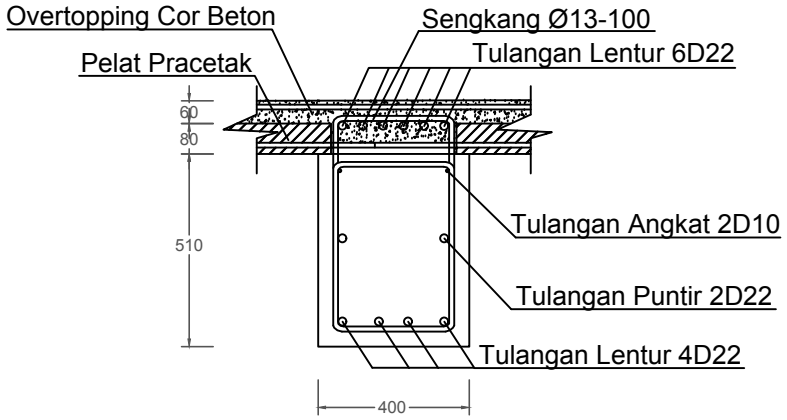
CATATAN



Detail BI2 Setelah Komposit
Skala 1:50

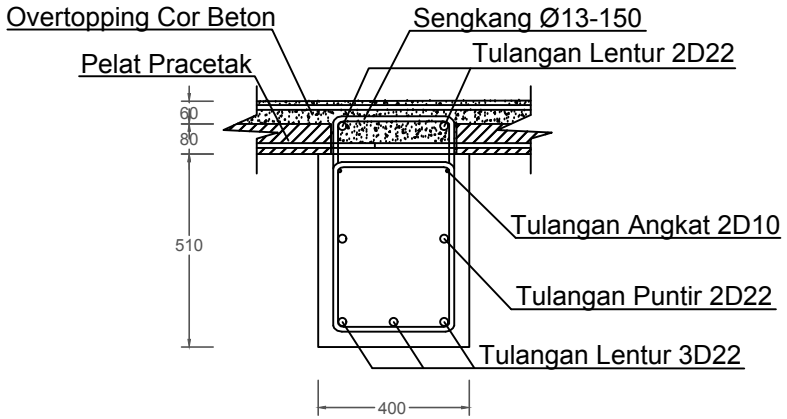


Potongan A-A Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan A-A Setelah Komposit
Skala 1:20

Potongan B-B Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Setelah Komposit
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

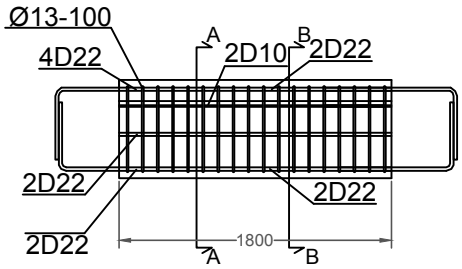
Detail Penulangan Balok Induk BI2

SKALA

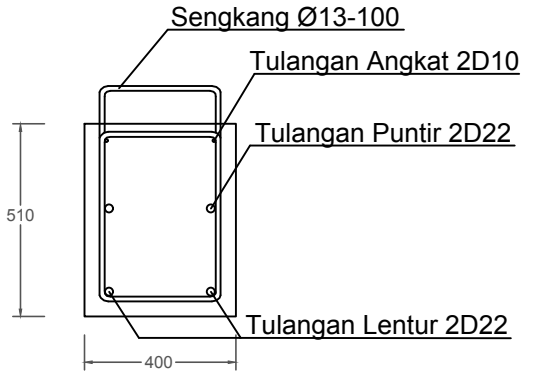
1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
31	47

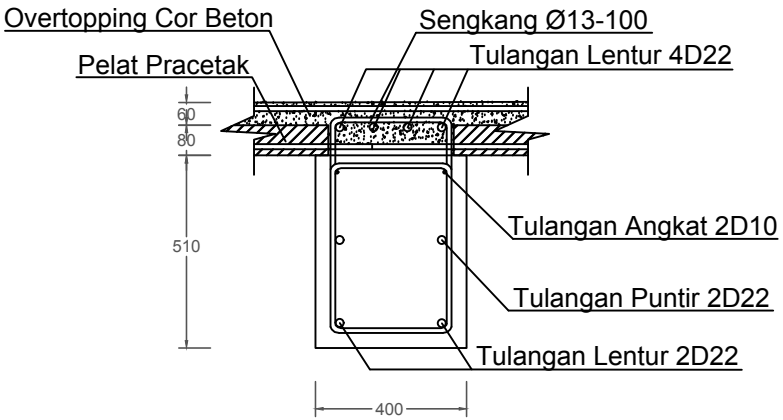
CATATAN



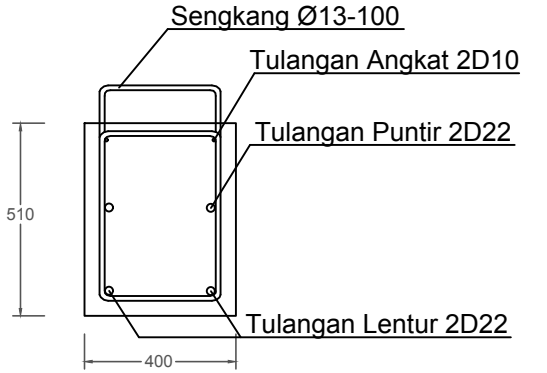
Detail BI3 Setelah Komposit
Skala 1:50



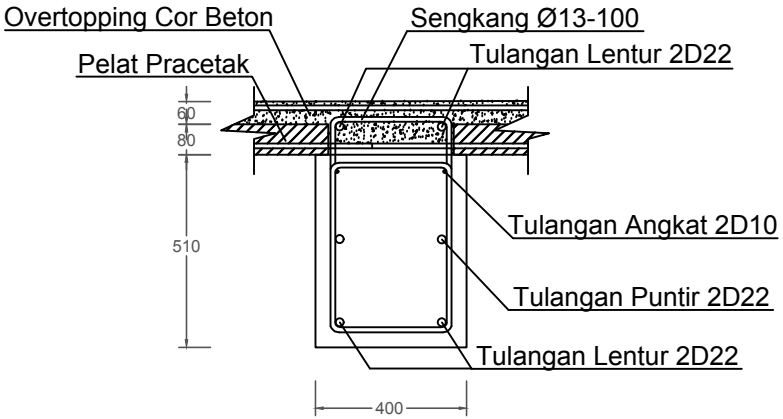
Potongan A-A Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan A-A Setelah Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Setelah Komposit
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

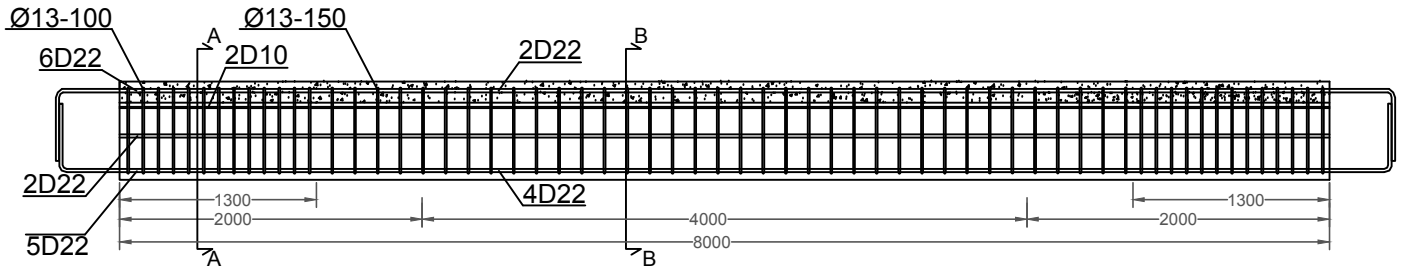
Detail Penulangan Balok Induk BI3

SKALA

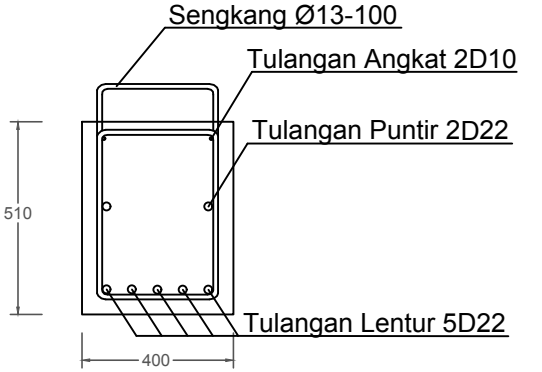
1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
32	47

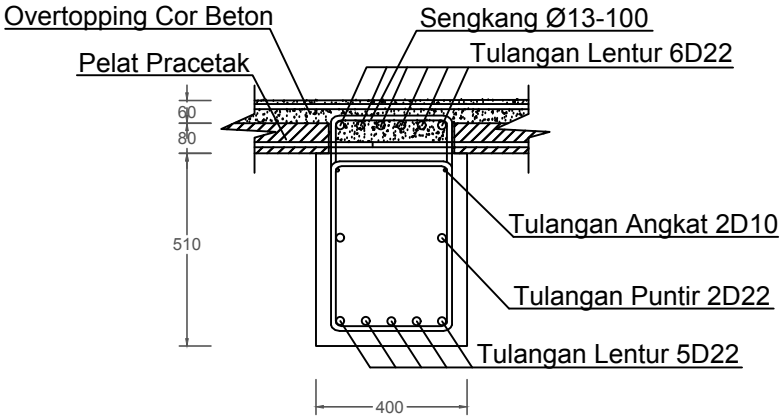
CATATAN



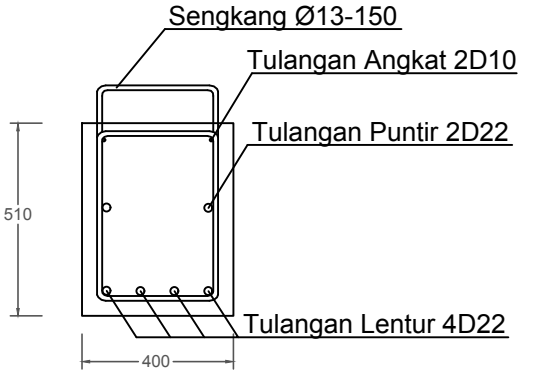
Detail BI4 Setelah Komposit
Skala 1:50



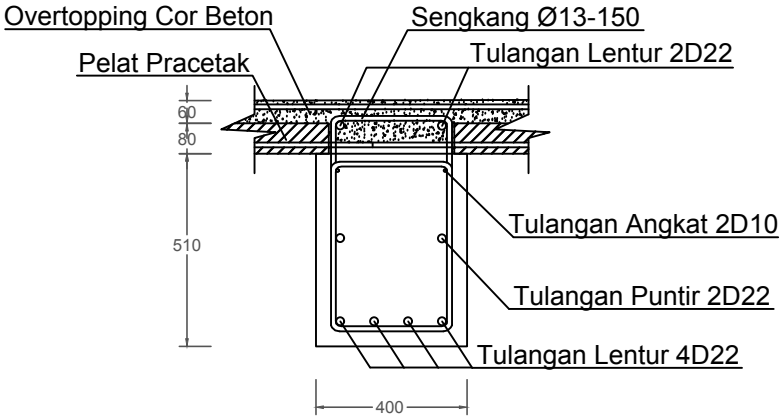
Potongan A-A Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan A-A Setelah Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Setelah Komposit
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

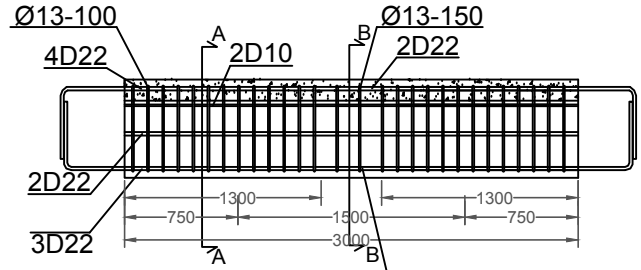
Detail Penulangan Balok Induk BI4

SKALA

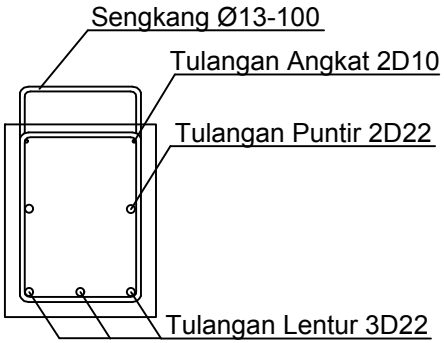
1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
33	47

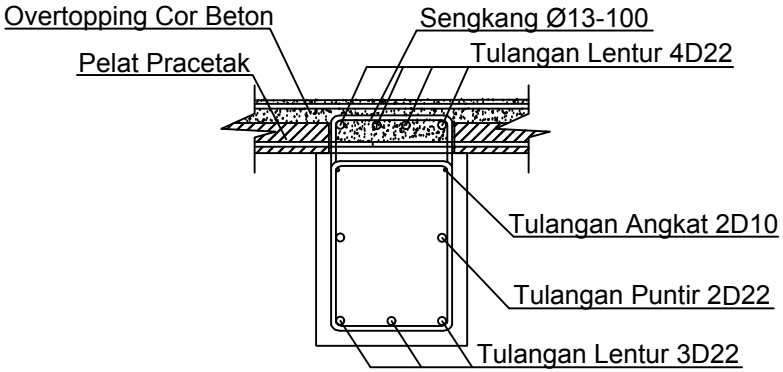
CATATAN



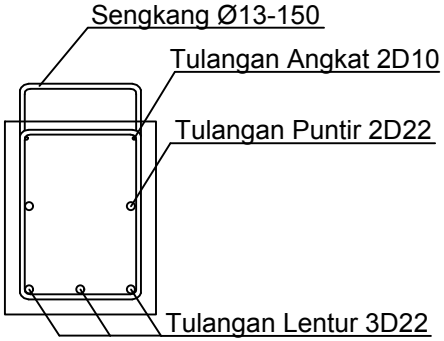
Detail BI5 Setelah Komposit
Skala 1:50



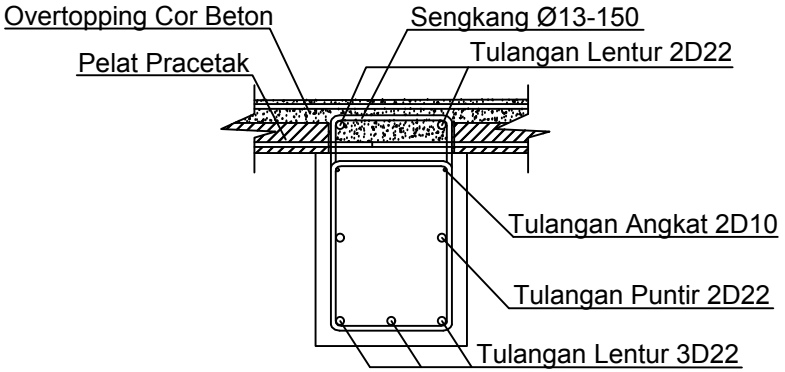
Potongan A-A Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan A-A Setelah Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Sebelum Komposit
Skala 1:20



Potongan B-B Setelah Komposit
Skala 1:20

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

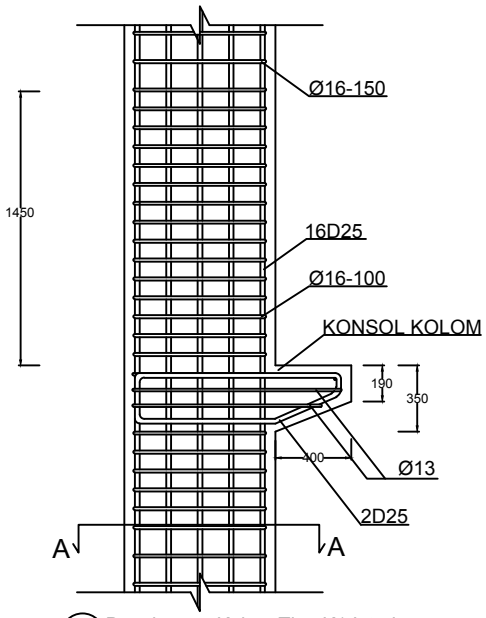
Detail Penulangan Balok Induk BI5

SKALA

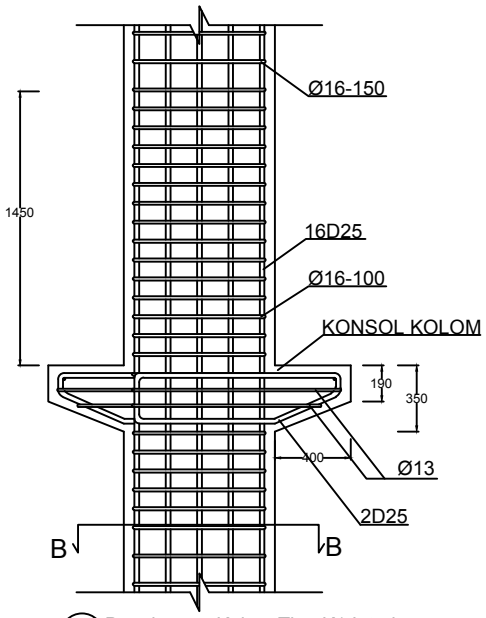
1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
34	47

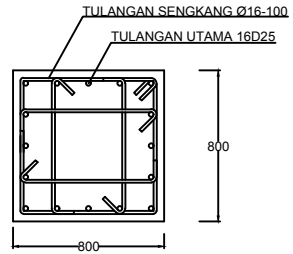
CATATAN



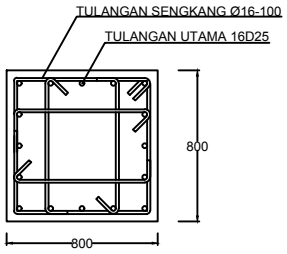
Penulangan Kolom Tipe K1 Interior
Skala 1:40



Penulangan Kolom Tipe K1 Interior
Skala 1:40



Detail Potongan A-A
Skala 1:40



Detail Potongan B-B
Skala 1:40

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

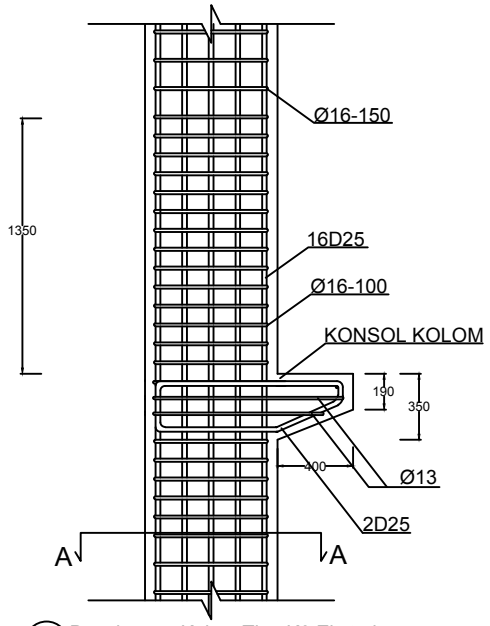
Detail Penulangan Kolom K1

SKALA

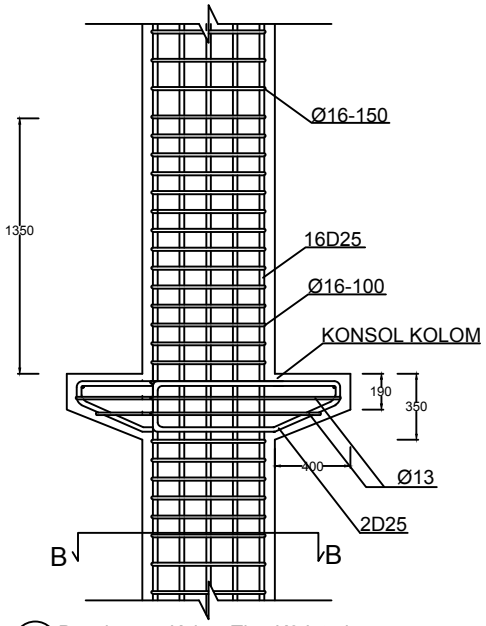
1:40

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
35	47

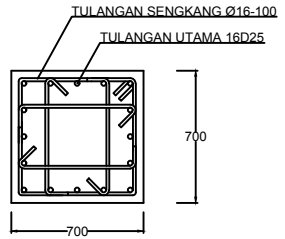
CATATAN



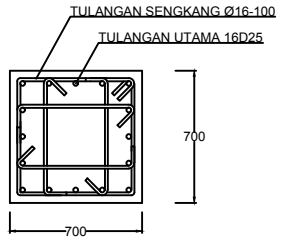
Penulangan Kolom Tipe K2 Eksterior
Skala 1:40



Penulangan Kolom Tipe K2 Interior
Skala 1:40



Detail Potongan A-A
Skala 1:40



Detail Potongan B-B
Skala 1:40

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

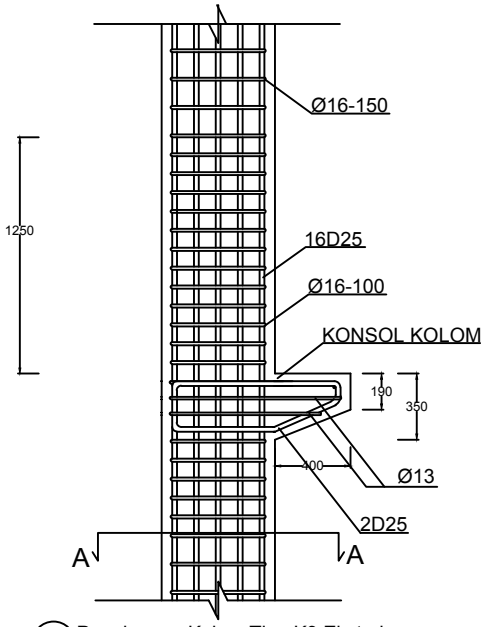
Detail Penulangan Kolom K2

SKALA

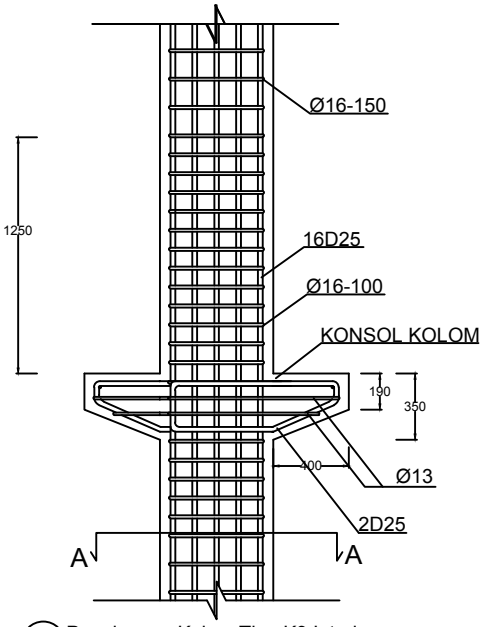
1:40

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
36	47

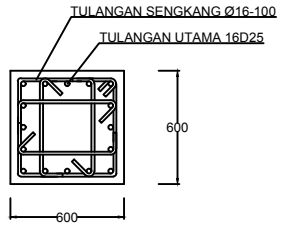
CATATAN



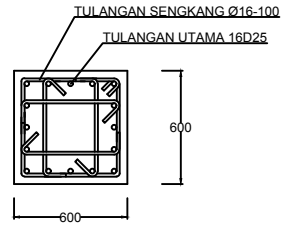
Penulangan Kolom Tipe K3 Eksterior
Skala 1:40



Penulangan Kolom Tipe K3 Interior
Skala 1:40



Detail Potongan A-A
Skala 1:40



Detail Potongan B-B
Skala 1:40

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

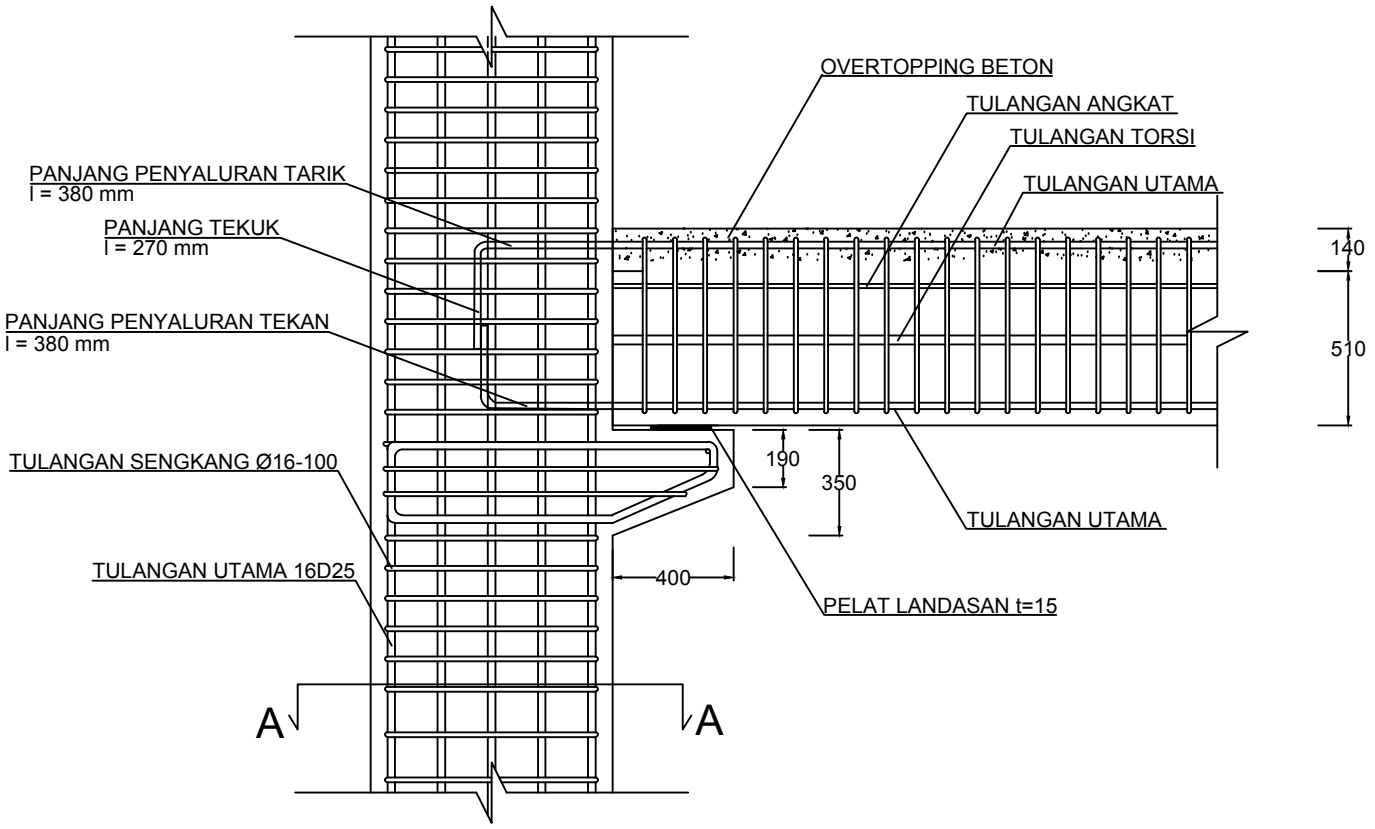
Detail Penulangan Kolom K3

SKALA

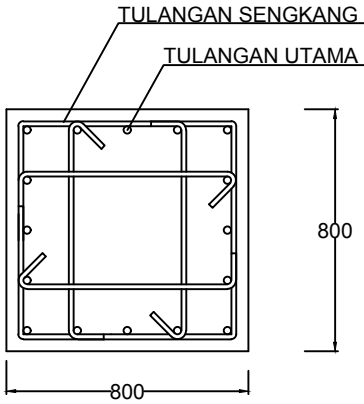
1:40

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
37	47

CATATAN



Detail Sambungan Balok BI2 dan Kolom K1
Skala 1:25



Potongan A-A
Skala 1:25

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

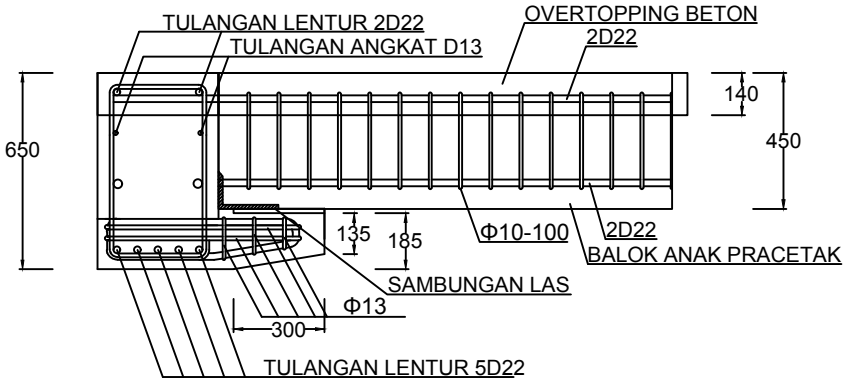
Detail Sambungan Balok-Kolom

SKALA

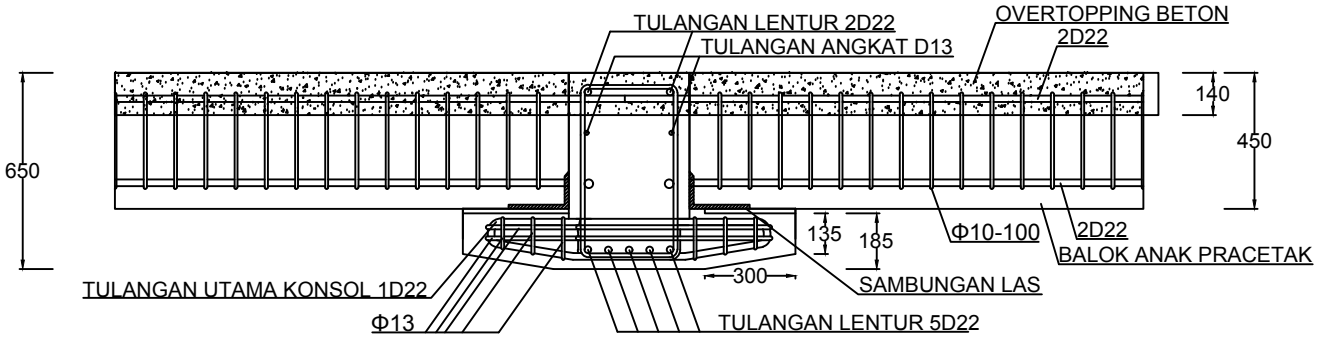
1:25

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
38	47

CATATAN



Detail Sambungan Balok BI1 dan Balok BA1
Skala 1:25



Detail Sambungan Balok BI2 dan Balok BA1
Skala 1:25

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

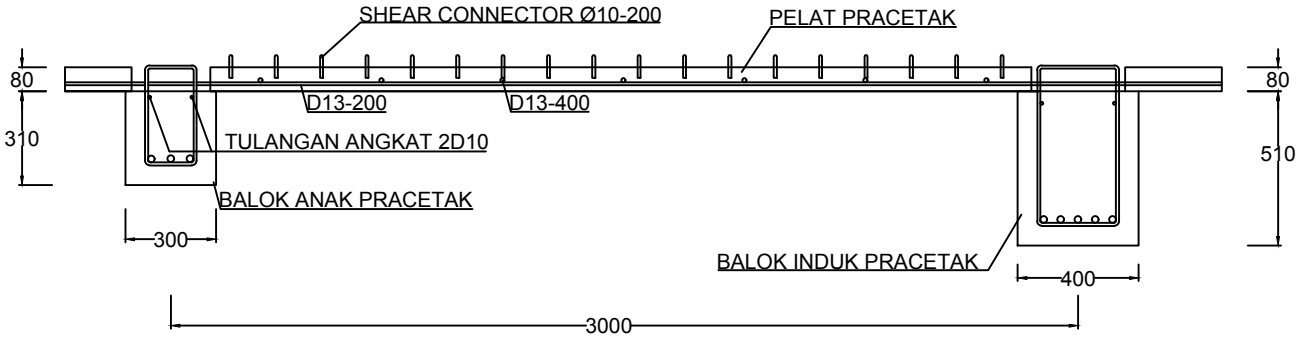
Detail Sambungan
Balok Induk-Balok Anak

SKALA

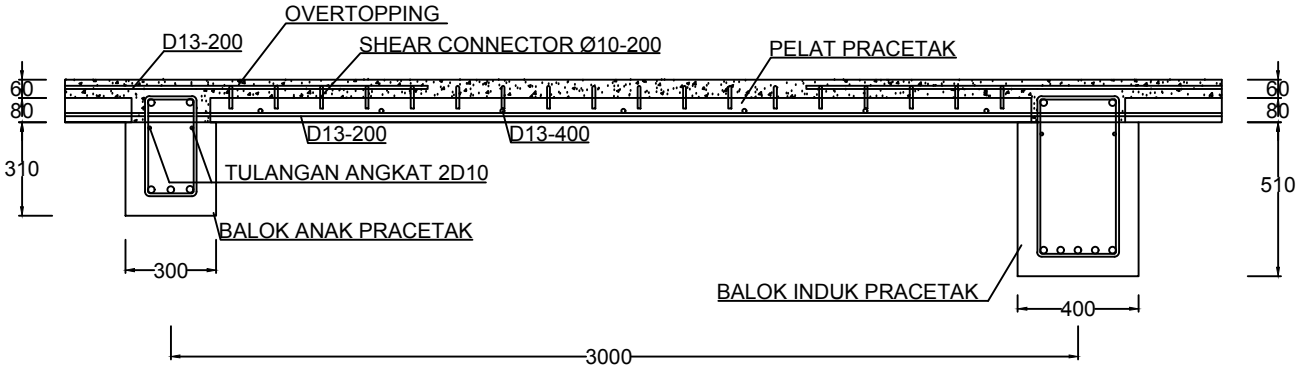
1:25

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
39	47

CATATAN



Detail Sambungan Balok BA1 dan Pelat P1 Sebelum Komposit
Skala 1:25



Detail Sambungan Balok BA1 dan Pelat P1 Setelah Komposit
Skala 1:25

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

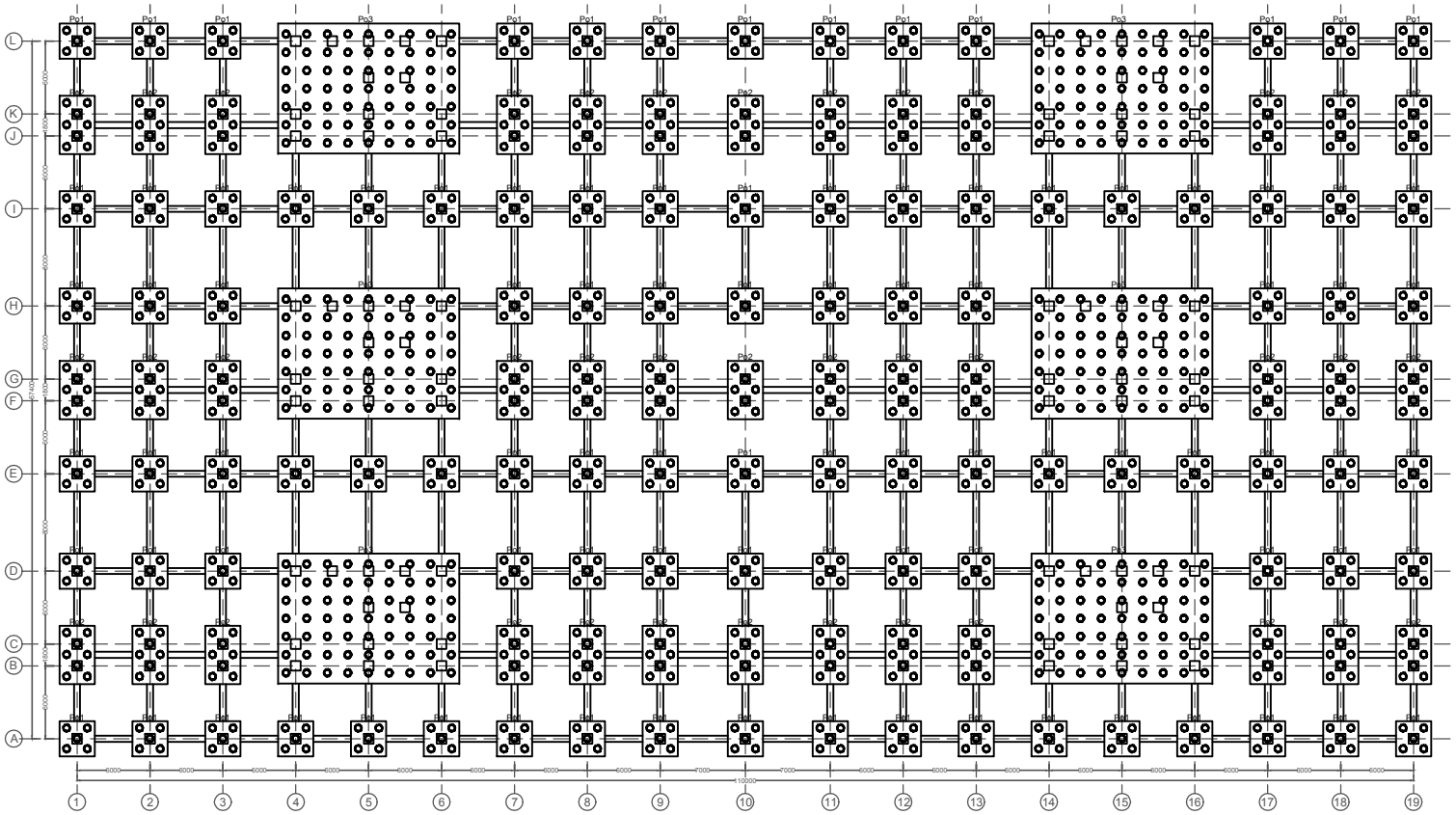
Detail Sambungan Balok-Pelat

SKALA

1:25

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
40	47

CATATAN



Denah Pondasi
Skala 1:600

No.	Tipe Pondasi	Dimensi Poer (mm)	Tebal (mm)	Tiang Pancang
1	Po1	2900 x 2900	1000	5D600
2	Po2	2900 x 4800	1000	8D600
3	Po3	10700 x 14900	1000	63D600

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

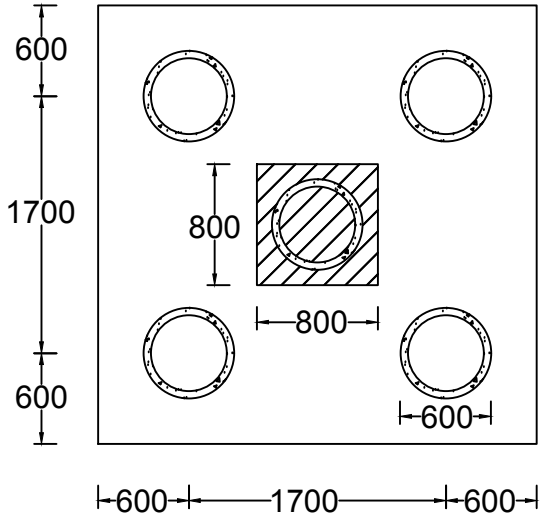
Denah Pondasi

SKALA

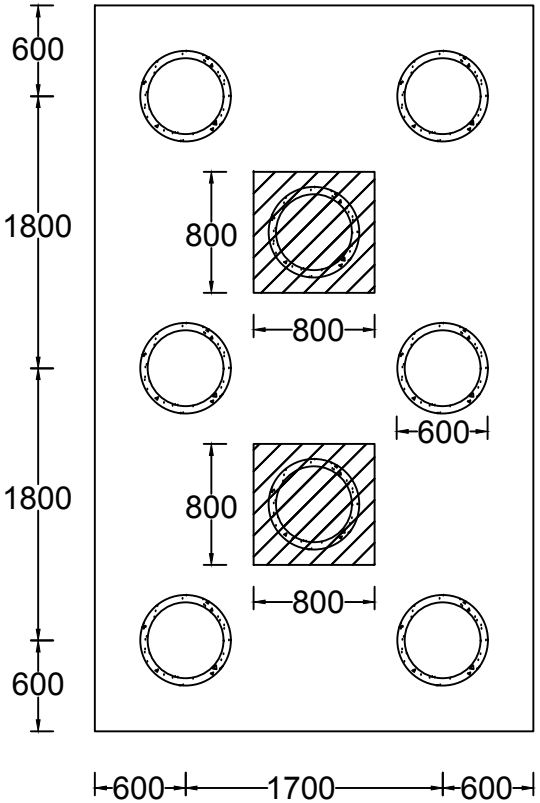
1:600

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
41	47

CATATAN



Konfigurasi Tata Letak Tiang Pancang Po1
Skala 1:50



Konfigurasi Tata Letak Tiang Pancang Po2
Skala 1:50

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

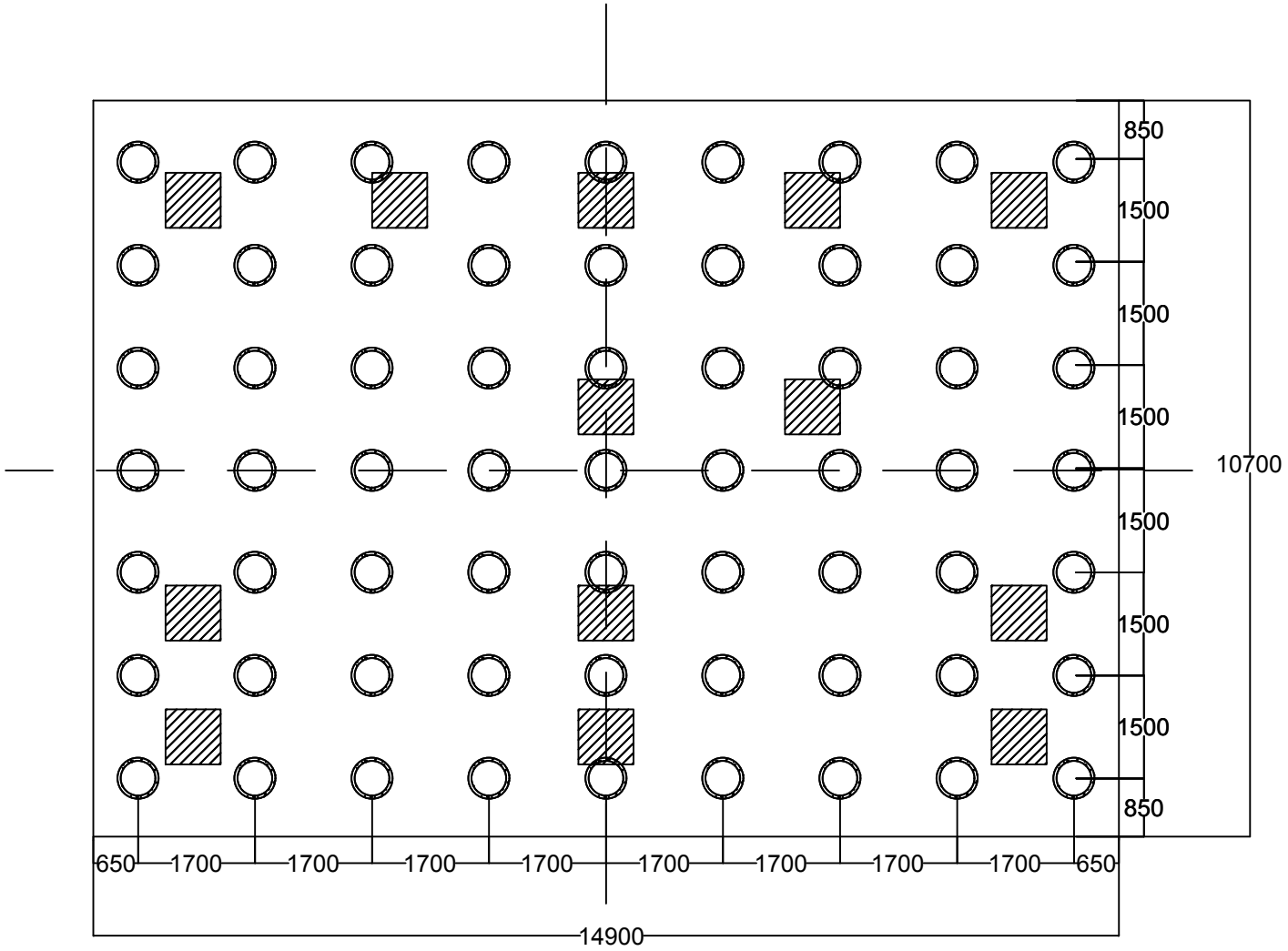
Konfigurasi Tiang Pancang Po1 & Po2

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
42	47

CATATAN



Konfigurasi Tata Letak Tiang Pancang Po3
Skala 1:100

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

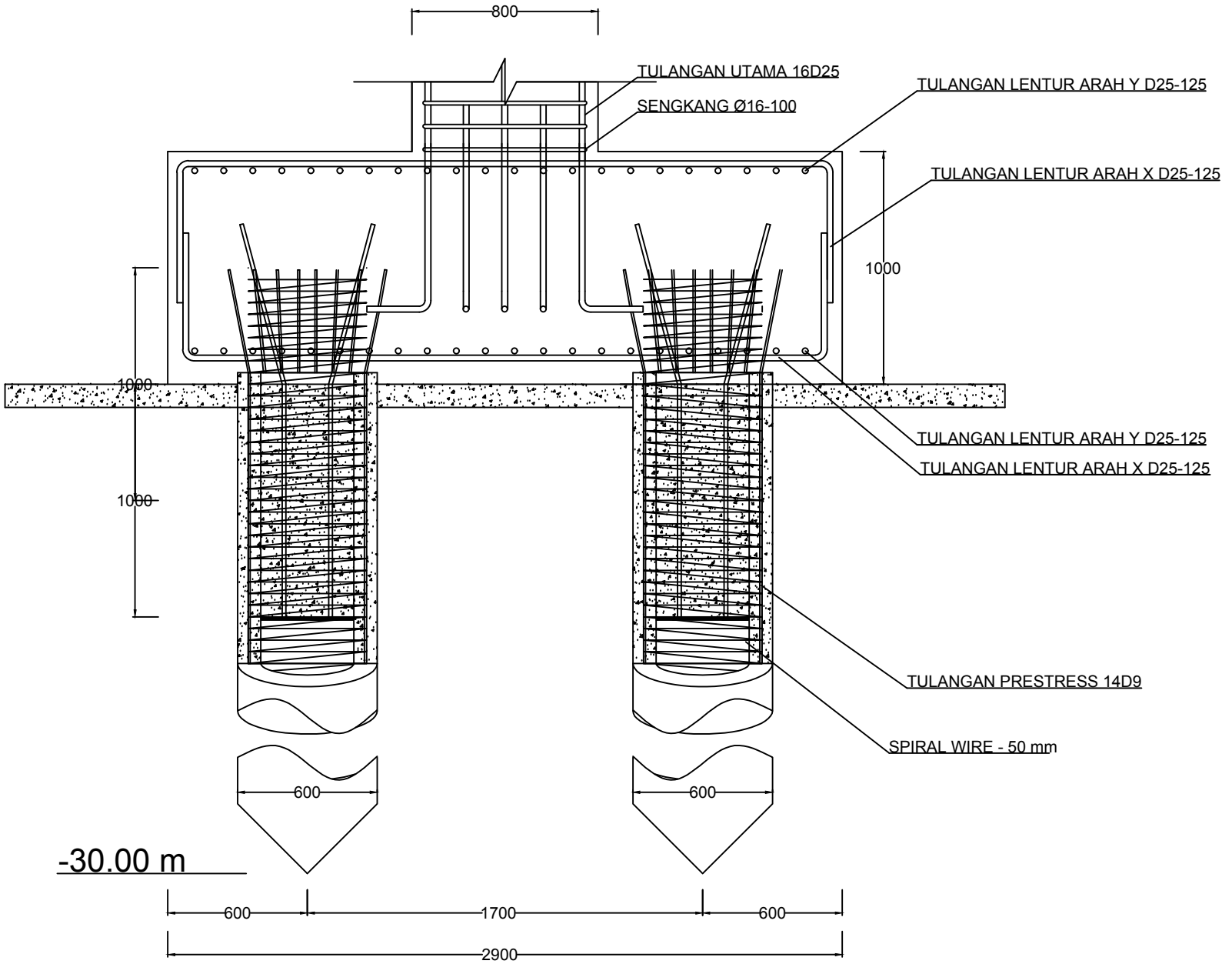
Konfigurasi Tiang Pancang Po3

SKALA

1:100

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
43	47

CATATAN



Detail Potongan Poer Po1
Skala 1:25

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

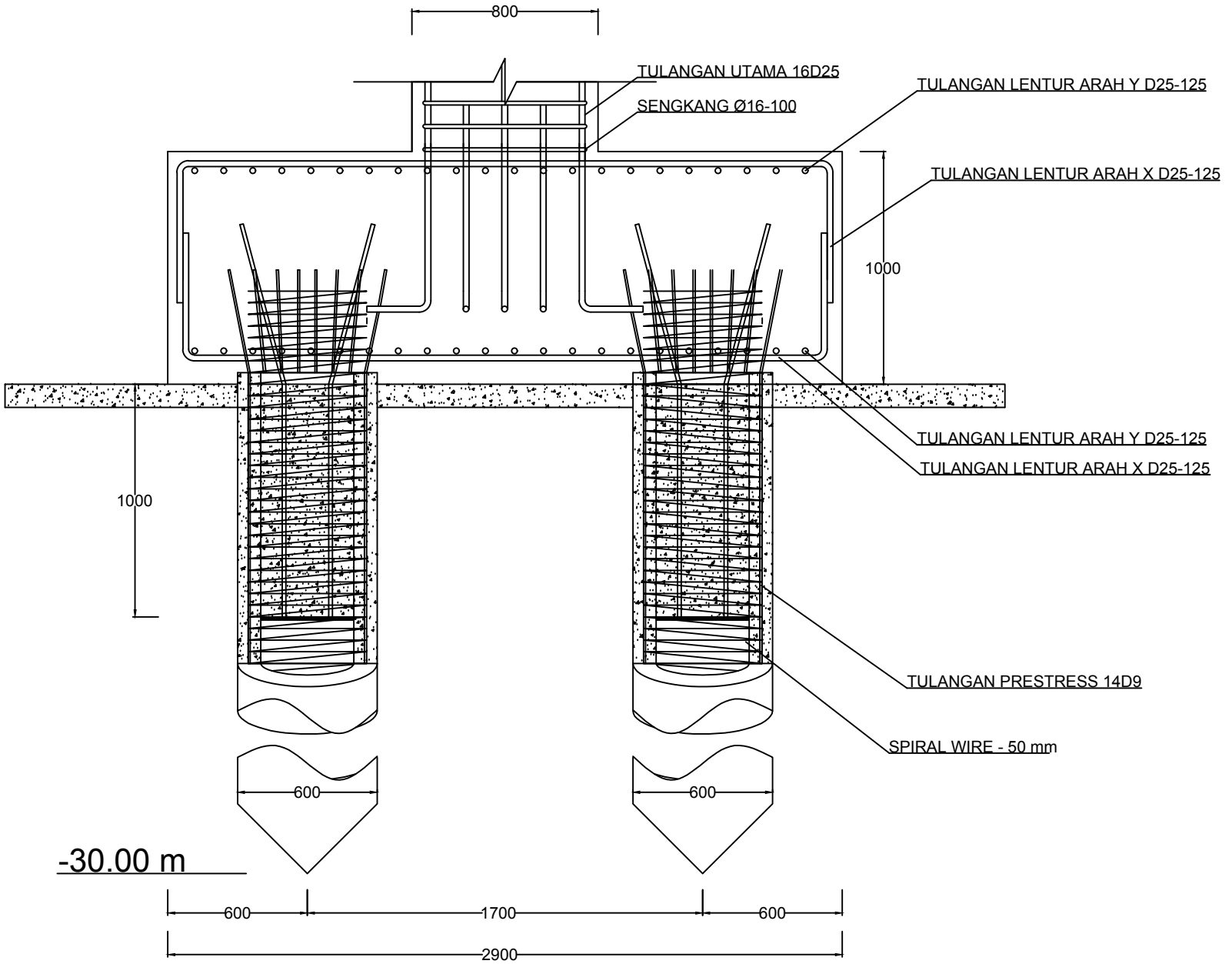
Detail Penulangan Poer Po1

SKALA

1:25

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
44	47

CATATAN



Detail Potongan Poer Po2
Skala 1:25

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

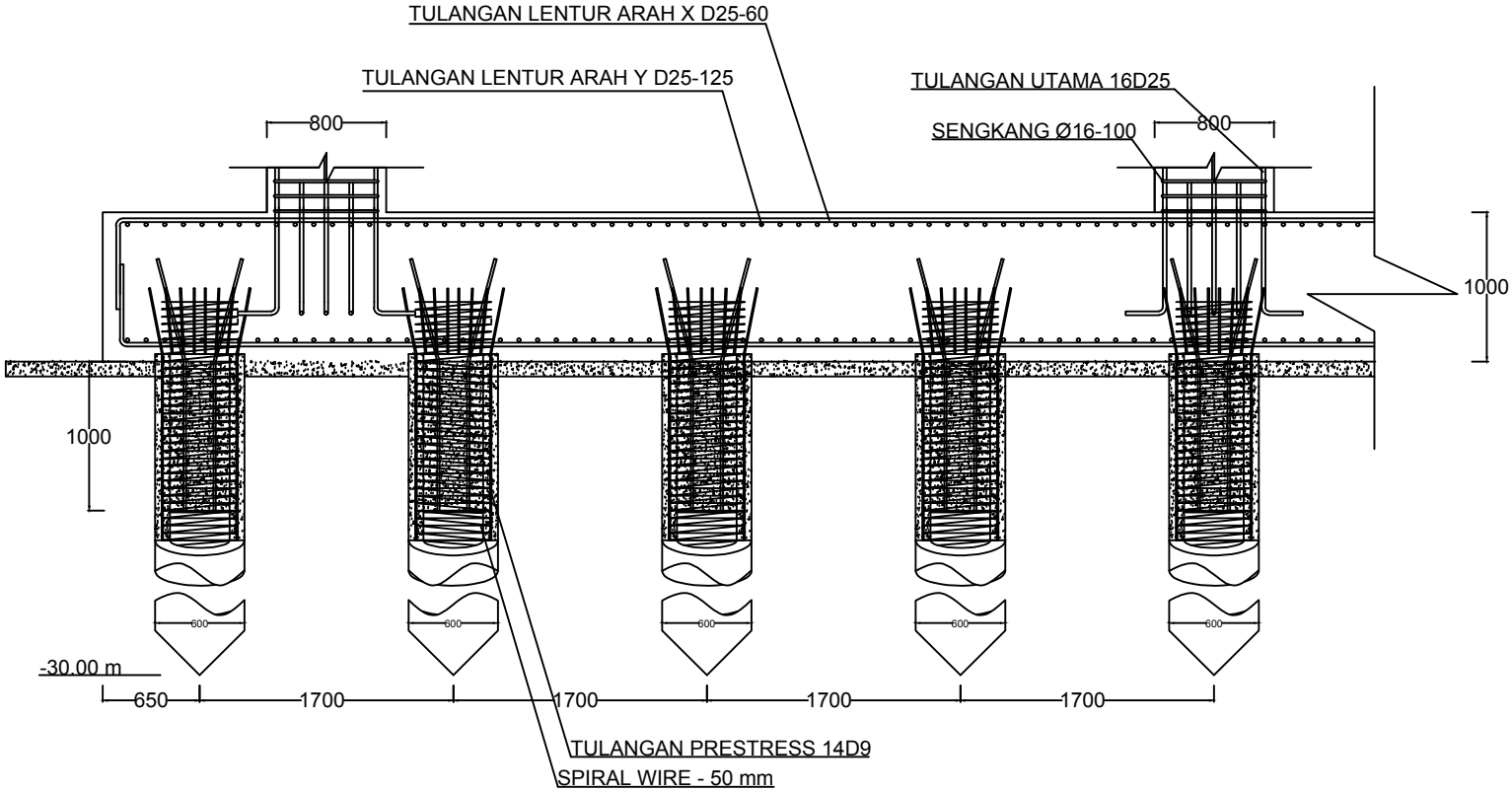
Detail Penulangan Poer Po2

SKALA

1:25

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
45	47

CATATAN



Detail Potongan Poer Po3
Skala 1:50

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

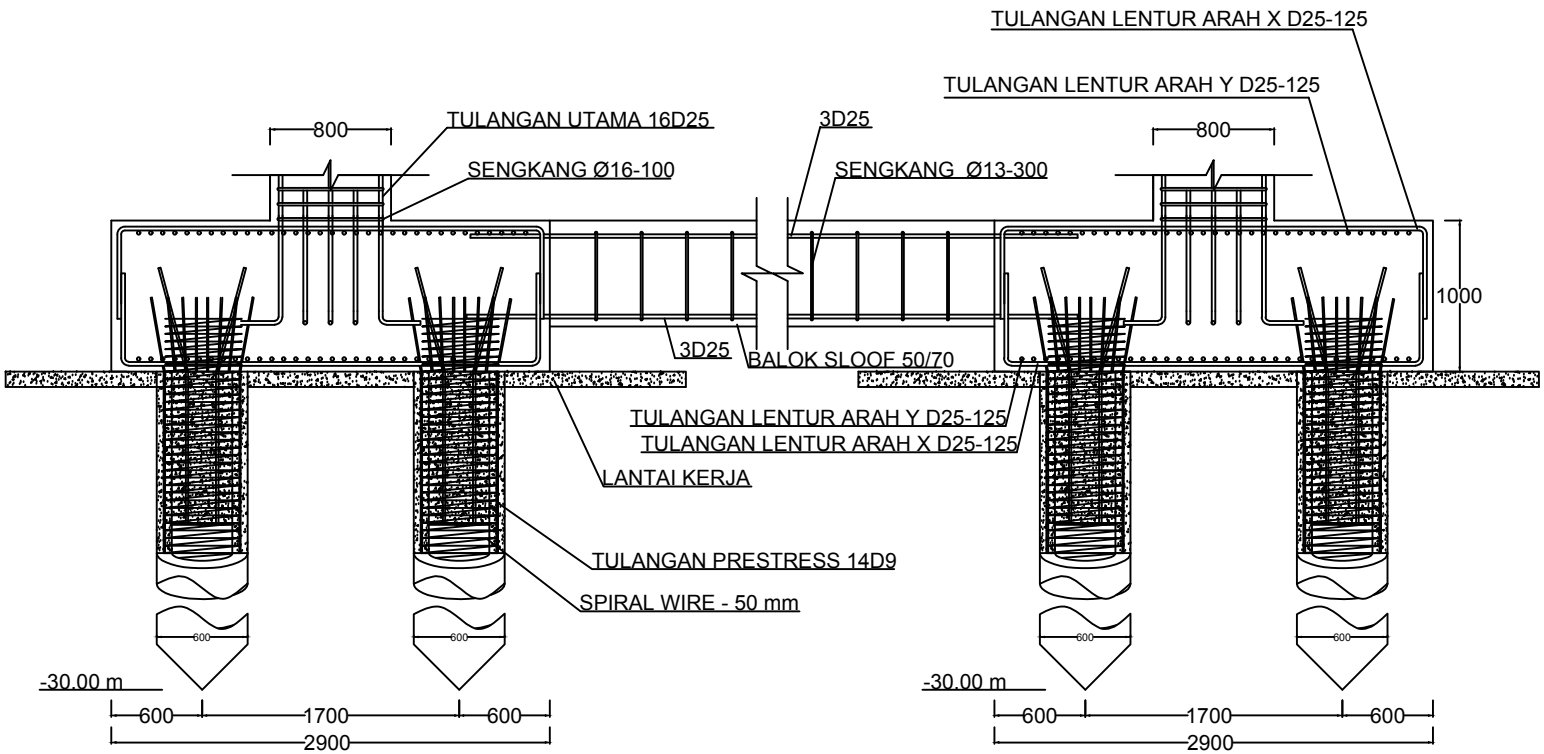
Detail Penulangan Poer Po3

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
46	47

CATATAN



Detail Hubungan Sloof dengan Poer Po1
Skala 1:50

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN KERTAON KRIAN MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST., MT., PhD.

Prof. Dr. Ir. I. G. P. Raka

MAHASISWA

Ega Rizky Setyawanto

GAMBAR

Detail Hubungan Sloof dan Poer

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
47	47

CATATAN

ICP PILES

PROPERTIES OF ICP PILES

GRADE 80 PILES

CLASS A (EFFECTIVE PRESTRESS ≥ 4.0 N/mm²)

Nominal Diameter	Nominal Thickness	Length	Nominal Weight	Prestressing Bar 7.1mm	Prestressing Bar 9.0mm	Prestressing Bar 10.7mm	Area of Concrete	Section Modulus	Bending Moment Cracking	Bending Moment Ultimate	Recommended Max Structural Axial Working Load (For a short strut)	Effective Prestress
mm	mm	m	kg/m	no.	no.	no.	mm²	x1000 mm³	kNm	kNm	ton	N/mm²
300	60	6-12	118	6	-	-	45,239	3,373	21.3	34.8	87	4.9
350	60	6-12	142	8	-	-	54,664	3,533	32.8	54.1	104	5.3
400	65	6-12	178	8	-	-	68,408	5,106	42.7	61.8	133	4.3
450	70	6-12	217	10	-	-	83,566	7,113	60.4	86.9	161	4.5
500	80	6-12	274	12	-	-	105,558	9,000	81.3	115.9	204	4.3
600	90	6-12	375	-	12	-	144,199	16,586	148.8	222.5	276	5.0

CLASS B (EFFECTIVE PRESTRESS ≥ 5.0 N/mm²)

Nominal Diameter	Nominal Thickness	Length	Nominal Weight	Prestressing Bar 7.1mm	Prestressing Bar 9.0mm	Prestressing Bar 10.7mm	Area of Concrete	Section Modulus	Bending Moment Cracking	Bending Moment Ultimate	Recommended Max Structural Axial Working Load (For a short strut)	Effective Prestress
mm	mm	m	kg/m	no.	no.	no.	mm²	x1000 mm³	kNm	kNm	ton	N/mm²
250	55	6-12	88	6	-	-	33,694	1,435	14.9	29.0	63	6.4
300	60	6-12	118	7	-	-	45,239	3,383	22.5	40.6	86	5.6
350	70	6-12	160	9	-	-	61,575	3,778	35.6	60.8	117	5.4
400	80	6-15	209	12	-	-	80,425	5,643	55.7	92.7	153	5.5
450	80	6-15	242	-	8	-	93,991	7,624	70.0	111.3	177	5.3
500	90	6-15	301	-	10	-	115,925	10,718	98.5	154.5	221	5.1
600	100	6-15	408	-	14	-	157,080	17,546	163.1	259.6	299	5.3
700	110	6-18	530	-	20	-	203,889	27,131	265.1	422.6	386	5.8
800	120	6-18	667	-	24	-	256,354	39,455	376.8	593.3	487	5.5
900	130	6-18	818	-	28	-	314,473	54,943	510.3	798.7	599	5.3
1000	140	6-18	983	-	-	24	378,248	74,056	688.9	1042.8	730	5.2
1200	150	6-18	1286	-	-	26	494,801	120,188	1198.5	1877.1	934	6.0

CLASS C (EFFECTIVE PRESTRESS ≥ 7.0 N/mm²)

Nominal Diameter	Nominal Thickness	Length	Nominal Weight	Prestressing Bar 7.1mm	Prestressing Bar 9.0mm	Prestressing Bar 10.7mm	Prestressing Bar 12.6mm	Area of Concrete	Section Modulus	Bending Moment Cracking	Bending Moment Ultimate	Recommended Max Structural Axial Working Load (For a short strut)	Effective Prestress
mm	mm	m	kg/m	no.	no.	no.	no.	mm²	x1000 mm³	kNm	kNm	ton	N/mm²
250	55	6-12	88	7	-	-	-	33,694	1,443	16.2	33.8	63	7.3
300	60	6-12	118	10	-	-	-	45,239	3,416	28.0	57.9	84	7.6
350	70	6-15	160	-	8	-	-	61,575	3,826	43.0	86.5	114	7.3
400	80	6-15	209	-	12	-	-	80,425	5,740	69.7	140.3	147	8.1
450	80	6-15	242	-	12	-	-	93,991	7,734	86.9	166.9	173	7.5
500	90	6-18	301	-	15	-	-	115,925	10,670	120.3	231.7	215	7.3
600	100	6-30	408	-	-	14	-	157,080	17,761	196.4	365.0	293	7.0
700	110	6-46	530	-	-	20	-	203,889	27,498	330.6	608.3	376	7.6
800	120	6-46	667	-	-	24	-	256,354	39,966	454.7	834.3	475	7.4
900	130	6-46	818	-	-	28	-	314,473	55,823	617.7	1095.0	584	7.1
1000	140	6-46	983	-	-	26	-	378,248	75,108	864.5	1564.2	699	7.5
1200	150	6-36	1286	-	-	46	-	494,801	121,361	1378.6	2398.6	916	7.3
1000	140	6-46	983	-	-	-	34	378,248	76,249	961.1	2051.9	688	8.6
1200	150	6-36	1286	-	-	-	46	494,801	123,457	1583.1	3331.3	898	8.8

GRADE 90 PILES

CLASS A (EFFECTIVE PRESTRESS ≥ 4.0 N/mm²)

Nominal Diameter	Nominal Thickness	Length	Nominal Weight	Prestressing Bar 7.1mm	Prestressing Bar 9.0mm	Prestressing Bar 10.7mm	Area of Concrete	Section Modulus	Bending Moment Cracking	Bending Moment Ultimate	Recommended Max Structural Axial Working Load (For a short strut)	Effective Prestress
mm	mm	m	kg/m	no.	no.	no.	mm²	x1000 mm³	kNm	kNm	ton	N/mm²
300	60	6-12	118	6	-	-	45,239	3,373	21.9	34.8	90	4.9
350	60	6-12	142	8	-	-	54,664	3,533	33.8	54.1	118	5.3
400	65	6-12	178	8	-	-	68,408	5,106	43.9	61.8	149	4.3
450	70	6-12	217	10	-	-	83,566	7,113	62.2	86.9	182	4.5
500	80	6-12	274	12	-	-	105,558	9,000	84.8	115.9	231	4.3
600	90	6-12	375	-	12	-	144,199	16,586	153.9	222.5	313	5.0

CLASS B (EFFECTIVE PRESTRESS ≥ 5.0 N/mm²)

Nominal Diameter	Nominal Thickness	Length	Nominal Weight	Prestressing Bar 7.1mm	Prestressing Bar 9.0mm	Prestressing Bar 10.7mm	Area of Concrete	Section Modulus	Bending Moment Cracking	Bending Moment Ultimate	Recommended Max Structural Axial Working Load (For a short strut)	Effective Prestress
mm	mm	m	kg/m	no.	no.	no.	mm²	x1000 mm³	kNm	kNm	ton	N/mm²
250	55	6-12	88	6	-	-	33,694	1,435	15.3	29.0	72	6.4
300	60	6-12	118	7	-	-	45,239	3,383	23.5	40.6	97	5.6
350	70	6-12	160	9	-	-	61,575	3,778	36.5	60.8	133	5.4
400	80	6-15	209	12	-	-	80,425	5,643	55.0	92.7	173	5.5
450	80	6-15	242	-	8	-	93,991	7,624	71.9	111.3	201	5.3
500	90	6-15	301	-	10	-	115,925	10,718	98.5	154.5	251	5.1
600	100	6-15	408	-	14	-	157,080	17,546	167.3	259.6	339	5.3

FORMULA FOR AXIAL LOAD

Based on BS 8004: 1986, the maximum allowable axial stress that may be applied to a pile acting as a short strut should be one quarter of (specified works cube strength at 28 days less the prestress after losses)

$N = f_{cs} \times A$

$= 1/4\ (f_{cu} - f_{pe}) \times A$

Where, N = maximum allowable axial load

A = cross section area of concrete

f_{cs} = permissible compressive strength of concrete

f_{cu} = specified compressive strength of concrete

f_{pe} = effective prestress in concrete

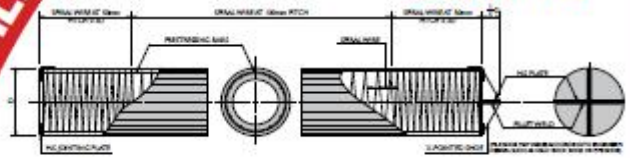
(Subject to change without prior notice)

ICP PILES

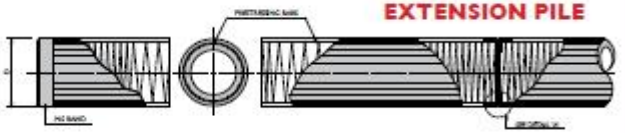
SECTIONAL DETAILS & BONDING INTO PILE CAP

SECTIONAL DETAILS OF ICP PILES

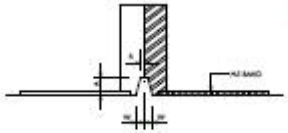
STARTER PILE



EXTENSION PILE



JOINT WELDING DETAILS

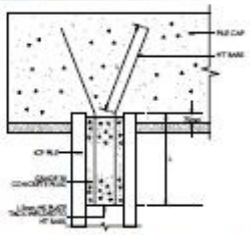


DETAIL 'A'

Dia Of Pile D	Throat Thickness A	W	Root R
mm	mm	mm	mm
250	8.5	4.0	2.0
300	8.5	4.0	2.0
350	8.5	4.0	2.0
400	10	4.5	2.0
450	10	4.5	2.0
500	12	5.0	2.0
600	12	5.0	2.0
700	14	6.0	2.0
800	14	6.0	2.0
900	14	6.0	2.0
1000	14	6.0	2.0
1200	14	6.0	2.0

BONDING ICP PILES INTO PILE CAP

Dia Of Pile	HT Bars		
	Quantity	Dia.	L
mm	mm	mm	mm
250	4	12	500
300	4	12	500
350	5	12	550
400	5	12	550
450	5	16	800
500	6	16	950
600	8	16	1000
700	8	20	1200
800	8	20	1400
900	10	25	1500
1000	12	25	1500
1200	20	25	2000



As the PC bars are bonded with concrete, ICP Piles may be cut off at any point. The piles need not be stripped down to expose the bars and can be bonded to the pile cap as shown in the above sketch. If the piles are not subjected to tensile loads, the recommended H.T. bars are considered adequate.

MANUFACTURING PROCESS

CAGE MAKING/ MOULD SETTING

PC bars in coil form are straightened and cut to correct lengths. The ends are warm-headed to form button heads. The bars are passed through the cage forming machine where spiral wire is automatically spot-welded at the correct spacings. End plates are fitted to the cage. The whole cage is then placed onto the bottom half mould.

CONCRETE FEEDING

Concrete from the computerised batching plant is discharged into a feeding hopper. Concrete is then fed into the bottom half mould. The top half mould is then bolted to the bottom half.

STRESSING

The PC bars are stressed against the mould through a central shaft and stressing plate. The stressing is being carried out in a single operation. This ensures uniformity of stress in all the PC bars and hence straightness of the pile.

PILE SPINNING

The pile is then compacted by the centrifugal spinning machine. Spinning process squeezes out excess water, thus increases the concrete strength.

STEAM CURING

The pile is sent to the steam tank for rapid curing process in order to achieve the required transfer strength for early demoulding.

DEMOULDING

After demoulding, final QC inspection is carried out according to the specification.

Bigge Tel: (888) 337-BIGGE or (510) 638-8100 • Fax: (510) 639-4053 • Email: towers@bigge.com www.biggetowercrane.com

1.1. SPECIFICATIONS

1.1.1. CRANE 18 t

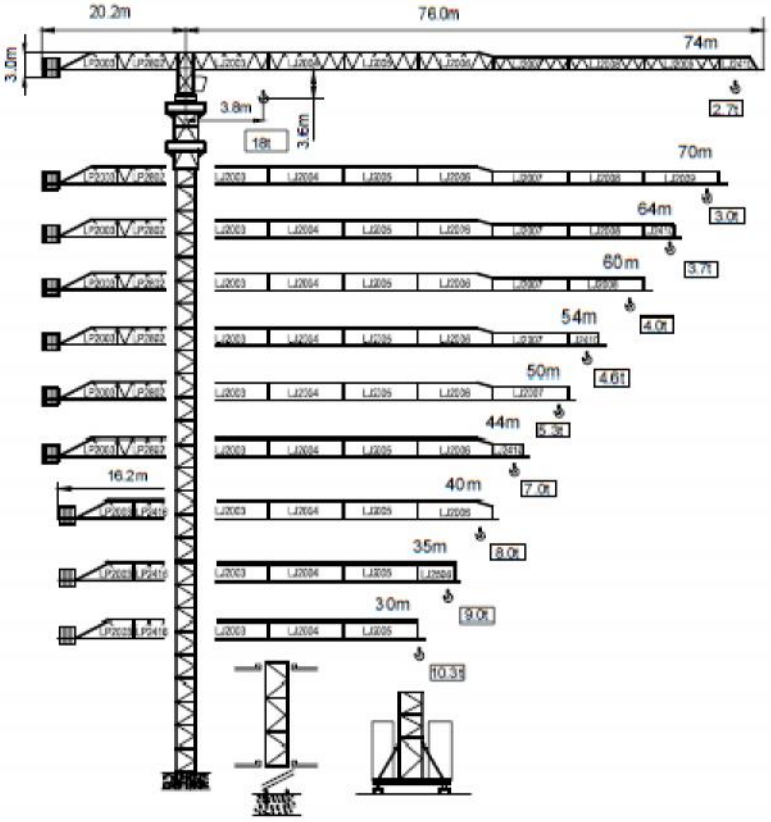


Fig. 1.1.1-1

NOTE: The mast sections are also available in 5500-mm or standard 3000-mm lengths

Bigge This information is for reference use only. Operators manual should be consulted and adhered to. Please contact Bigge Crane and Rigging Co. at 888-337-BIGGE or email towers@bigge.com for further information. Bigge

Technical Data

Layout Dimensions | Speed : 1.5, 1.75 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load (kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.5 ~ 1.75	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4200	2800	7150	5300
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4500	3100	7500	5500
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4900	3400	8150	5900
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	5250	3700	8600	6150
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5750	4100	9850	6900
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	6150	4300	10550	7300
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	9400	7750	15450	11500
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	10000	8250	16850	12300
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	11500	8700	18550	13300
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[EN Code]

1.5 ~ 1.75	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4200	2800	7150	5300
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4500	3100	7500	5500
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4900	3400	8150	5900
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	5250	3700	8600	6150
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5750	4100	9850	6900
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	6150	4300	10550	7300
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	9400	7750	15450	11500
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	10000	8250	16850	12300
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	11500	8700	18550	13300
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[Malaysia]

1.5 ~ 1.75	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4200	2800	7150	5300
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4500	3100	7500	5500
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4900	3400	8150	5900
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	5250	3700	8600	6150
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5750	4100	9850	6900
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	6150	4300	10550	7300
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	9400	7750	15450	11500
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	10000	8250	16850	12300
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	11500	8700	18550	13300

BIODATA PENULIS

Ega Rizky Setyawanto lahir di Surabaya pada tanggal 31 Oktober 1994, merupakan anak kedua dari tiga bersaudara pasangan Meiwan Supriyanto dan Tutik Susilowati.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Kaliasin VII Surabaya (2000-2006), SMPN 3 Surabaya (2006-2009), dan SMAN 9 Surabaya (2009-2012). Penulis melanjutkan pendidikan sarjana di Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya angkatan 2012 dan terdaftar dengan NRP 3112100065. Bagi penulis menempuh pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya merupakan suatu kesempatan yang tidak akan datang untuk kedua kalinya,sekaligus merupakan suatu kebanggaan. Penulis dapat dihubungi melalui email egariz31@yahoo.com